

**ALCANCE DIGITAL N° 94**

# **LA GACETA**

Diario Oficial

---

Año CXXXIV

San José, Costa Rica, viernes 13 de julio del 2012

Nº 136

---

## **PODER EJECUTIVO**

### **DECRETOS**

Nº 37070-MIVAH-MICIT-MOPT

**“CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010”**  
(CONSTA DE VEINTE TOMOS)

### **TOMO XII**

**2012**  
Imprenta Nacional  
La Uruca, San José, C. R.

## 10.7 Muros de corte a base de placas

### 10.7.1 Alcance

Los *muros de corte a base de placas* (SPSW) deben ser diseñados de acuerdo con este artículo.

### 10.7.2 Bases de diseño

Este inciso es aplicable a *marcos* de acero dentro de los cuales se coloca una placa de acero conectada a todo lo largo de las vigas y columnas del *marco*. Esta placa de acero se denomina *placa de alma del marco*.

Se espera que los SPSW diseñados de acuerdo con este artículo, suministren una significativa capacidad de deformación inelástica, principalmente por medio de la cedencia de la *placa de alma* y de la formación de *rótulas plásticas* en los extremos de los *elementos de borde* horizontales.

### 10.7.3 Análisis

Las *placas de alma* de los SPSW no deben ser consideradas para resistir cargas gravitacionales.

Los requisitos de resistencia de los *elementos de borde* horizontales (HBE), de los *elementos de borde* verticales (VBE) y de las conexiones de los SPSW deben basarse en las combinaciones de carga [6-1] a [6-4]. Siguiendo los principios de diseño por capacidad, las demandas sísmicas se deben tomar como las fuerzas resultantes a partir de un análisis, en el cual se supone que las almas desarrollan su resistencia esperada en tracción con un ángulo  $\alpha$ , tal y como se determina en la sección 10.7.5.2, y que los HBE resisten fuerzas de flexión correspondientes a momentos en los extremos iguales a  $1.1R_yM_p$ . Se debe suponer que las *placas de alma* actúan en tracción y no participan de la resistencia a las cargas gravitacionales.

El *esfuerzo de cedencia esperado* en las *placas de alma* debe ser tomado como  $R_yF_y$ . Cuando se usan *muros perforados*, el esfuerzo efectivo en tracción esperado es como se define en la sección 10.7.7.1.

### 10.7.4 Requisitos del sistema

#### 10.7.4.1. Rigidez de los elementos de borde

Los VBE deben tener momentos de inercia alrededor de un eje tomado perpendicular al plano de la *placa de alma*,  $I_c$ , no menor que  $0.0031t_w h^4 / L$ . Los HBE deben tener momentos de inercia alrededor de un eje tomado perpendicular al plano de la *placa de alma*,  $I_b$ , no menor que  $0.0031t_w L^4 / h$

veces la diferencia entre los espesores de las *placas de alma* ubicadas arriba y abajo del HBE, donde:

$t_w$  = espesor de la *placa de alma*.

$h$  = distancia entre las líneas centro de los HBE.

$I_b$  = momento de inercia del HBE tomado perpendicular al plano de la *placa de alma*.

$I_c$  = momento de inercia del VBE tomado perpendicular al plano de la *placa de alma*.

$L$  = distancia entre las líneas centro de los VBE.

#### 10.7.4.2. Razón de la conexión de momento entre los HBE y los VBE

La razón de momento viga-columna, estipulada en el inciso 10.5.3.4(a) debe cumplirse para todas las intersecciones HBE/VBE sin considerar los efectos de las *placas de alma*.

#### 10.7.4.3. Arriostramiento para estabilidad lateral

Los HBE deben ser arriostrados para satisfacer los requisitos de *elementos con ductilidad moderada* del inciso 10.4.1.2(a).

#### 10.7.4.4. Aberturas en las placas de alma

Las aberturas en las *placas de alma* deben estar rodeadas en todos sus costados por *elementos de borde* intermedios que se extiendan el ancho y altura total del panel respectivo, a menos que se justifique de otra manera por pruebas y análisis, o según lo que se permite en el inciso 10.7.7.

### 10.7.5 Miembros

#### 10.7.5.1. Requisitos básicos

Los HBE, los VBE y los *elementos de borde* intermedios deben satisfacer los requisitos de la sección 10.4.1 para *elementos con ductilidad óptima*.

#### 10.7.5.2. Placas de alma

La resistencia a cortante de las *placas de alma*,  $\phi V_n$  de acuerdo con el estado límite de cedencia por cortante, debe ser determinada como sigue:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad [10-26]$$

$$\phi = 0.9$$

donde:

$A_b$  = sección transversal del HBE.

$A_c$  = sección transversal del VBE.

