

1. DISPOSICIONES GENERALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1 ALCANCE

La presente normativa indica cargas mínimas, niveles de peligro y objetivos de desempeño esperado para las edificaciones y sus elementos no estructurales. Las cargas, sus combinaciones y los criterios estructurales indicados en el documento se deben utilizar con la metodología de diseño por resistencia (LRFD) o de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) para los materiales aquí contenidos. En conjunto, se considera que tienen la capacidad de proveer los niveles de desempeño para los cuales esta normativa ha sido desarrollada. Los procedimientos para aplicar métodos alternativos de análisis y diseño también están descritos.

1.2 GLOSARIO Y SIMBOLOGÍA

1.2.1. Glosario

Las siguientes definiciones aplican para todos los capítulos de la presente normativa.

CARGA: Fuerzas o acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus posesiones, efectos medioambientales, movimientos diferenciales y dimensionalmente restringidos. Las cargas permanentes son aquellas en las que la variación a través del tiempo es poco común o de pequeña magnitud. El resto de las cargas son consideradas variables.

CARGA FACTORIZADA: El producto de la carga nominal y el factor de carga.

CARGAS DE SERVICIO: Cargas impuestas a una edificación debido al peso propio y sobrecargas muertas, cargas vivas asumidas presentes durante una ocupación normal de la edificación, cargas medioambientales que se espera que ocurran durante el tiempo de vida útil de la edificación y cargas y efectos autoimpuestos por la estructura. Las cargas de servicio deberán de ser identificadas para cada condición de servicio que se esté analizando.

CARGAS NOCIONALES: Cargas laterales derivadas de un caso de carga vertical existente, utilizadas para evaluar la estabilidad de una estructura. Sirven como una carga lateral mínima o una alternativa de modelado para evaluar efectos de segundo orden en elementos con geometría fuera de plomo de modo que se amplifiquen los efectos de cargas gravitacionales.

CARGAS NOMINALES: Las magnitudes de las cargas especificadas en la presente normativa como muertas, vivas, empujes de suelo, viento y sismo.

CATEGORÍA DE RIESGO: Clasificación de edificaciones para la determinación de las cargas accidentales basada en el riesgo asociado con un desempeño inaceptable.

DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD): Metodología destinada al dimensionamiento de los elementos estructurales de modo que los esfuerzos elásticos en ellos resultantes de las cargas nominales no excedan los esfuerzos permisibles especificados. ASD por sus siglas en inglés (Allowable Stress Design).

DISEÑO POR RESISTENCIA (LRFD): Metodología destinada al dimensionamiento de los elementos estructurales de modo que las fuerzas producidas en los elementos debido a las cargas factorizadas no excedan la resistencia de diseño. LRFD por sus siglas en inglés (Load and Resistance Factor Design).

EDIFICACIONES: Estructuras, generalmente limitada por muros y techo, construida para proveer soporte y albergar una ocupación de la edificación específica.

EDIFICACIONES ESENCIALES: Edificaciones que están destinadas para permanecer operacionales en el evento de cargas accidentales extremas como viento o sismo.

EFFECTO P-DELTA: Efecto de segundo orden en cortantes y momentos en elementos estructurales de marcos inducidos por cargas axiales desplazadas lateralmente de un marco estructural.

EFFECTOS DE CARGA: Fuerzas y deformaciones producidas en elementos estructurales por las cargas aplicadas.

ESTADO LÍMITE: Condición que marca el umbral a partir del cual una estructura o elemento se vuelve inutilizable, ya sea por razones de funcionalidad (estados límites de servicio) o de inseguridad (estados límites de resistencia).

FACTOR DE CARGA: Factor que toma en cuenta las variaciones de la carga real con la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma la carga en efecto de carga y la probabilidad de que una o más cargas extremas ocurran simultáneamente.

FACTOR DE IMPORTANCIA: Factor que toma en cuenta el grado de riesgo para la vida humana, salud y bienestar asociado con el daño a la propiedad, pérdida de su uso o funcionalidad.

FACTOR DE RESISTENCIA: Factor que toma en cuenta las variaciones de la resistencia real con la resistencia nominal y el modo y consecuencias de falla.

OCUPACIÓN DE LA EDIFICACIÓN: El propósito para el cual una edificación o parte de ella, es utilizada o pretende ser utilizada.

PROCEDIMIENTO BASADO EN DESEMPEÑO: Alternativa a los métodos prescriptivos en esta normativa caracterizado por el análisis especializado que determina la confiabilidad de una edificación específica.

RESISTENCIA DE DISEÑO: El producto de la resistencia nominal y el factor de resistencia.

RESISTENCIA NOMINAL: La capacidad de una estructura o elemento de la misma para resistir los efectos de carga, determinada por la resistencia especificada de los materiales, dimensiones de los elementos y las fórmulas derivadas y aceptadas de principios de mecánica estructural o por pruebas de carga en campo o en laboratorio.

1.3 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS

1.3.1. Condiciones de Resistencia

Toda edificación y otras estructuras, y cada una de sus partes deben diseñarse y construirse con resistencia y rigidez adecuada para mantener la estabilidad estructural, proteger los elementos no estructurales y cumplir los límites de servicio de la sección 1.3.2.

Se debe demostrar resistencia aceptable usando uno o más de los siguientes procedimientos, según sea requerido:

- Procedimientos de resistencia de la sección 1.3.1.1,
- Procedimientos de esfuerzos permisibles de la sección 1.3.1.2, o
- Procedimientos de diseño por desempeño de la sección 1.3.1.3, de acuerdo a los requerimientos indicados en esta normativa.

Se puede permitir el uso de procedimientos alternativos para diferentes partes de una estructura y para diferentes combinaciones de carga.

1.3.1.1 Procedimiento para Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Los elementos estructurales y no estructurales, además de sus conexiones, deben tener una resistencia adecuada para resistir las combinaciones de carga aplicables de la sección 2.3.1 de la presente normativa sin exceder los límites de resistencia aplicables para los materiales de construcción.

1.3.1.2 Procedimiento para Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD)

Los elementos estructurales y no estructurales, además de sus conexiones, deben tener una resistencia adecuada para resistir las combinaciones de carga aplicables de la sección 2.3.2 de la presente normativa sin exceder los esfuerzos permisibles aplicables para los materiales de construcción.

1.3.1.3 Procedimiento para Diseño por Desempeño (DPD)

Los elementos estructurales y no estructurales, además de sus conexiones, diseñados con procedimientos basados en desempeño deben demostrarse por medio de un análisis de acuerdo a la sección 2.3.1.3 o procedimientos de análisis que provean de una confiabilidad consistente con aquella buscada por éstas normas.

1.3.1.3.1 Análisis

El análisis debe usar métodos racionales basados en principios aceptables de ingeniería mecánica y deben considerar todas las fuentes significativas de deformación y resistencia. Las suposiciones de rigidez, resistencia, amortiguamiento y otras propiedades de los componentes y sus conexiones incorporadas en el análisis deben basarse en datos de pruebas aprobados o estándares de referencia.

1.3.1.3.2 Pruebas

Las pruebas realizadas para sustentar la capacidad de desempeño de elementos estructurales y no estructurales y sus conexiones bajo cargas deben representar fielmente a los materiales, su configuración, construcción, intensidad de carga y condiciones de frontera esperadas en la estructura.

Donde un estándar de la industria o práctica cuente con pruebas a componentes similares, el programa de pruebas y la determinación de valores de diseño deben ser acordes a dichos estándares o prácticas.

Cuando no existan estándares o prácticas, los especímenes deben construirse a una escala similar a la que se pretende aplicar a menos que se demuestre que los efectos de escala no son significativos para el desempeño indicado. La evaluación de los resultados de las pruebas deben hacerse considerando los valores obtenidos de no menos de tres pruebas, dado que la desviación de cualquier valor obtenido de cualquier prueba individual no varíe del valor promedio de todas las pruebas por más de 15%. Si dicha desviación del promedio para cualquier prueba excede el 15%, se deben llevar a cabo pruebas adicionales hasta que la desviación de cualquier prueba del valor promedio no exceda 15% o se hayan llevado a cabo por lo menos seis pruebas. Ninguna prueba debe descartarse a menos que se especifique su exclusión racionalmente. Los reportes de pruebas

deben contener la localización, tiempo y fecha de la prueba, características del espécimen, las instalaciones del laboratorio, la configuración de la prueba, la carga aplicada y la deformación correspondiente, además de la ocurrencia de cualquier daño sufrido por el espécimen junto con la carga y la deformación bajo los cuales dicho daño ocurrió.

1.3.1.3.3 Documentación

Los procedimientos usados para demostrar el cumplimiento de esta sección y los resultados del análisis y pruebas deben documentarse en uno o más reportes presentados a las autoridades responsables y a una tercera técnica independiente.

1.3.1.3.4 Tercera Técnica

Los procedimientos y los resultados del análisis, pruebas y cálculos usados para demostrar el cumplimiento con los requerimientos de esta sección deben ser sujetos a una tercera técnica independiente aprobada por las autoridades responsables. La tercera debe abarcar una o más personas que tengan la destreza y el conocimiento para evaluar el cumplimiento, incluyendo el conocimiento de desempeños esperados, el comportamiento estructural y no estructural, las cargas particulares consideradas, el análisis estructural llevado a cabo, los materiales de construcción y pruebas de laboratorio de elementos y componentes para determinar la resistencia y desempeño estructural característicos. La tercera debe incluir suposiciones, criterios, procedimientos, cálculos, modelos analíticos, preparación de pruebas, datos de pruebas, planos finales y reportes. En caso de que exista un cumplimiento satisfactorio, la tercera técnica debe presentar un oficio a la autoridad responsable indicando el alcance de su revisión y sus conclusiones.

1.3.2. Condiciones de Servicio

Los sistemas estructurales y sus elementos particulares deben analizarse bajo cargas de servicio para tener la rigidez adecuada para limitar las deflexiones, distorsiones laterales, vibraciones o alguna otra deformación que afecte de manera negativa su utilización y el desempeño de la edificación basado en los requerimientos de los códigos aplicables o conforme lo especifique un proyecto particular.

1.3.2.1 Desplazamientos

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

- a. Un desplazamiento vertical en el centro de travesaños en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la travesaño entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b. Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros

casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250.

Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en los capítulos 4 y 12, respectivamente.

1.3.2.2 Vibraciones

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 1.3.2.1. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

1.3.2.3 Otros Estados Límite

Además de lo estipulado en las secciones 1.3.2.1 y 1.3.2.2, se observará lo que dispongan los capítulos de la presente normativa relativos a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

1.3.3. Condiciones de Funcionabilidad

Los sistemas estructurales, sus elementos particulares y conexiones asignados a una Categoría de Riesgo IV deben diseñarse con una probabilidad razonable de contar con una resistencia estructural adecuada y rigidez para limitar deflexiones, distorsión lateral u otra deformación cuyo comportamiento no impida la operación de las instalaciones inmediatamente después de un evento medioambiental con una intensidad de diseño especificada en esta normativa.

Los sistemas no estructurales y sus fijaciones a la estructura deben diseñarse con la suficiente resistencia y rigidez de modo que su comportamiento no impida su utilización inmediatamente después de un evento medioambiental con una intensidad de diseño especificada en esta normativa.

La normativa en las secciones 1.3.1.1 y 1.3.1.2 en este documento están orientadas al cumplimiento de los requerimientos de ésta sección.

1.3.4. Fuerzas Autoimpuestas y Efectos

Se deben considerar fuerzas autoimpuestas y los efectos causados por asentamientos diferenciales de cimentaciones y por cambios dimensionales restringidos causados por temperatura, humedad, encogimiento, flujo plástico y efectos similares.

1.3.5. Análisis

Los efectos de carga en los miembros estructurales deben determinarse mediante métodos de análisis estructural que consideren equilibrio, estabilidad general, compatibilidad geométrica y propiedades de materiales en el corto y largo plazo. Los elementos que tiendan a acumular deformaciones residuales ante cargas de servicio deben incluir en el análisis las excentricidades adicionales esperadas durante su vida útil.

1.3.6. Efectos Estructurales Más Desfavorables

Todos los sistemas y elementos estructurales, fachadas y componentes en una edificación deben diseñarse para resistir fuerzas causadas por sismos y viento, considerando efectos de volteo, deslizamiento y levantamiento, además de contar con trayectorias de carga continuas para transmitir dichas fuerzas a la cimentación.

Cuando el deslizamiento sea utilizado para aislar elementos, los efectos de fricción entre las partes deslizantes deben incluirse como fuerzas. Cuando toda o una porción de la resistencia a dichas fuerzas es provista por la carga muerta, la carga muerta debe considerarse como la carga muerta mínima probable presente durante el evento que cause las fuerzas consideradas.

Se deben considerar los efectos de deflexiones verticales y horizontales resultantes de dichas fuerzas.

1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

1.4.1. Categoría de Riesgo y Factor de Importancia

Las edificaciones deben de ser clasificadas basadas en el riesgo que presente para las vidas humanas, salud y bienestar asociado al daño o falla por la naturaleza de su ocupación, de acuerdo a la tabla 1.4-1 para la aplicación de las provisiones indicadas en la presente normativa. A cada edificación debe asignársele la Categoría de Riesgo aplicable más alta. Las cargas mínimas de diseño para estructuras deben incorporar los factores de importancia aplicables dados en la tabla 1.4-2, conforme se requiera en otras secciones de esta normativa. La asignación de un edificio a múltiples Categorías de Riesgo basado en el tipo de condición de carga siendo evaluado (por ejemplo, viento o sismo) puede ser permitido.

Tabla 1.4-1 Categoría de Riesgo de las Edificaciones

Ocupación de la Edificación	Categoría de Riesgo
Edificaciones que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla.	I
Todas las edificaciones excepto las especificadas en las Categorías de Riesgo I, II y IV.	II
Edificaciones en las que su falla podría representar un riesgo substancial para la vida humana (incluyendo, pero sin limitarse a, escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria, estadios o cualquier estructura que aloje más de 700 personas, museos y edificios que contengan archivos y registros públicos de particular importancia)	III
Edificaciones, no incluidas en la Categoría de Riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico substancial y/o una interrupción masiva en la vida cotidiana de la sociedad en caso de falla.	
Edificaciones no incluidas en la Categoría de Riesgo IV (incluyendo, pero sin limitarse a, instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenamiento, uso o disposición de sustancias como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contengan sustancias tóxicas o explosivas donde la cantidad de material excede el límite establecido por las autoridades responsables y que puedan representar una amenaza para el público de ser liberados.	IV
Edificaciones designadas como instalaciones esenciales (incluyendo, pero sin limitarse a, hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, cualquier estructura que aloje más de 5,000 personas, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas	

<p>de transmisión, estaciones de bomberos y de policía, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques o contenedores de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales)</p> <p>Edificaciones en las que su falla podría representar un peligro substancial para la comunidad.</p> <p>Edificaciones (incluyendo, pero sin limitarse a, instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenamiento, uso o disposición de sustancias como combustibles peligrosos, químicos peligrosos o residuos peligrosos) que contengan cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas en donde la cantidad de material excede el límite establecido por las autoridades responsables y que puedan representar una amenaza para el público de ser liberados.</p> <p>Edificaciones requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de Categoría de Riesgo IV.</p>
--

Tabla 1.4-2 Factor de Importancia por Categoría de Riesgo de las Edificaciones para Cargas Sísmicas y de Viento

Categoría de Riesgo de la Tabla 1.4-1	Factor de Importancia por Sismo, I_e	Factor de Importancia por Viento, I_w
I	1.00	1.00
II	1.00	1.00
III	1.30	1.00
IV	1.50	1.00

Nota: El Factor de Importancia de Componentes, I_p , aplicable a cargas sísmicas, no está incluido en esta tabla dado que depende de la importancia individual del componente en lugar de la del edificio como tal o su uso. Sección 9.3

1.4.2 Múltiples Categorías de Riesgo

Cuando las edificaciones estén divididas en porciones con sistemas estructurales independientes, la clasificación para cada porción podrá permitirse ser determinada independientemente. Cuando algún sistema de una edificación, como salidas de emergencia, ventilación o energía, para una porción con Categoría de Riesgo mayor pasa a través o depende de otras porciones de la edificación con una Categoría de Riesgo menor, éstas últimas deberán de asignarse a la Categoría de Riesgo mayor.

1.5 ADICIÓN O ALTERACIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES

Cuando una edificación existente es aumentada o alterada de alguna manera, los elementos estructurales afectados deberán de ser reforzados si es necesario de modo que las cargas factorizadas definidas en esta normativa sean soportadas sin exceder las resistencias de diseño para los materiales de la construcción. Cuando se utilice el diseño por esfuerzos permisibles, el reforzamiento es requerido cuando los esfuerzos causados por las cargas nominales excedan los esfuerzos permisibles especificados para los materiales de la construcción.

1.6 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

Toda estructura debe estar provista de trayectorias de carga continuas de acuerdo a los requerimientos de la Sección 1.6.1 y debe de tener un sistema lateral completo con una resistencia adecuada

para soportar las fuerzas indicadas en la Sección 1.6.2. Todos los miembros del sistema estructural deben conectarse a sus soportes de acuerdo a la Sección 1.6.3. Los muros estructurales deben anclarse a los diafragmas y soportes de acuerdo a la Sección 1.6.4. Los efectos sobre la estructura y sus componentes causados por las fuerzas indicadas en ésta sección deben tomarse como cargas nocionales, N , y combinados con los efectos de otras cargas de acuerdo con las combinaciones de la Sección 2.3.

1.6.1. Trayectorias de Carga

Todas las partes de la estructura deben interconectarse para conformar una trayectoria de carga continua hacia el sistema lateral de modo que las conexiones transmitan las cargas laterales inducidas por las partes conectadas. Cualquier porción menor de la estructura debe unirse al resto de la estructura con elementos que tengan la resistencia para soportar una fuerza lateral no menor al 5% del peso de dicha porción.

1.6.2. Cargas Nocionales

Cada estructura debe analizarse para los efectos de cargas estáticas laterales aplicadas independientemente en cada una de dos direcciones ortogonales. En cada dirección, la carga nocional en todos los niveles debe aplicarse simultáneamente y se determina usando la ecuación 1.6-1:

$$F_x = 0.01W_x$$

donde

F_x = la fuerza lateral de diseño aplicada en el nivel x
 W_x = la porción de la carga muerta total de la estructura, D , localizada o asignada al nivel x

1.6.3. Conexión a Soportes

Una conexión para resistir una fuerza lateral actuando paralela al miembro debe proveerse para cada viga, trabe o armadura directamente a su soporte o a losas designadas para actuar como diafragmas.

La conexión debe tener la resistencia para soportar una fuerza de 5% de la carga muerta sin factorizar más una reacción en el soporte por la carga viva impuesta por el miembro soportado.

1.6.4. Anclaje de Muros Estructurales

Los muros que provean soporte vertical o resistencia cortante lateral a una porción de la estructura deben anclarse al techo y a todos los pisos y miembros que provean soporte lateral al muro o que sean soportados por el muro. El anclaje debe proveer una conexión directa entre los muros y el techo o los pisos. Las conexiones deben ser capaces de resistir, conforme a la metodología LRFD, una fuerza horizontal perpendicular al plano del muro igual a 0.2 veces el peso del muro tributario a la conexión pero no menos que 25 kg/m².

