

## CAPÍTULO X. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

### Artículo 36° Bases

Las estructuras metálicas deben de ser proyectadas, construidas y mantenidas de forma que se garantice el cumplimiento de todos los requisitos en Estados Límite de Servicio establecidos en 8.1.3.

Las exigencias dadas en el siguiente articulado serán de obligado cumplimiento, excepto cuando para un proyecto dado se establezcan criterios específicos, relativos a los requisitos exigibles, por mutuo acuerdo entre el cliente, el proyectista y la Administración competente.

Los requisitos de los Estados Límite de Servicio de deformaciones y vibraciones se definen en función del tipo de uso de la estructura, con independencia del material que la constituye.

El Estado Límite de deslizamiento en uniones pretensadas se aplica a las uniones con tornillos de alta resistencia proyectadas en Categoría B, con las condiciones indicadas en 58.9.

La aplicabilidad de los Estados Límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos y de plastificaciones locales se limita, generalmente, al caso de estructuras, o elementos estructurales, sometidos a sobrecargas repetitivas de cierta entidad.

### Comentarios

A partir de consideraciones de orden económico o relativas a la calidad de la estructura, la propiedad y los profesionales implicados pueden acordar condiciones específicas relativas a las exigencias de la respuesta de la estructura en servicio y a los valores límites correspondientes, los cuales deben quedar clara y explícitamente definidos en la Memoria y/o Planos del Proyecto.

#### 36.1. Estados límite de servicio en edificios

Los Estados Límite de Servicio en edificios conciernen fundamentalmente a la rigidez de sus forjados y cubiertas, así como la rigidez lateral de la propia estructura, para lo que se establecen limitaciones a sus deformaciones verticales y horizontales en 37.2.

En estructuras de uso público o industrial puede resultar asimismo necesario el control de las vibraciones según se trata en 38.2.

En caso de proyectarse uniones atornilladas con tornillos pretensados de alta resistencia de Categoría B, según se define en 58.9, resulta necesario controlar la ausencia de deslizamiento en condiciones de servicio, según se establece en el artículo 39°.

Salvo en algunos casos singulares de estructuras o elementos estructurales de edificios que se hallen sometidos a sobrecargas repetitivas de cierta entidad, no resultan generalmente de aplicación los artículos 40° y 41°.

### **36.2. Estados límite de servicio en puentes**

Además de los Estados Límite de Servicio contemplados en 36.1, en el caso de puentes o pasarelas resulta siempre necesario controlar el Estado Límite de deformaciones transversales en panales esbeltos y el Estado Límite de plastificaciones locales, según se trata en los artículos 40° y 41°, respectivamente.

### **36.3. Modelos de cálculo**

En general, la respuesta estructural para el control de los Estados Límite de Servicio se obtendrá a partir de un análisis global elástico de la estructura.

Las combinaciones de acciones a considerar serán las apropiadas a los controles establecidos en el articulado que sigue.

Cuando sean relevantes, el análisis estructural deberá considerar la influencia de posibles efectos térmicos, reológicos, desnivelaciones o asentos de apoyo, pretensados mediante cables o cualquier otra presolicitación elástica aplicada sobre la estructura.

El análisis estructural se realizará con las secciones brutas (sin descontar agujeros), tomando en consideración, si resultan significativos, los efectos del arrastre por cortante mediante los anchos eficaces establecidos en el 21.3 y 21.4.

Pueden usarse modelos de cálculo aproximados siempre que las simplificaciones introducidas sean conservadoras o se justifique adecuadamente que no influyen en los resultados del control a verificar.

### **Comentarios**

En el caso de puentes, o de elementos estructurales de especial relevancia, puede ser necesario considerar los efectos de los cambios de espesor de las chapas en la estimación de las acciones de peso propio y en las rigideces del modelo estructural.

En el caso de estructuras de edificación, o sometidas a cargas predominantemente estáticas, en las que no sea de aplicación el control del Estado Límite de plastificaciones locales del artículo 41° y, además, se utilice el análisis global plástico para los Estados Límite Últimos, pueden producirse redistribuciones elastoplásticas bajo sollicitaciones de servicio, cuyos efectos resulta necesario considerar para el control de los Estados Límites de Servicio que sean de aplicación.

Asimismo, cuando en dicho tipo de estructuras existan secciones esbeltas (Clase 4), pero no sea de aplicación el Estado Límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos del artículo 40°, pueden producirse ciertos niveles de fenómenos de inestabilidad bajo sollicitaciones de servicio. El control de los demás Estados Límite de Servicio que sean de aplicación requiere, en general, adoptar las características de las secciones reducidas definidas en 20.7. A dichos efectos, puede reemplazarse el límite de elasticidad del material,  $f_y$ , por la tensión máxima de compresión, en el panel afectado, bajo condiciones de servicio.

### **36.4. Requisitos de diseño**

Además de los controles definidos en este Capítulo X, los requisitos de durabilidad establecidos en 8.1.3 para la vida útil de la estructura exigen establecer una estrategia de proyecto orientada a la durabilidad, cuyas bases se tratan en 8.2 y Capítulo VII, en función de la exposición ambiental de la estructura.

En puentes, y en todos aquellos elementos estructurales de especial responsabilidad, debe en general garantizarse un correcto diseño de detalles que minimice el riesgo de corrosión de la estructura metálica, al mismo tiempo que facilite su inspección, mantenimiento y, si fuera preciso, la sustitución de ciertos elementos, tales como apoyos, juntas, cables, anclajes, etc.

Todos los tableros deben ser adecuadamente impermeabilizados para evitar la entrada de agua en la estructura.

El sistema de drenaje debe proyectarse en función de la superficie de plataforma y el volumen previsible a evacuar, teniendo en cuenta la pendiente del tablero, así como la ubicación y diámetro de los sistemas de desagüe.

El proyecto debe prever y definir un fácil mantenimiento y limpieza del sistema de drenaje para evitar su obturación.

En secciones cerradas y no visitables, y salvo que se garantice su completo sellado, mediante soldaduras u otro sistema, debe procederse a la oportuna protección interior, según 31.2, así como al diseño de detalles que aseguren la evacuación de las eventuales filtraciones de agua.

## **Artículo 37º Estado límite de deformaciones**

### **37.1. Consideraciones generales**

El Estado Límite de deformaciones en una estructura metálica se satisface si los movimientos (flechas o rotaciones) en la estructura, o elementos estructurales son menores que unos valores límites máximos.

La comprobación del Estado Límite de deformaciones tendrá que realizarse en todos aquellos casos en los que las deformaciones puedan afectar a la estética, funcionalidad o durabilidad de la propia estructura o de los elementos por ella soportados.

El estudio de las deformaciones debe realizarse para las condiciones de servicio que correspondan, en función del problema a tratar, de acuerdo con los criterios de combinación expuestos en 13.3, y las acciones definidas por las normativas que sean de aplicación.

Si la funcionalidad o el deterioro de la estructura, maquinaria, equipamientos o elementos no estructurales (tabiques, cerramientos, barandillas, servicios, instalaciones, solados, por ejemplo) pueden verse afectados por las deformaciones, su control se limitará a los efectos de las cargas permanentes o variables que se apliquen después de la puesta en obra del elemento afectado.

Si se considera la estética o apariencia de la estructura, se estudiará con la combinación quasi-permanente de acciones.

Si se analiza el confort del usuario o el correcto funcionamiento de los equipos bajo los efectos dinámicos derivados de las deformaciones (maquinaria, peatones, vehículos, trenes, etc), sólo se tendrán en cuenta los efectos de las sobrecargas que resulten pertinentes.

Los valores máximos admisibles de las deformaciones dependen del tipo y función de la estructura, de las exigencias funcionales y de confort que deba satisfacer y de las condiciones que puedan imponer otros elementos no estructurales que se apoyen en ella, que a su vez pueden estar afectadas por el tipo o procedimiento de fijación o montaje que se utilice.

Por todo ello, los valores límites que se recomiendan en este artículo son de carácter semiempírico meramente indicativo. En cada Proyecto, los valores límites máximos deben ser acordados entre el cliente, el proyectista y la eventual Autoridad competente, según la naturaleza de las características particulares correspondientes. Dichos valores deben figurar explícitamente en la Memoria y/o Planos del Proyecto, junto con las posibles exigencias, de índole técnica, constructiva o arquitectónica, asociadas a dichos valores límite, si las hubiere.

