

## NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

### ÍNDICE

NOTACIÓN .....	2
1. CONSIDERACIONES GENERALES .....	3
1.1 Alcance .....	3
1.2 Unidades .....	3
2. ACCIONES DE DISEÑO.....	4
2.1 Tipos de acciones, según su duración.....	4
2.2 Intensidades de diseño.....	4
2.3 Combinaciones de acciones.....	4
3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL .....	6
3.1 Estados límite.....	6
3.2 Resistencias de diseño.....	6
3.3 Condiciones de diseño .....	6
3.4 Factores de carga .....	7
3.5 Pruebas de carga .....	7
4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO .....	8
4.1 Desplazamientos .....	8
4.2 Vibraciones.....	8
4.3 Otros estados límite .....	8
5. ACCIONES PERMANENTES .....	9
5.1 Cargas muertas.....	9
5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos.....	9
6. ACCIONES VARIABLES .....	10
6.1 Cargas vivas.....	10
6.2 Vibraciones de maquinaria.....	15
7. ACCIONES ACCIDENTALES.....	17
7.1 Sismo.....	17
7.2 Viento.....	17
7.3 Granizo y estancamiento de agua.....	17
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS.....	22

## NOTACIÓN

$A$	área tributaria, m <sup>2</sup> ; también, área de la sección transversal, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
$A_s$	área del refuerzo longitudinal en tensión, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
$A_s'$	área del refuerzo longitudinal en compresión, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
$b_p$	ancho del valle, m
$C$	coeficiente térmico de expansión lineal, 1/K (1/°C)
$C_p$	coeficiente de flexibilidad para los elementos principales
$C_s$	factor de pendiente para la revisión ante carga de granizo
$C_t$	coeficiente de flexibilidad para elementos secundarios
$d$	peralte efectivo del elemento, mm (cm)
$E$	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$F_C$	factor de carga
$H$	altura total del elemento, m
$H_s$	altura acumulada de granizo, m
$H_w$	tirante máximo de diseño para el nivel de agua, m
$I_p$	momento de inercia de los elementos principales sobre los que se apoyan los elementos secundarios, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )
$I_t$	momento de inercia de los elementos secundarios que resisten la carga de agua, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )
$L_l$	longitud del miembro a la temperatura $T_l$ , mm (cm)
$L_p$	longitud de los elementos principales, m
$L_{ph}$	proyección horizontal del techo que desagua hacia el valle, m
$L_t$	longitud de los elementos secundarios, m
$m$	pendiente de techo o cubierta (en grados)
$n$	relación de módulos de elasticidad
$p$	cuantía de refuerzo longitudinal a tensión, calculada como $100A_s/bd$
$p'$	cuantía de refuerzo longitudinal a compresión, calculada como $100A_s'/bd$
$P$	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera, mm (cm)
$S$	separación entre elementos secundarios, m
$V_{ma}$	Variación máxima anual de temperatura en el sitio de la obra, K (°C)
$W$	carga viva unitaria media, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
$W_a$	carga viva unitaria instantánea, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
$W_m$	carga viva unitaria máxima, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
$W_g$	carga debido a granizo, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
$W_p$	carga debido al granizo de la proyección horizontal del techo, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
$\epsilon_f$	deformación unitaria debido a contracción por secado final
$\Delta G_{2l}$	incremento del gradiente medio de temperatura; diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras, K/mm (°C/cm)
$\Delta K_{2l}$	cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor $\Delta G_1$ a un valor $\Delta G_2$ , 1/mm (1/cm)
$\Delta L_{2l}$	cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor $T_1$ a otro $T_2$ , mm (cm)
$\Delta T_{2l}$	incremento de temperatura media, K (°C)
$\Delta T$	incremento de temperatura, K (°C)
$\nu$	relación de Poisson

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1 Alcance

1.1.1 Esta Norma tiene los objetivos a) a c) siguientes:

- a) Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural
- b) Establecer 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, de manera de satisfacer lo estipulado en el Reglamento
- c) 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.

### 1.2 Unidades

1.2.1 Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI) y, en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

1.2.2 Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 2. ACCIONES DE DISEÑO

### 2.1 Tipos de acciones, según su duración

2.1.1 Se considerarán las tres categorías de acciones a) a c), 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
- 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; los efectos del viento; las cargas de granizo y estancamiento (o inundación); 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.

### 2.2 Intensidades de diseño

2.2.1 Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por el Instituto y con base en los criterios generales siguientes a) a c):

- 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
  - 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 cincuenta años, excepto para aquellas, tales como los efectos de sismo o de viento, en que las normas técnicas correspondientes establezcan específicamente otros valores.