1.7 PRUEBAS DE CARGA

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia de la estructura ante las acciones de diseño o en relación con el cumplimiento de los procesos constructivos requeridos, será necesario comprobar su

seguridad mediante pruebas de carga. También se requerirá realizar pruebas de carga en los siguientes casos:

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

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

El método de ensaye y los detalles correspondientes deberán definirse específicamente para cada caso de interés, teniendo en cuenta la necesidad de obtener información confiable para despejar las dudas que motivan la realización de la prueba.

Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura cuando menos durante 24 horas. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre el colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento, deformación o curvatura de un elemento estructural o una sección de él. Si 24 horas después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de 75% de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos 72 horas a partir de la terminación de la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza, en 24 horas, 75% de las deformaciones debidas a dicha prueba.

Si la estructura pasa la prueba, pero manifiesta daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse cumpliendo las normas de reparación y refuerzo según el material utilizado.

1.7.1. Pruebas de Carga Alternativas

Se podrán realizar pruebas de carga con una metodología distinta a la aquí especificada cuando se siga lo descrito en los capítulos de concreto reforzado y acero estructural.

Versión Aprobada por el CCM

Versión Aprobada por la JCM

Versión Aprobada por la JCM

2. CARGAS Y COMBINACIONES

2.1 GENERAL

Las edificaciones deben diseñarse usando las provisiones de cualquiera de las secciones 2.3.1 o 2.3.2.

2.2. SIMBOLOGÍA

A	=	área tributaria correspondiente a un elemento [m^2]
D	=	carga muerta
E	=	efectos de carga sísmica
E_h	=	efectos de carga sísmica horizontal según la Sección 4.6
E_{mh}	=	efectos de carga sísmica horizontal, incluyendo sobrerresistencia conforme a la Sección 4.6
E_v	=	efectos de carga sísmica vertical aplicado en dirección de la gravedad conforme la Sección 4.6. E_v debe sujetarse a inversión en la dirección vertical hacia arriba de acuerdo a la combinación de carga aplicable.
F	=	carga causada por fluidos con presiones y alturas máximas claramente definidas
H	=	carga debido a la presión lateral del suelo, presión de poro o presión de materiales a granel
L	=	carga viva
L_o	=	carga viva uniformemente distribuida asociada al uso de la edificación o superficie de la misma en estudio
N	=	carga nocional para integridad estructural, Sección 1.6
R	=	carga debido a la lluvia y granizo
T	=	efectos acumulativos de fuerzas autoimpuestas y los efectos provocados por la contracción o expansión resultante de cambios de temperatura ambiental o por operación, encogimiento, cambios de contenido de humedad, flujo plástico en materiales de los componentes, movimiento causado por asentamiento diferencial o combinaciones de éstas
W	=	carga de viento

2.3. COMBINACIONES DE CARGA

2.3.1. Combinaciones de Carga para Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

2.3.1.1 Combinaciones Básicas

Las estructuras, sus componentes y cimentaciones deben diseñarse de modo que su resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones.

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5R$
3. $1.2D + 1.6R + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5R$
5. $0.9D + 1.0W$

NOTA: El factor de carga de L en las combinaciones 3 y 4 se permite igualar a 0.5 para todas las ocupaciones en las que L_o indicado en la Tabla 2.6-1, sea menor o igual a 500 Kg/m^2 , excepto garajes, estacionamientos o lugares de reunión pública.

Cuando estén presentes las cargas de fluidos F , deben incluirse con el mismo factor de carga que la carga muerta D en las combinaciones 1 a 4. Cuando estén presentes las cargas de presión H , deben incluirse conforme a lo siguiente:

1. Cuando el efecto de H se añada al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 1.6;
2. Cuando el efecto de H se oponga al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 0.9 si la carga es permanente o un factor de carga de 0 para el resto de las condiciones.

Los efectos de una o más cargas no actuando deben considerarse. Los efectos de carga sísmica deben ser combinados con otras cargas de acuerdo a la Sección 2.3.1.3. Refiérase a las Secciones 1.6, 2.3.1.3 y 4.6 para la definición específica de los efectos de carga sísmica E . Todos los estados límites de resistencia deben de analizarse. Los efectos más desfavorables de las cargas de viento deben analizarse pero no se necesitan considerar actuando simultáneamente con las cargas sísmicas.

2.3.1.2 Combinaciones de Carga Incluyendo Fuerzas y Efectos Autoimpuestos

Cuando se espera que los efectos estructurales de T afecten negativamente la seguridad estructural o el desempeño, T debe considerarse en combinación con otras cargas. El factor de carga para T debe definirse de acuerdo a la incertidumbre asociada con la magnitud esperada de las fuerzas y efectos estructurales, la probabilidad de que el efecto máximo de T ocurra simultáneamente con otras cargas aplicadas y el potencial riesgo si el efecto de T es mayor que el asumido. En cualquier caso, el factor de carga para T no debe tomarse menor a 1.0.

2.3.1.3 Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica

Para considerar los efectos de carga sísmica en una estructura, las siguientes combinaciones de carga deben evaluarse adicionalmente a las combinaciones básicas de la Sección 2.3.1.1. Los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas deben analizarse pero no se necesitan considerar actuando simultáneamente con las cargas de viento.

Cuando los efectos de carga sísmica prescritos, $E = f(E_v, E_h)$ son combinados con otras cargas, las siguientes combinaciones sísmicas deben de utilizarse:

6. $1.2D + E_v + E_h + L$
7. $0.9D - E_v + E_h$

Cuando los efectos de carga sísmica incluyendo sobrerresistencia, $E_m = f(E_v, E_{mh})$, definidos en la Sección 4.6, son combinados con otras cargas, las siguientes combinaciones sísmicas deben de utilizarse:

6. $1.2D + E_v + E_{mh} + L$
7. $0.9D - E_v + E_{mh}$

NOTA: El factor de carga de L en las combinaciones 6 se permite igualar a 0.5 para todas las ocupaciones en las que L_0 indicado en la Tabla 2.6-1, sea menor o igual a 500 Kg/m², excepto garajes, estacionamientos o lugares de reunión pública.

Cuando estén presentes las cargas de fluidos F , deben incluirse con el mismo factor de carga que la carga muerta D en las combinaciones 6 y 7. Cuando estén presentes las cargas de presión H , deben incluirse conforme a lo siguiente:

1. Cuando el efecto de H se añada al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 1.6;
2. Cuando el efecto de H se oponga al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 0.9 si la carga es permanente o un factor de carga de 0 para el resto de las condiciones.

2.3.1.4 Combinaciones de Carga para Cargas de Integridad Estructural

Las cargas nocionales, N , especificadas en la Sección 1.6 para la integridad estructural deben considerarse actuando en las siguientes combinaciones:

8. $1.2D + 1.0N + L$
9. $0.9D + 1.0N$

2.3.2. Combinaciones de Carga para Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD)

2.3.2.1 Combinaciones Básicas

Las cargas aquí contenidas deben considerarse actuando en las siguientes combinaciones y la cual produzca los efectos más desfavorables en la edificación, cimentación o miembro estructural deberá de considerarse.

1. D
2. $D + L$
3. $D + R$
4. $D + 0.75L + 0.75R$
5. $D + 0.6W$
6. $D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75R$
7. $0.6D + 0.6W$

Cuando estén presentes las cargas de fluidos F , deben incluirse con el mismo factor de carga que la carga muerta D en las combinaciones 1 a 6. Cuando estén presentes las cargas de presión H , deben incluirse conforme a lo siguiente:

1. Cuando el efecto de H se añada al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 1.0;
2. Cuando el efecto de H se oponga al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 0.6 si la carga es permanente o un factor de carga de 0 para el resto de las condiciones.

Los efectos de una o más cargas no actuando deben considerarse. Los efectos de carga sísmica deben ser combinados con otras cargas de acuerdo a la Sección 2.3.2.3. Refiérase a las

Secciones 1.6, 2.3.2.3 y 4.6 para la definición específica de los efectos de carga sísmica E . Las cargas de viento y sismo no se necesitan considerar actuando simultáneamente.

El aumento en esfuerzos permisibles no debe usarse con las cargas o sus combinaciones aquí indicadas a menos de que pueda demostrarse que dicho incremento está justificado por un comportamiento estructural causado por la velocidad o duración de carga.

2.3.2.2 Combinaciones de Carga Incluyendo Fuerzas y Efectos Autoimpuestos

Cuando se espera que los efectos estructurales de T afecten negativamente la seguridad estructural o el desempeño, T debe considerarse en combinación con otras cargas. Cuando el máximo efecto de la carga T es poco probable que ocurra simultáneamente con los efectos máximos de otras cargas variables, se puede permitir reducir la magnitud de T considerada en combinación con estas otras cargas. En cualquier caso, el factor de carga para T no debe tomarse menor a 0.75.

2.3.2.3 Combinaciones Básicas con Efectos de Carga Sísmica

Para considerar los efectos de carga sísmica en una estructura, las siguientes combinaciones de carga deben evaluarse adicionalmente a las combinaciones básicas de la Sección 2.3.2.1. Los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas deben analizarse pero no se necesitan considerar actuando simultáneamente con las cargas de viento.

Cuando los efectos de carga sísmica prescritos, $E = f(E_v, E_h)$ son combinados con otras cargas, las siguientes combinaciones sísmicas deben de utilizarse:

8. $1.0D + 0.7E_v + 0.7E_h$
9. $1.0D + 0.525E_v + 0.525E_h + 0.75L$
10. $0.6D - 0.7E_v + 0.7E_h$

Cuando los efectos de carga sísmica incluyendo sobrerresistencia, $E_m = f(E_v, E_{mh})$, definidos en la Sección 4.6, son combinados con otras cargas, las siguientes combinaciones sísmicas deben de utilizarse:

8. $1.0D + 0.7E_v + 0.7E_{mh}$
9. $1.0D + 0.525E_v + 0.525E_{mh} + 0.75L$
10. $0.6D - 0.7E_v + 0.7E_{mh}$

Cuando la metodología de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) es utilizada con los efectos de carga sísmica definidos en la Sección 4.6 y aplicados en las combinaciones de carga 8, 9 o 10, los esfuerzos permisibles se permiten determinar usando un factor de incremento de esfuerzo permisible de 1.2. Este incremento no debe combinarse con incrementos en esfuerzos permisibles o reducciones de combinaciones de carga aparte de los permitidos por la presente normativa excepto por los incrementos causados por los factores de ajuste de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Madera.

Cuando estén presentes las cargas de fluidos F , deben incluirse con el mismo factor de carga que la carga muerta D en las combinaciones 8, 9 y 10. Cuando estén presentes las cargas de presión H , deben incluirse conforme a lo siguiente:

1. Cuando el efecto de H se añada al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 1.0;
2. Cuando el efecto de H se oponga al efecto de carga principal, se incluirá H con un factor de carga de 0.6 si la carga es permanente o un factor de carga de 0 para el resto de las condiciones.

2.3.2.4 Combinaciones de Carga para Cargas de Integridad Estructural

Las cargas nocionales, N , especificadas en la Sección 1.6 para la integridad estructural deben considerarse actuando en las siguientes combinaciones:

11. $D + 0.7N$
12. $D + 0.75(0.7N) + 0.75L + 0.75R$
13. $0.6D + 0.7N$

2.4. CARGAS MUERTAS

2.4.1. Definición

Las cargas muertas consisten en el peso de todo material de construcción incorporado a la edificación incluyendo, pero no limitado a, muros, pisos, techos, plafones, escaleras, particiones, acabados, fachadas, además de otros objetos arquitectónicos y estructurales y equipo de servicio fijo, incluyendo el peso de grúas y sistemas de manejo de material.

2.4.2. Peso de Materiales y Construcciones

Al determinar las cargas muertas con fines de diseño, los pesos reales de los materiales y construcciones deben usarse, en el caso en que no exista información definitiva, las autoridades responsables deben aprobar valores para su uso.

La carga muerta calculada correspondiente a las losas de concreto de peso normal debe incrementarse en 20 kg/m^2 para losas coladas en sitio. Cuando se coloque una capa de mortero de peso normal sobre una losa, el peso calculado de esta capa debe incrementarse también en 20 kg/m^2 , pudiendo resultar en un incremento total de 40 kg/m^2 para losas coladas en sitio con morteros sobre ellas. Si se trata de materiales con pesos volumétricos diferentes del normal, estos incrementos deben modificarse en proporción a los pesos volumétricos de los materiales.

NOTA: Los incrementos para losas de concreto coladas en sitio y morteros sobre losas no deben considerarse cuando los efectos de la carga muerta sean favorables a la estabilidad de la estructura.

2.4.3. Peso de Equipo de Servicio Fijo

Al determinar las cargas muertas con fines de diseño, el peso del equipo de servicio fijo, incluyendo el peso máximo de los contenidos del equipo de servicio fijo deben de incluirse. Los contenidos del equipo de servicio fijo que sean variables, como líquidos y plataformas móviles, no deben usarse para contrarrestar fuerzas que provoquen volteo, deslizamiento y levantamiento de acuerdo a la Sección 1.3.6.

NOTA: Cuando las fuerzas son causadas por la presencia de contenidos variables, se permite utilizar los contenidos para contrarrestar dichos efectos de carga, en cuyo caso la estructura debe de diseñarse para efectos de fuerza con los contenidos variables presentes y ausentes.

Al calcular los efectos de fuerzas sísmicas, los contenidos del equipo de servicio fijo que sean variables, como líquidos y plataformas móviles, no necesitan exceder aquellos que se esperan durante su operación normal.

2.4.4. Vegetación y Techos Ajardinados

El peso de los jardines y sus contenidos deben considerarse como carga muerta. El peso debe de calcularse considerando tanto el suelo completamente saturado y materiales de drenaje, así como el suelo completamente seco y materiales de drenaje para determinar los efectos de carga más desfavorables para la estructura.

2.4.5. Paneles Solares

El peso de los paneles solares, el sistema de soporte y los lastres deben de considerarse como carga muerta.

2.5. PRESIONES DE SUELO E HIDROSTÁTICAS

2.5.1. Presiones de Suelo

Las estructuras enterradas deben diseñarse para resistir las presiones laterales de suelo adyacente. Cuando sea aplicable, la presión lateral causada por sobrecargas fijas o móviles debe de añadirse a las presiones laterales de suelo. Cuando una porción o todo el suelo adyacente se encuentra debajo del nivel de agua, los cálculos deben basarse en el peso del suelo disminuido por la presión de poro y sumada la presión hidrostática.

La presión lateral debe incrementarse si existen presentes suelos expansivos conforme lo determine la investigación geotécnica.

2.5.2. Levantamiento por Subpresión en Losas y Cimentaciones

Las losas de sótano, losas de piso, cimentaciones y elementos horizontales similares que estén enterradas deben diseñarse para resistir cargas de levantamiento cuando sean aplicables. La subpresión del agua debe tomarse como la totalidad de la presión hidrostática aplicada en el área completa. La carga hidrostática debe medirse desde la parte inferior de la construcción.

Las cimentaciones, losas de piso y otros elementos colocados sobre suelos expansivos deben diseñarse para tolerar el movimiento o resistir las cargas de levantamiento causadas por los suelos expansivos, a menos que los suelos expansivos sean retirados o estabilizados debajo y en los alrededores de la estructura.

2.6. CARGAS VIVAS

2.6.1. Definición

Las cargas vivas son aquellas que son producidas por la ocupación de la edificación y que no incluye la construcción o cargas medioambientales, como viento, sismo o cargas muertas.

Las cargas vivas de azotea son aquellas que son producidas durante el mantenimiento por trabajadores, equipo y materiales y durante la

vida útil de la estructura por objetos móviles, como macetas u otros ornamentos decorativos que no están relacionados con la ocupación.

Una carga viva relacionada con la ocupación ubicada en la azotea, como lo son áreas de reunión, terrazas y jardines con áreas utilizables, son consideradas como cargas vivas en vez de cargas vivas de azotea.

2.6.2. Cargas No Especificadas

Para ocupaciones o usos no especificados en el presente capítulo, la carga viva debe determinarse de acuerdo con un método aprobado por las autoridades responsables.

2.6.3. Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

2.6.3.1 Cargas Vivas Requeridas

Las cargas vivas utilizadas en el diseño de las edificaciones deben ser las cargas máximas esperadas para la ocupación prevista pero en ningún caso deben ser menores que las cargas uniformemente distribuidas requeridas por la Tabla 2.6-1.

Tabla 2.6-1 Cargas vivas uniformemente distribuidas [kg/m²]

Ocupación de la Edificación	L_o
Habitación: casa-habitación, escaleras y pasillos en casa habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, celdas en cárceles, correccionales, cuartos de hospital y similares.	190 ^[1]
Oficinas, despachos, laboratorios	250 ^[2]
Salas de operación y laboratorios en hospitales	300 ^[3]
Aulas de clase	250
Comunicación para peatones: pasillos, vestíbulos, escaleras, rampas, pasajes de acceso libre al público	400 ^[4]
Estadios, lugares de reunión sin asientos individuales, graderías, plataformas, salones de baile, gimnasios,	480 ^[5]
Otros lugares de reunión: estadios y lugares de reunión con asientos individuales, áreas de lectura en bibliotecas, templos, cines, teatros, restaurantes, salas de juego y similares	350 ^[5]
Oficinas: habitaciones de archivo y sistemas Fábricas, talleres y bodegas Comercios	L_o ^[6]
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor al 5%	100 ^[7]
Cubiertas y azoteas con pendiente mayor al 5%	40 ^[7]
Cubiertas y azoteas con ocupación definida	Según ocupación
Volados en la vía pública: marquesinas, balcones y similares	300
Almacenaje en bibliotecas, escenarios	730 ^[8]
Garajes y estacionamientos	250 ^[9]

NOTAS:

1. La reducción de cargas vivas es aplicable con el método 1 de la sección 2.6.5.1.

Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de L_o , una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 cm x 50 cm en la posición más crítica.

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

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

2. La reducción de cargas vivas es aplicable con el método 2 de la sección 2.6.5.2.

Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de L_o , una carga de 1,000 kg aplicada sobre un área de 50 cm x 50 cm en la posición más crítica.

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

3. La reducción de cargas vivas es aplicable con el método 3 de la sección 2.6.5.3.

Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de L_o , una carga de 1,000 kg aplicada sobre un área de 50 cm x 50 cm en la posición más crítica.

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

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

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

6. Atendiendo al destino del piso se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación la carga unitaria, L_o , que no será inferior a 350 kg/m² y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

7. Para el diseño de los pretilos, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 100 kg/m actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.

8. Más una concentración de 500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

9. Más una concentración de 1,500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

2.6.3.2 Consideraciones para Particiones

En edificios de oficinas y otras edificaciones donde la ubicación de las particiones pueda estar sujeta a cambios deben tomarse en cuenta

a pesar de que éstas no estén representadas en los planos arquitectónicos. La carga uniformemente repartida para particiones no debe ser menor que 75 kg/m.

NOTA: La carga uniformemente repartida para particiones no es requerida cuando una carga viva mínima de por lo menos 400 kg/m² esté especificada para dicho uso.

2.6.3.3 Cargas Parciales

La totalidad de las cargas vivas correctamente reducidas aplicadas solamente a una porción de la estructura o miembro deben tomarse en cuenta si producen un efecto de carga más desfavorable que la misma intensidad aplicada en la totalidad de la estructura o miembro.