En estructuras metálicas, cuando sea previsible una deformación importante bajo cargas permanentes, puede ser aconsejable o incluso necesario ( en el caso de puentes por ejemplo) establecer una contraflecha de ejecución en taller de los elementos metálicos, que contrarreste las deformaciones permanentes, instantáneas y diferidas, y en algunos casos la fracción quasi-permanente de las deformaciones debidas a las sobrecargas totales.

A efectos del control de las deformaciones verticales, se establecen las siguientes definiciones, según el esquema representado en la figura 37.1.a, siendo:

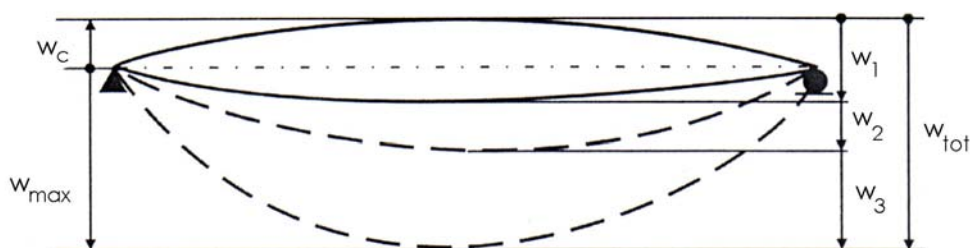


Fig. 37.1.a. Definición de flechas verticales

- $w_c$ =      contraflecha de ejecución en taller del elemento metálico (descargado)
- $w_1$ =      flecha inicial bajo la totalidad de las cargas permanentes actuando sobre la estructura
- $w_2$ =      componente diferida de la deformación bajo cargas permanentes
- $w_3$ =      flecha debida a la acción de las sobrecargas, bajo la combinación que resulte pertinente
- $w_{tot}$ =    flecha total, suma de  $(w_1+w_2+w_3)$
- $w_{max}$ =   flecha total aparente descontando la contraflecha  $(w_{tot}-w_c)$
- $w_{activa}$ = flecha activa, en general suma de  $(w_2+w_3) = (w_{tot}-w_1)$

En caso de procesos constructivos evolutivos, y a efectos de evaluar con mayor precisión el riesgo de deterioros en un elemento (tabique, solado, cerramiento, etc.), la flecha activa debería incorporar, además, la posible fracción de  $w_1$  debida a las cargas permanentes aplicadas a la estructura con posterioridad al momento en que se construye o instala dicho elemento.

A efectos del control de deformaciones horizontales, se establece el esquema representado en la figura 37.1.b, siendo:

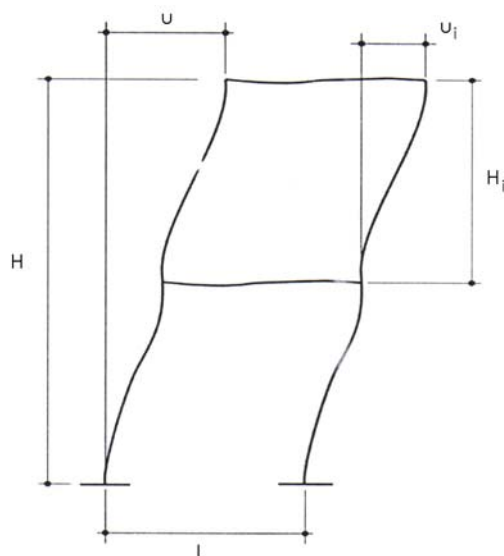


Fig. 37.1.b. Definición de deformaciones horizontales

$u =$  flecha horizontal total del edificio o estructura de altura  $H$

$u_2 =$  flecha horizontal, relativa entre cotas de forjado, de cada nivel o planta de altura  $H_i$

### Comentarios

La componente diferida  $w_2$  sólo interviene en el caso de estructuras mixtas, o de elementos metálicos que formen parte de estructuras híbridas que combinen elementos en acero, hormigón o mixtos. Generalmente es nula en estructuras estrictamente metálicas.

En el caso de montajes evolutivos, la flecha inicial,  $w_1$ , debe obtenerse como suma de las deformaciones en la estructura para las diferentes fases y esquemas de montaje. En procesos constructivos de larga duración puede incluirse en dicha flecha inicial,  $w_1$ , la parte de la componente diferida que se desarrolla durante el proceso de ejecución.

Para estudiar la afección de las deformaciones sobre la funcionalidad, durabilidad o estética de los elementos no resistentes que descansan sobre la estructura, como es el caso de tabiques, cerramientos, equipamientos en puentes, etc, debe distinguirse entre:

- Flecha total instantánea ( $w_1+w_3$ ) o a largo plazo ( $w_{tot}$ ), producida por la combinación de acciones a considerar, desde el inicio de su actuación.
- Flecha activa ( $w_{activa}$ ), a corto o largo plazo, respecto a un elemento susceptible de daño, producida a partir del instante en el que se construye dicho elemento (o se fija a la estructura). Su valor es igual, por tanto, a la flecha total (instantánea o a largo plazo) menos la flecha que ya se había producido previamente al momento en que se construye o instala dicho elemento.
- Flecha aparente ( $w_{max}$ ), instantánea o diferida, igual a la flecha total correspondiente menos la contraflecha de ejecución.

## 37.2. Límites de deformaciones en edificios

Los valores límites recomendados en los siguientes subapartados son valores indicativos, de carácter semiempírico, que pueden ser considerados como valores límite, salvo que otros valores más restrictivos (o, excepcionalmente, menos restrictivos) sean acordados entre las partes implicadas, según se indica en 37.1.

### Comentarios

Las deformaciones en la estructura de un edificio metálico deben calcularse según criterios elásticos, aunque en algunos casos poco habituales (ver 36.3) puede resultar preciso considerar la influencia de fenómenos de segundo orden, de la rigidez rotacional de las juntas semirrígidas o, finalmente, de un cierto nivel de deformaciones elastoplásticas bajo solicitaciones de servicio.

#### 37.2.1. Deformaciones verticales

En la tabla 37.2.1 se incluyen los valores límite indicativos recomendados para las flechas verticales, referidos a un vano de luz  $L$ . En el caso de voladizos, se adoptará como  $L$  el doble de la longitud del voladizo.

Los valores límite indicados corresponden a las deformaciones obtenidas con la combinación de acciones rara.

TABLA 37.2.1. Valores límite indicativos recomendados para las flechas verticales

Tipo de Elemento	Valores límite $w_{activa}$
Cubiertas (accesibles sólo para mantenimiento)	$L/250$
Cubiertas accesibles (con carácter general)	$L/300$
Vigas y forjados (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$L/300$
Vigas y forjados soportando tabiques ordinarios o solados rígidos con juntas	$L/400$
Vigas y forjados soportando elementos frágiles: tabiques, cerramientos o solados rígidos	$L/500$
Vigas soportando pilares	$L/500$
Vigas soportando muros de fábrica	$L/1000$

En elementos vistos, que puedan afectar a la apariencia del edificio, la flecha total aparente  $w_{max}$  debe limitarse a  $L/250$  para la combinación característica y a  $L/300$  para la quasi-permanente.

En vigas carrileras de pórticos grúa la  $w_{activa}$  máxima no superará el valor  $L/700$ , aunque se recomienda fijar un valor límite específico para cada proyecto particular, en función del uso y tipo de equipamiento.

### Comentarios

Las limitaciones de flechas en estructuras metálicas pueden, en general, establecerse con criterios menos severos que para estructuras de hormigón, ya que la componente diferida ( $w_2$ ) de la flecha activa es nula, eliminando gran parte de las incertidumbres que, junto con los efectos debidos a las fisuración del hormigón, pueden afectar al daño sobre los elementos no resistentes que descansan sobre la estructura.

El Proyecto podrá incluir medidas tendentes a reducir el valor de la flecha activa actuando sobre el plan de obra: retrasando la ejecución de los elementos frágiles, acopiando materiales de acabado previamente a su uso, estableciendo secuencias de ejecución favorables, etc. En estos casos, las medidas previstas deberán quedar explícitas en la Memoria y/o Planos y controlarse su seguimiento por la Dirección de Obra.

En caso de vigas o forjados de luz superior a 5 metros, o cuando preocupe la posible fisuración de la tabiquería, solados o cerramientos frágiles, los valores de la tabla 37.2.1 deben adoptarse con precaución. Existen abundantes referencias bibliográficas sobre el riesgo de patologías de fisuración cuando la flecha activa supera 10 mm.