2.2.2 Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

### 2.3 Combinaciones de acciones

2.3.1 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) y b):

- 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 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
- 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. 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 definidos en 3.4.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

### 3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.1 Estados límite

**3.1.1** Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con el Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros implican la ocurrencia de modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

#### 3.2 Resistencias de diseño

##### 3.2.1 Definición

**3.2.1.1** Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

**3.2.1.2** En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

##### 3.2.2 Determinación de resistencias de diseño

**3.2.2.1** La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con 3.3 y 3.4.

**3.2.2.2** Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

**3.2.2.3** La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

**3.2.2.4** Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

**3.2.2.5** El tipo de ensayos, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por el Instituto, el cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Reglamento.

#### 3.3 Condiciones de diseño

**3.3.1** Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en 2.3 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 3.4.

**3.3.2** También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, multiplicadas por un factor de carga unitario.

### 3.4 Factores de carga

**3.4.1** Para determinar el factor de carga,  $F_c$ , se aplicarán las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones clasificadas en 2.3.1.a, para estructuras del Grupo B se aplicará un factor de carga igual a 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables, mientras que para las del Grupo A serán igual a 1.5 y 1.7, respectivamente
- b) Para combinaciones de acciones clasificadas en 2.3.1.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación
- c) 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; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con 2.2
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

**3.4.2** En la revisión de la seguridad estructural de edificios y, en su caso, en la rehabilitación de ello, se observará lo indicado en la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

### 3.5 Pruebas de carga

**3.5.1** Cuando exista duda en cuanto a la resistencia y/o rigidez de la estructura ante las acciones de diseño o en relación con el cumplimiento de los procesos constructivos requeridos, será necesario comprobar su seguridad mediante pruebas de carga.

**3.5.2** Se deberán ejecutar pruebas de carga en los casos a) o b) siguientes:

- a) En todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas, como son edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos y centros comerciales
- b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.

**3.5.3** Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensayos y el tipo de información que se espera recabar de él. La carga de diseño se establecerá de manera de producir los efectos más desfavorables en la construcción. La prueba podrá realizarse sobre prototipos o modelos de la estructura que reproduzcan fielmente las condiciones reales, en particular las formas de apoyo y de aplicación de las cargas.

**3.5.4** El método de ensayos y los detalles correspondientes deberán definirse específicamente para cada caso de interés, teniendo en cuenta la necesidad de obtener información confiable para despejar las dudas que motivan la realización de la prueba. Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura cuando menos durante 24 h. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre el colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento, deformación o curvatura de un elemento estructural o una sección de él. Si 24 h después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de 75 por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos 72 h a partir de la terminación de la primera.

**3.5.5** Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza la recuperación, en 24 h, del 75 por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

**3.5.6** Si la estructura pasa la prueba, pero manifiesta daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

## 4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

### 4.1 Desplazamientos

**4.1.1** En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si se satisfacen las condiciones a) y b) siguientes:

- a) Los límites de desplazamiento vertical en el centro de vigas y en losas, en el que se incluyen efectos a largo plazo, establecidos en las Normas del material que corresponda al sistema de piso o techo y que dependen de la posible afectación a elementos no estructurales
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura que no exceda al calculado como 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.

### 4.2 Vibraciones

**4.2.1** Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en 4.1. Además, 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. En la NTC-Acero, la NTC-Concreto y la NTC-Mampostería se establecen criterios particulares para los sistemas de piso de concreto y compuestos.

### 4.3 Otros estados límite

**4.3.1** Además de lo estipulado en 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 5. ACCIONES PERMANENTES

### 5.1 Cargas muertas

#### 5.1.1 Definición y evaluación

**5.1.1.1** Se considerarán como cargas muertas 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.

**5.1.1.2** Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. 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 el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

#### 5.1.2 Peso muerto de losas de concreto

**5.1.2.1** El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en  $0.2 \text{ kN/m}^2$  ( $20 \text{ kg/m}^2$ ). 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 se incrementará también en  $0.2 \text{ kN/m}^2$  ( $20 \text{ kg/m}^2$ ) de manera que el incremento total será de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  ( $40 \text{ kg/m}^2$ ). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

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

### 5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

**5.2.1** Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en la NTC-Cimentaciones.

**5.2.2** Para determinar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

## 6. ACCIONES VARIABLES

### 6.1 Cargas vivas

#### 6.1.1 Definiciones

**6.1.1.1** Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en 6.1.2.

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

**6.1.1.3** 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.

#### 6.1.2 Disposiciones generales

**6.1.2.1** Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- La carga viva máxima  $W_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales
- La carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para diseño por cargas accidentales, como sismo o viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área
- La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas
- 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 2.2.

