



## NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

### ÍNDICE

### NOTACIÓN

#### 1. CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades

#### 2. ACCIONES DE DISEÑO

- 2.1 Tipos de acciones, según su duración
- 2.2 Intensidades de diseño
- 2.3 Combinaciones de acciones

#### 3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- 3.1 Estados límite
- 3.2 Resistencia de diseño
  - 3.2.1 Definición
  - 3.2.2 Determinación de resistencias de diseño
- 3.3 Condiciones de diseño
- 3.4 Factores de carga
- 3.5 Pruebas de carga

#### 4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- 4.1 Desplazamientos
- 4.2 Vibraciones
- 4.3 Otros estados límite

#### 5. ACCIONES PERMANENTES

- 5.1 Cargas muertas
  - 5.1.1 Definición y evaluación
  - 5.1.2 Peso muerto de losas de concreto
- 5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

#### 6. CARGAS VARIABLES

- 6.1 Cargas vivas
  - 6.1.1 Definiciones
  - 6.1.2 Disposiciones generales
  - 6.1.3 Cargas vivas transitorias
  - 6.1.4 Cambios de uso
- 6.2 Deformaciones impuestas
  - 6.2.1 Hundimientos diferenciales
  - 6.2.2 Deformaciones debidas a cambios de temperaturas
  - 6.2.3 Efectos de construcción por fraguado
- 6.3 Vibraciones de maquinaria

## NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

### NOTACIÓN

A	área tributaria, m <sup>2</sup>
c <sub>t</sub>	coeficiente de dilatación térmica
E	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
F <sub>C</sub>	factor de carga
W	carga viva unitaria media, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
W <sub>a</sub>	carga viva unitaria instantánea, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
W <sub>m</sub>	carga viva unitaria máxima, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
Δ <sub>t</sub>	incremento de temperatura, grados Kelvin (°C)
v	relación de Poisson



## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

- 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 artículo 147 del 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

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.

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.

## 2. ACCIONES DE DISEÑO

### 2.1 Tipos de acciones, según su duración

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; los efectos del 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.

### 2.2 Intensidades de diseño

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

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**

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 3.4.

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 3.4.

## **3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **3.1 Estados límite**

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 los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Los segundos incluyen 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.

### **3.2 Resistencias de diseño**

#### **3.2.1 Definición**

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.



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

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 las secciones 3.3 y 3.4.

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.

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.

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.

El tipo de ensayo, 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 la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Sexto del Reglamento.

### 3.3 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 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 la sección 3.4.

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

Para determinar el factor de carga,  $F_C$ , se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.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 la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

### 3.5 Pruebas de carga

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia 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. También se requerirá realizar pruebas de carga en los siguientes casos:

a) En edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos, y en todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas.

b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.



Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensaye 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.

El método de ensaye 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 veinticuatro horas. 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 veinticuatro horas después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos setenta y dos horas a partir de la terminación de la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza, en veinticuatro horas, setenta y cinco por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

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**

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se 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; 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. 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.

### **4.2 Vibraciones**

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 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.

### **4.3 Otros estados límite**

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

## **5. ACCIONES PERMANENTES**

### **5.1 Cargas muertas**

#### **5.1.1 Definición y evaluación**

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.

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

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 kg/m<sup>2</sup>**). 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 kg/m<sup>2</sup>) de manera que el incremento total será de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  (40 kg/m<sup>2</sup>). 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.

### 5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valuar 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

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 el inciso 6.1.2.

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.

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

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá 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 para 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 carga 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; y
- 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 2.2.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

#### 6.1.3 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  $1.5 \text{ kN/m}^2$  (150 kg/m<sup>2</sup>). Se considerará, además, una concentración de  $1.5 \text{ kN}$  (150 kg) en el lugar más desfavorable.

#### 6.1.4 Cambios de uso o remodelación



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.

## 6.2 Deformaciones impuestas

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos, efectos de cambios de temperatura, efectos de contracción por fraguado, deformaciones impuestas por el proceso constructivo 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. Para miembros de concreto reforzado, el módulo de elasticidad se tomará igual al que corresponde a la suma de las deflexiones inmediatas más las diferidas, determinadas de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

### 6.2.1 Hundimientos diferenciales

Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse las NTC de 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 6.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos:

- Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2cm, siempre que el suelo sobre el que se asiente la construcción no posea heterogeneidades pronunciadas en planta y no contenga arcillas expansivas.
- 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 30cm 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.
- 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

### 6.2.2 Deformaciones producidas por cambios de temperatura

Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan de 30 metros 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. 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 el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

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.

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.

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 expresiones siguientes

$$\Delta L_{21} = CL_1 (\Delta T_{21})$$

$$\Delta K_{21} = C (\Delta G_{21})$$



donde:

$\Delta L_{21}$  = cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor  $T_1$  a otro  $T_2$

$L_1$  longitud del miembro a la temperatura  $T_1$

$\Delta T_{21} = T_2 - T_1$ , incremento de temperatura media

$C$  coeficiente térmico de expansión lineal

En la Tabla 6.2.2 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.

$\Delta K_{21}$  Cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor  $\Delta G_1$  a un valor  $\Delta G_2$

$\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$ , incremento del gradiente medio de temperatura, es decir, diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras

En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de  $\Delta T_{21}$  y  $\Delta G_{21}$  podrán aplicarse los criterios expuestos en la Tabla 6.2.3.