En estos casos, el Proyecto podrá establecer valores límites más severos, o exigir medias de carácter constructivo apropiadas para minimizar la flecha activa o su afección sobre la patología no deseada. En la Memoria del Proyecto se relacionarán los elementos susceptibles de deterioro, los valores límite adoptados en cada caso y las condiciones de uso o precauciones constructivas que tales hipótesis puedan inducir.

### 37.2.2. **Deformaciones horizontales**

En la tabla 37.2.2 se incluyen los valores límite orientativos recomendados para las flechas horizontales,  $u$  y  $u_i$ , referidos, respectivamente, a la altura total del edificio  $H$  o de cada piso aislado  $H_i$  (ver figura 37.1.b).

Las flechas horizontales se calcularán para las sobrecargas correspondientes a la combinación de acciones rara.

Tabla 37.2.2. Valores límite indicativos recomendados para las flechas horizontales

Condiciones	Valores límite
Pórticos de cubiertas (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$u \leq H/150$
Edificios de una planta (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	$u \leq H/300$
Edificios de varias plantas	
- total de la estructura	$u \leq H/500$
- en cada planta	$u_i \leq H_i/300$
- en cada planta con tabiques, cerramientos o solados frágiles	$u_i \leq H_i/500$
Edificios esbeltos de gran altura	$u \leq H/600$

En vigas carrileras de pórticos grúa la flecha máxima horizontal puede limitarse, de forma orientativa, a  $L/800$ , aunque se recomienda fijar un valor límite específico para cada proyecto particular, en función del uso y tipo de equipamiento.

Asimismo, y con carácter indicativo, conviene limitar las flechas horizontales máximas en cabeza de los soportes de apoyo de las vigas carrileras, a  $h/300$ , siendo 'h' la altura real del soporte. La diferencia entre los desplazamientos horizontales en cabeza de dos soportes de apoyo enfrentados no debe superar los 20 mm.

## Comentarios

En edificios de altura superior a 100 m., el control, por razones de confort, de las vibraciones bajo la acción de ráfagas de viento puede resultar más restrictivo.

### **37.2.3. Requisitos para la evacuación de aguas**

Debe garantizarse el correcto drenaje del agua de lluvia en cubiertas, así como en plataformas, aparcamientos, etc. no cubiertos.

Resulta para ello aconsejable que el Proyecto y Control de ejecución de este tipo de superficies aseguren pendientes no inferiores al 5%, hacia puntos de desagüe correctamente ubicados, para evitar embalsamientos.

El Proyecto y Control de ejecución deben tener en cuenta:

- La tolerancia y errores de construcción.
- Las deformaciones propias de los elementos de cubierta o forjado.
- Las deformaciones de la estructura que soporta la superficie a drenar.
- Las eventuales contraflechas de los elementos resistentes.

Cuando la pendiente resulte inferior al 3%, deben efectuarse cálculos adicionales para controlar la existencia de márgenes adecuados de seguridad bajo la actuación de cargas adicionales de agua por:

- Embalsamientos bajo la deformación de los elementos resistentes, así como de los propios materiales de cubrición.
- Acumulación de nieve.

### **37.3. Límites de deformaciones en puentes**

El control de deformaciones (flechas y curvaturas) en puentes y pasarelas debe garantizar la adecuada apariencia y funcionalidad de la obra, evitando:

- Efectos dinámicos amplificados, o no deseados, debidos a impactos del tráfico circulante.
- Daños en el revestimiento de la calzada de puentes carreteros, o en el balasto y sistemas de vía de puentes ferroviarios.
- Alteraciones en el correcto funcionamiento del sistema de drenaje.
- Impresiones visuales no adecuadas de la geometría final de la estructura.
- Sensaciones que afecten al confort de los usuarios.
- Alteraciones en las condiciones finales de la rasante (planta, alzado, peraltes) respecto de las alineaciones de proyecto.
- Afecciones al funcionamiento y durabilidad de juntas, apoyos, barandillas, instalaciones, etc., muy sensibles a quiebros o cambios bruscos de pendiente en la deformada.

El Proyecto deberá definir unas contraflechas teóricas de ejecución tales que, para la totalidad de la carga permanente, la rasante final de la estructura corresponda a la geometría prevista.

El Proyecto deberá definir, con total precisión, las distintas fases de montaje y puesta en carga de la estructura para las que se han obtenido las contraflechas de ejecución. Cualquier variación del proceso o secuencias de montaje respecto de lo establecido en Proyecto obligará a un nuevo cálculo de las contraflechas, que deberá ser sometido a la aprobación de la Dirección de Obra antes de iniciarse cualquier operación de corte o despiece de las chapas o perfiles en taller.

Las tolerancias máximas admisibles de ejecución o montaje, respecto a la directriz teórica de Proyecto, se ajustarán a lo establecido en el artículo 80º de esta Instrucción o en las normativas vigentes que sean de aplicación.

## Comentarios

La correcta evaluación y control de las contraflechas de ejecución en puentes metálicos exige una gran precisión, ya que cualquier infra o sobrevaloración de las mismas puede acarrear desvíos superiores a las tolerancias admisibles.

Para ello resulta necesario:

- Evaluar con precisión las magnitudes reales de las cargas de peso propio y cargas muertas, así como su secuencia de aplicación sobre la estructura.
- Estimar adecuadamente la rigidez de la estructura en cada una de las fases de montajes evolutivos, incluyendo la deformación por cortante o posibles deslizamientos en las uniones atornilladas, si fuera necesario.
- Considerar en el modelo las rigideces a torsión en cada fase, cuando se trate de puentes curvos o sometidos a cargas permanentes excéntricas.
- Plantear las medidas correctoras, mediante contraflechas adicionales o procedimientos adecuados de soldadura, de las deformaciones producidas por la ejecución de las uniones soldadas.
- Incluir en el Control de Calidad de la ejecución en taller y del montaje en obra, el seguimiento de la evolución de la deformada de la estructura en las sucesivas etapas de su fabricación y montaje, así como su contraste con las previsiones teóricas del proyecto.
- Acompañar el control de flechas máximas con el de rotaciones en los apoyos sobre pilas intermedias y estribos, así como en las secciones de conexión entre tramos, evitando quiebros inadmisibles, o previendo cuñas metálicas u otras medidas correctoras de la nivelación de los sistemas de apoyo.

En ausencia de criterios alternativos fijados por el proyectista o la Dirección de las Obras, pueden establecerse como valores límite de las tolerancias dimensionales, para las desviaciones en planta y alzado al final del montaje, las siguientes:

	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Pasarelas y carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	L/2000 ≤10 mm	L/1000 ≤20 mm	L/800 ≤25 mm
Puentes isostáticos de varios vanos	L/4000 ≤5 mm	L/2000 ≤10 mm	L/1600 ≤15 mm
Puentes continuos	L/1500 ≤15 mm	L/900 ≤30 mm	L/600 ≤40 mm

En puentes de ferrocarril las tolerancias serán fijadas por la Administración competente, según se trate de vías con balasto o vías-placa.

### 37.3.1. Puentes de carretera

La rigidez del tablero será tal que, bajo la actuación de las sobrecargas frecuentes establecidas por la IAP, la flecha correspondiente a dichas sobrecargas no supere los valores siguientes:

L/1000 en puentes de carretera

L/1200 en puentes urbanos con aceras transitables

siendo L la luz del vano

En el caso de tableros con losas ortótropas, se comprobará que la deformación de los rigidizadores longitudinales, bajo la acción de las sobrecargas frecuentes, no supera el valor L/500, siendo L la distancia entre rigidizadores transversales.

En tableros con voladizos importantes, o con flexibilidad transversal en secciones coincidentes con juntas de dilatación, se controlará que la deformación transversal máxima, bajo la actuación de las sobrecargas frecuentes, no supere los 5 mm, salvo especificaciones técnicas diferentes por parte del proveedor de las juntas.

### **Comentarios**

Podrían admitirse valores ligeramente superiores de la deformación del tablero si se realiza un análisis dinámico preciso que controle la amplificación de las deformaciones estáticas y el nivel de vibraciones bajo el paso de las sobrecargas móviles.

En tableros atirantados, arcos de tablero inferior, o estructuras asimilables, deberá tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de sobrecarga considerada.

#### **37.3.2. Pasarelas**

La flecha debida a la actuación de las sobrecargas frecuentes, establecidas por la IAP, no superará el valor  $L/1200$ , siendo L la luz del vano.