**6.1.2.2** Las cargas uniformes de la tabla 6.1.2.2 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

#### 6.1.3 Cargas vivas transitorias

**6.1.3.1** 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 que 1.5 kN/m<sup>2</sup> (150 kg/m<sup>2</sup>). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

#### 6.1.4 Cambios de uso o remodelación

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

**Tabla 6.1.2.2 - Cargas vivas unitarias, kN/m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>)**

Destino de piso o cubierta	<i>W</i>	<i>W<sub>a</sub></i>	<i>W<sub>m</sub></i>	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	[1]
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	[2]
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	[3] y [4]
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	[5]
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	[5]
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	$W_m$	[6]
h) Cubiertas y azoteas				
- Pendiente no mayor que 5%	1.5 (15)	7 (70)	10 (100)	[4], [7] y [8]
- Pendiente de 6 a 10%	1 (10)	3 (30)	6 (60)	[4], [7] y [8]
- Pendiente de 11 a 20%	0.5 (5)	2 (20)	4 (40)	[4], [7] y [8]
- Pendiente mayor que 20%	0.5 (5)	2 (20)	3 (30)	[4], [7] y [8]
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	[9]

[1] Para elementos con área tributaria mayor que 36 m<sup>2</sup>, *W<sub>m</sub>* podrá reducirse, tomando su valor en kN/m<sup>2</sup> igual a

$$0.6 + \frac{7.8}{\sqrt{A}}$$

$$\left(60 + \frac{780}{\sqrt{A}}\right)$$

donde

*A* es el área tributaria en m<sup>2</sup>. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de *W<sub>m</sub>*, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica. Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de *W<sub>m</sub>*, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm 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 que 36 m<sup>2</sup>, *W<sub>m</sub>* podrá reducirse, tomando su valor en kN/m<sup>2</sup> igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}}\right)$$

Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de  $W_m$ , una carga de 10 kN (1 000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm 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 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (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 inciso (a) de la tabla 6.1.2.2.

[4] Para el diseño de los pretilos y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor que 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

[5] En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

[6] Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de 2.2 la carga unitaria,  $W_m$ , que no será inferior a 3.5 kN/m<sup>2</sup> (350 kg/m<sup>2</sup>) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

[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 en 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 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

[8] Cuando se coloquen equipos de poco peso en las azoteas y cubiertas ligeras, como pueden ser paneles solares, se podrá considerar su peso como parte de la carga viva nominal si su magnitud no es mayor que la carga viva instantánea y que estos equipos por su fragilidad no permiten el paso de personas sobre de ellos o la colocación de otros elementos que impongan carga viva en el mismo lugar. Además, deberán instalarse a una altura no mayor que 600 mm ni menor que 100 mm. Si no se cumple lo anterior, el peso de los equipos se deberá considerar explícitamente como carga muerta.

*Comentario:*

*El sustituir el peso de los paneles solares dentro de las cargas vivas se ha vuelto una práctica común en diferentes códigos en los Estados Unidos (por ejemplo, ASCE-SEI-22 y el código de construcción para el estado de California (2022)) donde debido a la fragilidad propia de estos elementos, las personas no pueden caminar sobre de ellos ni se pueden colocar elementos por arriba por lo que se generan áreas donde no podría haber carga viva adicional. De igual forma se limita la altura a la que deben estar dado que a mayor altura ya podría considerarse un paso por abajo donde podría existir carga.*

[9] Más una concentración de 15 kN (1 500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

## 6.2.2 Hundimientos diferenciales

**6.2.2.1** Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse la NTC-Cimentaciones. Para equipo sensible a este tipo de perturbaciones, los valores tolerables deberán establecerse con base en los criterios que establezcan los fabricantes. Para otros sistemas, los efectos de hundimientos diferenciales sobre una estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la tabla 6.2.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos a) y b):

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 20 mm, siempre que el suelo sobre el que se asiente la construcción no posea heterogeneidades pronunciadas en planta y no contenga arcillas expansivas
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana o en suelo cuyo número de golpes en la prueba de penetración estándar sea mayor que 20 por cada 300 mm de profundidad, desde la superficie de desplante de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta, y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.

**6.2.2.2** Cuando se cuente con información abundante de acuerdo con la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables que ella a los asentamientos, y dicha experiencia muestre que los hundimientos diferenciales carecen de importancia para el diseño de tales construcciones.

### 6.2.3 Deformaciones producidas por cambios de temperatura

**6.2.3.1** Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan 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 trate de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento. Para edificios industriales el límite anterior podrá incrementarse hasta 60 m para edificios únicamente con extractores de aire y hasta 100 m si cuenta con equipos de aire acondicionado. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura no excedan 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

*Comentario:*

*Acorde con la bibliografía especializada donde se definen valores máximos para las juntas por expansión térmica tal como NBC (1974) y el manual AISC, las juntas por expansión térmica se requieren cada 100 m en edificios que cuentan con sistema de aire acondicionado, esta longitud se reduce a 60 m en naves que cuenta solo con extractores.*

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

**6.2.3.3** Para cuantificar los efectos de cambios de temperatura, se cuantificarán inicialmente los cambios totales en longitud y curvatura de los miembros estructurales, sin considerar las restricciones impuestas por otros miembros o apoyos. Conocidos estos cambios totales de los miembros individuales, se procederá al análisis de la estructura como conjunto, debiéndose satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad. El comportamiento de la estructura podrá suponerse elástico lineal o elasto-plástico, si el tiempo no interviene como variable, o bien visco-elástico o visco-plástico, en caso de que se considere el tiempo.