2.6.4. Cargas Vivas Concentradas

Los pisos, techos y demás superficies similares deben diseñarse para soportar las cargas vivas uniformemente distribuidas indicadas en la Sección 2.6.3 o la carga concentrada dada en la Tabla 2.6-1, la cual produzca el efecto de carga mayor.

A menos que se especifique distinto, la carga concentrada debe asumirse uniformemente distribuida en un área cuadrada de 75 cm por 75 cm y debe localizarse de modo que se produzcan los efectos de carga máximos en los miembros.

2.6.5. Reducción de Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Las cargas vivas uniformemente repartidas pueden ser sujetas a reducciones dependiendo de la superficie tributaria en la que sean aplicadas, acorde a lo indicado en la tabla 2.6-1.

2.6.5.1 Método 1 de Reducción de Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², L_o podrá reducirse, tomando su valor de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$L_o = 60 + \frac{780}{\sqrt{A}}$$

donde

A = área tributaria correspondiente a un elemento [m²]

2.6.5.2 Método 2 de Reducción de Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², L_o podrá reducirse, tomando su valor de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$L_o = 110 + \frac{850}{\sqrt{A}}$$

donde

A = área tributaria correspondiente a un elemento [m²]

2.6.5.3 Método 3 de Reducción de Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², L_o podrá reducirse, tomando su valor de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$L_o = 130 + \frac{1000}{\sqrt{A}}$$

donde

A = área tributaria correspondiente a un elemento [m²]

2.6.6. Cargas Vivas Mínimas de Construcción

Los pisos, techos y demás superficies similares deben diseñarse para soportar las cargas vivas durante la construcción. Deben considerarse el peso de los materiales almacenados temporalmente, el de los vehículos y el equipo. Además, de presentarse el caso, el material y el personal necesario para el colado de plantas superiores que se apoyen en la planta analizada no debe considerarse menor que una carga uniformemente distribuida de 150 kg/m².

Debe analizarse el caso más desfavorable de la carga viva uniformemente distribuida o una carga concentrada de 150 kg asumida uniformemente distribuida en un área de 75 cm por 75 cm y localizada de modo que se produzcan los efectos de carga máximos en los miembros.

2.7. CARGAS ACCIDENTALES

2.7.1. Definición

Las cargas accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves.

Pertenecen a esta categoría las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios, granizo y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Será necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso que ocurran estas acciones.

Para la definición de las cargas para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en los capítulos 4 y 12, respectivamente.

2.7.2. Cargas de Granizo

2.7.2.1 Cargas de Granizo para Techos con Pendiente No Mayor al 5%

Para tomar en cuenta el efecto de granizo, L_o se tomará igual a 100 kg/m² y se tratará como una carga accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 2.3. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en la tabla 2.6-1 para cubiertas y azoteas con pendiente no mayor al 5%.

2.7.2.2 Cargas de Granizo para Techos con Pendiente Mayor al 5%

Se considerará en el fondo de los valles de techos inclinados con pendiente mayor al 5% una carga debida al granizo de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una carga accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 2.3.

2.8. CAMBIO DE OCUPACIÓN DE UNA CONSTRUCCIÓN

Cuando una edificación existente sufre un cambio de ocupación, el propietario o poseedor es responsable de los perjuicios que ocasione dicho cambio de ocupación.

Anteproyecto para las Normas Técnicas de Seguridad Estructural en el Área Metropolitana de
Guadalajara

2019

Versión Aprobada por la JCM

Versión Aprobada por la JCM

8. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO Y DETALLADO SÍSMICO DE MADERA

8.1. ALCANCE

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada, placas madera contrachapada o de partículas, madera laminada encolada (MLE), madera laminada clavada (MLC), madera contralaminada (MCL) y bambú.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas que se usan en la construcción se clasifican en cinco clases resistentes de coníferas y cuatro clases resistentes de latifoliadas. Para determinar la clase resistente se utiliza un método de clasificación por su densidad al 12% de C.H., además todas las piezas de madera deben cumplir con una clasificación visual por presencia de defectos, para garantizar que sea madera de uso estructural. Ambos procedimientos se describen en el punto 8.3.1 de estas normas.

Para el alcance de estas normas se consideran dos especies de bambú introducidas y una nativa que por sus características se usan tradicionalmente para la construcción. El uso de otras especies debe ser responsabilidad de los constructores y aprobadas por la autoridad responsable.

Los proyectos con elementos estructurales a base de madera no cubiertos por estas Normas, deberán ser aprobados por la Administración.

El presente reglamento se basa en la metodología de cálculo, propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera, de la Ciudad de México, publicadas el 17 de diciembre de 2017, pero con las siguientes adecuaciones. Se mantiene la mayor parte de la redacción, como explicaciones, procedimientos y las definiciones de los términos en el glosario. La simbología se ajustó para estar acorde con el resto de los capítulos de este reglamento. Se propone un método de clasificación visual-mecánica de la madera, incluido un nuevo método para determinar las clases resistentes de la madera estructural, de acuerdo a su densidad, basado en las norma ISO 16598:2015 Timber structures — Structural classification for sawn timber, y en bibliografía disponible sobre resistencias de la madera nacional. Se agregan los procedimientos para calcular las resistencias de diseño, para elementos estructurales de madera laminada clavada (MLC) y la referencia de los mismos para madera contralaminada (MCL). Se agrega un apartado para el cálculo de las vibraciones, y otro para el cálculo de la resistencia al fuego.

8.2. GLOSARIO Y SIMBOLOGÍA

8.2.1. Glosario

Las siguientes definiciones aplicarán para todos los capítulos de la presente normativa.

ACANALADURA: Deformación de una pieza de madera donde sus caras se desvían en forma de canal en el sentido transversal, respecto de la línea recta a la que deberían estar.

ACEBOLLADURA: Desunión de dos anillos de crecimiento colindantes.

ALABEO: Deformación de las piezas de madera producidas principalmente por un incorrecto proceso de secado.

ARQUEADURA: Deformación de una pieza de madera donde sus caras se desvían en forma arco en el sentido longitudinal, respecto de la línea recta a la que deberían estar.

CLASES RESISTENTES: Madera que se agrupa en diferentes niveles de resistencia por su densidad, de acuerdo al punto 8.3.1.

COLUMNAS O POSTES: Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

CONICIDAD: Diferencia de los promedios de los diámetros de los extremos de una pieza de bambú, dividida por la longitud de la pieza.

CONÍFERAS: También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

CONTENIDO DE HUMEDAD: Peso del agua en la madera o bambú expresado como un porcentaje de su peso anhidro.

CONTENIDO DE HUMEDAD EN EQUILIBRIO: Contenido de humedad que alcanzan la madera o el bambú en condiciones estables de humedad relativa y temperatura.

CUBIERTA: Duelas, tablas o placas de madera contrachapada, placas de OSB o cualquier otro tipo de tableros estructurales que forman parte de sistemas de piso o techo y se apoyan sobre elementos de madera o bambú poco espaciados.

CULMO: Tallo de los bambúes, equivalente al tronco del árbol.

CURVATURA: Deformación de un elemento estructural de su eje longitudinal, provocando momentos flexionantes en madera o bambú bajo cargas axiales. En bambú se limita a 0.33% de su longitud, se mide colocando la pieza sobre una superficie plana y la distancia mayor de la deformación es la que se evalúa.

CHAPA: Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

DIMENSIÓN ASERRADA: Dimensiones de una sección de madera cortada en el aserradero. Estas dimensiones se reducen por los procesos de contracción en el secado y cepillado.

DIMENSIÓN ESTÁNDAR: Dimensiones comerciales de una sección de madera para diseño y construcción, la cual ya paso por los procesos de contracción en el secado y cepillado.

DENSIDAD RELATIVA BÁSICA: Peso anhidro de la madera o el bambú dividido entre su volumen saturado; es la relación de su peso específico y el peso específico del agua, el cual es igual a la unidad en el sistema métrico.

ENCORVADURA: Deformación de una pieza de madera donde sus cantos se desvían en forma de arco, respecto de la línea recta a la que deberían estar.

ENTRENUDO: Porción del culmo comprendida entre dos nudos.

FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESISTENCIA: Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna variable como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

FACTOR DE RESISTENCIA: Factor, ϕ , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones, las propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

FIBRA: Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera o del bambú.

FORRO: Sinónimo de cubierta. Materiales que se usan en muros para integrar un sistema que funciones como diafragma o muros de cortante.

GRIETA: Separación de las fibras de madera que no atraviesa todo el grosor de la pieza.

LATIFOLIADAS: También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

MADERA CLASIFICADA ESTRUCTURALMENTE: Madera que cumple con la clasificación visual-mecánica, de acuerdo al punto 8.3.1.

MADERA CONTRACHAPADA: Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.

MADERA CONTRALAMINADA (MCL): Paneles para muros o losas estructurales, compuestos por capas (3, 5, 7 o 9) de tablas de madera aserrada, donde cada capa esta encolada y apilada en forma cruzada (a 90 grados una de otra).

MADERA HÚMEDA: Elementos de madera aserrada o bambú cuyo contenido de humedad es mayor que 12%.

MADERA LAMINADA CLAVADA (MLC): Paneles de madera aserrada para losas estructurales, creados con tablas de un espesor mínimo de 50 mm, y un ancho mínimo de 100 mm, sujetadas entre sí mediante clavos.

MADERA LAMINADA ENCOLADA (MLE): Elementos estructurales (vigas y columnas), formados por capas de madera aserrada, unidas entre sí con pegamento.

MADERA SECA: Elementos de madera aserrada o bambú cuyo contenido de humedad es igual o menor que 12%.

MIEMBRO PRINCIPAL: En el caso de uniones sometidas a cortante simple es la pieza de mayor sección.

MIEMBROS LATERALES: En el caso de uniones sometidas a cortante simple o múltiple son las piezas más delgadas.

ORIENTACIÓN DE LAS FIBRAS: Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol o culmo del bambú, en el caso de la madera su dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

PESO ESPECÍFICO: Peso por unidad de volumen. En el caso de la madera o el bambú debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron el peso y el volumen.

PIES DERECHOS: Piezas de sección rectangular o cilíndrica como el bambú que forman parte de sistemas de muros, y generalmente soportan cargas de compresión paralela a la fibra.

PLACAS DE TIRAS ORIENTADAS (OSB): Placas que se fabrican en un patrón de capas transversales de madera similar a la madera contrachapada. Los tableros OSB están compuestos de tiras delgadas de madera de forma rectangular dispuestas en capas en ángulo recto entre sí, que en conjunto forman un panel.

RAJADURA: Separación de las fibras de madera que sí atraviesa todo el grosor de la pieza.

RECORTE: La porción de una pieza de madera que se remueve al cortar con una sierra.

SISTEMA DE CARGA COMPARTIDA: Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 61 cm o menos, centro a centro, distribuidos o conectados de tal manera que comparten las cargas que actúan sobre el sistema. La resistencia de estos sistemas se modifica por el factor de modificación K_c .

SISTEMA DE PISO LIGERO: Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí, no más

de 81 cm, y unidos por una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente. A estos sistemas se les aplican cargas concentradas definidas en la normativa.

TORCEDURA: Deformación de una pieza de madera donde las cuatro esquinas de sus caras se desvían en forma torsionante, quedando en planos diferentes, respecto de la línea recta a la que deberían estar.

VALOR ESPECIFICADO DE RESISTENCIA: Resistencia básica especificada en esta Norma para el cálculo de la resistencia de diseño.

VALOR MODIFICADO DE RESISTENCIA: El producto del valor especificado de resistencia por el factor de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

VIGAS: Elementos estructurales sometidos a flexión que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga.

VIGUETAS: Elementos de madera sometidos a flexión y que están colocados a distancias cortas (menores que 1.22 m) entre sí, unidos por una cubierta de duelas, o madera contrachapada, o algún otro material que funcione como rigidizante.

8.2.2. Simbología

A	=	área total de la sección [cm ²]
A_1	=	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada [cm ²]
A_a	=	área de la superficie de apoyo por aplastamiento [cm ²]
A_l	=	superficie de apoyo de la pija igual al diámetro del conector por la longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta [cm ²]
A_m	=	área bruta del elemento principal [cm ²]
A_n	=	área neta del elemento igual al área bruta del elemento principal menos el área proyectada del material eliminado para conectores o cualquier otro tipo de corte [cm ²]
A_s	=	suma de las áreas brutas de las piezas laterales [cm ²]
Al_{ac}	=	Acanaladura [mm]
Al_{ar}	=	Arqueadura [mm]
Al_e	=	Encorvadura [mm]
Al_t	=	Torcedura [mm]
b	=	Espesor o ancho de la sección transversal [cm]
C	=	factor para obtener los valores efectivos de propiedades geométricas de madera contrachapada
CH	=	contenido de humedad [%]
C_{FE}	=	factor de corrección para cálculo de estabilidad lateral
C_s	=	factor de esbeltez
D	=	diámetro del conector [cm]
D_e	=	diámetro exterior promedio del culmo [cm]
D_i	=	diámetro interior promedio del culmo [cm]
D_o	=	diámetro o lado de la rondada [cm]
d	=	peralte de la sección [cm]
d_1	=	Peralte de la laminación alta de MLC con sección escalonada [cm]
d_2	=	Peralte de la laminación corta de MLC con sección escalonada [cm]
d_c	=	distancia entre clavos en la dirección del claro [cm]
d_e	=	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores [cm]
d_r	=	profundidad del recorte [cm]
Df	=	desviación de las fibras
Df_n	=	distorsión de las fibras ocasionada por nudos [mm]

Anteproyecto para las Normas Técnicas de Seguridad Estructural en el AMG-2019

$E_{0.05}'$	= valor especificado del módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil [kg/cm ²]	J_h	= factor de modificación por contenido de humedad para uniones
$E_{0.05}$	= valor modificado del módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil [kg/cm ²]	J_n	= factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas
$E_{0.50}'$	= valor especificado del módulo de elasticidad promedio [kg/cm ²]	J_p	= factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
$E_{0.50}$	= valor modificado del módulo de elasticidad promedio [kg/cm ²]	K_a	= factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
e_h	= excentricidad por encorvadura [cm]	K_c	= factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso, techos y muros
e_r	= longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte [cm]	K_d	= factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
f_{cr}	= esfuerzo crítico utilizado en cálculos de flexión y compresión uniaxial [kg/cm ²]	K_{dlf}	= factor de distribución de laminaciones de MLC para flexión
f_{cu}	= valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra [kg/cm ²]	K_{dlr}	= factor de distribución de laminaciones de MLC para rigidez
f_{cu}'	= valor especificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra [kg/cm ²]	K_e	= factor de estabilidad de columnas
f_{fu}	= valor modificado de esfuerzo en flexión [kg/cm ²]	K_f	= factor de modificación por los efectos de fluencia debido a cargas continuas
f_{fu}'	= valor especificado de esfuerzo en flexión [kg/cm ²]	K_g	= factor de modificación por grietas en elementos de bambú sometidos a flexión
f_{nu}	= valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra [kg/cm ²]	K_h	= factor de modificación por servicio húmedo, durante periodos de tiempo extendidos.
f_{nu}'	= valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra [kg/cm ²]	K_p	= factor de modificación por peralte
f_{ru}	= valor modificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas [kg/cm ²]	K_r	= factor de modificación por recorte
f_{ru}'	= valor especificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas [kg/cm ²]	K_{stf}	= factor de modificación por sección transversal para flexión
f_{tu}	= valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra [kg/cm ²]	K_{str}	= factor de modificación por sección transversal para rigidez
f_{tu}'	= valor especificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra [kg/cm ²]	K_{stv}	= factor de modificación por sección transversal para cortante
f_{uc}	= Esfuerzo de compresión último de diseño que actúa sobre un elemento [kg/cm ²]	K_v	= factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante
f_{uf}	= Esfuerzo de flexión último de diseño que actúa sobre un elemento [kg/cm ²]	k	= factor para determinar la longitud efectiva de columnas
f_{vgu}	= valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor [kg/cm ²]	l	= longitud de la pieza de madera [cm]
f_{vgu}'	= valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor [kg/cm ²]	L	= longitud del claro [cm]
f_{vu}	= valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra [kg/cm ²]	L_a	= longitud sin soporte lateral [cm]
f_{vu}'	= valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra [kg/cm ²]	L_e	= longitud efectiva de pandeo [cm]
$G_{0.50}$	= módulo de rigidez promedio [kg/cm ²]	L_u	= longitud sin soporte lateral para columnas y vigas [cm]
g	= grosor promedio del culmo [cm]	L_c	= longitud del clavo [cm]
I	= momento de inercia de la sección [cm ⁴]	L_p	= longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta [cm]
I_1	= momento de inercia efectivo en la dirección considerada [cm ⁴]	$M_{1,2}$	= momentos actuantes en los extremos de columnas [kg-cm]
J_a	= factor de modificación para clavos lanceros	M_{np}	= resistencia nominal a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada [kg-cm]
J_d	= factor de modificación por duración de carga para uniones	M_{nQ}	= resistencia nominal de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano [kg-cm]
J_{di}	= factor de modificación para clavos para diafragmas	M_n	= resistencia nominal de diseño de miembros sujetos a flexión [kg-cm]
J_{dp}	= factor de modificación por doblado de la punta en clavos	M_u	= momento último actuante de diseño en miembros sujetos a flexión [kg-cm]
J_g	= factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas	M_{xn}	= resistencia nominal de diseño a momento respecto al eje X [kg-cm]
J_{gc}	= factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos	M_{xu}	= momento último actuante de diseño respecto al eje X [kg-cm]
J_{gp}	= factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas	M_{yn}	= resistencia nominal de diseño a momento respecto al eje Y [kg-cm]

M_{yu}	= momento último actuante de diseño respecto al eje Y [kg-cm]	V_{n1}	= resistencia nominal a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión [kg]
N_n	= resistencia nominal de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas [kg]	V_{n2}	= resistencia nominal a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada [kg]
N_{nu}	= resistencia lateral de diseño de una unión [kg]	l_r	= longitud de rajadura
$N_{n\theta}$	= resistencia nominal a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras [kg]	Y_e	= resistencia en extracción modificada para pijas [kg-cm ²]
N_u	= resistencia lateral modificada por elemento de unión [kg]	Y_e'	= resistencia en extracción especificada para pijas [kg-cm ²]
N_u'	= resistencia lateral especificada por elemento de unión [kg]	Y_u	= resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas [kg-cm ²]
n	= número de elementos de unión	Y_u'	= resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas [kg-cm ²]
n_p	= número de planos de cortante	Γ	= constante para cortante por flexión
P_{cr}	= carga crítica de pandeo [kg]	γ	= densidad relativa igual al peso anhidro entre el volumen verde [kg/m ³]
P_n	= resistencia nominal a compresión de diseño de un elemento [kg]	γ_{12}	= densidad característica mínima, ajustada al 12% de C.H. [kg/m ³]
P_{ne}	= resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra [kg]	γ_d	= peso específico de diseño [kg/m ³]
P_{nu}	= resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra [kg]	Δ_{td}	= deflexión nominal de diseño [cm]
P_{nt}	= resistencia a compresión reducida por efecto del pandeo torsional [kg]	Δ_{cn}	= deflexión inmediata debida a las cargas normales de diseño [cm]
P_{pu}	= resistencia lateral modificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra [kg]	Δ_{lp}	= deflexión a largo plazo debido al efecto de fluencia de cargas continuas [cm]
P_{pu}'	= resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra [kg]	ϕ	= factor de reducción de resistencia
P_u	= carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento [kg]		
p	= carga distribuida uniformemente (kg/cm ²)		
Q_{nu}	= resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra [kg]		
Q_{pu}	= resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra [kg]		
Q_{pu}'	= resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra [kg]		
R	= factor de reducción de fuerzas sísmicas		
RAD	= razón de área defectuosa		
r	= radio de giro mínimo de la sección [cm]		
S	= módulo de sección [cm ³]		
S_1	= módulo de sección efectivo en la dirección considerada [cm ³]		
T_n	= resistencia nominal de diseño a tensión de un miembro [kg]		
T_u	= carga de tensión última actuando sobre el elemento [kg]		
t	= grosor neto de la placa de madera contrachapada [cm]		
t_1	= grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión [cm]		
t_e	= grosor efectivo de la placa de madera contrachapada [cm]		
t_{lam}	= grosor de las laminaciones de MLC con sección continua [cm]		
t_{lam1}	= grosor de la laminación alta de MLC con sección escalonada [cm]		
t_{lam2}	= grosor de la laminación corta de MLC con sección escalonada [cm]		
t_o	= grosor de la rondana [cm]		
V_n	= resistencia nominal a cortante de diseño [kg]		

8.3. CONSIDERACIONES GENERALES

8.3.1. Clasificación Estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas deben clasificarse de acuerdo al siguiente procedimiento visual-mecánico. La primera parte del procedimiento, corresponde a una clasificación visual por presencia de defectos, y la segunda es una asignación de clase resistente de acuerdo a su densidad, ajustada al 12% de C.H.