### **Comentarios**

Resulta de aplicación lo indicado en los comentarios de 37.3.1.

#### **37.3.3. Puentes de ferrocarril**

Los criterios específicos para el control de las deformaciones en servicio en puentes de ferrocarril se ajustarán a lo establecido en la Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF).

#### **37.3.4. Requisitos para el drenaje de las plataformas**

La geometría final de puente deformado bajo la totalidad de las cargas permanentes debe controlarse para eliminar posibles zonas de acumulación de agua, en función del sistema de drenaje proyectado.

### **Comentarios**

En pasarelas y puentes carreteros deben disponerse drenes adyacentes a las ubicaciones de las juntas de dilatación, siendo necesario, en ciertos casos, proyectarlos a ambos lados de cada junta. En puentes ferroviarios con balasto, y para longitudes de hasta 40 m., no suele ser necesario disponer juntas de desagüe entre estribos.

## **Artículo 38º Estado límite de vibraciones**

### **38.1. Consideraciones generales**

Las vibraciones pueden afectar a la funcionalidad o durabilidad de las estructuras bajo condiciones de servicio.

La adecuada respuesta en servicio de una estructura, o un elemento estructural aislado, debe garantizar:

- El confort de los usuarios
- La ausencia de deterioros en la propia estructura, o en los elementos no resistentes soportados por ella, originados por efectos dinámicos.
- El correcto funcionamiento y durabilidad de posibles maquinarias, servicios, instalaciones, etc, sensibles a estos fenómenos.

Los efectos dinámicos a considerar pueden ser inducidos por maquinarias, movimientos sincronizados de gente (andando, corriendo, bailando o saltando), sobrecargas de tráfico carretero o ferroviario, vibraciones del terreno adyacente

(inducidas por tráfico en las proximidades, por ejemplo), viento y oleaje. Dichos efectos pueden resultar amplificados por condiciones de resonancia.

Para limitar los efectos vibratorios en las estructuras, los valores de sus frecuencias propias, o de las de elementos estructurales aislados, deben estar suficientemente alejados (generalmente superiores) de las frecuencias de las eventuales fuentes de excitación, con objeto de evitar fenómenos de resonancia.

En estructuras, o elementos estructurales, con frecuencias propias bajas, o próximas a las de excitación, los controles establecidos en este articulado pueden no resultar adecuados o suficientes, debiéndose proceder a un análisis dinámico refinado de la respuesta estructural (amplitudes, velocidades y aceleraciones), que incluya la consideración de los posibles amortiguamientos.

En aquellos casos en que los efectos dinámicos puedan ser relevantes, la Memoria del Proyecto explicará los controles, análisis y criterios de aceptación utilizados, que pueden diferir de los recomendados en este articulado, previo acuerdo entre el proyectista, el cliente y la eventual Autoridad competente.

### Comentarios

En estructuras, o elementos estructurales aislados, que sean sensibles a los efectos de las vibraciones, o cuando se hallen sometidas a vibraciones forzadas de intensidad (puentes, sistemas de cables, vigas carrileras, pantalanés, por ejemplo), los efectos dinámicos pueden inducir, además de los problemas en servicio controlados en este articulado, amplificaciones importantes y repetitivas de los esfuerzos y deformaciones que pueden afectar a la seguridad resistente o por fatiga de la estructura, y deben ser tenidos en cuenta en los controles de los Estados Límite Últimos de la misma.

La frecuencia fundamental de una estructura puede evaluarse por cualquier método de análisis dinámico que permita reproducir adecuadamente las características másicas, elásticas e inerciales de la estructura y los elementos soportados por ella.

El comportamiento dinámico de estructuras resulta difícil de evaluar con precisión, tanto en lo relativo a las caracterización de las cargas dinámicas, como de las condiciones de masa, rigidez y amortiguamiento de los elementos estructurales, así como de los no resistentes (tabiquerías, cerramientos, solados, barandillas, etc).

El recurso a sistemas de amortiguación dinámica, pasivos o semiactivos, permite resolver de forma sencilla y muy eficaz los problemas vibratorios de estructuras en las que no resulte posible, o económico, actuar sobre las condiciones de rigidez de las mismas, para alejar sus frecuencias propias de las zonas susceptibles de resonancia.

### 38.2. Control de vibraciones en estructuras de uso público

El nivel de las vibraciones en estructuras abiertas al público debe limitarse para no afectar al confort de los usuarios y, en ciertos casos (laboratorios, hospitales, por ejemplo), al correcto funcionamiento de equipos de precisión.

### Comentarios

A modo indicativo, resulta conveniente que las frecuencias propias de edificios con estructura metálica susceptibles de sufrir vibraciones, inducidas por el movimiento acompasado de grupos de personas, no sean inferiores a los valores límite de la tabla 38.2, por razones de confort. En circunstancias normales, estos requisitos permiten garantizar aceleraciones máximas inferiores a 0,05/0,10 g.

Tabla 38.2. Valores límite indicativos recomendados para las frecuencias propias de estructuras abiertas al público

Tipo de estructura	Frecuencia propia (Hz)
--------------------	------------------------

- Gimnasios y polideportivos	> 9,0
- Salas de fiestas y locales sin asientos fijos	> 8,0
- Estadios, locales de concierto o espectáculo con asientos fijos	> 3,4
- Oficinas, centros comerciales	> 3,0

En caso contrario, o cuando así lo exija el cliente, podrá llevarse a cabo un análisis dinámico para controlar las máximas amplitudes, velocidades y aceleraciones esperables, bajo cierto tipo de actividades rítmicas de grupo.

En edificios convencionales con estructura metálica el factor de amortiguamiento crítico puede tomarse del 3%, pudiendo oscilar entre 1,5%, para espacios sin particiones, hasta 4,5% para superficies muy compartimentadas.

### 38.3. Control de vibraciones en puentes

Los puentes deben cumplir los requisitos de los Estados Límite de Servicio bajo los efectos dinámicos de las cargas de tráfico, ferrocarril, peatones, bicicletas y viento.

Las vibraciones en puentes y pasarelas no deben causar inquietud en los pasajeros de vehículos, circulando o detenidos sobre el tablero, ni en los peatones, si se proyectan aceras transitables. También resulta conveniente limitar el nivel de emisión de ruidos a causa de las vibraciones, especialmente en puentes ubicados en entornos urbanos.

Tales condiciones se cumplen generalmente cuando la máxima aceleración vertical que puede producirse, en cualquier zona o elemento transitable por peatones, no supere el valor  $0,5\sqrt{f_0}$ , en [m/seg<sup>2</sup>], siendo  $f_0$  la frecuencia del primer modo de vibración vertical, considerando únicamente las cargas permanentes, expresada en hertzios.

Este requisito afecta únicamente al caso de pasarelas y puentes con aceras transitables. El general, los puentes carreteros sin aceras transitables no necesitan un control de vibraciones en condiciones de servicio, salvo lo establecido en 38.3.1.

El control de vibraciones en puentes de ferrocarril, principalmente en líneas de alta velocidad, requiere requisitos específicos más estrictos, según se trata en 38.3.3.

### Comentarios

En tableros con voladizos esbeltos transitables es preciso controlar no sólo la vibración general de la estructura, sino también la vibración propia de los voladizos y la posible interacción entre ambas.

Con independencia de la respuesta general de la estructura, debe prestarse atención a la posible presencia de barras, tirantes, elementos secundarios de arriostamiento, etc., cuyas frecuencias propias de vibración, próximas a las frecuencias de excitación debidas al paso de vehículos o peatones sobre el tablero, sean susceptibles de desencadenar problemas de resonancia. En estos casos debe actuarse incrementando la rigidez propia de dichos elementos asilados o, en algunos casos especiales (tirantes por ejemplo), disponiendo sistemas específicos de amortiguación.

Para cálculos dinámicos en servicio de puentes metálicos se adoptará, salvo justificación específica, un factor de amortiguamiento crítico del 0,4%.

#### 38.3.1. Puentes de carretera

Los efectos dinámicos de las cargas de tráfico habituales en puentes de carretera no singulares pueden considerarse adecuadamente cubiertos por los coeficientes de impacto dinámico, incluidos implícitamente en las acciones características de tráfico establecidas por la IAP, que se utilizan para el control de los demás Estados Límite de Servicio, así como para los Estados Límite Últimos y de Fatiga, de esta Instrucción.