**6.2.3.4** Para el cálculo de variaciones totales de longitud y curvatura de miembros individuales, podrán realizarse análisis de flujo térmico que consideren las propiedades térmicas y grados de exposición de los elementos estructurales o bien las ecuaciones 6.2.3.4.a y 6.2.3.4.b:

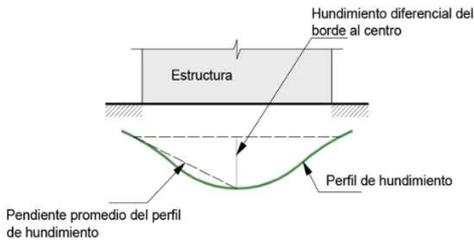
$$\Delta L_{21} = CL_1 (\Delta T_{21}) \quad (6.2.3.4.a)$$

$$\Delta K_{21} = C (\Delta G_{21}) \quad (6.2.3.4.b)$$

donde  $\Delta T_{21} = T_2 - T_1$  y  $\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

**Tabla 6.2.2.1 - Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras**

Tipo de estructura	Hundimiento diferencial tolerable, m <sup>[1]</sup>	Observaciones
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido  Extremo fijo Extremo móvil	0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los detalles de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base deben diseñarse de tal manera que eviten fisuramiento y pandeo local
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la grúa. El asentamiento relativo entre guías en general no rige el desempeño
Losa de cimentación rectangular o zapatas anulares rígidas para estructuras rígidas esbeltas y altas, como torres, silos, tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías reforzadas de concreto con juntas	0.015 (variación del ángulo en una junta)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de hundimiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal
Marcos de acero: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	0.006 0.006(1.255-0.0636n) 0.0018	n = número de pisos
Marcos de concreto reforzado: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	0.004 0.004(1.255-0.0636n) 0.0012	n = número de pisos Deberá considerarse también como valor máximo tolerable un incremento semanal del hundimiento igual a 0.002 veces la distancia entre columnas
Estructuras de acero de una o dos plantas, armaduras para cubierta, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.008	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión puede limitar el hundimiento tolerable
Casas de una o dos plantas, con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras	0.002 a 0.003	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco o paneles móviles	0.002 a 0.003	La posibilidad de daños en la estructura puede limitar los desplazamientos tolerables
Estructuras con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra ornamental, teja	0.001 a 0.002	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la aplicación de los acabados
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas, sobre losa de cimentación estructurada con espesor aproximado de 1.20 m	0.005	La posibilidad de daños a los acabados interiores o exteriores puede limitar los asentamientos tolerables
	Salvo indicación en contra, el hundimiento diferencial tolerable se expresa en radianes, y se refiere al asentamiento diferencial del centro del perfil de asentamientos con respecto a la línea recta que une ambos extremos, en la configuración deformada de la cimentación. Esto se muestra gráficamente en la figura de la izquierda	

**6.2.3.4.1** En la tabla 6.2.3.4.1 se presentan valores de *C* para materiales comunes. Para otros materiales se supondrán valores que, según pruebas de laboratorio, correspondan a una probabilidad baja de ser excedidos.

**Tabla 6.2.3.4.1 - Coeficientes térmicos de expansión lineal**

Material	Coefficiente C, 1/K o 1/°C
Acero	0.0000120
Concreto	0.0000143
Mampostería de ladrillo	0.0000055
Mampostería de piedra	0.0000063
Aluminio	0.0000231

6.2.3.5 En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de  $\Delta T_{2l}$  y  $\Delta G_{2l}$  podrán aplicarse los criterios expuestos en la tabla 6.2.3.5.

**Tabla 6.2.3.5 - Criterios para determinar los incrementos de temperatura y gradiente de temperatura medios para elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie**

Caso	Espesor del elemento, e, mm,	Incremento de temperatura media, $\Delta T_{2l}$	Incremento de gradiente medio de temperatura, $\Delta G_{2l}$
I - Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares	$e \leq 100$	$\pm 1.2V_{ma}$ <sup>[1]</sup>	0
	$e \geq 500$	$\pm 0.36V_{ma}$	0
	$100 \leq e \leq 500$	Interpolarse linealmente entre los valores anteriores	0
II - Todas las caras expuestas al medio ambiente; cuando menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado)	$e \leq 100$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.5V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.0V_{ma}$	$V_{ma}/e$
	$e \geq 500$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60V_{ma}$	$0.3V_{ma}/e$
	$100 \leq e \leq 500$	Interpolarse linealmente entre los valores anteriores	