El objetivo de la clasificación visual es descartar las piezas de madera, cuyos defectos puedan reducir los valores de diseño propuestos. Los defectos que se deben evaluar son los nudos, bolsas de resina, grietas, aristas faltantes, alabeos, desviaciones y distorsiones de las fibras de madera, daños de larvas e insectos, y pudrición. El procedimiento para realizar la clasificación visual por presencia de defectos es el siguiente:

1. Descartar todas las piezas de madera que presenten daños de larvas e insectos, así como presencia de pudrición, acebolladuras, o aristas faltantes.
2. Descartar todas las piezas de madera que superen los límites permisibles para los cuatro tipos de alabeos descritos a continuación. La medición de los alabeos se realiza de la siguiente manera:
 - a. Encorvadura: Se determina midiendo la flecha máxima existente en el canto de la pieza de madera (Al_e), y la línea recta proyectada entre las testas.

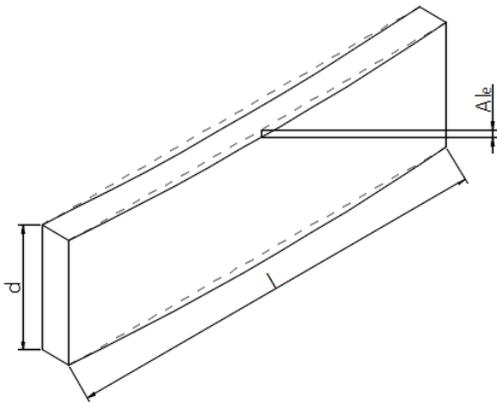


Figura 8.3.1 Medición de la encorvadura (AL_e)

Los valores máximos permisibles para la flecha de encorvadura (AL_e) se muestran en Tabla 8.3-1. Para longitudes (l) y peraltes (d) intermedios es necesario interpolar.

Tabla 8.3-1 Valores máximos permisibles para la flecha de encorvadura [mm]

Longitud l (m)	Peralte d (mm)							
	25	51	76	102	152	203	254	305
2.44	11	11	10	10	8	7	6	5
3.05	14	14	13	12	10	8	7	6
3.66	16	16	15	14	12	10	9	8
4.27	19	19	18	17	14	12	10	9
4.88	22	22	20	19	16	13	12	10
5.49	25	25	23	21	18	15	13	12
6.10	27	27	26	24	20	16	15	13

- b. Arqueadura: Se determina midiendo la flecha máxima existente en la cara de la pieza de madera (AL_a), y la línea recta proyectada entre las testas.

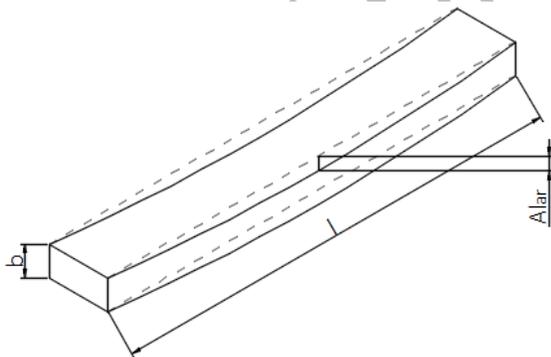


Figura 8.3.2 Medición de la arqueadura (AL_{ar})

Los valores máximos permisibles para la flecha de arqueadura (AL_{ar}) se muestran en Tabla 8.3-2. Para longitudes (l) y espesores (b) intermedios es necesario interpolar.

Tabla 8.3-2 Valores máximos permisibles para la flecha de encorvadura [mm]

Longitud l (m)	Espesor b (mm)							
	25	51	76	102	152	203	254	305
2.44	23	22	20	10	8	7	6	5
3.05	29	27	26	12	10	8	7	6
3.66	35	33	31	14	12	10	9	8
4.27	41	38	36	17	14	12	10	9
4.88	47	44	41	19	16	13	12	10
5.49	53	49	46	21	18	15	13	12
6.10	59	55	51	24	20	16	15	13

- c. Torcedura: Se determina apoyando la pieza de madera sobre una superficie plana, para medir la distancia formada entre la esquina no apoyada de la pieza, y la superficie de apoyo.

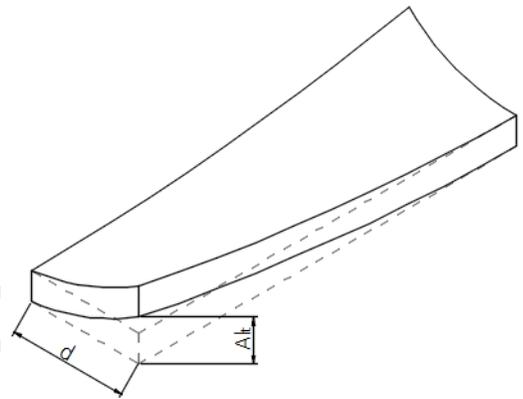


Figura 8.3.3 Medición de la torcedura (AL_t)

Los valores máximos permisibles para la torcedura (AL_t) se muestran en Tabla 8.3-3. Para longitudes (l) y peraltes (d) intermedios es necesario interpolar.

Tabla 8.3-3 Valores máximos permisibles para la distancia de torcedura [mm]

Longitud l (m)	Peralte d (mm)							
	25	51	76	102	152	203	254	305
2.44	2	3	5	6	9	12	15	18
3.05	2	4	5	7	11	14	18	22
3.66	2	4	6	8	13	17	21	25
4.27	2	5	7	10	14	19	24	29
4.88	3	5	8	11	16	22	27	32
5.49	3	6	9	12	18	24	30	36
6.10	3	7	10	13	20	26	33	40

- d. Acanaladura: Se determina midiendo la flecha máxima existente en la cara de la pieza de madera (AL_{ac}), y la línea recta proyectada entre los cantos.

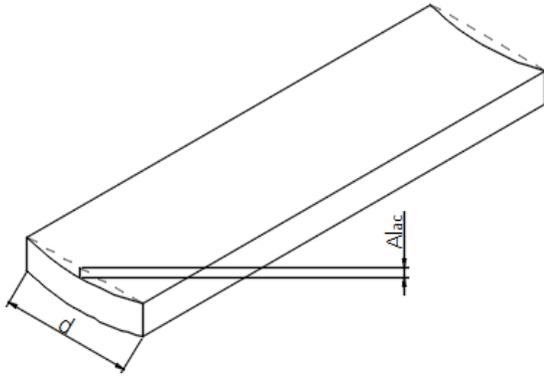


Figura 8.3.4 Medición de la acanaladura (A_{ac})

Los valores máximos permisibles para la acanaladura (A_{ac}) se muestran en Tabla 8.3-4. Para peraltes (d) intermedios es necesario interpolar.

Tabla 8.3-4 Valores máximos permisibles para la acanaladura [mm]

Peralte d (mm)	51	76	102	152	203	254	305
A_{ac} permisible (mm)	1	2	2	3	4	5	6

- Descartar todas las piezas de madera que presenten una desviación de las fibras (Df) con una relación AB/OB , mayor a 0.05, en cualquier cara, testa o canto de la pieza.

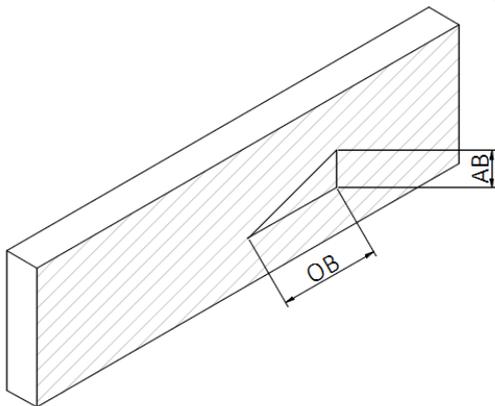


Figura 8.3.5 Medición de la desviación de las fibras

- Descartar todas las piezas de madera que presenten una distorsión de las fibras ocasionada por nudos (Df_n), con una longitud mayor a la indicada en la Tabla 8.3-5. Para peraltes (d) intermedios es necesario interpolar.

Tabla 8.3-4 Valores máximos permisibles para la distorsión de las fibras ocasionada por nudos [mm]

Peralte d (mm)	51	76	102	152	203	254	305
Df_n permisible (mm)	6	10	13	19	25	32	38

- Se permite el uso de piezas de madera con grietas (separaciones de las fibras de madera que no atraviesan todo el grosor de la pieza) producidas por el secado, con hasta 2 mm de espesor, pero se deben descartar todas las piezas de madera que contengan rajaduras (separaciones de las fibras de madera que sí atraviesan todo el grosor de la pieza) con una longitud L_r mayor al peralte d . Ejemplo:

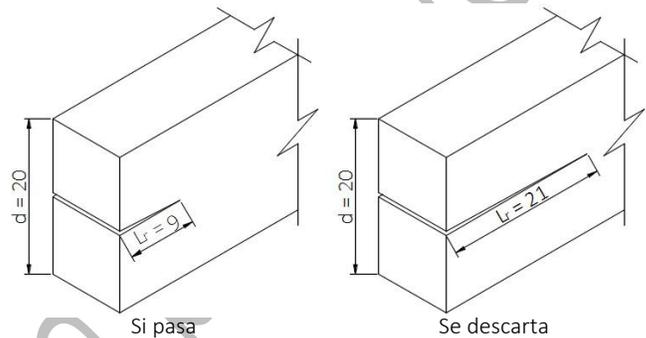


Figura 8.3.6 Ejemplo de medición de rajaduras

- Descartar las piezas de madera cuya razón de área defectuosa (RAD) para nudos y bolsas de resina, sea superior a 0.25, de acuerdo con los siguientes pasos:
 - Identificar la zona de la pieza de madera con una longitud igual al ancho b de la sección transversal, donde se presente la mayor cantidad de nudos y bolsas de resina. Ejemplo:

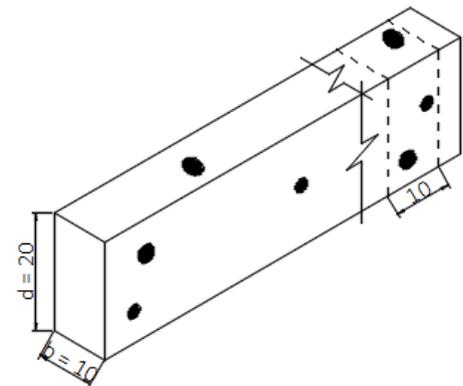


Figura 8.3.7 Identificación de área con mayor cantidad de defectos

- Posteriormente, determinar el área proyectada de cada defecto sobre la sección transversal de la pieza de madera. Ejemplo:

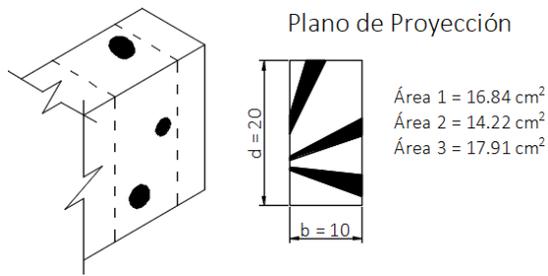


Figura 8.3.8 Determinación de área proyectada de defectos

- Sumar estas áreas proyectadas para obtener el total del área defectuosa A_d . Para el caso de ejemplo $A_d = 48.97 \text{ cm}^2$.
- Obtener el área de la sección transversal A_t , multiplicando b por d . Para el caso de ejemplo $A_t = 200 \text{ cm}^2$.
- Finalmente, determinar la razón de área defectuosa (RAD), mediante la siguiente expresión:

$$RAD = \frac{A_d}{A_t}$$

donde

A_d = área defectuosa
 A_t = área de la sección transversal

Para el caso de ejemplo $RAD = 0.24485 < 0.25$, por lo tanto la pieza de madera si cumple con el requisito.

La segunda parte del procedimiento es la clasificación por densidad al 12% de C.H.

Para determinar de la densidad al 12% de C.H., se deberá medir el peralte (d), espesor (b), y largo (l), de las piezas de madera con una precisión de 0.001 m, para determinar su volumen. Después se pesará la pieza con una precisión de 0.01 kg. El contenido de humedad se determinará haciendo uso de un higrómetro resistivo, calibrado y con una precisión de 0.1 % de C.H, tomando una lectura al centro de la pieza. Finalmente, mediante la siguiente expresión se calculará la densidad ajustada al 12% de C.H.:

$$\gamma_{12} = \frac{0.01(12 - C.H.) + 1}{0.01(12 - C.H.) \frac{\gamma_{C.H.}}{1000} + 1} \gamma_{C.H.}$$

donde

$$\gamma_{C.H.} = \frac{m_{C.H.}}{V_{C.H.}}$$

$C.H.$ = contenido de humedad promedio de la muestra (medido con higrómetro resistivo) [%]
 $\gamma_{C.H.}$ = densidad al C.H. de la muestra [kg/m^3]
 $m_{C.H.}$ = masa al C.H. de la muestra [kg]
 $V_{C.H.}$ = volumen al C.H. de la muestra [m^3]
 γ_{12} = densidad ajustada al 12% de C.H. [kg/m^3]

En las Tablas 8.4-1 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas [kg/cm^2], y 8.4-2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas [kg/cm^2], se presentan los valores especificados de diseño correspondientes a este método. En la

penúltima fila de cada tabla se especifica la densidad mínima al 12% de C.H. que debe de tener la pieza de madera para pertenecer a la clase estructural indicada. Mientras que en la última fila de cada tabla se especifica el valor correspondiente a cada clase estructural que debe ser usado como peso específico para el cálculo del peso propio de los elementos.

Los métodos de clasificación para maderas de origen extranjero, deberán ser aprobados por la autoridad responsable.

El bambú para fines estructurales debe cumplir con un mínimo de requisitos de calidad para garantizar la seguridad de las construcciones:

- La edad del bambú estructural debe ser entre 4 y 6 años o la edad que aplique en particular para cada especie.
- Los culmos no deberán tener una desviación longitudinal (arqueamiento) mayor a 0.33 % de la longitud del elemento.
- Las piezas de bambú no deberán presentar una conicidad mayor a 1%.
- La suma total de las grietas, considerándose éstas como separaciones de las fibras en todo el grosor de la pared del culmo, en el elemento no deberá exceder el 50 % de la longitud total del mismo.
- La longitud total permisible de la grieta más larga no debe ser mayor del 30 %.
- Los miembros con grietas permitidas deben colocarse de manera tal que las grietas estén en las zonas a compresión o a tensión, pero nunca en el eje neutro, en los puntos en donde se presente el cortante máximo.
- Se puede usar cualquier especie de las presentadas en la tabla 8.4-7, que son aquellas para las que se han obtenido valores de diseño resultado de experimentos con muestras nacionales. Para cualquier otra especie que no aparezca en la tabla, sus valores de diseño deberán determinarse experimentalmente de acuerdo con lo establecido en la norma ISO 22157:2019 Bamboo structures — Determination of physical and mechanical properties of bamboo culms — Test methods.

8.3.2. Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se deberán utilizar las dimensiones estándar de las secciones en condición seca, y no las dimensiones aserradas en condición húmeda.

8.3.3. Contenido de Humedad

El contenido de humedad, CH, se define como el peso original

menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera o bambú secos a la que tiene un contenido de humedad igual o menor que 12%; y húmeda a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor.

Toda la madera usada en estructuras necesitará obligatoriamente estar en condición seca. Se recomienda ampliamente que el secado sea a través del proceso de estufado, debido a que gracias al uso de este proceso, casi la totalidad de los elementos de madera cumplen con los límites de alabeos y grietas descritos en el punto 8.3.1. Cuando la madera se seca de forma natural, el porcentaje de elementos de madera que cumplen con dichos requisitos disminuye considerablemente, aumentando el costo de la obra.

8.3.4. Madera Importada

Las maderas importadas deberán estar clasificadas con sus respectivas reglas de clasificación y deberán contar con un sello de certificación que avale esta clasificación.

8.3.5. Anchos de Cubierta a considerar para Soporte de Cargas Concentradas

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 8.3.6, los valores de la tabla 8.3-5, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

Tabla 8.3-5 Anchos, b , para soporte de cargas concentradas en cubierta

Condición	b
Duelas a tope ¹	Ancho de una duela
Duelas machihembradas ²	$(2 \times \text{ancho de una duela} + 15 \text{ cm}) \leq 45 \text{ cm}$
Madera contrachapada o tableros OSB ³	61 cm
¹ Grosor mínimo de 1.9cm	
² Grosor mínimo de 1.3cm	
³ Grosor mínimo de 0.9cm	

8.3.6. Cargas Vivas Concentradas para Diseño de Pisos de Madera

Para el diseño de pisos ligeros de madera se deberán tomar en consideración las disposiciones señaladas en la sección 2.6 de la presente normativa, con las siguientes observaciones relacionadas a las cargas vivas concentradas:

- En el caso de sistemas de piso ligeros de madera con cubierta rigidizante destinados a habitación, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable una carga concentrada de 120 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicada en la posición más desfavorable.
- Se considerarán sistemas de piso ligeros de madera aquellos formados por tres o más miembros a base de madera aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 81 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.
- En el caso de sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante definidos como en la nota anterior, destinados a oficinas, despachos y laboratorios, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 200 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicada en la posición más desfavorable.

8.3.7. Acciones Accidentales

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Para el caso de los incendios, se deberán observar las provisiones señaladas en el punto 8.15 de estas Normas.

8.4. PRINCIPIOS DE DISEÑO

8.4.1. Métodos de Diseño

El diseño de elementos de madera y bambú y de los elementos de unión requeridos para formar estructuras se lleva a cabo de acuerdo con los criterios de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, establecidos en el apartado 2.3.1 de la presente normativa, que establece los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad, y combinaciones de cargas.