En general, el criterio limitativo de deformaciones establecido en 37.3.1 suele conducir a estructuras en las que el efecto de las vibraciones es reducido y puede considerarse aceptable.

Así pues, únicamente puede resultar necesario el control de vibraciones en puentes carreteros:

- Cuando se proyectan estructuras muy esbeltas en las que no se satisface estrictamente el valor límite de deformaciones de 37.3.1.
- En puentes de carácter urbano o semiurbano con aceras transitables por peatones.
- En estructuras de gran esbeltez o en tipologías estructurales singulares.

En estos casos suele resultar suficiente con el criterio de comprobación simplificada, a partir de la primera frecuencia propia de la estructura en vacío, establecido en los comentarios de este artículo. Alternativamente, deberá justificarse, mediante un análisis dinámico, que la aceleración vertical máxima no supere el valor límite establecido en 38.3, bajo el paso de un vehículo pesado de 400 kN sobre la plataforma, con velocidades comprendidas entre 20 y 50 km/h.

### Comentarios

En puentes no singulares, con un esquema estructural tipo viga, el control de la aceleración vertical máxima, establecido en 38.3, puede sustituirse por una limitación de la deformación estática del tablero, función de  $f_0$ :

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \cdot \frac{Lf_0 - 18}{2000 f_0^2} \quad \text{siendo}$$

$y_e$  la flecha estática (m) producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m<sup>2</sup> centrada en el vano mayor y extendida a todo el ancho de calzada en una longitud  $a$  (m) de valor:

$$a = \frac{9}{b} + 0,06L$$

$b$  ancho total de calzada, en metros

$L$  luz del vano mayor, en metros

$f_0$  frecuencia del primer modo de vibración, de la estructura en vacío, en Hz.

Se asegura así un nivel de percepción de las vibraciones del tablero que puede considerarse aceptable, con aceleraciones máximas, en general, no superiores a 0,05/0,10 g.

### 38.3.2. Pasarelas

En general, deberán evitarse frecuencias principales comprendidas en el rango de 1,6 Hz a 2,4 Hz y, si es posible, en el rango de 3,5 Hz a 4,5 Hz.

No suele haber problemas vibratorios en pasarelas cuya frecuencia principal supera los 5 Hz.

En los casos en los que no se cumplan las condiciones citadas, deberá efectuarse un análisis dinámico para controlar que la aceleración vertical máxima no supere el valor límite establecido en 38.3, bajo el paso de un peatón de 750 N de peso, andando o corriendo sobre la plataforma.

Además, los requisitos precedentes pueden no ser suficientes para asegurar una correcta respuesta vibratoria en ciertos casos, como:

- Estructuras singulares no convencionales.
- Pasarelas de anchura superior a 3,0 m en zonas urbanas o semiurbanas.
- Pasarelas ubicadas en zonas donde puede esperarse un tráfico intenso de peatones o exista el riesgo de concentraciones de gente sobre la propia pasarela.

En estos casos, un estudio dinámico riguroso será obligatorio. El proyectista deberá acordar con el cliente y la Autoridad competente las hipótesis de diferentes solicitaciones dinámicas (peatones o grupos de peatones andando, acompasadamente, corriendo, saltando, etc. en vibraciones estacionarias o transitorias), incluso vandálicas, a considerar, así como las amplitudes, velocidades y aceleraciones dinámicas máximas admisibles para cada situación.

Los estudios dinámicos controlarán asimismo la respuesta dinámica frente a hipótesis de carga asimétricas o, si se considera necesario, frente a eventuales excitaciones de los desplazamientos laterales de la plataforma.

Resulta, por ello, aconsejable en pasarelas con bajos amortiguamientos evitar frecuencias propias de vibración lateral situadas en el rango entre 0,8 Hz y 1,2 Hz y también, en menor medida, en el rango entre 2,6 Hz y 3,4 Hz.

Longitudinalmente conviene establecer siempre vínculos horizontales al terreno suficientemente rígidos.

### Comentarios

El rango inferior, entre 1,6 Hz y 2,4 Hz, corresponde a acciones dinámicas debidas a la excitación de peatones andando o corriendo suavemente sobre la plataforma.

El rango superior, entre 3,5 Hz y 4,5 Hz, corresponde a la influencia del segundo armónico de la excitación generada por la acción de peatones andando (en contacto continuo con la plataforma de apoyo), que puede afectar a pasarelas metálicas con bajo amortiguamiento. Las fuerzas dinámicas ejercidas en este segundo rango son, en cualquier caso, inferiores a las del rango inferior citado y, por tanto, el riesgo de excitación no tolerable será menor.

La acción debida a peatones corriendo a cierta velocidad corresponde aproximadamente a una excitación de frecuencia de 3,5 Hz, aunque resulta poco susceptible de sincronizarse para grupos de peatones.

Aunque en menor grado, la existencia de frecuencias propias, para los modos de vibración superiores al principal de la pasarela, con valores situados en los rangos desaconsejables antes citados, puede producir fenómenos vibratorios perceptibles que, en ciertos casos, resulta aconsejable controlar.

En algunos casos sencillos es posible sustituir el control de la aceleración vertical máxima, establecido en 38.3, por una limitación de la deformación estática de la pasarela, función de  $f_0$ :

$$y_e \leq \frac{\sqrt{f_0}}{80 f_0^2 k \psi} \quad \text{siendo}$$

- $y_e$  la flecha estática (m) producida por un peatón de 750 N situado en el centro del vano principal
- $f_0$  frecuencia del primer modo de vibración, de la estructura en vacío, en Hz
- $k$  factor de configuración, de valor:
  - $k= 1,0$  para vanos isostáticos
  - $k= 0,9$  para tres vanos continuos con relación  $\alpha= [\text{luz vano lateral} / \text{luz vano central}] \leq 0,6$
  - $k= 0,8$  idem para  $\alpha= 0,8$
  - $k= 0,7$  idem para  $\alpha= 1,0$
- $\psi$  factor de respuesta dinámica, función de la luz  $L$ (m) del vano principal, según la tabla 38.3.2

Tabla 38.3.2

L (m)	10	20	30	40	50
$\psi$	5,3	8,8	12,2	14,7	16,6

En pasarelas con esquemas estructurales insuficientemente rígidos en el plano horizontal, pueden producirse excitaciones vibratorias laterales y, en menor medida, longitudinales. Este tipo de fenómenos dinámicos laterales puede acentuarse en pasarelas anchas debido al fenómeno de

sincronización de la cadencia de excitación de los pasos de los peatones, que tienden subconscientemente a adaptarse a las frecuencias de vibración lateral de la plataforma.

La progresiva proliferación de proyectos de pasarelas, en zonas urbanas densamente pobladas, con diseños singulares no convencionales, y de gran esbeltez, junto a las crecientes exigencias relativas al confort de los usuarios, aconsejan en muchos casos profundizar en los controles de vibraciones en fase de proyecto.

Resulta difícil establecer de forma estricta valores límite para las condiciones de servicio. La dificultad para definir las hipótesis pésimas de las solicitaciones (número de peatones, frecuencia y velocidad de paso sobre la estructura), así como los criterios, muy subjetivos, de aceptación de los niveles de percepción por los usuarios, explican las divergencias y ausencias de concreción de la mayoría de las reglamentaciones.

Por otra parte, en pasarelas de luces importantes, por encima de 40 a 50 m., resulta poco factible en muchos casos conseguir frecuencias propias de los primeros modos de vibración fuera de los rangos desaconsejables. Los reducidos amortiguamientos de las pasarelas impiden, asimismo, hacer frente eficazmente a solicitaciones vandálicas de carácter estacionario: grupos de personas saltando acompasadamente a determinadas frecuencias, por ejemplo.

En consecuencia, resulta en dichos casos necesario acordar con el cliente, y la eventual Autoridad competente, el tipo de controles dinámicos a efectuar, así como respectivos controles de aceptación a verificar.

Si los controles vibratorios efectuados no resultan satisfactorios, puede ser necesario recurrir a ciertas regulaciones del uso de la pasarela, o a proyectar dispositivos específicos de amortiguación (amortiguadores de masas sintonizadas, por ejemplo) que, adecuadamente calibrados, resultan muy eficaces.

### **38.3.3. Puentes de ferrocarril**

El control y limitación de las vibraciones en puentes de ferrocarril se regirá por los requisitos específicos establecidos en la Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF).