<sup>[1]</sup>  $V_{ma}$ : variación máxima anual de temperatura en el sitio de la obra. Puede considerarse igual a la temperatura máxima del mes más caluroso menos la temperatura mínima del mes más frío; a falta de información local específica, la variación anual puede tomarse igual a 298 K (25°C). Se aceptará determinar los efectos de temperatura mediante la consulta de las estaciones meteorológicas en línea (por ejemplo, el sistema PEMBU -<https://www.ruoa.unam.mx/pembu/>-) siempre que la estación se encuentre a una distancia lineal máxima de 5 km medidos desde el proyecto en análisis.

## 6.2.4 Efectos de contracción por fraguado

6.2.4.1 Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura y a contracción por fraguado no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

6.2.4.2 En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede tomarse igual a 0.00035 o estimarse mediante un análisis detallado, de acuerdo con la tabla 6.2.4.2.

## 6.2 Vibraciones de maquinaria

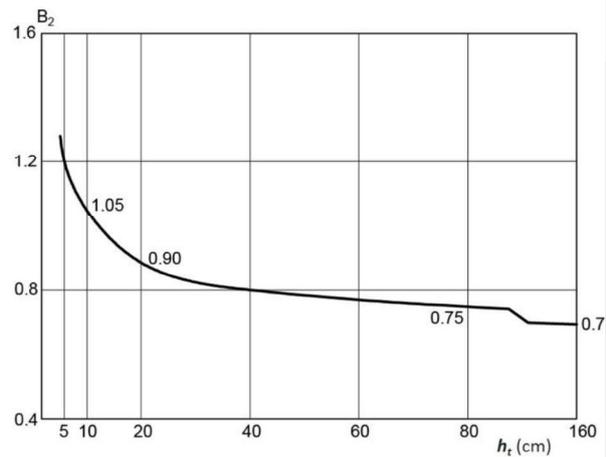
6.3.1 En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en 4.2.

**Tabla 6.2.4.2 - Estimación de la contracción unitaria en elementos de concreto**

Elemento estructural		Contracción unitaria	Curvatura
Elemento de concreto simple, cuyas caras están expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas		$\epsilon_f = B_1 B_2$	--
Pavimentos de concreto simple, de espesor $h$ , con cara inferior en contacto con el suelo, que puede estar húmedo la mayor parte del tiempo		$\epsilon_f = 0.5 B_1 B_2$	$\phi = \frac{B_1 B_2}{H}$
Elementos reforzados con caras expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$n(p-p') \leq 30$	$\epsilon = \epsilon_f \left( \frac{1}{1 + 0.02n p'} - 0.16\alpha \right)$	$\phi = 0.32 \frac{\epsilon_f}{H} n(p-p')$
	$n(p-p') > 30$	$\epsilon = \epsilon_f \left( \frac{1}{1 + 0.02n p'} - 0.5 \right)$	$\phi = \epsilon_f / H$

$B_1 = C(0.5 + 0.25r^{1/2})$ ;  $B_2$  es una función de  $h_t$  que corrige por la contracción en función del área expuesta del elemento y de la humedad ambiente, según se muestra en la figura anexa;  $r$  es el revenimiento en centímetros;  $h_t = 2A\lambda/P$ ,  $C$  y  $\lambda$  están dados en la tabla anexa, según el nivel de exposición a la humedad, y  $\alpha = (np - np')^{1/3}$ .

Exposición	Humedad relativa	C	$\lambda$
En el agua		-0.0001	30.0
Muy húmeda	90%	0.00015	5.0
Humedad moderada	70%	0.0002	1.5
Seca	40%	0.0004	1.0



Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 7. ACCIONES ACCIDENTALES

### 7.1 Sismo

7.1.1 Para diseño sísmico se determinarán las acciones de acuerdo con la NTC-Sismo.

### 7.2 Viento

7.2.1 Para diseño por viento se calcularán las acciones de conformidad con lo dispuesto en la NTC-Viento.

### 7.3 Granizo y estancamiento de agua

#### 7.3.1 Condiciones de diseño

7.3.1.1 Deberá revisarse la seguridad de cubiertas y azoteas expuestas a cargas de granizo. Los elementos en fondos de valles de techos inclinados deberán revisarse ante los efectos de acumulación de granizo. Adicionalmente estos elementos deberán diseñarse de manera que se eviten los efectos de inestabilidad por estancamiento de agua.

7.3.1.3 Para combinaciones de carga donde se incluyan cargas debido a granizo no será necesario considerar los efectos de la carga viva instantánea actuando de manera simultánea en cubiertas y azoteas.