$I_c$  = momento de inercia del VBE tomado perpendicular al plano de la *placa de alma*.

$L$  = distancia entre las líneas centro de los VBE.

$L_{cf}$  = distancia libre entre las alas de las columnas.

$h$  = distancia entre las líneas centro de los HBE.

$t_w$  = espesor de la *placa de alma*.

$\alpha$  = ángulo de cedencia de la *placa de alma*, en grados, medido con respecto a la vertical. El ángulo de inclinación,  $\alpha$ , puede ser tomado como  $40^\circ$  o puede ser calculado como sigue:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad [10-27]$$

#### 10.7.5.3. Zonas protegidas

Las zonas protegidas de los SPSW deben satisfacer lo indicado en el inciso 10.4.1.3. Se clasifican como zonas protegidas las siguientes:

- Las *placas de alma* de los SPSW.
- Los elementos que conectan las *placas de alma* a los HBE y VBE.
- Las zonas de *rótulas plásticas* en cada extremo de los HBE, sobre una región que abarca desde la cara de la columna hasta una distancia igual a la altura de la viga, o como se especifica en el inciso 10.5.3.5(c).

#### 10.7.6 Conexiones

##### 10.7.6.1. Soldaduras críticas por demanda

Las siguientes soldaduras deben ser consideradas como *críticas por demanda* y deben satisfacer los requisitos de la sección 10.1.3.4(b):

- Soldaduras de penetración en empalmes de columna.
- Soldaduras en la unión de la columna con la placa base, excepto cuando se demuestre que alguna condición de restricción imposibilite la formación de una rótula plástica en la base de la columna y cuando las combinaciones de carga [6-1] a [6-4], incluyendo la *carga sísmica amplificada*,  $CS_a$ , no resulten en un efecto neto de tracción en la base de la columna.
- Soldaduras en las conexiones de HBE a VBE.

### 10.7.6.2. Conexiones HBE a VBE

Las conexiones HBE a VBE deben satisfacer los requisitos de la sección 10.5.1.6

#### a. Resistencia requerida

La *resistencia requerida en cortante* de la conexión HBE a VBE debe ser determinada con base en las combinaciones de carga [6.1] a [6.4], pero siguiendo los principios de diseño por capacidad.  $CS$  debe ser sustituido por la suma de los efectos del cortante que resulta cuando las *placas de alma* alcanzan su *resistencia esperada de cedencia* en tracción, a un ángulo  $\alpha$ , y del cortante calculado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$CS = 2(1.1R_y M_p) / L_{ef} \quad [10-28]$$

donde:

$R_y$  = razón del *esfuerzo de cedencia esperado* entre el esfuerzo de cedencia mínimo especificado,  $F_y$ .

$M_p = F_y Z$  = momento plástico nominal de la sección.

$L_{ef}$  = claro libre del elemento.

#### b. Zonas del panel

Las zonas del panel del VBE cercanas al HBE superior y al HBE inferior deben cumplir con los requisitos de la sección 10.5.3.6(e).

### 10.7.6.3. Conexiones de las placas de alma a los elementos de borde

La *resistencia requerida* para las conexiones entre la *placa de alma* y los *elementos de borde* HBE y VBE, debe ser igual a la *resistencia esperada de cedencia* en tracción de la *placa de alma*, calculada a un ángulo  $\alpha$ , siguiendo los principios de diseño por capacidad.

### 10.7.6.4. Empalmes de columnas

Los empalmes de columnas deben cumplir con los requisitos de la sección 10.4.2.5. Cuando se utilicen soldaduras para hacer los empalmes, deben ser de penetración total. Los empalmes para columnas deben ser diseñados para desarrollar al menos el 50% de la capacidad disponible en flexión  $F_y Z_c$  de la columna más pequeña conectada. La *resistencia requerida a cortante*,  $V_u$ , debe ser determinada como sigue:

$$V_u = \frac{\sum M_{pc}}{H_c} \quad [10-29]$$

donde:

$\Sigma M_{pc}$  = sumatoria de las *resistencias nominales* plásticas,  $F_{yc} Z_c$ , de las columnas abajo y arriba del empalme.

$H_c$  = altura libre de la columna entre las conexiones de vigas, incluida la losa de entrepiso, si la hubiere.

## 10.7.7 Almas perforadas

### 10.7.7.1. Patrón regular de perforaciones circulares

Se permite utilizar como *placa de alma* para un SPSW una placa perforada que cumpla con los requisitos de este inciso. Las placas de alma perforadas deben tener un patrón regular de agujeros de igual diámetro, espaciados uniformemente en la totalidad del área de la placa. El patrón de las perforaciones debe ser tal que los agujeros queden alineados diagonalmente, todos con el mismo ángulo con respecto a la vertical. Los bordes de los agujeros deben tener una rugosidad superficial no mayor que 13 micrones.