### **Comentarios**

Los efectos dinámicos en puentes ferroviarios son especialmente relevantes por el carácter periódico repetitivo de la acción del paso de múltiples ejes sobre los tableros de puentes. La equidistancia entre ejes y el amplio rango de velocidades de paso, especialmente en líneas de alta velocidad, desencadena inevitablemente fenómenos de resonancia con amplificaciones significativas de la respuesta estática, que para velocidades superiores a 250 km/h no quedan cubiertas por los coeficientes de impacto habituales. En estos casos, la IAPF obliga a realizar análisis dinámicos específicos, incluyendo los efectos acoplados flexión-torsión en tableros que soportan vías múltiples.

Los controles dinámicos tienen como objetivo limitar las aceleraciones máximas, para no disturbar el confort de los usuarios ni el correcto mantenimiento del balasto y los sistemas de fijación de vías-placa, así como las amplificaciones de esfuerzos y deformaciones que puedan afectar a la seguridad de los sistemas de vía o de la propia estructura metálica, muy sensible a los fenómenos de fatiga, tanto en su respuesta global como, principalmente, en los esfuerzos localizados al paso de los ejes.

### **38.4. Vibraciones inducidas por el viento.**

En general, las estructuras convencionales poseen la suficiente rigidez para no resultar susceptibles a los efectos de excitación dinámica por la acción del viento. A efectos de aplicación de la presente Instrucción, la acción del viento puede asimilarse, en general, a una carga estática, que cubre adecuadamente dichos fenómenos.

Las normativas que establecen las acciones sobre las estructuras (Código Técnico de la Edificación, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP, Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril IAPF, etc) delimitan, generalmente, el rango de aplicación de las fuerzas estáticas equivalentes a la acción del viento.

En ciertas estructuras con esquemas resistentes singulares no convencionales, o de gran esbeltez, resulta necesario analizar su respuesta bajo los efectos dinámicos de resonancia entre la turbulencia del viento y los modos propios de vibración de la estructura. Es el caso, en general, de estructuras tales como:

- Cubiertas de gran luz
- Edificios esbeltos de gran altura, en general superior a 100 m.
- Puentes y pasarelas con luces superiores, respectivamente, a 200 m. ó 100 m., o con relaciones (luz/canto) entre puntos de momento nulo, superiores a 30.
- Pilas esbeltas con alturas superiores a 100 m.
- Puentes o sistemas colgantes o atirantados, con frecuencias fundamentales de torsión y flexión relativamente próximas.
- Elementos flexibles tales como cables, barras o tirantes de estructuras colgadas o atirantadas.

En dichos casos, o en aquellas construcciones, o elementos estructurales aislados, con formas especiales o expuestos a condiciones particulares de excitación, deberán considerarse los efectos dinámicos aeroelásticos y resonantes derivados de la acción del viento sobre las estructuras.

Los métodos específicos de control de las vibraciones de origen aerodinámico quedan fuera del ámbito de esta Instrucción.

El proyectista deberá, entonces, justificar el control de estos efectos siguiendo las recomendaciones incluidas en normativas específicas internacionales, o en la bibliografía especializada suficientemente contrastada, criterios que someterá a la aprobación del cliente.

En ciertos casos puede, asimismo, resultar necesario acudir a ensayos en túnel de viento, disponer elementos específicos deflectores o sistemas de amortiguación dinámica.

Los efectos dinámicos, derivados de la acción del viento en estructuras esbeltas, deberán limitarse para no disturbar el confort de los usuarios, el funcionamiento de equipos e instalaciones, o la propia funcionalidad de la estructura, en Estados Límite de Servicio. Además, en el caso de fenómenos de inestabilidad aeroelástica resonantes, deberán controlarse los efectos sobre la seguridad de la estructura en Estados Límite Últimos y de Fatiga.

### **Comentarios**

Los efectos dinámicos y aeroelásticos de la acción del viento que puede resultar preciso controlar en estructuras, o elementos estructurales, especialmente esbeltos son los siguientes:

- Efectos dinámicos por desprendimiento de remolinos, para velocidades críticas del viento en las que se igualan las frecuencias de desprendimiento de remolinos con las frecuencias propias de la estructura o elemento.
- Inestabilidades aeroelásticas por fenómenos de interacción entre la acción del viento y las propiedades elásticas de estructuras flexibles con baja amortiguación.

Son por ejemplo:

- a) El galope, en flexión o torsión, bajo deformaciones de oscilación transversales a la dirección del viento, en estructuras flexibles susceptibles de desprendimiento de remolinos.
- b) El galope de interferencia, por oscilaciones autoexcitadas por la proximidad entre elementos o estructuras esbeltas (cables o torres, por ejemplo), dispuestos agrupados o en hilera en la dirección del viento.
- c) La divergencia y flameo en estructuras planas flexibles, como tableros de puentes atirantados o colgantes, que pueden llegar a provocar el colapso de la estructura.

En edificios cuyas dimensiones satisfagan los criterios expuestos en la fig. 38.4.a, no resulta necesario, en general, tener en cuenta los efectos de desprendimiento de remolinos y galope.

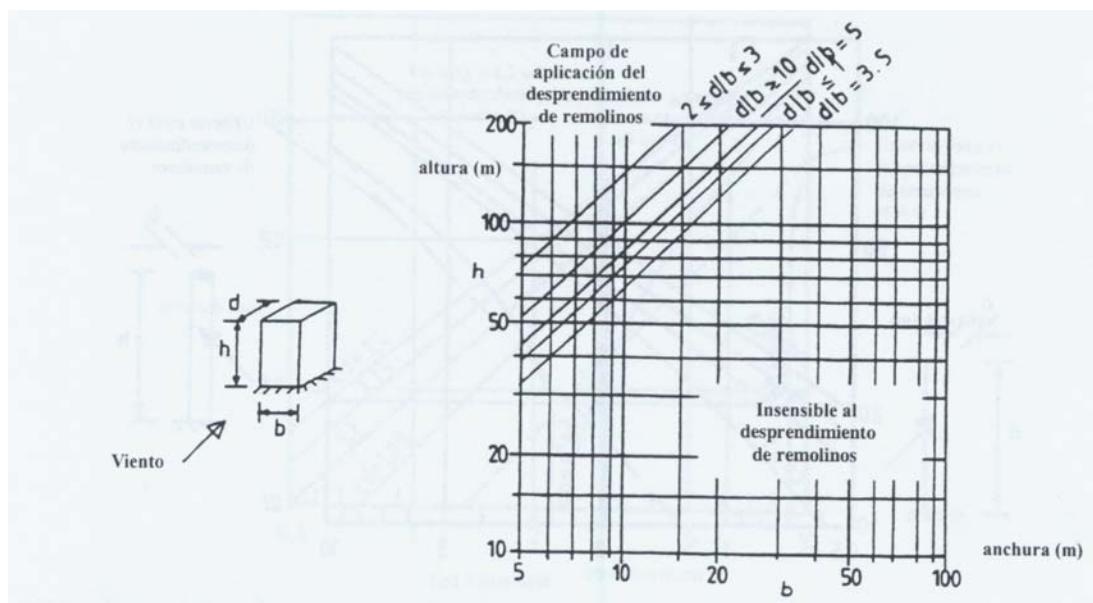


Fig. 38.4.a. Criterios aproximados para edificios

En tableros de puentes que satisfagan los criterios expuestos en la fig. 38.4.b, no resulta necesario, en general, el control de los fenómenos antes citados, ni de las inestabilidades por flameo y divergencia. Conviene, además, controlar que la frecuencia principal a torsión sea inferior a la mitad de la frecuencia principal de flexión.

Puentes		Cumple los criterios si:	
		$d/b \leq 5$	$d/b \geq 10$
Tipos de apoyo para las fuerzas horizontales		$l/b < 8$	$l/b < 14$
		$< 16$	$< 29$
		$< 24$	$< 44$
		$< 32$	$< 58$

Fig. 38.4.b. Criterios aproximados para puentes

### Artículo 39º Estado límite de deslizamiento en uniones con tornillos pretensados de alta resistencia.

En el caso de uniones con tornillos de alta resistencia, proyectadas en categoría B según 58.9, se admite que en Estado Límite Último se produzca un deslizamiento en la unión y los tornillos resistan trabajando a cortadura y aplastamiento.