*Comentario:*

*Muchas de las fallas observadas durante tormentas con granizo se han debido a acumulaciones locales de granizo y agua que producen un efecto de estancamiento en la cubierta. El propósito de esta sección es definir los requisitos mínimos para tomar en cuenta este tipo de acciones.*

*Se considera que por su duración es poco probable que la carga por granizo ocurra de manera simultánea con el valor de carga viva instantánea en los techos.*

*Si bien las cargas factorizadas producidas solamente por las cargas variables en azoteas con pendiente menor que 5 por ciento resultarían en una mayor magnitud que las que se esperan por una carga accidental por granizo, es necesario realizar la revisión por estabilidad y estancamiento ante cargas de granizo.*

#### 7.3.2 Carga uniforme debido a granizo

7.3.2.1 La carga uniforme debido a granizo  $W_g$  se obtendrá mediante la ec. 7.3.2.1. En techos inclinados o curvos esta carga se supondrá actuando en la proyección horizontal de la superficie. El valor de  $W_g$  no se tomará menor que 0.25 kN/m<sup>2</sup> (25 kg/m<sup>2</sup>):

$$W_g = 9.0 H_s C_s \quad (7.3.2.1)$$

$$(W_g = 900 H_s C_s)$$

*Comentario:*

*Por consistencia con las medidas obtenidas del análisis de amenaza se propone utilizar a la altura acumulada de granizo como medida de intensidad, la cual es usada para establecer cargas de nieve en distintos reglamentos y la carga de granizo en el caso del reglamento ecuatoriano (MIDUVI, 2014). Los periodos de retorno propuestos se toman para ser consistentes con lo establecido en la NTC-Viento.*

*La densidad del granizo depende en gran medida de su diámetro, tomando valores entre 400-900 kg/m<sup>3</sup>; para diámetros pequeños la densidad del granizo suele ser menor, mientras que cuando el granizo se derrite y se combina con agua de lluvia su densidad se incrementa, aproximándose a la densidad de hielo (Heymsfield et al., 2014). En la Norma se propone tomar un valor de densidad de 900 kg/m<sup>3</sup>.*

*El valor de  $W_g$  se debe tomar al menos igual a 0.25 kN/m<sup>2</sup> (25 kg/m<sup>2</sup>) para considerar la posibilidad de que cierta cantidad de granizo se mantenga en los valles de las láminas, aunque el techo tenga pendiente pronunciada.*

7.3.2.2 El valor de la altura acumulada por granizo  $H_s$  (en metros) se deberá obtener de la tabla 7.3.2.2 y dependerá del grupo de la estructura, según el Reglamento.

**Tabla 7.3.2.2 – Valor de  $H_s$  según el grupo de la estructura**

Grupo	Periodo de retorno, años	$H_s$ , m
A	200	0.165
B	50	0.125
Edificación temporal	10	0.090

*Comentario:*

*Se propone utilizar los mismos periodos de retorno que actualmente se utilizan para diseño por viento para los distintos grupos de estructuras y estructuras temporales. Esta consideración da consistencia entre acciones accidentales.*

*Los valores de la tabla 7.3.2.2 se obtuvieron de un análisis de amenaza realizado para la Ciudad de México y representa el valor máximo estimado en cualquier punto de la ciudad, lo que podría resultar conservador. Para techos de pendientes bajas (menores que 5 por ciento), la magnitud de las cargas es similar a la versión de 2017 de la Norma (se obtiene un valor de 1.13 kN/m<sup>2</sup> o 112.75 kg/m<sup>2</sup>) para estructuras del Grupo B.*

**7.3.2.3** El factor de pendiente  $C_s$  dependerá del valor del ángulo de pendiente del techo  $m$ , en grados, de acuerdo con la tabla 7.3.2.3.

**Tabla 7.3.2.3 – Valor de  $C_s$  según el ángulo de la pendiente**

Pendiente	$C_s$
<5°	1.0
≥5° hasta ≤70°	$1.0 - \frac{m - 5^\circ}{65^\circ}$
>70°	0.0

*Comentario:*

*El factor de pendiente se tomó del reglamento ASCE 7 (ASCE, 2022) de su capítulo para cargas por nieve, correspondiente al factor de techos y superficies sin obstruir. Este criterio es similar al establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2017).*

### 7.3.3 Revisión de valles

**7.3.3.1** En el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debido a granizo a partir de la proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle  $L_{ph}$  y que dependerá del ángulo de pendiente del techo  $m$ , en grados,:

$$W_p = 9.0 H_s (1 - C_s) L_{ph} \tag{7.3.3.1}$$

$$(W_p = 900 H_s (1 - C_s) L_{ph})$$

Esta carga no actuará de manera simultánea con la carga uniforme debido a granizo según lo indicado en 7.3.1.2.