El diseño puede realizarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinan considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

8.4.2. Valores Especificados de Resistencias y Rigideces

La tabla 8.4-1 proporciona valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad, para las cinco clases resistentes: Muy baja (MB), Baja (B), Media (M), Alta (A) y Muy Alta (MA), de maderas aserradas de coníferas. La tabla 8.4-2 establece valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para las cuatro clases resistentes: Baja (B), Media (M), Alta (A) y Muy Alta (MA), de maderas aserradas de latifoliadas. La tabla 8.4-3 contiene valores especificados de resistencias, módulos de elasticidad y de rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. La tabla 8.4-4 contiene valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y de rigidez para tableros de tiras orientadas (OSB). Las tablas 8.4-5 y 8.4-6 contienen valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada encolada (MLE) de especies coníferas y latifoliadas respectivamente. La tabla 8.4-7 contiene valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para dos especies introducidas y una nativa de bambú aptos para la construcción. Los valores de las tablas corresponden a condición seca.

Tabla 8.4-1 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas [kg/cm²]

Resistencia / Módulo		Clasificación por densidad ajustada al 12% de C.H.				
		MB	B	M	A	MA
Flexión	f_{fu}'	60	120	270	375	480
Tensión paralela a la fibra	$f_{tu,0}'$	30	65	140	200	255
Tensión perpendicular a la fibra	$f_{tu,90}'$	3	4	5	5	5
Compresión paralela a la fibra	$f_{cu,0}'$	90	150	215	245	320
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{cu,90}'$	15	20	35	55	70
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu,0}'$	10	20	30	35	35
Módulo de elasticidad promedio, paralelo a la fibra	$E_{0,0.50}$	61185	76480	112935	134795	159265
Módulo de elasticidad al 5°	$E_{0,0.05}$	40995	51240	75665	90310	106710

percentil, paralelo a la fibra						
Módulo de elasticidad promedio, perpendicular a la fibra	$E_{90,0.50}$	2040	2550	3765	4495	5310
Módulo de cortante promedio, paralelo a la fibra	$G_{0,0.50}$	3825	4780	7060	8425	9955
Módulo de cortante promedio, perpendicular a la fibra	$G_{90,0.50}$	380	480	705	840	995
Densidad característica mínima, ajustada al 12% de C.H. [kg/m ³]	γ_{12}	357	400	500	600	700
Peso específico de diseño [kg/m ³]	γ_d	399	499	599	699	800

Tabla 8.4-2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas [kg/cm²]

Resistencia / Módulo		Clasificación por densidad ajustada al 12% de C.H.			
		B	M	A	MA
Flexión	f_{ju}'	65	220	385	555
Tensión paralela a la fibra	$f_{tu,0}'$	30	110	195	275
Tensión perpendicular a la fibra	$f_{tu,90}'$	6	6	6	6
Compresión paralela a la fibra	$f_{cu,0}'$	90	200	225	355
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{cu,90}'$	30	55	80	105
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu,0}'$	10	30	35	50
Módulo de elasticidad promedio, paralelo a la fibra	$E_{0,0.50}$	63835	94630	123160	153935
Módulo de elasticidad al 5° percentil, paralelo a la fibra	$E_{0,0.05}$	53620	79490	103455	129305
Módulo de elasticidad promedio, perpendicular a la fibra	$E_{90,0.50}$	4255	6310	8210	10260
Módulo de cortante promedio, paralelo a la fibra	$G_{0,0.50}$	3990	5915	7700	9620
Módulo de cortante promedio, perpendicular a la fibra	$G_{90,0.50}$	400	590	770	960
Densidad característica mínima, ajustada al 12% de C.H. [kg/m ³]	γ_{12}	450	600	800	1000
Peso específico de diseño [kg/m ³]	γ_d	599	799	899	1199

Tabla 8.4-3 Valores especificados de resistencias, módulos de elasticidad y módulos de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas [kg/cm²]

Resistencia / Módulo	Valor
Flexión	f_{ju}' 170
Tensión	f_{tu}' 150
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendiculares al esfuerzo (3 chapas)	f_{tu}' 90
Compresión en el plano de las chapas	f_{cu}' 160
Compresión perpendicular al plano de las chapas	f_{nu}' 25
Cortante a través del grosor	f_{vgu}' 25
Cortante en el plano de las chapas	f_{ru}' 10
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$ 110,000
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$ 5,000

Tabla 8.4-4 Valores especificados de resistencias, módulos de elasticidad y módulos de rigidez de placas de madera de tiras orientadas (OSB) de especies coníferas [kg/cm²]

Resistencia / Módulo	Valor
Flexión en dirección longitudinal de la placa	f_{ju}' 65
Flexión en dirección transversal de la placa	f_{ju}' 26
Tensión en dirección longitudinal de la placa	f_{tu}' 35
Tensión en dirección transversal de la placa	f_{tu}' 26
Compresión en el plano de la placa	f_{cu}' 52
Compresión perpendicular al plano de la placa	f_{nu}' 45
Cortante a través del grosor	f_{vgu}' 26
Cortante en el plano de la placa	f_{ru}' 4
Módulo de elasticidad promedio en dirección longitudinal de la placa	$E_{0.50}$ 78,000
Módulo de elasticidad promedio en dirección transversal de la placa	$E_{0.50}$ 16,000
Módulo de rigidez promedio en dirección longitudinal de la placa	$G_{0.50}$ 32,000
Módulo de rigidez promedio en dirección transversal de la placa	$G_{0.50}$ 12,000

Los valores que se presentan para placas de OSB aplican para el diseño de placas estructurales que no presenten un sello de certificación del fabricante en el que establezca la forma de aplicación de la placa. Sin embargo, deberá garantizarse que los valores aquí presentados son aplicables al producto en uso, verificando sus valores de diseño mediante ensayos.

Si cuenta con un sello de certificación que especifique la forma de uso, ésta se deberá cumplir en lo referente a separación de apoyos en muros y sistemas de piso, entrepiso y techo.

Tabla 8.4-5 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada encolada (MLE) homogéneas de especies coníferas [kg/cm²]

Resistencia / Módulo		Clasificación por densidad ajustada al 12% de C.H.				
		MB	B	M	A	MA
Flexión	f_{ju}'	40	80	170	235	300
Tensión paralela a la fibra	$f_{tu,0}'$	30	55	115	165	210
Tensión perpendicular a la fibra	$f_{tu,90}'$	0.5	1.0	2.5	3.0	4.0

Compresión paralela a la fibra	$f_{cu,0'}$	35	45	65	80	85
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{cu,90'}$	4.0	5.5	8.5	10.0	11.0
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu,0'}$	5	10	15	20	30
Módulo de elasticidad promedio, paralelo a la fibra	$E_{0,0.50}$	64245	80305	118580	141535	167230
Módulo de elasticidad al 5° percentil, paralelo a la fibra	$E_{0,0.05}$	52005	65010	95995	114575	135375
Módulo de elasticidad promedio, perpendicular a la fibra	$E_{90,0.50}$	2140	2675	3953	4720	5575
Módulo de cortante promedio, paralelo a la fibra	$G_{0,0.50}$	3975	4970	7340	8760	10350
Módulo de cortante promedio, perpendicular a la fibra	$G_{90,0.50}$	400	495	735	875	1035
Densidad característica mínima, ajustada al 12% de C.H. [kg/m³]	γ_{12}	357	400	500	600	700
Peso específico de diseño [kg/m³]	γ_d	399	499	599	699	800

Tabla 8.4-6 Valores especificados de resistencia en flexión y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada encolada (MLE) de especies latifoliadas [kg/cm²]

Resistencia / Módulo	Clasificación por densidad ajustada al 12% de C.H.				
		B	M	A	MA
Flexión	f_{fu}'	40	135	230	325
Tensión paralela a la fibra	$f_{tu,0'}$	30	95	160	225
Tensión perpendicular a la fibra	$f_{tu,90'}$	0.5	2.0	3.0	4.5
Compresión paralela a la fibra	$f_{cu,0'}$	35	60	75	90
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{cu,90'}$	4.0	7.5	10.0	11.5
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu,0'}$	5	15	20	30
Módulo de elasticidad promedio, paralelo a la fibra	$E_{0,0.50}$	67025	99360	129320	161630
Módulo de elasticidad al 5° percentil, paralelo a la fibra	$E_{0,0.05}$	54260	80435	104685	130845

Módulo de elasticidad promedio, perpendicular a la fibra	$E_{90,0.50}$	2235	3310	4311	5390
Módulo de cortante promedio, paralelo a la fibra	$G_{0,0.50}$	4150	6150	8005	10005
Módulo de cortante promedio, perpendicular a la fibra	$G_{90,0.50}$	415	615	800	1000
Densidad característica mínima, ajustada al 12% de C.H. [kg/m³]	γ_{12}	450	600	800	1000
Peso específico de diseño [kg/m³]	γ_d	599	799	899	1199

Tabla 8.4-7 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de bambúes leñosos [kg/cm²]

Resistencia / Módulo		Guadua aculeata	Guadua angustifolia	Bambusa oldhamii
Flexión	f_{fu}'	235	260	340
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	210	370	590
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	170	240	205
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	30	18	25
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	185,000	185,000	205,000
Módulo de elasticidad al 5° percentil	$E_{0.05}$	100,000	122,000	122,000

8.4.3. Factores de Reducción de Resistencia ϕ

La tabla 8.4-8 indica los factores de reducción de resistencia, ϕ , para madera maciza, placas contrachapadas y de partículas orientadas, madera laminada encolada, madera laminada clavada, madera contralaminada y bambú. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

Tabla 8.4-8 Factores de reducción de resistencia para madera maciza, placas contrachapadas y de partículas, madera laminada encolada, madera laminada clavada, madera contralaminada y bambú, ϕ

Acción		Madera maciza, placas contrachapadas y de partículas, bambú	Madera laminada encolada, madera laminada clavada y madera contralaminada
Flexión	f_{fu}'	0.80	0.85
Tensión paralela	f_{tu}'	0.70	0.80
Compresión paralela y en el plano de las chapas	f_{cu}'	0.70	0.85
Compresión perpendicular	f_{nu}'	0.90	0.95
Cortante paralelo a la fibra y a través del espesor en el plano de las chapas	f_{vu}'	0.70	0.75

8.4.4. Valores Modificados de Resistencias y Rigideces

En los cálculos de las resistencias y las deformaciones para el diseño de los miembros o uniones se toman como valores de la resistencia o del módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el modificado que resulte de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según los incisos 8.4.4.1 y 8.4.4.2.

8.4.4.1 Factores de Modificación para Madera Maciza, Contrachapada, Madera Laminada Encolada, Madera Laminada Clavada, Madera Contralaminada y Bambú

- El factor por compartición de carga, K_c , será igual a 1.0 cuando la distancia entre las vigas sea mayor a 61 cm. En sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm de centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente (sistemas con compartición de carga), como en sistemas de entrepisos ligeros, sistemas de madera laminada clavada (MLC), y madera contralaminada (MCL), el factor por compartición de carga, K_c , será igual a 1.15.
- El factor de modificación por grietas en elementos de bambú sometidos a flexión, K_g , será igual a 0.8.
- El factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante, K_v , puede considerarse igual a 2.0 en las secciones críticas de apoyos continuos y en todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga. En todos los demás casos, K_v será igual a 1.0.
- El factor de modificación por recorte, K_r , se calcula de acuerdo con las siguientes expresiones:

- Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2$$

- Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d}$$

- Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)}$$

Tabla 8.4-9 Factor de modificación por temperatura, K_t

Valores Especificados de Diseño	Condición de Humedad	50°C a 65°C	35°C a 50°C	Menor a 35°C
Tensión	Húmeda o Seca	0.93	0.93	1.0
Módulos de elasticidad				
Flexión	Húmeda	0.65	0.75	1.0
Cortante				
Compresión paralela				
Compresión perpendicular	Seca	0.75	0.8	1.0
Flexión				
Cortante				
Compresión paralela				
Compresión perpendicular				

Tabla 8.4-10 Factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo¹, K_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana [cm]	K_a
1.5 o menor	1.80
2.5	1.40

4.0	1.25
5.0	1.20
7.5	1.15
10.0	1.10
15.0 o mayor	1.00

¹ Factor aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

Tabla 8.4-11 Factor de modificación por duración de carga¹, K_d

Condición de carga	K_d
Carga continua	0.90
Carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo	1.33
Carga muerta más carga viva en techos (pendiente ≥ 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

¹ Aplicables para todos los materiales estructurales del alcance de esta norma, sin ser aplicables a los módulos de elasticidad.

Tabla 8.4-12 Factor de modificación por servicio húmedo, durante periodos de tiempo extendidos (CH≥12%), K_h

Concepto	K_h
MADERA MACIZA DE CONÍFERAS, MADERA LAMINADA CLAVADA (MLC)	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulos de elasticidad	1.00
MADERA MACIZA DE LATIFOLIADAS	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.85
Módulos de elasticidad	1.00
MADERA CONTRACHAPADA Y TABLEROS DE TIRAS ORIENTADAS (OSB)	
Flexión, tensión, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Compresión paralela y perpendicular a la cara	0.60
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85
MADERA LAMINADA ENCOLADA (MLE), MADERA CONTRALAMINADA (MCL)	
Flexión y tensión paralela a la fibra	0.80
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulos de elasticidad	0.83
BAMBÚ	
Flexión	0.90
Tensión paralela a la fibra	0.65
Compresión paralela a la fibra	0.85
Cortante paralelo a la fibra	0.90
Módulo de elasticidad promedio	0.85

Tabla 8.4-13 Factor de modificación por peralte (aplicable cuando $d \leq 14 \text{ cm}$), K_p

Concepto	K_p
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Compresión perpendicular a la fibra	1.00
Cortante paralelo a la fibra	1.50

8.4.4.2 Factores de Modificación para Uniones

El factor de modificación para clavos de diafragmas, J_{di} , será igual a 1.3.

El factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra, J_p , será igual a 0.6.

Tabla 8.4-14 Factor de modificación para clavos lanceros, J_a

Condición	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

Tabla 8.4-15 Factor de modificación por duración de carga en uniones, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga de servicio: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

Tabla 8.4-16 Factor de modificación por doblado de la punta de clavos, J_{dp}

Condición	J_{dp}
Cortante simple	1.6
Cortante doble ¹	2.0

¹ Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

Tabla 8.4-17 Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas¹, J_g

Relación de áreas ²	La menor de A_m o A_s [cm ²]	Número de conectores de una hilera							
		2	3	4	5	6	7	8	
PARA PIEZAS LATERALES DE MADERA									
0.5	< 80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55	
	80 a 180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62	
	180 a 420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79	
	> 420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85	
1.0	< 80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65	
	80 a 180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72	
	180 a 420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85	
	> 420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91	
PARA PIEZAS LATERALES METÁLICAS									
N/A	160 a 260	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61	
	260 a 420	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63	
	420 a 760	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71	
	760 a 1,300	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81	
	> 1,300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	

¹ Interpolación para valores intermedios

² La menor de las relaciones de áreas A_m/A_s o A_s/A_m

donde

A_m = área bruta del miembro principal

A_s = suma de las áreas brutas de los miembros laterales

Tabla 8.4-18 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral ¹	J_{gc}
$l/3$	1.00
$l/6$	0.50

¹ Interpolación linealmente para valores intermedios de grosores de piezas laterales, donde l es la longitud del clavo.

Tabla 8.4-19 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera y metálicas para pernos y pijas, J_{gp}

Condición	J_{gp} ¹
Para piezas laterales de madera en pijas con espesor $\geq 3.5D$	1.00
Para piezas laterales de madera en pijas con espesor $\leq 2.0D$	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas	1.50

¹ Interpolación linealmente para valores intermedios de grosores de piezas laterales, donde D es el diámetro de la pija.

Tabla 8.4-20 Factor de modificación por contenido de humedad en uniones, J_h

Condición de la madera al fabricar la unión	Seca CH \leq 12%		Húmeda CH > 12%	
	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Pernos y pijas en compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Pernos y pijas en compresión perpendicular y pijas en extracción	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

Tabla 8.4-21 Factor de modificación por carga lateral perpendicular a las fibras para pijas, J_n

Diámetro de la pija [cm]	J_n
0.64	0.97
0.95	0.76
1.27	0.65
1.59	0.60
1.91	0.55
2.22	0.52
2.54	0.50

8.4.5. Encharcamiento en Techos Planos

Cada porción del techo debe diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella cuando el sistema de drenaje no funcione correctamente.

8.5. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

8.5.1. Miembros en Tensión

El valor de la resistencia para diseñar elementos sujetos a tensión paralela a la fibra se obtiene con la expresión:

$$T_n = f_{tu} A_n$$

donde

$$f_{tu} = f_{tu}' \phi K_t K_h K_d K_c K_p$$

A_n = área neta

El área neta se define como la que resulta de restar de la sección bruta el área proyectada del material eliminado por horadaciones para pernos u otros fines. En miembros de madera con perforaciones en tresbolillo para pernos o pijas se consideran en la sección crítica analizada las perforaciones adyacentes cuya separación sea igual o menor que 8 diámetros.

8.5.2. Miembros bajo Cargas Transversales

8.5.2.1 Requisitos Generales

8.5.2.1.1 Claro de Cálculo

El claro de diseño para vigas simplemente apoyadas se toma como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en el inciso 8.5.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se mide desde los centros de los apoyos continuos.

8.5.2.1.2 Recortes

Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte (Fig. 8.5.1).

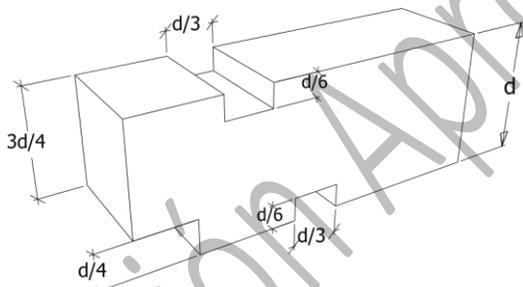


Figura 8.5.1 Recortes permitidos en elementos a flexión

8.5.2.2 Resistencia Nominal a Flexión

La resistencia nominal de diseño, M_n , de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión:

$$M_n = f_{fu} S \lambda$$

donde

$$f_{fu} = f_{fu}' \phi K_t K_h K_d K_c K_p$$

S = módulo de sección

λ = factor de estabilidad lateral (apartado 8.5.2.3.2)

8.5.2.3 Estabilidad Lateral

8.5.2.3.1 Requisitos Generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, λ , puede tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0.

Cuando dicha relación es mayor que 1.0 debe proporcionarse soporte lateral en los apoyos, de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de λ se determina de acuerdo con el inciso 8.5.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 8.5-1, cuando puede tomarse la unidad como valor de λ . Las reglas de las secciones siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

Tabla 8.5-1 Relaciones d/b máximas admisibles para las cuales puede tomarse $\lambda = 1$

Condición de soporte lateral ¹	Relación máxima d/b
a. Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b. Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de cuando menos una vigueta o tirante al centro del claro	5.0
c. Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamiento menor a 61 cm	6.5
d. Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arriostamiento lateral a distancias no superiores a 8d	7.5
e. Cuando la cara de compresión y la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente	9.0

¹ En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga.