#### a. Resistencia

Para placas de alma perforadas, la *resistencia de diseño* en cortante,  $\phi V_n$ , según el estado límite de cedencia en cortante, debe ser determinada como sigue:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \left(1 - 0.7D / S_{diag}\right) \quad [10-30]$$

$$\phi = 0.9$$

donde:

$D$  = diámetro de las perforaciones circulares.

$S_{diag}$  = distancia más corta centro a centro entre los agujeros.

#### b. Espaciamiento

El espaciamiento,  $S_{diag}$ , debe ser como mínimo  $1.67D$ .

La distancia entre los primeros agujeros y las conexiones de la *placa de alma* a los HBE o VBE debe ser por lo menos igual a  $D$ , pero no debe exceder  $(D + 0.7S_{diag})$ .

#### c. Rígidez

La rigidez de estas placas de alma regularmente perforadas debe ser calculada usando un espesor efectivo para la placa del alma,  $t_{eff}$  dado por la siguiente ecuación:

$$t_{eff} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right) \left( 1 - \frac{N_r D \sin \alpha}{H_c} \right)} t_w \quad [10-31]$$

donde:

$H_c$  = altura libre de la columna y del alma entre las alas de las vigas.

$t_w$  = espesor de la placa del alma.

$N_r$  = número de filas horizontales de agujeros.

$\alpha$  = ángulo entre la línea más corta centro a centro entre los agujeros de la placa y la vertical.

#### d. Esfuerzo efectivo de tracción esperado

Para llevar a cabo el análisis por capacidad descrito en el inciso 10.7.3, cuando se utilicen placas de alma perforadas, el esfuerzo efectivo de tracción esperado debe ser igual a  $R_y F_y (1 - 0.7 D/S_{diag})$ .

#### 10.7.7.2. Refuerzo del corte en las esquinas

Se permiten los cortes con forma de un cuarto de círculo en las esquinas de las placas de alma siempre y cuando la placa de alma esté conectada a una placa de refuerzo en forma de arco que siga el borde del corte. Las placas deben ser diseñadas para permitir el desarrollo de la resistencia total de la placa de alma sólida y para mantener su resistencia cuando son sujetas a las deformaciones correspondientes a la deriva de diseño. Se espera lograr estos objetivos cuando se cumplan las siguientes condiciones:

##### a. Diseño por tracción

La placa de refuerzo en forma de arco debe tener la *capacidad de diseño* suficiente para resistir la fuerza de tracción axial que resulta de la tracción de la placa de alma en ausencia de otras fuerzas. Esta fuerza de tracción axial se puede determinar como:

$$P_u = \frac{R_y F_y t_w R^2}{4e} \quad [10-32]$$

donde:

$R$  = radio del corte con forma de cuarto de círculo.

$e$  =  $0.30R$ .

Los HBE y los VBE deben ser diseñados para resistir estas fuerzas de tracción axial actuando al final de la placa de refuerzo en forma de arco.

b. Diseño para las fuerzas de la conexión viga-columna

La placa de refuerzo en forma de arco deberá tener la *capacidad de diseño* suficiente para resistir los efectos combinados de la fuerza axial y el momento en el plano de la *placa de alma* generados por la deformación de la conexión en ausencia de otras fuerzas.

Esta fuerza axial puede ser calculada como:

$$P_u = \frac{15EI_y}{4e^2} \frac{\Delta}{H} \quad [10-33]$$

El momento puede ser calculado como:

$$M_u = \frac{PR}{2} \quad [10-34]$$

donde:

$E$  = módulo de elasticidad.

$I_y$  = momento de inercia de la placa de refuerzo en forma de arco.

$H$  = altura del piso.

$\Delta$  = deriva de diseño del piso.

## 10.8 Sistemas sismorresistentes con base en perfiles de acero laminado en frío con secciones esbeltas

### 10.8.1 Alcance

Los *sistemas sismorresistentes* con base en *marcos* o *marcos arriostrados* de perfiles de acero laminado en frío y cuya sección sea clasificada como esbelta según la tabla B4.1 de la referencia 1 o según la sección B1 de la referencia 4, deben ser diseñados de acuerdo con los lineamientos de este artículo.

No se incluyen en este artículo los *sistemas sismorresistentes* con base en perfiles metálicos de lámina delgada, en los cuales las cargas sísmicas sean transferidas mediante *muros de corte* fabricados con láminas de acero, láminas de madera estructural o similares.