**7.3.3.2** La carga  $W_p$  se considerará actuando de manera uniforme en el valle en un ancho  $b_p$  de acuerdo con la ec. 7.3.3.2:

$$b_p = \sqrt{\frac{W_p}{4.50 \tan(m)}} \tag{7.3.3.2}$$

$$\left( b_p = \sqrt{\frac{W_p}{450 \tan(m)}} \right)$$

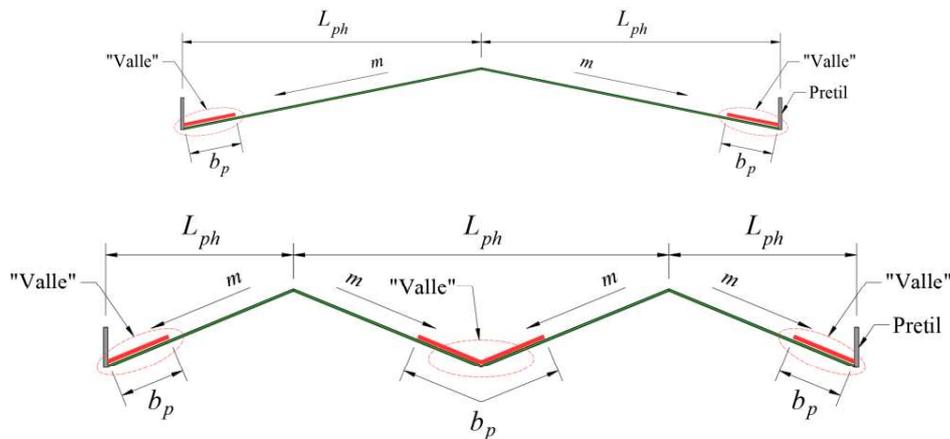


Figura 7.3.3.2 – Definición de las variables  $L_{ph}$  y  $b_p$

7.3.3.3 Cuando el valle se conforme de dos pendientes diferentes se permitirá la ponderación de las cargas y del ancho actuante a partir del valor de su proyección horizontal respectiva.

#### 7.3.4 Inestabilidad por estancamiento de granizo

7.3.4.1 Deberá revisarse que bajo las condiciones de carga de granizo, la pendiente en todos los puntos de la cubierta o azotea permita el drenaje adecuado de agua y se evite el efecto de inestabilidad por estancamiento de agua.

7.3.4.2 Para cumplir con 7.3.4.1 deberá asegurarse que la deflexión producto de las cargas por granizo y las cargas permanentes en los elementos del techo o cubierta no exceda un valor igual al claro del elemento dividido entre 240. Esta revisión será obligatoria al presentarse cualquiera de las siguientes condiciones a) a d):

- Cubiertas con pendiente menor o igual que 2 por ciento ( $1.15^\circ$ )
- Cubiertas con pendiente menor que 8 por ciento ( $4.6^\circ$ ) cuyos elementos secundarios sean paralelos al borde libre para el drenaje
- Cubiertas con pendiente igual o mayor que 8 por ciento ( $4.6^\circ$ ) donde los elementos secundarios sean paralelos al borde libre para el drenaje, y la separación entre ellos sea mayor que el claro del elemento dividido entre 16
- Cubiertas en las que se identifique una posible acumulación de granizo debido a la obstrucción del drenaje.

*Comentario:*

*Cuando el techo se encuentra cubierto por granizo, la deflexión de elementos estructurales puede producir zonas locales donde el agua comienza a acumularse, aumentando la carga que deben resistir estos elementos hasta llegar a su falla.*

*Los criterios para la revisión de inestabilidad por estancamiento por granizo se basan en los establecidos por el ASCE 7 (ASCE, 2022) para efectos de estancamiento por lluvia.*

*En general, cubiertas con pendiente por encima de 2 por ciento suelen tener capacidad de drenaje suficiente para evitar problemas de estancamiento. Se decidió limitar la revisión a cubiertas con 8 por ciento para mantener consistencia con el resto de la norma.*

#### 7.3.5 Inestabilidad por estancamiento en cubiertas ligeras por acumulación de agua

7.3.5.1 Además de satisfacer 7.3.4, en cubiertas ligeras con pendiente menor que 2 por ciento ( $1.15^\circ$ ), se deberá realizar un análisis detallado para verificar que los elementos estructurales tengan suficiente rigidez ante los efectos de estancamiento, dado que a mayor deformación de la cubierta mayor será la cantidad de agua que se acumula para evitar la inestabilidad por la deformación.

7.3.5.2 Se deberá establecer un tirante máximo de diseño para el nivel de agua,  $H_w$ , en las zonas donde se podría acumular el agua, bajo la suposición de que el sistema de drenaje primario se encuentra bloqueado y que el agua se acumulará hasta

alcanzar un nivel donde desalojará por el borde del edificio o los rebosaderos de emergencia. El tirante  $H_w$  no podrá ser menor que 50 mm. Se aceptará usar un tirante de 200 mm cuando se desconozcan las características del drenaje o los niveles máximos de lluvia en la zona donde se ubica el predio.