8.5.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, λ

LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL, L_u

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se toma como la distancia centro a centro entre apoyos; en voladizos, se toma como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_u , se toma como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_u puede tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral debe estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

FACTOR DE ESTABILIDAD LATERAL, λ

El valor del factor de estabilidad lateral, λ , se determina con la expresión:

$$\lambda = \frac{f_{fE}}{1.9} - \sqrt{\frac{f_{fE}^2}{1.9} - \frac{f_{fu}}{0.95}}$$

donde

$$f_{f,E} = \frac{C_{f,E} E_{0.05}}{C_s^2}$$

- $C_{f,E}$ = 0.439 para madera aserrada
 = 0.610 para MLE, MLC y MCL

FACTOR DE ESBELTEZ, C_s

El factor de esbeltez, C_s , se determina con la expresión:

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}}$$

donde

- L_o = longitud sin soporte lateral según la Tabla 8.5-2
 L_u = $L_u(L_o)$

No se admiten vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 50.

Tabla 8.5-2 Longitudes efectivas para cálculo de estabilidad lateral en vigas

Condición de carga	Soporte lateral en el punto de carga	Longitud efectiva, L_o
VIGAS CON UN SOLO CLARO		
Carga uniformemente distribuida	No	$L_u = 1.63L_o + 3d$
Carga concentrada al centro	No	$L_u = 1.37L_o + 3d$
	Sí	$L_u = 1.11L_o$
Dos cargas concentradas iguales @ 1/3 del claro	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.68L_o$
Tres cargas concentradas iguales @ 1/4 del claro	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.54L_o$
Cuatro cargas concentradas iguales @ 1/5 del claro	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.68L_o$
Cinco cargas concentradas iguales @ 1/6 del claro	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.73L_o$
Seis cargas concentradas iguales @ 1/7 del claro	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.78L_o$
Siete cargas concentradas iguales @ 1/8 del claro	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.84L_o$
Ocho o más cargas concentradas a separaciones iguales	No	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
	Sí	$L_u = 1.84L_o$
Momentos iguales en los extremos (rotación opuesta)	-	$L_u = 1.84L_o$
Momentos iguales en los extremos (rotación igual)	-	$1.84L_o < L_u < 2.06L_o$
VIGAS EN VOLADIZO		
Carga uniformemente distribuida	No	$L_u = 0.90L_o + 3d$
Carga concentrada en el extremo libre	No	$L_u = 1.44L_o + 3d$
Para cualquier condición de carga no considerada en esta tabla, se tomará la condición más desfavorable: $1.84L_o < L_u < 2.06L_o$		

8.5.2.4 Resistencia a Cortante

8.5.2.4.1 Sección Crítica

La sección crítica para cortante de vigas se toma a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

8.5.2.4.2 Resistencia Nominal a Cortante de Diseño

La resistencia nominal a cortante de diseño, V_n , en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión:

$$V_n = \frac{f_{vu} b d}{1.5}$$

donde

$$f_{vu} = f_{vu}' \phi K_t K_h K_d K_v$$

8.5.3. Miembros sujetos a Combinaciones de Momento y Carga Axial de Compresión

8.5.3.1 Requisitos Generales

Toda columna debe dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

8.5.3.2 Interacción de Flexión Uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deben satisfacer la siguiente condición:

$$\left(\frac{u_c}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{u_f}{f_{fu} \left(1 - \frac{u_c}{f_{c,E}}\right)} \leq 1.0$$

donde

$$f = \frac{P_u}{A}$$

$$f_{cr} = f_{cu}' \phi K_t K_h K_d K_e K_p$$

f_{uf} = Esfuerzo de flexión último actuante

$$f_{fu} = f_{fu}' \phi K_t K_h K_d K_c K_p$$

$$f = \frac{K_{c,E} E_{0.05}}{\left(\frac{L_e}{d}\right)^2}$$

$K_{c,E}$ = 0,822 para madera aserrada, postes con sección transversal circular y elementos de bambú
 0.855 para MLE, MLC y MCL

L_e = Longitud efectiva (apartado 8.5.3.3.2)

El factor de estabilidad de columnas K_e debe ser calculado a partir de la siguiente expresión:

$$K_e = \frac{1 + \left(\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}\right)^2}{2} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}\right)^2}{2}\right]^2 - \frac{f_{c,E}}{f_{cu}}}$$

donde

$$f_{cu} = f_{cu}' \phi K_t K_h K_d K_p$$

- c = 0.70 para elementos de bambú
 = 0.80 para madera aserrada
 = 0.85 para postes con sección transversal circular
 = 0.90 para MLE, MLC y MCL

Cuando un miembro en compresión está soportado completamente a lo largo de su longitud para prevenir el

desplazamiento lateral en todas direcciones, $K_e = 1.0$.

Versión Aprobada por la JCM

8.5.3.3 Efectos de Esbeltez

Los efectos de esbeltez se toman en cuenta a través del factor de

$$e_b \leq \frac{L_u}{300}$$

estabilidad de columnas, de acuerdo con lo previsto en la sección 8.5.3.2. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considera de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

8.5.3.3.1 Longitud Sin Soporte Lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se toma como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también debe ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

8.5.3.3.2 Longitud Efectiva

Los miembros en compresión se dimensionan considerando una longitud efectiva:

$$L_e = kL_u$$

Para miembros bajo compresión, arriostrados contra desplazamientos laterales se toma $k = 1.0$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, k se determina por medio de un

análisis.

8.5.3.3.3 Limitaciones

Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez pueden desprejarse si:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 40$$

donde

r = radio de giro mínimo de la sección

Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez pueden desprejarse si:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

donde

M_1 = momento menor, se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble

M_2 = momento mayor, siempre se considera positivo

Para cualquier caso:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 120$$

8.5.3.4 Momentos en los Extremos

Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para

una excentricidad en cada extremo igual al mayor de los siguientes valores:

- La correspondiente al máximo momento asociado a la carga axial.

Se debe considerar que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considera que los momentos por encurvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos del inciso 8.5.3.6.

8.5.3.6 Interacción de Flexión Biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplifica multiplicando por δ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer las siguientes condiciones

$$\left(\frac{f_{uc}}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{f_{uf}}{f_u(1 - \frac{f_{uc}}{f_{c,Ex}})} + \frac{f_{fy}}{f_{c,Ey} [1 - \frac{f_{uc}}{f_{c,Ey}} - (\frac{f_{uf}}{f_{f,E}})^2]} \leq 1.0$$

y

$$\frac{f_{uc}}{f_{c,Ey}} + \left(\frac{f_{uf}}{f_{f,E}}\right)^2 \leq 1.0$$

donde

$$f_{uc} < f_{c,Ex} = \frac{0.822E_{0.05}}{C_{sx}^2}$$

$$f_{uc} < f_{c,Ey} = \frac{0.822E_{0.05}}{C_{sy}^2}$$

$$f_{uf} < f_{f,E} = \frac{0.439E_{0.05}}{C_s^2}$$

8.5.4. Miembros sujetos a Combinaciones de Momento y Carga Axial de Tensión

8.5.4.1 Momento Uniaxial y Tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{T_u}{T_n} + \frac{M_u}{M_n} \leq 1.0$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias nominales de diseño.

8.5.4.2 Momento Biaxial y Tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición:

- | | | | | | |
|----|---|---|---|---|-------------------|
| b. | 5 | a | n | d | embro paralela al |
| | % | d | s | e | plano de flexión |
| | d | i | i | l | considerado. Se |
| | e | m | ó | m | supone que esta |
| | l | e | n | i | excentricidad |

ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

8.5.3.5 Momentos debidos a Encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para una excentricidad dada por:

$$\frac{T_u}{T_n} + \frac{M_{xu}}{M_{xn}} + \frac{M_{yu}}{M_{yn}} \leq 1.0$$

donde

- M_{xu} = momento último actuante de diseño respecto al eje X
- M_{yu} = momento último actuante de diseño respecto al eje Y
- M_{xn} = momento resistente nominal de diseño respecto al eje X
- M_{yn} = momento resistente nominal de diseño respecto al eje Y

Versión Aprobada por la JCM

8.5.5. Compresión o Aplastamiento Actuando con un ángulo θ respecto a la Fibra de la Madera Diferente de 0°

8.5.5.1 Resistencia a Compresión Perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)

La resistencia nominal a compresión de diseño, N_n , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$N_n = f_{nu} A_a$$

donde

$$f_{nu} = f_{nu}' \phi K_t K_h K_a K_c K_d$$

A_a = área de la superficie de apoyo

8.5.5.2 Efecto del Tamaño de la Superficie de Apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento puede modificarse con el factor K_a de la tabla 8.4.10.

8.5.5.3 Cargas Aplicadas a un ángulo θ con respecto a la Dirección de la Fibra

La resistencia nominal a compresión de diseño, N_n , sobre un plano con un ángulo respecto a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$N_n = \frac{f_{cu} f_{mu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{mu} \cos^2 \theta}$$

8.6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS A BASE DE MADERA

8.6.1. Requisitos del Material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-438-ONNCCE-2014 "Tableros contrachapados de madera de pino y otras coníferas - Clasificación y Especificaciones".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deben ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural debe estar sujeto a criterios aprobados por la Administración. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la norma NMX-C-438-ONNCCE-2014 "Tableros contrachapados de madera de pino y otras coníferas - Clasificación y Especificaciones" (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deben ser C o D de acuerdo con esa misma norma.

En el punto 8.11.2 se presenta el procedimiento para obtener las propiedades de la sección de placas de madera contrachapada.

8.6.2. Orientación de los Esfuerzos

Las placas de madera contrachapada y las de OSB son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

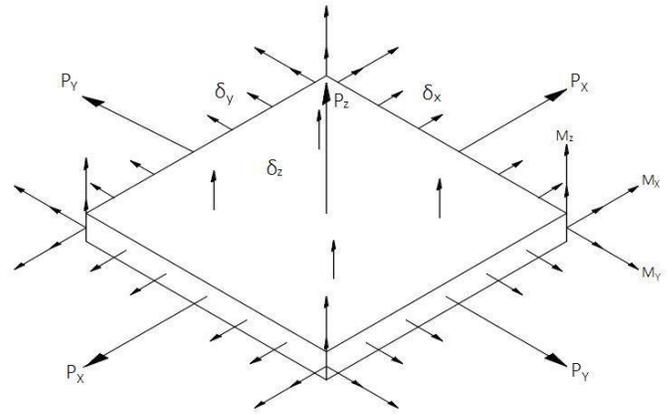


Figura 8.6.1 Cargas con respecto al plano principal de una placa

8.6.3. Resistencia a Carga Axial

8.6.3.1 Resistencia a Tensión

La resistencia nominal de diseño, T_n , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como:

$$T_n = f_{tu} A_1$$

donde

$$f_{tu} = f_{tu}' \phi K_t K_h K_d$$

A_1 = área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada

8.6.3.2 Resistencia a Compresión

La resistencia nominal de diseño, P_n , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como:

$$P_n = f_{cu} A_1$$

donde

$$f_{cu} = f_{cu}' \phi K_t K_h K_d$$

A_1 = área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada

8.6.3.3 Resistencia a Tensión o Compresión a un ángulo θ con la Fibra de las Chapas Exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la Tabla 2.5. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , de la placa.

Para ángulos entre 0° y 45° con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores, puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45° . Para ángulos entre 45° y 90° puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondiente a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

8.6.4. Placas en Flexión

8.6.4.1 Flexión con cargas Normales al Plano de la Placa

La resistencia nominal de diseño, M_{np} , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de

la placa se determinará con la ecuación:

Versión Aprobada por la JCM

$$M_{nP} = f_{fu} S_1$$

donde

$$f_{fu} = f_{fu}' \phi K_t K_h K_d$$

S_1 = módulo de sección efectivo de la placa

8.6.4.2 Flexión con cargas en el Plano de la Placa

La resistencia nominal de diseño, M_{nQ} , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como:

$$M_{nQ} = f_{tu} \frac{t_p d^2}{6}$$

donde

$$f_{tu} = f_{tu}' \phi K_t K_h K_d$$

t_p = grosor efectivo de la placa de madera contrachapada
 d = peralte del elemento

8.6.5. Resistencia a Cortante

8.6.5.1 Cortante en el Plano de las Chapas debido a Flexión

La resistencia nominal de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{n1} , para placas sujetas a flexión se calculará como:

$$V_{n1} = f_{ru} \Gamma$$

donde

$$f_{ru} = f_{ru}' \phi K_t K_h K_d$$

Γ = constante para cortante por flexión

8.6.5.2 Cortante a Través del Grosor

La resistencia nominal de diseño a cortante a través del grosor, V_{n2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como:

$$V_{n2} = f_{vgu} A$$

donde

$$f_{vgu} = f_{vgu}' \phi K_t K_h K_d$$

A = área total de la sección transversal de la placa

8.6.6. Aplastamiento

La resistencia nominal de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_n , se calculará como:

$$N_n = f_{nu} A_a$$

donde

$$f_{nu} = f_{nu}' \phi K_t K_h K_d$$

A_a = área de la superficie de apoyo

8.7. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA ENCOLADA (MLE)

8.7.1. Consideraciones Generales

Para calcular las resistencias de diseño de madera laminada se deben usar los mismos procedimientos descritos en el apartado 8.5 para miembros de madera maciza, con la única diferencia de emplear los valores de diseño de la Tablas 8.4.5 y 8.4.6, y los factores ϕ correspondientes. Para que se puedan emplear estos valores los elementos laminados deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

- Las láminas que se empleen en la fabricación de los elementos laminados deben cumplir con los requisitos de clasificación visual-mecánica descritos en el apartado 8.3.1.
- Las láminas que se empleen en la fabricación de los elementos laminados deben ser sometidas a un proceso de secado previo a la fabricación, en cámaras de secado apropiadas y deben tener un contenido de humedad no mayor a 12% al momento de ser ensambladas.
- Las láminas se encolarán con adhesivo del tipo de uso exterior (fenol-formaldehído, resorcinol, adhesivos de poliuretano o un adhesivo equivalente).
- Se formarán y prensarán las láminas orientadas en la dirección longitudinal, dentro de las prensas construidas para el efecto, según el elemento a fabricar, mediante presión continua de un mínimo de 10 horas a temperatura ambiente.
- Las láminas estarán unidas en los extremos por medio de uniones dentadas (finger joint) para formar un largo continuo.
- Solo se podrán utilizar laminaciones homogéneas de la misma clase resistente. En caso de utilizar composiciones con diferentes clases resistentes, será necesario realizar la obtención de los valores de diseño de acuerdo al procedimiento descrito en la norma, ISO/TR 19623:2019 Timber structures — Glued laminated timber — Assignment of glued laminated timber characteristic values from laminate properties.

Para condiciones diferentes se deberá conseguir la autorización expresa de la autoridad responsable.

8.8. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA CLAVADA (MLC)

8.8.1. Consideraciones Generales

La madera laminada clavada (MLC) es un sistema de madera masiva que funciona como losa en una dirección. Por lo tanto, se conceptualiza estructuralmente como viguetas de madera de dimensiones espaciadas en el ancho de la vigueta. Dada la alta relación fuerza-peso de la madera, los requisitos de capacidad de servicio, como las deflexiones y las vibraciones, a menudo rigen el diseño de los pisos NLT. Diseñar para la resistencia al fuego también puede ser un factor gobernante.

Los valores de diseño que se deben emplear para calcular los paneles de MLC son los de las Tablas 8.4.1 y 8.4.2, con el único requisito de que las laminaciones cumplan con la clasificación visual-mecánica del apartado 8.3.1.

Por la disposición de sus laminaciones, los paneles de MLC se clasifican en continuos (MLC Tipo 1 y MLC Tipo 2), y con juntas controladas entre los apoyos (MLC Tipo 3 y MLC Tipo 4). En cualquiera de estos casos el espesor de las laminaciones no debe ser mayor a 45 mm, y solo podrán usarse en condiciones de servicio seco. Cada laminación debe extenderse en por lo menos un apoyo. La longitud máxima de una laminación para que tenga juntas a tope en un panel individual de MLC es de 6.00 m. Las laminaciones más largas se deben fabricar con uniones finger joint estructurales, cumpliendo los requisitos para fabricación de la norma ISO 10983:2014 Timber - Finger joints -- Minimum production requirements and testing methods. Para salvar claros de más de 6.00 m se sugiere el uso de

vigas secundarias que ayuden a reducir el claro, aumentando el número de apoyos, y disminuyendo también el peralte necesario del panel y las vibraciones. En el caso de los paneles de madera laminada clavada con juntas controladas entre los apoyos, MLC Tipo 3 y MLC Tipo 4, se debe de cumplir con los siguientes requisitos:

1. La pieza siguiente a una junta ubicada dentro de una bahía final, debe de extenderse no menos de 61 cm después del siguiente apoyo, excepto cuando solo exista un claro y dos apoyos.
2. Debe de haber una distancia mínima de 122 cm entre las juntas de dos laminaciones adyacentes.
3. Deben existir dos laminaciones adyacentes que se soporten en por lo menos dos apoyos de manera continua sin tener juntas entre los apoyos, repitiéndose el patrón en un máximo de siete laminaciones intermedias.
4. Cuando las juntas se produzcan en la misma línea perpendicular a las laminaciones (se considera la misma línea a una distancia de ± 15 cm), deben estar separadas por un mínimo de dos laminaciones intermedias sin juntas en ese espacio.

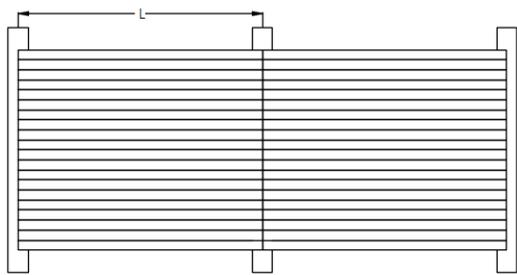


Figura 8.8.1 MLC tipo 1, laminaciones continuas con un solo apoyo

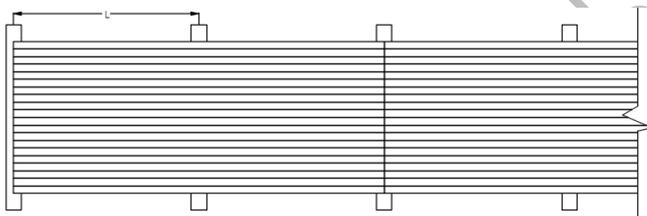


Figura 8.8.2 MLC tipo 2, laminaciones continuas con más de un apoyo

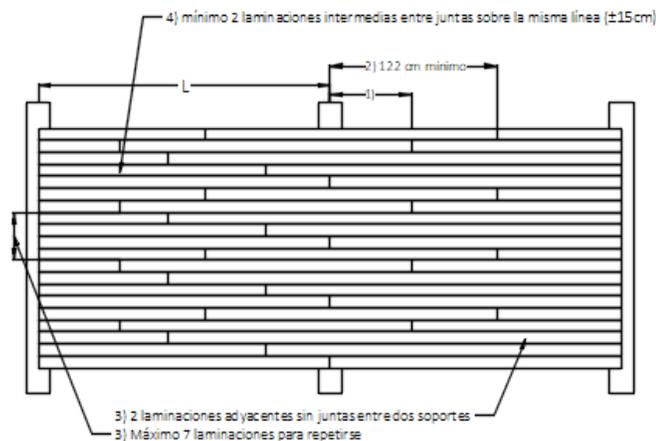


Figura 8.8.3 MLC tipo 3, laminaciones con juntas controladas en menos de 4 apoyos

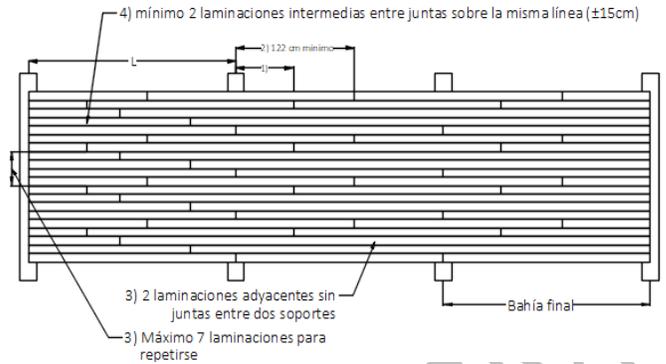


Figura 8.8.4 MLC tipo 4, laminaciones con juntas controladas sobre 4 o más apoyos

El claro de diseño para sistemas de cubiertas o entrepisos de MLC se mide desde los centros de los apoyos continuos. Se permiten recortes en las uniones del sistema de entrepiso con las columnas para permitir la continuidad de estas.