### 10.8.2 Criterios de diseño

Los *marcos* con uniones resistentes a momento o *marcos arriostrados* con uniones que no hayan sido probadas experimentalmente (sistemas tipo NP), no deben ser diseñados para soportar deformaciones inelásticas. Por lo tanto, el cálculo de fuerzas sísmicas debe hacerse considerando una *ductilidad global asignada* de 1.0 y una *sobrerresistencia SR* de 1.0.

Los *marcos* con uniones resistentes a momento o *marcos arriostrados* con uniones que hayan sido probadas según ensayos específicos de precalificación realizados según las disposiciones de las secciones K1 y K2 de la referencia 3 (sistemas tipo P), pueden ser diseñados para soportar deformaciones inelásticas mínimas. Por lo tanto, el cálculo de fuerzas sísmicas debe hacerse considerando una *ductilidad global* de 1 o 1.5 según su clasificación de regularidad y una *sobrerresistencia SR* de 2.

La capacidad de diseño de los elementos de acero laminado en frío cuyas secciones sean esbeltas debe ser determinada según los requisitos de las referencias 1 o 4, según corresponda.

### 10.8.3 Requisitos de análisis

Para estos sistemas no hay requisitos especiales de análisis adicionales a los especificados en el artículo 10.3 y en el capítulo 7. Sin embargo, los *sistemas sismorresistentes* a base de elementos de acero laminado en frío con secciones esbeltas, no pueden ser dimensionados usando la metodología de diseño plástico basada en mecanismos de colapso.

En aquellas secciones que puedan alcanzar pandeos locales se debe considerar los anchos efectivos para el cálculo de la sección efectiva elástica.

### 10.8.4 Requisitos del sistema

Para estos sistemas no hay requisitos especiales adicionales a los especificados en las referencias 1 o 4, según corresponda.

### 10.8.5 Elementos estructurales

Los elementos estructurales que forman parte de estos *sistemas sismorresistentes* no tienen requisitos de esbeltez local adicionales a los especificados en la tabla B.4.1 de la referencia 1 o en la sección B1 de la referencia 4, según corresponda. El soporte lateral de sus elementos y sus conexiones debe cumplir con lo establecido en la referencia 4. Estos sistemas no tienen zonas protegidas.

En cualquiera de estos sistemas, las vigas pueden ser sustituidas por armaduras. La capacidad requerida para la armadura debe ser determinada según los requisitos de análisis del inciso 10.8.2.

El espesor mínimo de los componentes de la sección transversal de los elementos que forman parte de estos *sistemas sismorresistentes* debe cumplir con lo establecido en el inciso 10.2.6.

Las secciones compuestas de dos *perfiles laminados en frío* tipo C unidos con soldadura intermitente para formar una sección tipo cajón deben tener soldaduras continuas en las secciones de los momentos máximos y en las

secciones donde se aplican fuerzas concentradas. La longitud mínima de soldadura es  $2d$ , donde  $d$  indica la altura total de la sección.

#### 10.8.6 Conexiones

Las conexiones soldadas o empernadas que no hayan sido precalificadas mediante ensayos experimentales, pueden ser diseñadas según las disposiciones de la sección E de la referencia 4.

Las conexiones soldadas o empernadas que hayan sido precalificadas según ensayos experimentales específicos realizados según las disposiciones de las secciones K1 y K2 de la referencia 3, deben ser dimensionadas según la metodología establecida en estos ensayos.

Para cualquier tipo de conexión soldada se debe seguir las especificaciones para el procedimiento de soldadura como lo indica la referencia 6.

#### 10.8.7 Elementos y conexiones que no forman parte del sistema sismorresistente

Los elementos y conexiones que no forman parte del *sistema sismorresistente* deben cumplir con las disposiciones del inciso 10.4.3.

### 10.9 Control de calidad

En esta sección se establecen los requisitos mínimos para el control de calidad en la fabricación y erección de estructuras de acero diseñadas según las disposiciones de este capítulo. Se consideran aplicables también las pautas de control de calidad establecidas en el capítulo N de la referencia 1.

#### 10.9.1 Alcance

Durante el proceso constructivo de las estructuras de acero se debe realizar una inspección que contemple un control de calidad general de todos los materiales (perfiles, soldaduras, pernos, etc.), procesos de erección y mano de obra, que pudieran interferir con el buen comportamiento del *sistema estructural* de la edificación y la intención del profesional responsable del diseño.

El control de calidad incluye la inspección visual de elementos, soldaduras y conexiones, la ejecución de ensayos especiales destructivos y no destructivos, la calificación de la mano de obra y la documentación de todas estas actividades.