En este tipo de uniones de Categoría B es preciso, además, controlar que no se produce deslizamiento en Estado Límite de Servicio, bajo la combinación de acciones rara:

$$F_{s,Sd} \leq F_{s,Rd} , \text{ siendo}$$

$F_{s,Rd}$  el valor dado en 58.7.

La sollicitación de cálculo en servicio del tornillo,  $F_{s,Sd}$ , se obtendrá, en este caso, por métodos elásticos lineales, según se indica en el artículo 56°.

### **Comentarios**

Las condiciones de aplicación de las diferentes Categorías de tornillos de alta resistencia se establecen en 58.9.

La Categoría B no resulta aplicable en uniones híbridas en las que los tornillos de alta resistencia trabajan conjuntamente con soldaduras (ver artículo. 63°).

## **Artículo 40° Estado límite de deformaciones transversales en paneles esbeltos**

### **40.1. Consideraciones generales**

En condiciones de servicio, puede resultar necesario asegurar la no aparición de deformaciones transversales significativas en paneles de chapa esbeltos, a consecuencia del desarrollo de fenómenos de inestabilidad (abolladura) en sus zonas comprimidas. Se trata de limitar el riesgo de consecuencias no aceptables tales como:

- Excesivas combaduras en los paneles, que pueden afectar negativamente a la apariencia de la obra o crear inquietud en los usuarios.
- Cambios bruscos en la configuración de equilibrio del panel, que pueden dar lugar a ruidos o efectos dinámicos no deseables.
- Reducción en las rigideces elásticas adoptadas en los modelos de análisis global que, principalmente si afectan a paneles comprimidos de alas, pueden generar desviaciones en los resultados (esfuerzos, deformaciones) de dichos análisis.
- Respiro transversal de los paneles que, en el caso de sobrecargas repetitivas de entidad, puede originar la fisuración longitudinal por fatiga de los cordones laterales de fijación del panel, sollicitados por vibraciones transversales de pequeña amplitud, pero de gran número de ciclos.

En general, sólo resulta necesario el control de la inestabilidad de paneles en fases de servicio en las secciones metálicas de Clave 4 (esbeltas). Se exceptúa el caso de aquellas secciones metálicas en las que se produzca una sensible alteración en la posición de la fibra neutra, y consiguientemente de la extensión y esbeltez de las zonas comprimidas de los paneles, entre las fases elásticas y de agotamiento. Es el caso de las secciones metálicas pretensadas o de las subsecciones metálicas de secciones mixtas construidas evolutivamente.

En el marco de esta Instrucción sólo se contempla como Estado Límite de Servicio el control del riesgo de fatiga por respiro de paneles esbeltos, comprimidos total o parcialmente.

Su verificación no será, por tanto, estrictamente necesaria para aquellas estructuras, de edificación o naves industriales por ejemplo, sometidas a acciones de carácter predominantemente estático.

En cambio, será necesario su control en todos los elementos metálicos de puentes, vigas carrileras o cualquier otra estructura, que soporten sobrecargas repetitivas de cierta entidad.

El proyectista, o el cliente, podrán establecer valores más restrictivos de las esbelteces de las zonas comprimidas de paneles de chapa, cuando se desee controlar,

además, el inicio de cualquier proceso de inestabilidad, por razones de apariencia o psicológicas, bajo la combinación de acciones que se estime oportuna.

En dichos casos podrá recurrirse a valores mínimos de la esbeltez de los paneles, sancionados por la experiencia o por la bibliografía técnica especializada, o seguir las indicaciones incluidas en los comentarios de 40.2.

### Comentarios

Las limitaciones establecidas en este artículo no excluyen el control de la influencia de los fenómenos de inestabilidad de chapas comprimidas, en los Estados Límite Últimos de la estructura y sus diferentes elementos, que se detallan en el Capítulo IX.

### 40.2. Control de estabilidad de paneles

Puede considerarse, de forma suficientemente aproximada, que los fenómenos de fatiga por respiro de paneles se mantienen dentro de los límites aceptables cuando, para la combinación frecuente de acciones, se cumple la limitación establecida a continuación.

Para dicho control, la evaluación de las tensiones que solicitan los paneles deberá tener en cuenta todos aquellos fenómenos estructurales que pudieran ser relevantes, como los indicados en 41.1.

En paneles de chapa no rigidizados se verificará:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{1,1\sigma_{cr,id}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{x,Ed,ser}}{\tau_{cr,id}} \right)^2 \leq 1, \quad \text{siendo}$$

- $\sigma_{x,Ed,ser}$  la compresión máxima en el panel para la combinación frecuente de acciones
- $\tau_{x,Ed,ser}$  la tensión tangencial en el panel para la combinación frecuente de acciones
- $\sigma_{cr,id} = k_{\sigma}\sigma_E$  la tensión normal crítica ideal de abolladura del panel, supuesto articulado en sus bordes, obtenida según 20.7.
- $\tau_{cr,id} = k_{\tau}\sigma_E$  la tensión tangencial crítica ideal de abolladura del panel, supuesto articulado en sus bordes, obtenida según 35.5.2.

En el caso de paneles de chapa rigidizados longitudinal y/o transversalmente, puede aplicarse el control precedente a las dimensiones y tensiones de cada subpanel limitado por los rigidizadores, supuestos ultrarrígidos.

Si las tensiones  $\sigma_{s,Ed,ser}$  y/o  $\tau_{s,Ed,ser}$  varían a lo largo del panel, el control del panel puede realizarse para los valores correspondientes a la sección situada a una distancia igual al mínimo de 0,4 a ó 0,5 b del borde transversal del panel donde los esfuerzos sean mayores, siendo “a” la dimensión longitudinal del panel y “b” la dimensión transversal. Los valores de las tensiones no serán, además, menores del 50% del valor máximo correspondiente en el panel.

En general, no resulta necesario controlar la limitación precedente en el caso de puentes de carretera o ferrocarril en los que la esbeltez de los paneles (o subpaneles de chapas rigidizadas) sea inferior a los valores límite siguientes:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L, \text{ pero } b/t \leq 300, \text{ en puentes de carretera}$$

$$b/t \leq 55 + 3,0 L, \text{ pero } b/t \leq 200, \text{ en puentes de ferrocarril}$$

siendo L, la luz del vano (m) y nunca inferior a 20, 't' el espesor de la chapa y 'b' el doble de la altura del panel (o subpanel) comprimida. Las relaciones (b/t) anteriores no resultan de aplicación en paneles (o subpaneles) en compresión simple o compuesta.

### Comentarios

En paneles con rigidizadores no ultrarrígidos, resultaría aplicable la expresión del articulado para el panel completo, si se utilizan los coeficientes ideales de abolladura,  $k_\sigma$  y  $k_\tau$ , correspondientes a la teoría de inestabilidad de placas rigidizadas ortótropas.

La expresión propuesta no resulta en principio de aplicación al caso de paneles solicitados por compresión biaxial o para paneles con curvaturas importantes en su plano. En ambos casos, las condiciones para limitar de inestabilidad serán más restrictivas.

En los demás casos, la formulación propuesta puede considerarse suficientemente conservadora para prevenir los efectos del excesivo respiro de paneles esbeltos, ya que no tiene en cuenta ciertos efectos favorables, tales como:

- La coacción al giro en los bordes laterales de los paneles, que puede llegar a incrementar en el entorno de un 35% los valores de  $k_\sigma$  y  $k_\tau$  obtenidos en hipótesis articuladas.
- La coacción al rápido desarrollo de deformaciones transversales de las almas por la rigidez longitudinal de las alas. El inicio de la abolladura desencadena una importante redistribución de los esfuerzos que eran resistidos por la zona inestable del alma hacia las zonas de ala adyacentes, lo que estabiliza sensiblemente el fenómeno, principalmente en los paneles comprimidos de almas contiguos a alas metálicas rígidas, de secciones en doble T, o, principalmente, a losas de hormigón de secciones mixtas. En cambio, este efecto favorable resulta menos significativo en paneles inferiores de alma de secciones cajón.
- Las solicitaciones repetitivas susceptibles de desencadenar problemas de fatiga son porcentualmente más reducidas, respecto de los valores de la combinación frecuente de acciones utilizado para el control, a medida que aumenta la luz L del vano, lo que se recoge en la propuesta del articulado permitiendo mayores límites de esbeltez.
- Los fenómenos de cambio de configuración de equilibrio se producen para niveles de sollicitación algo superiores a los valores críticos ideales de abolladura.