Otra característica que distingue a los tipos de paneles de MLC es el tipo de sección, la cual puede ser continua, o escalonada. Las secciones continuas se caracterizan porque todas sus laminaciones tienen el mismo grosor (t_{lam}) y peralte (d). Por su parte, las secciones escalonadas se caracterizan por tener laminaciones intercaladas con dos peraltes distintos, y también sus grosores pueden ser diferentes. En la Figura 8.8.4 se puede apreciar una sección continua de MLC, y en la Figura 8.8.5 se puede ver una sección escalonada de MLC.

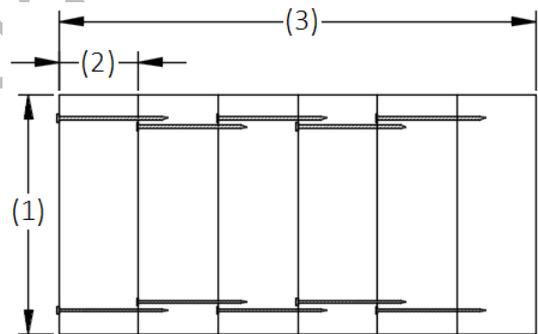


Figura 8.8.5 Sección continua de MLC

- (1) Peralte de la sección de MLC (d)
- (2) Grosor de laminaciones de MLC con sección continua (t_{lam})
- (3) Ancho de la sección transversal de MLC (b)

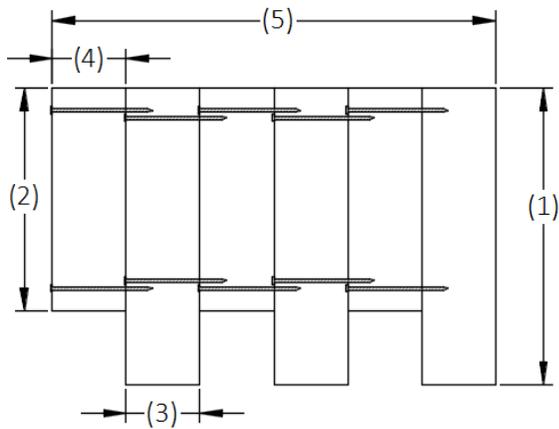


Figura 8.8.6 Sección escalonada de MLC

- (1) Peralte de la laminación alta de MLC con sección escalonada (d_1)
- (2) Peralte de la laminación corta de MLC con sección escalonada (d_2)
- (3) Grosor de laminación alta de MLC con sección escalonada (t_{lam1})
- (4) Grosor de laminación corta de MLC con sección escalonada (t_{lam2})
- (5) Ancho de la sección transversal de MLC (b)

8.8.2. Estabilidad lateral

En un sistema de MLC todas las laminaciones se encuentran eficazmente soportadas lateralmente, por lo que el factor de estabilidad lateral λ puede tomarse igual a 1.0.

8.8.3. Factores de modificación adicionales

El uso de laminaciones con juntas entre los apoyos es una manera eficaz de reducir costos de producción de MLC, sin embargo, estos tipos de configuración de laminaciones resultan en una reducción de las resistencias y rigideces, las cuales deben ser consideradas en el diseño mediante el uso de los factores de modificación por distribución de laminaciones para flexión y rigidez, K_{dlf} y K_{dtr} . Los factores de modificación por distribución de laminaciones se calculan de acuerdo las expresiones mostradas en la Tabla 8.8-1, de acuerdo al tipo de panel de MLC.

Tabla 8.8-1 Factores de Modificación por Distribución de Laminaciones

Tipo de Panel	Flexión K_{dlf}	Rigidez K_{dtr}
MLC Tipo 1.	$K_{dlf} = 1$	$K_{dtr} = 1$
MLC Tipo 2	$K_{dlf} = 1$	$K_{dtr} = 1$
MLC Tipo 3	$K_{dlf} = 0.202 \frac{(L/d)^{1/4}}{d^{1/9}_c}$	$K_{dtr} = 0.0436 \frac{(L/d)^{9/10}}{d_c^{1/5}}$
MLC Tipo 4	$K_{dlf} = 0.67$	$K_{dtr} = 0.69$

donde:

- d = peralte de la sección [cm]
- L = longitud del claro [cm]
- d_c = distancia entre clavos en la dirección del claro [cm]

Las secciones escalonadas de MLC se usan principalmente por motivos arquitectónicos, efectos acústicos, o para acomodar algún tipo de instalaciones. En estos casos, los clavos no proporcionan la rigidez suficiente para crear un sistema completamente compuesto con todas las laminaciones alcanzando su capacidad máxima de flexión. Sumar la capacidad de todas las laminaciones (altas y cortas) no es conservador. En cambio, cuando las láminas altas alcanzan su capacidad total, solo se alcanza una parte de la fuerza de las láminas cortas, en función de su relativa rigidez. Para tomar en cuenta este efecto es necesario utilizar los factores de sección transversal para flexión, cortante y módulo de elasticidad, K_{stf} , K_{stv} , y K_{str} . Los factores de sección transversal para secciones continuas se toman igual a 1.0. Los factores de modificación por sección transversal para secciones escalonadas se calculan de acuerdo con las siguientes expresiones:

- 1. Flexión

$$K_{stf} = X_1 + X_2 \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^3$$

- 2. Rigidez

$$K_{str} = X_1 + X_2 \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^3$$

- 3. Cortante

$$K_{stv} = X_1$$

donde:

- X_1, X_2 = $X_i = \frac{t_i t_{lam i}}{b}$ (Ver Figura 8.8.6)
- n_i = Número de laminaciones (se calcula el número exacto de laminaciones existentes en 100 cm, con decimales)
- $t_{lam i}$ = Grosor de laminaciones de MLC con sección escalonada [cm].
- b = Ancho de la sección transversal [cm] (normalmente se toma como 100 cm)
- d_1 = Peralte de la laminación alta de MLC con sección escalonada [cm]
- d_2 = Peralte de la laminación corta de MLC con sección escalonada [cm]

8.8.4. Resistencia nominal a flexión

La resistencia nominal de diseño, M_n , de miembros de MLC sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión:

$$M_n = f_{fu} S \lambda$$

donde:

$$f_{fu} = f_{fu}' \phi K_t K_h K_d K_c K_p K_{dlf} K_{dlr}$$

- S = módulo de sección $\frac{bd^2}{6}$
- b = Ancho de la sección transversal [cm] (normalmente se toma como 100 cm)
- d = Peralte de la sección [cm] (cuando se trata de una sección escalonada se elige el peralte de las laminaciones cortas d_2)
- λ = Factor de estabilidad lateral, se toma igual a 1.0

8.8.5. Resistencia a cortante

La sección crítica para cortante de losas de MLC se toma a una distancia del apoyo igual al peralte d , en secciones continuas, o d_1 en secciones escalonadas. La resistencia nominal a cortante de diseño, V_n , en las secciones críticas de losas de MLC se obtiene por medio de la expresión:

$$f_{vu} b d$$

$$V_n = \frac{f_{vu} b d}{1.5}$$

donde:

$$f_{vu} = f_{vu}' \phi K_t K_h K_d K_v K_{stv}$$

- b = Ancho de la sección transversal [cm] (normalmente se toma como 100 cm)
- d = Peralte de la sección [cm] (cuando se trata de una sección escalonada se elige el peralte de las laminaciones altas d_1)
- K_v = 2.0 (por tratarse de un sistema con compartición de carga)

8.8.6. Deflexiones y Vibraciones

Para analizar las deflexiones en losas de MLC se debe usar la analogía de una viga simplificada. La deflexión total de diseño, Δ_{td} , debe de calcularse y cumplir con los requisitos que se indican en el punto 8.11 de estas normas técnicas.

El diseño para minimizar las vibraciones que puedan resultar molestas para los usuarios, se basa en no sobrepasar la deflexión debida a las cargas vivas, de acuerdo a los límites obligatorios establecidos en el punto 8.14 de estas normas. Una opción usada comúnmente para reducir las vibraciones de losas de MLC es el uso de un diafragma combinado sobre los paneles de MLC, consistente en una capa de placas de madera contrachapa u OSB, más una capa de concreto de 5 cm de espesor. Cuando se use este sistema es necesario considerar los efectos de fluencia a largo plazo de las cargas continuas.

El valor modificado del módulo de elasticidad para estos dos cálculos se debe obtener de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E_{0.50} = E_{0.50}' K_t K_h K_{dlr} K_{str}$$

8.8.7. Diafragmas

Para poder formar un diafragma con NLT es necesario instalar una capa de madera contrachapada encima de los entrepisos o losas, la cual se debe calcular de acuerdo al apartado 8.6 de estas normas. También se puede agregar una capa de compresión de concreto de 5 cm de espesor, la cual debe ser diseñada de acuerdo al capítulo de concreto de este reglamento.

8.8.8. Conexiones

Las conexiones de MLC deben diseñarse de acuerdo al apartado 8.12 de estas normas.

8.9. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA CONTRALAMINADA (MCL)

8.9.1. Consideraciones Generales

La madera contralaminada (MCL), es un sistema constructivo formado por paneles que pueden funcionar como muros o losas estructurales. Cada panel está compuesto por capas (3, 5, 7 o 9) de tablas de madera aserrada, donde cada capa esta encolada y apilada

en forma cruzada (a 90 grados una de otra).

Los valores de diseño que se deben emplear para calcular los paneles de MCL son los de las Tablas 8.4.1 y 8.4.2, con los siguientes requisitos:

- Las láminas que se empleen en la fabricación de los elementos contralaminados deben cumplir con los requisitos de clasificación visual-mecánica descritos en el apartado 8.3.1.
- Las láminas que se empleen en la fabricación de los elementos contralaminados deben ser sometidas a un proceso de secado previo a la fabricación, en cámaras de secado apropiadas y deben tener un contenido de humedad no mayor a 12% al momento de ser ensambladas.
- Las láminas se encolarán con adhesivo del tipo de uso exterior (fenol-formaldehído, resorcinol, adhesivos de poliuretano o un adhesivo equivalente).
- Las láminas estarán unidas en los extremos por medio de uniones dentadas (finger joint) para formar un largo continuo.
- Se formarán y prensarán las capas orientadas en las direcciones necesarias, dentro de las prensas construidas para el efecto, según el elemento a fabricar, mediante presión continua a temperatura ambiente.

Para calcular las resistencias de diseño de estos paneles se debe utilizar el procedimiento descrito por Ross, Gagnon & Keith (2013), en el capítulo 3, Structural design of cross-laminated timber elements, del manual de diseño CLT handbook : cross-laminated timber, que se puede descargar en línea de forma gratuita. Además deben aplicarse los factores correspondientes de los apartados 8.4.3 y 8.4.4.

8.10. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ

8.10.1. Consideraciones Generales

Se aplican las ecuaciones y factores de modificación para el diseño de miembros de madera maciza (Sección 8.5) con excepción de las establecidas específicamente en este capítulo.

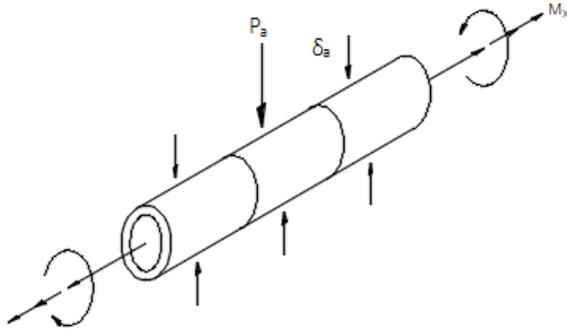


Figura 8.10.1 Cargas con respecto al eje longitudinal en un culmo de bambú

8.10.2. Miembros en Tensión

En miembros de bambú no se permiten recortes adicionales a las perforaciones para pernos de conexión.

8.10.3. Miembros bajo Cargas Transversales

8.10.3.1 Recortes

En vigas de bambú no se permiten recortes como los utilizados en vigas rectangulares de madera.

8.10.3.2 Resistencia a Flexión

La resistencia nominal de diseño, M_n , de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión:

$$M_n = f_{fu} S$$

donde

$$f_{fu} = f_{fu}' \phi K_t K_h K_d K_c K_g$$

$$\frac{\pi(D_e^4 - D_i^4)}{32D_e}$$

D_e = diámetro exterior del culmo

D_i = diámetro interior del culmo

8.10.3.3 Estabilidad Lateral

Para vigas formadas por varios tallos de bambú no se pueden considerar como secciones compuestas porque hasta el momento no hay conexiones que transmitan con eficiencia esfuerzos cortantes horizontales debidos a la flexión, por lo tanto, el armado no necesariamente se puede hacer con culmos apilados verticalmente.

8.10.3.4 Resistencia a Cortante

La resistencia nominal a cortante de diseño, V_n , en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión:

$$V = f \frac{\pi(D_e^4 - D_i^4)}{32D_e}$$

$$n \quad v_u 4(D_e + D_i)^2$$

donde

$$f_{vu} = f_{vu}' \phi K_t K_h K_d K_c$$

D_e = diámetro exterior del culmo

D_i = diámetro interior del culmo

8.10.4. Miembros sujetos a Combinaciones de Momento y Carga Axial de Compresión

Los miembros de bambú sujetos a compresión uniaxial deben satisfacer los requerimientos de la Sección 8.5.3.

8.10.5. Compresión o Aplastamiento actuando en un ángulo θ Respecto al Eje del Culmo ($\neq 0^\circ$)

Cuando los miembros de bambú sean sometidos a cargas de compresión perpendiculares al culmo no hay método de diseño y se requiere que se garantice la resistencia mayor a la sollicitación relleno el culmo con mortero o cualquier otro material con resistencia en compresión mayor a la del mortero.

8.11. DEFLEXIONES

Todos los cálculos de las deflexiones deben tomar en cuenta los efectos a largo plazo de las cargas continuas. La deflexión total de diseño debe ser obtenida de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta_{td} = \Delta_{cn} + \Delta_{lp} K_f$$

donde:

Δ_{td} = deflexión total de diseño [cm]

Δ_{cn} = deflexión inmediata debida a las cargas normales de diseño [cm]

Δ_{lp} = deflexión a largo plazo debido al efecto de fluencia de cargas continuas [cm]

K_f = factor de modificación por los efectos de fluencia debido a cargas continuas

= 1.50 para madera maciza, madera laminada encolada (MLE), madera laminada clavada (MLC), madera contralaminada (MCL), y vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, instaladas en condición seca ($CH \leq 12\%$)

= 2.00 para madera maciza, instalada en condición húmeda ($CH > 12\%$)

= 2.00 para placas a base de madera contrachapada, instalada en condición seca ($CH \leq 12\%$)

El valor modificado del módulo de elasticidad, $E_{0.50}$, se obtendrá con la siguiente expresión:

$$E_{0.50} = E_{0.50}' K_h K_t$$

En el caso de las losas de madera laminada clavada (MLC) deberán agregarse los factores de modificación por distribución de laminaciones, K_{dl} , y por tipo de sección transversal, K_{st} , de acuerdo al apartado 8.8.6.

Cuando a criterio del diseñador, la magnitud de las cargas continuas pueda generar preocupaciones importantes sobre el efecto de fluencia a largo plazo, se podrá reemplazar el valor especificado del módulo de elasticidad promedio, $E_{0.50}$, por el valor especificado del módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil, $E_{0.05}$.

La deflexión total de diseño Δ_{nd} , no deberá exceder de los siguientes límites:

- Para claros menores a 3.5 m, un desplazamiento vertical en el centro de traveses y losas en el que se incluyen efectos a largo

plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros tapones, sistemas de muro cortina, o sistemas de muros fachada, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

- b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre $240 + 0.5$ cm o el claro entre $480 + 0.3$ cm cuando se afecten elementos no estructurales.

8.11.1. Madera Maciza

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

8.11.2. Madera Contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 8.4-3 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos de la sección 8.6.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10%. Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se deberán calcular de la siguiente manera:

Las propiedades de la sección se calcularán considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicarán los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la tabla 8.11-1.

Tabla 8.11-1 Valores de C para obtener las propiedades efectivas de las placas de madera contrachapada

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuirá en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se considerará que las chapas con menor grosor son las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomarán como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

Los grosores de las chapas consideradas se mantendrán dentro de los límites especificados en la Tabla 8.11-2.

Tabla 8.11-2 Límites en grosores de chapas [mm]

1	Grosor mínimo de chapa	2.5 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2	Grosor máximo de chapas exteriores	3.2 mm (excepto como se indica en 7)
3	Grosor máximo de chapas interiores	6.4 mm
4	Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor	2.1 mm
5	Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm	1.6 mm
6	Chapas centrales en placas de 5 chapas	1.6 mm
7	Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor	4.0 mm

8.12. ELEMENTOS DE UNIÓN

8.12.1. Consideraciones Generales

8.12.1.1 Alcance

Este capítulo proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

8.12.1.2 Resistencia a Cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño, se calculará con base en la dimensión d_e , en lugar de d . La dimensión d_e se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

8.12.2. Clavos

8.12.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la norma NMX-B-505-CANACERO- 2011 "Clavos – Especificaciones y Métodos de prueba".

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Administración.

8.12.2.2 Configuración de las Uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos. Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera

forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t_l , deberá ser igual a por lo menos un sexto de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

8.12.2.3 Dimensionamiento de Uniones Clavadas con Madera Maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con el inciso 8.12.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 8.10.2.3.2.

8.12.2.3.1 Resistencia Lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{nu} , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión:

$$N_{nu} = N_u n$$

donde

$$N_u = N_u' \phi J_a J_d J_{di} J_{dp} J_{gc} J_i J_p$$

- N_u' = 50.53D^{2.01}, para coníferas de origen nacional y extranjero
 = 88.07D^{1.97}, para clase resistente MA de latifoliadas
 = 80.16D^{1.96}, para clase resistente A de latifoliadas
 = 81.97D^{1.82}, para clase resistente M de latifoliadas
 = 53.94D^{1.83}, para clase resistente B de latifoliadas
 D = diámetro real del clavo
 n = número de clavos

8.12.2.3.2 Resistencia a Extracción de Clavos Lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_n , se calculará con la expresión:

$$T_n = 0.10N_{nu}$$

donde

- N_{nu} = resistencia lateral de diseño de una unión clavada acorde a la Sección 8.12.2.4

8.12.2.4 Dimensionamiento de Uniones Clavadas con Madera Contrachapada

La resistencia de diseño bajo cargas laterales de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{nu} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso 8.12.2.3.1 utilizando el valor de N_u' especificado en la Tabla 8.12-1.