## 10.9.2 Documentación requerida

### 10.9.2.1 Estructuras esenciales y riesgosas

Para todas aquellas estructuras calificadas en los grupos A y B de la tabla 4.1, el contratista de la estructura metálica debe someter para aprobación del profesional responsable de la inspección todos los siguientes documentos, según corresponda:

- a. Planos de taller y montaje con todos los requisitos indicado en el inciso 10.1.4.3.
- b. Especificaciones del procedimiento de soldadura (WPS) para cada proceso de soldadura a realizar y cada tipo de unión.
- c. Registro de calificación de todos los soldadores involucrados.
- d. Certificados de conformidad de todos los electrodos y consumibles.
- e. Certificados de conformidad de materiales para las soldaduras de demanda crítica, que demuestren que el material de aporte alcanza la tenacidad de Charpy (CVN) mínima especificada (ver inciso 10.1.3.4.(b)).
- f. Certificados de calidad de todos los materiales, perfiles, pernos de unión y pernos de anclaje.
- g. Procedimientos para la instalación de pernos.
- h. Procedimientos y materiales para la preparación de superficie y pintura.

### 10.9.2.2 Estructuras de ocupación especial, normal y misceláneas

Para todas aquellas estructuras clasificadas en los grupos C, D y E de la tabla 4.1, el contratista de la estructura metálica debe someter para aprobación aquellos documentos listados en el inciso 10.9.2.1 que sean explícitamente solicitados por el profesional responsable de la inspección o los documentos contractuales.

Como mínimo, el contratista debe someter para aprobación del profesional responsable de la inspección los siguientes documentos:

- a. Planos de taller y montaje con todos los requisitos indicados en el inciso 10.1.4.3.
- b. Certificados de conformidad de todos los electrodos y consumibles.
- c. Certificados de conformidad para las soldaduras de demanda crítica, que demuestren que el material de aporte alcanza la tenacidad de Charpy (CVN) mínima especificada (ver inciso 10.1.3.4.(b)).
- d. Certificados de calidad de toso los materiales, perfiles, pernos de unión y pernos de alclaje.
- e. Procedimientos y materiales para la preparación de superficie y pintura.

### 10.9.3 Tareas de inspección

Ya sea en campo o en taller, después de cada visita, el inspector debe preparar un reporte de inspección detallado, en el cual se haga constar que los trabajos fueron realizados según los planos constructivos, las especificaciones técnicas y otros documentos contractuales. En el reporte de inspección, el inspector también debe anotar si cualquier deficiencia encontrada fue reparada satisfactoriamente. Las anotaciones que el inspector haga en el cuaderno de bitácora de obra serán consideradas equivalentes a los reportes de inspección.

#### 10.9.3.1 Inspección de soldaduras y ensayos no destructivos

##### a. Inspección visual

Se debe llevar a cabo la inspección visual de todas las soldaduras para asegurar que todos los procesos, materiales y mano de obra utilizados cumplen con los estándares de calidad especificados para el proyecto. La inspección visual debe ser realizada por personal calificado en este campo. Cualquier evaluación con métodos no destructivos debe servir como respaldo y no para reemplazar la inspección visual.

##### b. Ensayos no destructivos

Para complementar la inspección visual de las soldaduras, se permite el uso de los siguientes métodos de ensayo no destructivos

1. Inspección radiográfica o rayos X.
2. Partículas magnéticas.
3. Líquidos penetrantes.
4. Ultrasonido.

La evaluación con ensayos no destructivos debe ser realizada por personal calificado en este campo.

##### c. Requisitos mínimos de inspección de soldaduras

###### 1. Soldadura en el área *k*

Cuando se realicen soldaduras en el área *k* de un perfil laminado en caliente, la zona del área *k* adyacente a las soldaduras debe ser inspeccionada después de su fabricación mediante ensayos no destructivos según lo requiera el inspector.

###### 2. Soldaduras críticas por demanda

Todas las soldaduras de penetración total clasificadas como críticas por demanda deben ser evaluadas mediante ensayos no destructivos. Si el inspector así lo permite, pueden excluirse de este requisito los siguientes casos:

- i. Soldadura de penetración total en materiales base cuyo espesor sea menor que 8 mm.

- ii. Soldadura de penetración total en *sistemas sismorresistentes* a base de OMF.
3. Elementos en tracción

Todas las uniones con soldaduras de penetración total o parcial de elementos que sean parte del *sistema sismorresistente* y que estén sujetos a cargas netas de tracción, producto de la demanda sísmica (amplificada y por capacidad), deben ser evaluadas mediante ensayos no destructivos.

4. Cantidad de ensayos no destructivos

La cantidad mínima de ensayos no destructivos debe ser la suficiente para obtener una muestra representativa de los trabajos realizados. Esta cantidad puede ser reducida o aumentada por el inspector con base en la calidad de los trabajos realizados.