Por tanto, la fórmula de interacción del articulado permite asimismo controlar de forma aproximada el riesgo de aparición de fenómenos de cambio de configuración de equilibrio.

Si se desea limitar de forma más estricta, por razones de apariencia, el riesgo de desarrollo de deformaciones laterales apreciables bajo ciertas condiciones de servicio (combinaciones frecuentes o quasi-permanentes), puede usarse alternativamente la siguiente expresión, que resulta suficientemente conservadora:

$$\left[ \frac{\sigma_{c,Ed,ser}}{\sigma_{c,cr,r}} \right] + \left[ \frac{\sigma_{b,Ed,ser}}{\sigma_{b,cr,r}} \right]^2 + \left[ \frac{\tau_{x,Ed,ser}}{\tau_{cr,r}} \right]^2 \leq 1$$

siendo:

$\tau_{x,Ed,ser}$  la tensión tangencial en el panel para la combinación de acciones a controlar

$\sigma_{c,Ed,ser}$  y  $\sigma_{b,Ed,ser}$  las tensiones de compresión simple y flexión pura, en las que puede descomponerse la ley de tensiones normales en el panel, para la combinación de acciones a controlar.

$\sigma_{c,Ed,ser}$  tendrá signo negativo si se trata de una tracción simple.

$\sigma_{c,cr,r}$ ,  $\sigma_{b,cr,r}$  y  $\tau_{cr,r}$  las tensiones críticas de abolladura de los paneles con imperfecciones, bajo sollicitaciones de compresión simple, flexión pura y cizallamiento, respectivamente.

Se estimarán aproximadamente, a partir de los valores ideales, obtenidos según 20.7 y 35.5.2, mediante el método siguiente:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{c,cr,i}}} \text{ ó } \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{b,cr,i}}} \text{ ó } \sqrt{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\tau_{cr,i}}}$$

si  $\bar{\lambda} \leq 0,8$ :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{c,cr,r} \\ \sigma_{b,cr,r} \end{array} \right\} = f_y \text{ ó } \tau_{cr,r} = f_y/\sqrt{3}$$

si  $0,8 < \bar{\lambda} < 1,25$ :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{c,cr,r} \\ \sigma_{b,cr,r} \end{array} \right\} = [1 - 0,8(\bar{\lambda} - 0,8)] \cdot f_y \text{ ó}$$

$$\tau_{cr,r} = [1 - 0,8(\bar{\lambda} - 0,8)] \cdot f_y/\sqrt{3}$$

si  $\bar{\lambda} \geq 1,25$ :

$$\sigma_{c,cr,r} = \sigma_{c,cr,i} \text{ ó}$$

$$\sigma_{b,cr,r} = \sigma_{b,cr,i} \text{ ó}$$

$$\tau_{cr,r} = \tau_{cr,i}$$

## Artículo 41º Estado límite de plastificaciones locales

### 41.1. Consideraciones generales

En condiciones de servicio, puede resultar necesario controlar el nivel tensional de los elementos metálicos con objeto de:

- Garantizar una respuesta cuasi-lineal de la estructura metálica, bajo cargas de servicio, acorde con los resultados obtenidos con los modelos de análisis usualmente adoptados para los diferentes controles en servicio de dichas estructuras, así como en las eventuales pruebas de carga.
- Acotar los posibles fenómenos de histéresis por acumulación de deformaciones plásticas remanentes bajo sobrecargas repetitivas de cierta entidad.
- Evitar el riesgo de fenómenos de fatiga oligocíclica, bajo un número reducido de ciclos de carga, no cubiertos por los controles de fatiga del Capítulo XI de esta Instrucción.

En general, no resulta necesario el control tensional de las secciones metálicas de Clase 3 y 4, siempre que en su capacidad resistente en Estados Límites Últimos no se hayan considerado las reservas elastoplásticas de sus zonas traccionadas.

Tampoco resulta necesario dicho control para aquellas estructuras, de edificación o naves industriales por ejemplo, solicitadas por acciones de carácter predominantemente estático y no susceptibles, por tanto, a fenómenos de fatiga. Se exceptúa el caso de detalles o elementos singulares de responsabilidad, luego citados.

Es necesario efectuar la comprobación del Estado Límite de plastificaciones locales en:

- Todos los elementos metálicos de puentes, vigas carrileras, o de cualquier estructura, que soporten sobrecargas repetitivas de cierta entidad.
- Plataformas constituidas por losas ortótropas cargadas transversalmente.
- En general, en todos aquellos elementos estructurales de responsabilidad en los que existan zonas singulares o detalles constructivos complejos, susceptibles de generar concentraciones de tensiones principales en dos o tres direcciones, tales como zonas de introducción de cargas concentradas, cambios bruscos de sección, diafragmas, nudos de estructuras trianguladas, anclajes de puentes atirantados, nudos de encuentro arco-tablero en puentes

arco con tablero inferior, detalles de encuentro de tableros con elementos transversales de grandes voladizos (costillas metálicas, sistemas tirante-jabalcón, por ejemplo), etc.

La evaluación de los estados tensionales a controlar deberá tener en cuenta todos aquellos fenómenos estructurales que pudieran ser relevantes:

- Arrastre por cortante en alas anchas.
- Efectos secundarios por deformaciones coaccionadas, como los momentos secundarios de estructuras trianguladas, por ejemplo.
- Distorsión de secciones abiertas o cerradas.
- Coacción al alabeo en elementos abiertos a torsión mixta.
- Estados autoequilibrados de tensiones por efectos térmicos diferenciales.
- Secuencias de montaje en procesos evolutivos.
- Eventuales redistribuciones diferidas en estructuras con elementos mixtos o de hormigón.
- Etc.

En general, no resulta necesaria la consideración de los efectos de segundo orden en la obtención de los niveles tensionales en servicio de los elementos metálicos. Se exceptúa el caso de losas ortótropas solicitadas perpendicularmente a su plano, donde deben amplificarse los momentos flectores de los elementos de rigidez longitudinales, multiplicándolos por el flector  $1/(1-N/N_E)$ , siendo  $N$  el axil de compresión en servicio concomitante con el flector, y  $N_E$  la carga crítica de pandeo de Euler del elemento de rigidización.

## Comentarios

En realidad resulta imposible conocer de forma precisa el estado tensional de las estructuras metálicas, como consecuencia de la magnitud nada despreciable y difícil de cuantificar de:

- Las tensiones residuales generadas por la terminación, manipulación, enderezado y soldeo de las piezas.
- Las tolerancias geométricas de ejecución.
- Las concentraciones tensionales de determinados detalles constructivos.

En estas condiciones, el control riguroso del estado tensional sólo debe orientarse con el objetivo de limitar razonablemente las zonas en las que inevitablemente vayan a producirse plastificaciones localizadas y controlar, asimismo, los riesgos de rotura frágil por estados tensionales triaxiales localizados o por fatiga oligocíclica.

El proyectista deberá, por tanto, acompañar estos controles asegurando la respuesta dúctil de la estructura mediante la adecuada elección de los materiales, detalles constructivos y criterios de dimensionamiento.

### 41.2. Limitaciones tensionales

En los casos en los que, de acuerdo con 41.1, sea necesario el control del Estado Límite de Servicio de plastificaciones locales, deberán limitarse las tensiones máximas, bajo la combinación rara de acciones más desfavorable a:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq f_y/\sqrt{3}$$

$$\sigma_{co,Ed,ser} = \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \tau_{Ed,ser}^2} \leq f_y$$

Además, la oscilación máxima de las magnitudes anteriores, bajo las envolventes pésimas de sobrecargas frecuentes, no superará 1,50 veces los límites precedentes.

En estados planos de tensiones, se limitará la tensión de comparación a:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2} \leq f_y$$

O bien, con referencia a las tensiones principales, el valor límite a considerar será:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2]} \leq f_y$$

Además, en el caso de estados triaxiales de tensión, ninguna tensión principal deberá superar 1,40 veces el límite elástico del acero.

### Comentarios

Con independencia de las limitaciones tensionales establecidas en este apartado, el proyecto de estructuras metálicas deberá siempre orientarse hacia una estrategia de máxima ductilidad, tanto de la respuesta general de la estructura, como de los detalles de la misma.

En este sentido deberá prestarse atención a:

- La adecuada elección de los materiales.
- Un diseño general y de detalles adecuado frente a problemas de fatiga e inestabilidad.
- La ausencia de detalles, especialmente soldados, donde puedan producirse zonas sometidas a estados triaxiales de tracción.