*Comentario:*

*En edificios sin pretilas estrictamente no es necesario considerar la acumulación de agua dado que ésta fluye directamente. Sin embargo, es conveniente hacer la revisión al menos para un tirante de 50 mm (equivalente a 0.5 kN/m<sup>2</sup> o 50 kg/m<sup>2</sup>) ya que pueden existir guarniciones o algún bloqueo accidental. Esta consideración coincide con las recomendaciones del Manual ASCE-SAE-19 donde se estima que en los primeros 15 minutos se acumulará la mitad de la altura de los sistemas primarios de drenaje que comúnmente miden 10 cm (4 pulg.).*

*El valor de 200 mm (equivalente a 2 kN/m<sup>2</sup> o 200 kg/m<sup>2</sup>) se considera conservador y es similar al definido en el Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2017) donde se recomienda que si no se tiene otra referencia se podrá usar este valor.*

*Si no se conocen los niveles máximos de lluvia en el sitio, de forma similar a temperatura, podrán consultarse los datos estadísticos de estaciones meteorológicas a 5 km a la redonda o en su caso, solicitar un estudio hidrológico en el sitio como se suele hacer en naves industriales para diseñar cárcamos y cisternas para agua de lluvia. También es importante conocer la topografía del sitio. Las estructuras más cercanas a las bases de cerros están más expuestas a la acumulación de agua*

**7.3.5.3** La capacidad de los elementos estructurales de los tableros sometidos a estancamiento de agua deberá evaluarse por medio de un análisis incremental del nivel de agua que considere el cambio en la pendiente del techo debido a la deformación acumulada hasta alcanzar la falla de los elementos. El valor resultante será la altura máxima del tirante de agua  $H_w$  que soporta el sistema estructural.

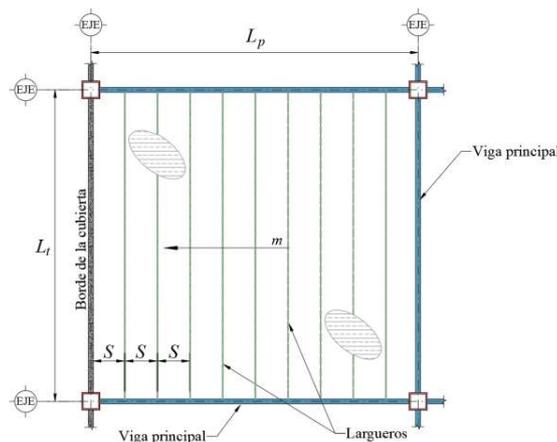
**7.3.5.4** De manera aproximada se podrá omitir el análisis anterior si se verifica que se cumple la condición de la ec. 7.3.5.4.a:

$$C_p + 0.9C_t \leq 0.25 \tag{7.3.5.4.a}$$

donde los coeficientes de flexibilidad (en m/kg) para elementos principales y secundarios ( $C_p$  y  $C_t$ ) se podrán evaluar por medio de las ecs. 7.3.5.4.b, y 7.3.5.4.c, respectivamente:

$$C_p = \frac{504L_t L_p^4}{10^4 I_p} \tag{7.3.5.4.b}$$

$$C_t = \frac{504S L_t^4}{10^4 I_t} \tag{7.3.5.4.c}$$



**Figura 7.3.5.4 – Definición de las variables  $L_t$ ,  $L_p$  y  $S$**

**7.3.5.5** El sistema de desalojo del agua de la cubierta deberá ser diseñado de tal manera que se garantice la salida inmediata del agua para la lluvia máxima probable. Este valor de lluvia podrá obtenerse de estaciones meteorológicas o de estudios específicos hidrológicos. En caso contrario, se aceptará diseñar para la lluvia máxima probable con un valor de 200 mm, como el definido en 7.3.5.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

ANSI/AISC (2022), “Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Chicago Illinois.

ASCE, 2022, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7a ed: Reston, VA, American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.

ASCE 7-22, 2022, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Reston, VA, American Society of Civil Engineers.

CBSC (2022), “California Building Code: Chapter 16 Structural Design”, California Code of Regulations.

CFE, 2017, Manual de diseño de Obras Civiles: Acciones: Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Ingeniería.

Heymansfield, A.J., Giammanco, I.M., Wright, R., 2014, Terminal velocities and kinetic energies of natural hailstones: Geophysical Research Letters 41(23), 8666–8672. <https://doi.org/10.1002/2014GL062324>

MIDUVI, 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas): Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NRC, 1974, “Expansion Joints in Buildings”, Technical Report No 65, National Academy of Sciences, Washington, DC. Federal Construction.

Espacio en blanco dejado de manera intencional