#### 10.9.3.2 Inspección de uniones empernadas

Se debe llevar a cabo la inspección de todas las uniones empernadas para asegurar que todos los materiales, mano de obra y procedimientos de instalación utilizados cumplen con los estándares de calidad en este campo. El inspector debe dar énfasis a la revisión del tipo de perno a utilizar, la preparación de las superficies de contacto, el diámetro de los agujeros, el uso de arandelas y tuercas apropiadas, la pretensión requerida y cualquier otra variable que pueda interferir con el desempeño adecuado de la unión empernada y la intención del profesional responsable del diseño.

#### 10.9.3.3 Otras tareas de inspección

Adicionalmente, el inspector debe velar por la correcta fabricación de todos los detalles constructivos y por la buena interpretación de las especificaciones técnicas y cualquier otra normativa aplicable. Esto incluye, pero no se limita, a lo siguiente:

- a. Dimensiones y espesores de los perfiles de acero.
- b. Integridad de las zonas protegidas.
- c. Geometría de las uniones precalificadas y sus componentes.

#### 10.9.4 Requisitos mínimos de aceptación de soldaduras

Todas las soldaduras que forman parte de los *sistemas sismorresistentes*, especialmente cuando se permita el uso de material con espesor menor o igual a 3 mm según 10.2.6, deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. Las soldaduras no deben presentar fisuras.

2. No debe haber evidencia de falta de fusión entre la soldadura y el material base.
3. Todas las soldaduras de tope deben tener un refuerzo mínimo de 1 mm.
4. No se permite que el material base se funda por completo durante el proceso de soldadura.
5. La longitud de socavación acumulada de la soldadura no puede exceder  $L/8$ , donde  $L$  es la longitud total de la soldadura.
6. Las soldaduras de filete deben tener una superficie expuesta plana o levemente convexa.

# 11

# Requisitos para madera estructural

## 11.1 Generalidades

- 11.1.1 Las disposiciones de este capítulo rigen el uso de los materiales, el diseño, la construcción y la calidad de los elementos de madera y de sus conexiones en *sistemas sismorresistentes*.
- 11.1.2 La madera para uso en construcción de estructuras debe ser producida, tratada y clasificada para ese uso. Se promueve el uso racional de este material mediante el cálculo de su capacidad nominal.
- 11.1.3 El diseño de elementos o *sistemas estructurales* construidos con madera o de productos elaborados con madera debe hacerse por el método de factores de carga y resistencia. Se deben satisfacer los requisitos estipulados para diseño de estructuras de madera de la ANSI / AF & PA – National Design Specification for Wood Construction ASD / LRFD (referencia 3).
- 11.1.4 Los *sistemas sismorresistentes* indicados en este capítulo se presentan en la tabla 11.4.

## 11.2 Factores de carga y resistencia

- 11.2.1 El diseño de elementos o *sistemas estructurales* construidos con madera o de productos elaborados con madera deben ser proporcionados para las combinaciones de carga de las ecuaciones [6-1] a [6-4] y satisfacer la siguiente inigualdad:

$$R_u \leq \lambda \phi_n R'_n \quad [11-1]$$

donde:

$R_u$ : carga última según las ecuaciones [6-1] a [6-4].

$\lambda$ : factor de duración de la carga para diseño LRFD de maderas.

$\phi_n$ : factor de resistencia de acuerdo con la tabla 11.1.

$R'_n$ : resistencia nominal ajustada.

**Tabla 11.1.** Factores de resistencia para diseño LRFD de maderas  
(adaptada de la referencia 3)

Propiedad	Factor de resistencia
Flexión ( $\phi_b$ )	0.85
Compresión paralela y perpendicular ( $\phi_c$ )	0.90
Cortante y tracción radial ( $\phi_v$ )	0.75
Tracción ( $\phi_t$ )	0.80
Estabilidad ( $\phi_s$ )	0.85
Conexiones ( $\phi_z$ )	0.65

11.2.2 Para la ecuación [6-1], el factor de duración de carga es  $\lambda = 0.60$ . Para la ecuación [6-2],  $\lambda = 0.80$  ( $\lambda = 0.70$  cuando la carga temporal es de almacenamiento) y para las ecuaciones [6-3] y [6-4],  $\lambda = 1.0$ .

## 11.3 Estándares y materiales

### 11.3.1 Generalidades

Toda madera para uso estructural debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Debe estar identificada claramente por su nombre comercial y su nombre botánico homologado.
- Debe estar libre de pudrición o evidencia de ataque de insectos que puedan afectar su desempeño estructural.
- Cuando sea requerido, debe estar preservada según las condiciones de riesgo de uso final. Para estructuras bajo techo, con exposición a la intemperie, en contacto con el suelo o concreto, debe presentar una retención y penetración mínimas del preservante, según estén especificadas para ese uso.