### 6.2.3 Efectos de contracción por fraguado

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.

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.

### 6.3 Vibraciones de maquinaria

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 la sección 4.2.

**Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>)**

Destino de piso o cubierta	W	W <sub>a</sub>	W <sub>m</sub>	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 <sub>m</sub>	0.9W <sub>m</sub>	W <sub>m</sub>	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
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)	10
---	-------------	--------------	--------------	----

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

$$0.6 + \frac{7.8}{\sqrt{A}}$$
$$\left( 60 + \frac{780}{\sqrt{A}}; \text{ en } kg/m^2 \right)$$

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 aquellos 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.

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

$$1.1 + \frac{110}{\sqrt{A}}$$
$$\left( 110 + \frac{1100}{\sqrt{A}}; \text{ en } kg/m^2 \right)$$

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 10 kN (1000 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<sub>m</sub>, 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.

<sup>3</sup> 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 6.1.1.

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

<sup>5</sup> En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.

<sup>6</sup> Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W<sub>m</sub>, 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.

<sup>7</sup> 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.



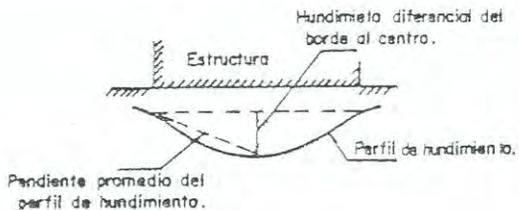
<sup>8</sup> Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

<sup>9</sup> Para tomar en cuenta el efecto de granizo,  $W_m$  se tomará igual a 1.0 kN/m<sup>2</sup> (100 kg/m<sup>2</sup>) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso i) y en la Nota 8.

<sup>10</sup> Más una concentración de 15 kN (1 500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

**Tabla 6.2.1 Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras**

TIPO DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE (m) *	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido  Extremo fijo Extremo móvil	0.008 0.002 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 forzadas 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.

**Tabla.6.2.2 Coeficientes térmicos de expansión lineal**

Material	Coeficiente C (1 / °C)
Acero	0.0000120
Concreto	0.0000143
Mampostería de ladrillo	0.0000055
Mampostería de piedra	0.0000063
Aluminio	0.0000231

**Tabla 6.2.3 Criterios para determinar los incrementos de temperatura y gradiente de temperatura medios para elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie**

CASO	Espesor del elemento, cm, e	Incremento de temperatura media, $\Delta T_{21}$	Incremento de gradiente medio de temperatura, $\Delta G_{21}$
I Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares	$e \leq 10$	$\pm 1.2 V_{ma} *$	0
	$e \geq 50$	$\pm 0.36 V_{ma}$	0
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolación linealmente entre los valores anteriores	
II Todas las caras expuestas al medio ambiente; cuando menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado)	$e \leq 10$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.5 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.0 V_{ma}$	$V_{ma} / e$
	$e \geq 50$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60 V_{ma}$	$0.3 V_{ma} / e$
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolación linealmente entre los valores anteriores	

\*  $V_{ma}$ : 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 25°C.

**Tabla 6.2.4 Estimación de la contracción unitaria en elementos de concreto**

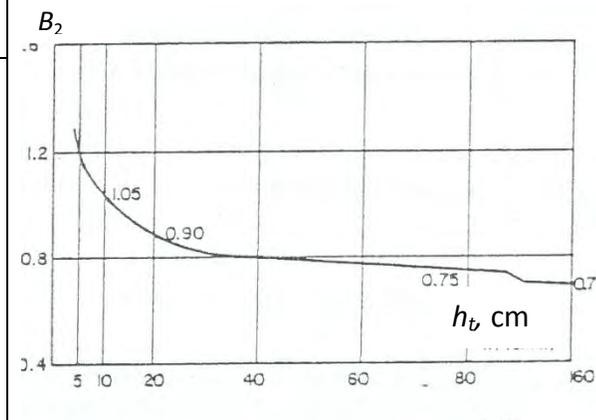
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CONTRACCIÓN UNITARIA	CURVATURA
Elemento de concreto simple, cuyas caras están expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$U_f = B_1 B_2$	--
Pavimentos de concreto simple, de espesor h, con cara inferior en contacto con el suelo, que puede estar húmedo la mayor parte del tiempo	$U_f = 0.5 B_1 B_2$	$K = \frac{B_1 B_2}{h}$



Elementos reforzados con caras expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$N(p-p') < 30$	$U = U_f \left( \frac{1}{1 + 0.02np'} - 0.16\alpha \right)$	$K = 0.32 \frac{U_f}{D} n(p - p')$
	$N(p-p') > 30$	$U = U_f \left( \frac{1}{1 + .02np'} - 0.5 \right)$	$K = U_f / D$

$B_1 = C(0.5 + 0.25r^{1/2})$ .  $B_2$  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;  $h_t = 2A\lambda/\rho$ ,  $C$  y  $\lambda$  están dados en la tabla anexa, según el nivel de exposición a la humedad

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



**Notación**

A	área de la sección transversal	$\alpha$	$(np - np')^{1/3}$
$A_a$	área de acero de tensión	n	relación de módulos de elasticidad
$A_a'$	área de acero de compresión	p	$100 A_a / bd$
b	área del elemento	$p'$	$100 A_a' / bd$
d	peralte efectivo del elemento	$\rho$	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera
D	altura total del elemento	$U_f$	contracción unitaria