### 11.3.2 Madera aserrada estructural

#### a. Tamaños estándares y propiedades de las secciones

Los tamaños nominales y reales de las secciones de la madera aserrada deben ser indicados por el productor. Los tamaños reales mínimos se deben

indicar para madera cepillada en condición verde y seca. Además, el productor debe indicar las siguientes propiedades como mínimo para cada sección: área,  $A$  [cm<sup>2</sup>], módulo de sección en ambos ejes,  $S_x$  y  $S_y$  [cm<sup>3</sup>], momento de inercia en ambos ejes,  $I_x$  e  $I_y$  [cm<sup>4</sup>], peso por metro lineal [kg/m] en condición verde o seca. Si el productor no indica la información anterior, sus secciones deben cumplir con los valores de la tabla 11.2. En ese caso, el cálculo de las propiedades descritas anteriormente se debe realizar con base en las dimensiones reales mínimas.

#### b. Contenido de humedad

La madera aserrada se considera seca si tiene un contenido de humedad menor que 19% y verde si su contenido de humedad es mayor que 19%.

#### c. Tipo de corte

No es necesario que el productor indique el tipo de corte (tangencial o radial) a menos que el usuario lo solicite.

#### d. Acabado

La sección debe estar cepillada por las dos *caras* y los dos *cantos*.

#### e. Clasificación

Para la madera que no esté clasificada estructuralmente, el productor debe indicar las siguientes propiedades del elemento: módulo de ruptura,  $F_b$  [kg/cm<sup>2</sup>], módulo de elasticidad promedio,  $E$  [kg/cm<sup>2</sup>], módulo de elasticidad mínimo,  $E_{min}$  [kg/cm<sup>2</sup>], compresión paralela al grano,  $F_c$  [kg/cm<sup>2</sup>], compresión perpendicular al grano,  $F_{c\perp}$  [kg/cm<sup>2</sup>], cortante paralelo al grano,  $F_v$  [kg/cm<sup>2</sup>] y tracción paralela al grano,  $F_t$  [kg/cm<sup>2</sup>]. Los valores anteriores se obtienen de acuerdo con ASTM D 5457. El productor debe demostrar los correspondientes valores con resultados de ensayos realizados de acuerdo con ASTM D 143 o ASTM D 198. Además, se debe especificar la gravedad específica básica,  $G_b$ . Los ensayos deben ser realizados preferiblemente por un laboratorio acreditado. La densidad de la madera puede obtenerse mediante la siguiente ecuación (referencia 27):

$$\rho_{CH} = 1000G_{CH} \left( 1 + \frac{CH}{100} \right) \quad [11-2]$$

donde:

$$G_{CH} = \frac{G_b}{1 - 0.265aG_b} \quad [11-3]$$

$$a = \frac{30 - CH}{CH} \quad [11-4]$$

donde:

$\rho_{CH}$  = densidad a un contenido de humedad  $CH$ , kg/m<sup>3</sup>.

$G_{CH}$  = gravedad específica de la madera a un contenido de humedad  $CH$ .

$CH$  = contenido de humedad de la madera, %.

$G_b$  = gravedad específica básica (es la masa seca al horno dividida entre el volumen verde y la densidad del agua a 4°C).

**Tabla 11.2.** Tamaños estándares nominales y mínimos para madera aserrada (adaptada de las referencias 3 y 27).

Tipo de sección	Espesor			Ancho		
	Nominal [pulgadas]	Mínimo cepillada [cm]		Nominal [pulgadas]	Mínimo cepillada [cm]	
		Seca	Verde		Seca	Verde
<i>Tablas</i>	3/4	1.6	1.7	2	3.8	4.0
	1	1.9	2.0	3	6.4	6.5
	1-1/4	2.5	2.6	4	8.9	9.0
	1-1/2	3.2	3.3	5	11.4	11.7
				6	14.0	14.3
				7	16.5	16.8
				8	18.4	19.0
				9	21.0	21.6
				10	23.5	24.1
				11	26.0	26.7
				12	28.6	29.2
				14	33.7	34.3
				16	38.7	39.4
<i>Estructural</i>	2	3.8	4.0	2	3.8	4.0
	2-1/2	5.1	5.2	3	6.4	6.5
	3	6.4	6.5	4	8.9	9.0
	3-1/2	7.6	7.8	5	11.4	11.7
	4	8.9	9.0	6	14.0	14.3
	4-1/2	10.2	10.3	8	18.4	19.0
				10	23.5	24.1
				12	28.6	29.2
				14	33.7	34.3
				16	38.7	39.4
<i>Grandes dimensiones</i>	≥ 5	- 1.3 cm	- 1.3 cm	≥ 5	- 1.3 cm	- 1.3 cm

### 11.3.3 Madera laminada

#### a. Definición

La madera laminada se refiere a un producto, clasificado estructuralmente, de una planta laminadora, el cual consiste en un ensamble de láminas de madera seleccionadas y preparadas especialmente y unidas con *adhesivos rígidos*. El grano de las láminas es aproximadamente paralelo a la longitud del elemento. Las láminas individuales no deben tener un espesor mayor que 50 mm y deben estar conformadas por alguna de las siguientes opciones:

1. Una *tabla* o sección estructural.
2. *Tablas* o secciones estructurales unidas para alcanzar cualquier longitud.
3. *Tablas* o secciones estructurales colocadas o encoladas borde con borde para hacer elementos más anchos.
4. *Tablas* o secciones estructurales dobladas para formar elementos curvos durante el encolado.

#### b. Tamaños estándar

Los tamaños nominales y reales de las secciones de la madera laminada deben ser indicados por el productor o el profesional responsable del diseño, en caso de que se necesite hacer un pedido especial.

#### c. Contenido de humedad

La madera laminada cuyo contenido de humedad no excede el 16%, no debe ser ajustada por humedad. Si se va a utilizar madera laminada en un ambiente en donde su contenido de humedad fuera mayor que 16%, los valores de diseño se deben ajustar de acuerdo con los factores de la tabla 11.3.

**Tabla 11.3.** Factores de contenido de humedad,  $C_M$ , para madera laminada con  $CH > 16\%$ .

$F_b$	$F_v$	$F_{c\perp}$	$F_c$	$E$ y $E_{min}$
0.8	0.875	0.53	0.73	0.833

#### d. Clasificación

Para la madera laminada que no esté clasificada estructuralmente, el productor debe indicar las siguientes propiedades: módulo de ruptura,  $F_b$  [kg/cm<sup>2</sup>], módulo de elasticidad promedio,  $E$  [kg/cm<sup>2</sup>], módulo de elasticidad mínimo,  $E_{min}$  [kg/cm<sup>2</sup>], compresión paralela al grano,  $F_c$  [kg/cm<sup>2</sup>], compresión perpendicular al grano,  $F_{c\perp}$  [kg/cm<sup>2</sup>], cortante paralelo al grano,  $F_v$  [kg/cm<sup>2</sup>] y tracción paralela al grano,  $F_t$  [kg/cm<sup>2</sup>]. Además, debe indicar el valor de la tracción radial,  $F_{rt}$

[kg/cm<sup>2</sup>], para elementos curvos. Los valores anteriores deben obtenerse de acuerdo con ASTM D 5457. Los ensayos deben ser realizados preferiblemente por un laboratorio acreditado y deben ejecutarse de acuerdo con ASTM D 198.

#### 11.3.4 Madera contrachapada estructural

##### a. Definición

La madera contrachapada se refiere a un *panel estructural* de madera compuesto por *chapas* de madera colocadas en capas a 90 grados una con respecto a la otra. Las *chapas* se unen con un *adhesivo rígido* que se cura con la aplicación de calor y presión.

##### b. Tamaños estándar

Los tamaños estándar de la madera contrachapada deben ser indicados por el productor.

##### c. Contenido de humedad

La madera contrachapada se debe utilizar en condiciones secas en las cuales su contenido de humedad no sea mayor que 16 %. En caso de que la madera contrachapada se utilice en condiciones de humedad en las cuales su contenido de humedad sea mayor que 16%, el productor debe indicar el correspondiente factor de contenido de humedad,  $C_M$ .

##### d. Clasificación

La madera contrachapada debe estar clasificada para uso estructural de acuerdo con las especificaciones del PS 1 – 95 del NIST (referencia 29). En caso de no cumplir con lo anterior, se debe demostrar que su calidad es igual o superior a la especificada en ese documento mediante los ensayos requeridos. Estos ensayos deben ser realizados preferiblemente por un laboratorio acreditado.

#### 11.3.5 Conectores mecánicos para madera

El diseño de conexiones de madera debe cumplir con los requisitos de los capítulos 10, 11, 12 y 13 de la referencia 3. Los conectores deben cumplir con lo siguiente:

##### a. Clavos, tornillos y tornillos tira fondo (con diámetro ≤ 9.5 mm)

Los conectores a utilizar deben cumplir con ASTM F 1667 o ANSI/ASME B18.6.1 y B18.2.1 y se pueden utilizar los valores de capacidad de las conexiones del capítulo 11 de la referencia 3. En caso de que no se conozcan sus propiedades, se deben obtener los siguientes parámetros: el diámetro, la longitud, el diámetro de la cabeza, la longitud y el tipo de rosca (en el caso