Tabla 8.12-1 Resistencia lateral especificada para uniones con piezas laterales de madera contrachapada, N_u'

Grosor del contrachapado [cm]	Longitud del clavo, l		N_u' [kg]
	[cm]	[in]	
CLAVO DE ALAMBRE ESTILO DELGADO (COMUNES)			
0.9	5.1	2	40
1.3, 1.6	6.4	2.5	50
1.9, 2.1	7.6	3	60
CLAVO DE ALAMBRE ESTILO GRUESO (AMERICANO)			
0.9	5.1	2	45
1.3, 1.6	6.4	2.5	55
1.9, 2.1	7.6	3	65

8.12.3. Pernos y Pijas

8.12.3.1 Requisitos Comunes

8.12.3.1.1 Contacto entre las Piezas Unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 12%, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a 6 meses hasta verificar que los movimientos por contracciones han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

8.12.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

8.12.3.1.3 Grupos de Elementos de Unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- Uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga; o
- Una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

8.12.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza o la tuerca del elemento de unión y la madera, con las características generales dadas en la tabla 8.12-2. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según la sección 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a 1/10 del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a 1/10 de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

Tabla 8.12-2 Dimensiones mínimas de rondanas para uniones con pernos y pijas [cm]

Tipo de Rondana	Uso	D [cm]	D _o [cm]	t _o [cm]
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas a tensión al perno o pija	1.27	3.5	0.3
		1.59	4.5	0.4
		1.91	5.0	0.4
		2.22	6.0	0.4
		2.54	6.5	0.4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	1.27	6.5	0.5
		1.59	7.0	0.6
		1.91	7.5	0.6
		2.22	8.5	0.8
		2.54	9.0	1.0
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzca esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	1.27	6.5	0.5
		1.91	7.0	0.6
		2.22	8.5	0.8
Rondana de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	1.27	6.5	1.3
		1.59	7.5	1.6
		1.91	9.0	1.9
		2.22	10.0	2.2
		2.54	10.0	2.5

8.12.3.2 Requisitos Particulares para Pernos

8.12.3.2.1 Consideraciones Generales

Los datos de capacidad de pernos de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-47-CANACERO-1990 "Tornillos con cabeza hexagonal".

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 0.2 cm, ni sea menor que el diámetro del perno más 0.1 cm.

8.12.3.2.2 Grosos Efectivos de las Piezas

1. Para piezas laterales de madera:
 - a. En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor del grosor de las piezas.
 - b. En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de 2 veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.
 - c. La capacidad de uniones de 4 o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de 2 miembros.
2. Para piezas laterales metálicas:
 - a. Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 0.3 cm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

8.12.3.2.3 Espaciamiento entre Pernos

En las figuras 8.12.1 y 8.12.2 se presentan las definiciones de las separaciones especificadas en este capítulo.

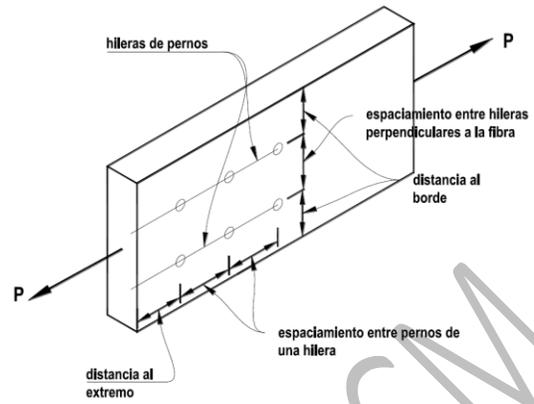


Figura 8.12.1 Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas paralelas a la fibra

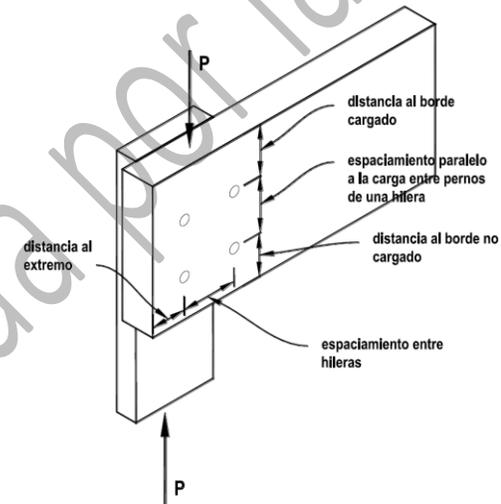


Figura 8.12.2 Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas perpendiculares a la fibra

1. Espaciamiento entre pernos de una hilera:
 - a. En hilera de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos entre pernos de una hilera, medidos desde los centros de los pernos, serán:
 - b. Para cargas paralelas a la fibra, 4 veces el diámetro de los pernos. (Figura 8.12.3)
 - c. Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a 3 diámetros (Figura 8.12.4)
2. El espaciamiento entre hilera de pernos será:
 - a. Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a 2 veces el diámetro del perno. (Figura 8.12.3)
 - b. Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosos de los miembros unidos iguales a 2, y 5 veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a 6.

Para relaciones entre 2 y 6 puede interpolarse linealmente (Figura 8.12.4)

- c. No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 12.5 cm.
3. La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:
 - a. Para miembros de maderas latifoliadas de las clases resistentes B y M, y para todos los miembros de madera de coníferas en tensión, 7 veces el diámetro del perno. (Figura 8.12.3)
 - b. Para miembros de maderas latifoliadas de las clases resistentes A y MA en tensión, 5 veces el diámetro del perno (Figura 8.12.3)
 - c. Para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo, el valor mayor de 4 veces el diámetro del perno o 5.0 cm (Figura 8.12.4)
4. La distancia a los bordes para miembros cargados

perpendicularmente a las fibras deberá ser:

- a. Para el borde cargado, será igual o por lo menos 4 veces el diámetro del perno.
- b. Para el borde no cargado, será igual o por lo menos el valor mayor de 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos. (Figuras 8.12.3 y 8.12.4)

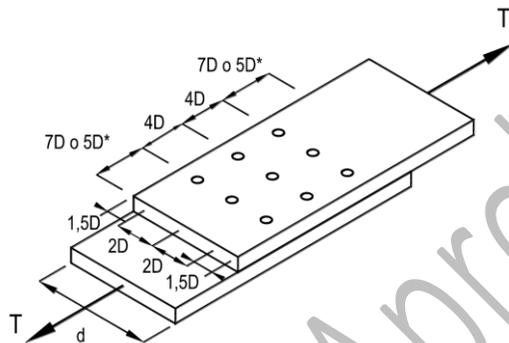


Figura 8.12.3 Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas paralelas a la fibra

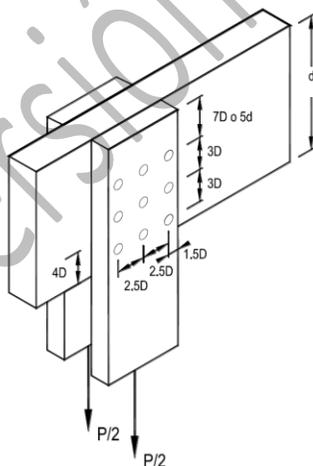


Figura 8.12.4 Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas perpendiculares a la fibra

8.12.3.3 Resistencia de Uniones con Pernos

8.12.3.3.1 Resistencia Lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{nu} , Q_{nu} o N_{nu} , deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra:

$$P_{ru} = \phi n_p P_{pu}$$

Para carga perpendicular a la fibra:

$$Q_{ru} = \phi n_p Q_{pu}$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras:

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta}$$

donde:

- n_p = número de planos de cortante
- P_{pu} = $P_{pu}' J_h J_d$
- Q_{pu} = $Q_{pu}' J_h J_d$
- P_{pu}' = resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 8.12-3)
- Q_{pu}' = resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 8.12.4)
- = $53.94D^{1.83}$, para clase resistente B de latifoliadas
- n = número de pernos en grupo

Tabla 8.12-3 Valores de P_{pu}' por plano de cortante para cargas paralelas a la fibra con piezas laterales de madera en uniones con pernos, [kg]

Diámetro perno [mm]	Grosor efectivo [mm]	Coníferas	Latifoliadas			
			B	M	A	MA
6.4	38	146	100	120	182	204
	64	185	119	149	216	235
	87	185	137	159	216	235
	mayor que 140	185	137	159	216	235
9.5	38	278	153	206	353	389
	64	337	227	274	425	481
	87	395	252	313	477	517
	mayor que 140	407	303	351	477	517
12.7	38	371	205	275	509	598
	64	547	345	457	671	749
	87	607	408	493	766	868
	140	728	492	621	852	921
mayor que 190	728	541	627	852	924	
15.9	38	465	257	345	637	749
	64	783	432	580	989	1092
	87	877	588	728	1083	1214
	140	1080	694	858	1335	1448
	190	1141	807	982	1335	1448
mayor que 240	1141	848	982	1335	1448	
19.1	38	558	308	414	765	899
	64	940	520	697	1289	1514
	87	1211	706	948	1471	1633

	140	1415	939	1143	1798	2045
	190	1646	1056	1321	1927	2089
	240	1646	1201	1417	1927	2089
	mayor que 290	1646	1224	1417	1927	2089
22.2	38	649	359	481	889	1045
	64	1093	604	810	1498	1760
	87	1485	821	1102	1918	2115
	140	1793	1223	1469	2246	2535
	190	2072	1337	1650	2603	2822
	240	2224	1488	1875	2603	2822
25.4	38	742	604	551	1018	1196
	64	1250	691	927	1714	2014
	87	1699	939	1260	2330	2696
	140	2242	1511	1859	2772	3109
	190	2527	1671	2038	3218	3661
	240	2876	1824	2272	3408	3695
	mayor que 290	2911	2007	2507	3408	3695

Tabla 8.12-4 Valores de Q_{pu} por plano de cortante para cargas perpendiculares a la fibra con piezas laterales de madera o metal en uniones con pernos, [kg]

Diámetro perno [mm]	Grosor efectivo [mm]	Coníferas	Latifoliadas			
			B	M	A	MA
6.4	38	82	49	59	108	125
	64	125	72	87	153	166
	87	131	97	108	153	166
	mayor que 140	131	97	108	153	166
9.5	38	131	72	89	179	206
	64	198	120	142	263	305
	87	255	148	179	337	365
	mayor que 140	288	214	238	337	365
12.7	38	175	97	119	239	281
	64	289	163	200	376	432
	87	359	216	257	476	552
	140	515	308	373	602	653
15.9	mayor que 190	515	383	425	602	653
	38	219	121	149	300	352
	64	368	204	251	505	580
	87	478	277	341	625	721
	140	689	404	486	926	1024
19.1	190	807	516	627	944	1024
	mayor que 240	807	516	666	944	1024
	38	263	145	179	360	423
	64	442	245	301	606	713
	87	601	333	409	793	909
	140	885	511	610	1140	1324
22.2	190	1106	640	774	1363	1477
	240	1164	778	946	1363	1477
	mayor que 290	1164	865	960	1363	1477
	38	305	169	208	419	492
25.4	64	514	285	350	705	828
	87	699	387	476	958	1111
	140	1029	622	743	1360	1575
	190	1312	770	926	1760	1996
	240	1572	925	1121	1841	1996
25.4	mayor que 290	1572	1087	1297	1841	1996
	38	349	193	238	479	563

	64	588	326	401	806	948
	87	800	443	544	1096	1288
	140	1225	712	876	1605	1850
	190	1537	916	1094	2050	2383
	240	1869	1087	1311	2410	2612
	mayor que 290	2058	1268	1538	2410	2612

8.12.3.3.2 Resistencia a Cargas Laterales y Axiales Combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

8.12.3.4 Requisitos Particulares para Pijas

8.12.3.4.1 Consideraciones Generales

Los datos de capacidad de pijas de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H122-CANACERO "Tornillos, birlos y sujetadores rosados externamente de acero aleado, templados y revenidos".

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

8.12.3.4.2 Colocación de las Pijas en las Uniones

- Taladros para alojar las pijas
 - Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:
 - El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.
 - El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas de los grupos III y IV y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.
- Inserción de la pija
 - El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.
- Espaciamientos
 - Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en el punto 8.12.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

8.12.3.4.3 Penetración de las Pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

8.12.3.5 Resistencia de Uniones con Pijas

8.12.3.5.1 Resistencia a la Extracción

1. Resistencia a tensión de la pija
 - a. La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.
2. Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra
 - a. La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.
3. Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra
 - a. La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la siguiente expresión, deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_{re} = \phi Y_e l_p n$$

donde:

$$Y_e = Y_e' J_h J_d J_{gp}$$

Y_e' = resistencia especificada de extracción por unidad de longitud de penetración calculada con las siguientes ecuaciones de acuerdo con el tipo de madera:

Para coníferas:

$$Y_e' = -0.0601D^2 + 9.322D - 22.679$$

Para latifoliadas:

Clase resistente B:

$$Y_e' = -0.0401D^2 + 6.679D - 26.77$$

Clase resistente M:

$$Y_e' = -0.0697D^2 + 10.16D - 22.29$$

Clase resistente A:

$$Y_e' = -0.0893D^2 + 13.557D - 13.40$$

Clase resistente MA:

$$Y_e' = -0.1318D^2 + 19.566D - 0.670$$

donde:

Y_e' = resistencia especificada a la extracción de pijas [kg/mm]
 D = Diámetro de la pija [mm]
 l_p = longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta
 n = número de pijas en el grupo

8.12.3.5.2 Resistencia Lateral

1. Longitud de penetración (l_p), para el cálculo de resistencia lateral
 - a. Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 8.12-5.

Tabla 8.12-5 Valores máximos de la longitud de penetración, l_p , para cálculo de resistencia lateral

	Coníferas	Latifoliadas			
		B	M	A	MA
Longitud de penetración	10D	11D	10D	9D	8D

2. Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra
 - a. La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra:

$$P_{ru} = \phi A_1 n Y_u$$

Para carga perpendicular a la fibra:

$$Q_{ru} = \phi P_{ru} J_n$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra:

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \text{sen}^2 \theta + Q_{ru} \text{cos}^2 \theta}$$

donde:

Y_u = $Y_u' J_n J_d J_{gp} J_g$
 Y_u' = valor especificado en la tabla 8.10-6
 J_n = factor de modificación por la carga perpendicular a la fibra
 A_1 = superficie de apoyo de la pija, igual a $D l_p$
 N = número de pijas en un grupo

Tabla 8.12-6 Valores especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas, Y_u' , [kg/cm²]

	Coníferas	Latifoliadas			
		B	M	A	MA
Y_u'	31	25	33	42	54

3. Pijas hincadas paralelamente a la fibra
 - a. La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{gp} .

8.12.4. Uniones con Placas Dentadas o Perforadas

8.12.4.1 Consideraciones Generales

Se entiende por uniones con placas dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la norma NMX-B-009-CANACERO-1996 "Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general".

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de las siguientes secciones deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- Que la placa no se deforme durante su instalación;
- Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de madera;
- Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado"; y
- Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

8.12.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la autoridad responsable.
- Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique la autoridad responsable.

8.12.5. Uniones con Bambú

Para las uniones en estructuras de bambú no se detalla un método de diseño por carecer, en el país, de datos suficientes que permitan diseñar de manera segura. Para estas estructuras se utilizan tres tipos básicos de uniones denominados P, Q y T las cuales se ilustran en las figuras 8.12.5, 8.12.6 y 8.12.7. Para su utilización en estructuras se deben tomar las precauciones pertinentes en cuanto a la calidad del material, principalmente el bambú el cual no debe presentar rajaduras, ataque de insectos ni indicios de pudrición.

Además de los tres tipos de unión anteriores se puede usar cualquier otra solución siempre y cuando se realicen ensayos para tener información mínima sobre su comportamiento y respaldar su diseño.

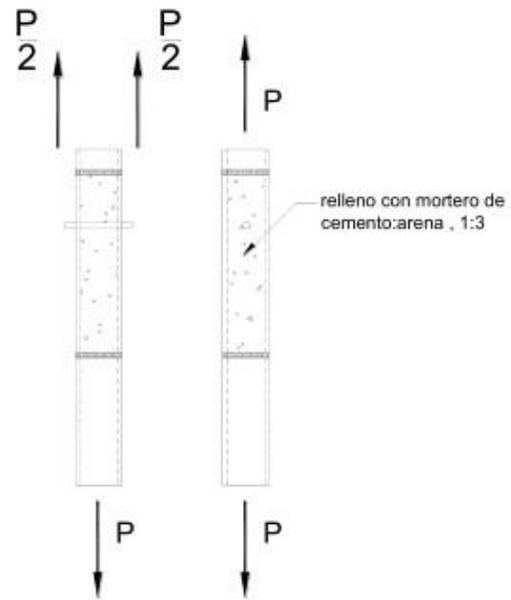


Figura 8.12.5 Unión de bambú con cargas a tensión paralelas a la fibra, tipo P

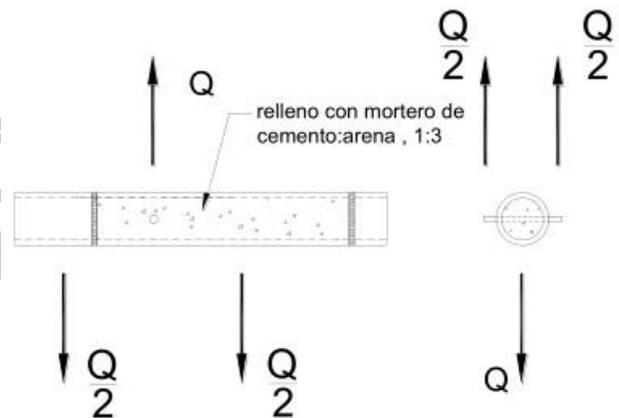


Figura 8.12.6 Unión de bambú con cargas a tensión perpendiculares a la fibra, tipo Q

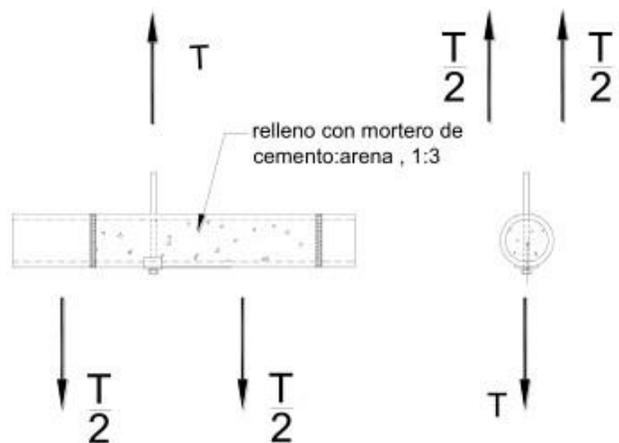


Figura 8.12.7 Unión de bambú con cargas a compresión perpendiculares a la fibra, tipo T

8.12.5.1 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones con bambú podrá efectuarse demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas, que deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la autoridad responsable y deben ser autorizados por ella.

8.13. EJECUCIÓN DE OBRAS

8.13.1. Consideraciones Generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas.

Cuando la madera y el bambú se usen como elemento estructural, deberán estar exentos de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. No se admitirá madera ni bambú con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas o de latifoliadas que estén clasificadas para su uso estructural, y el bambú que cumpla con lo establecido en el punto 8.3.1.

8.13.2. Normas de Calidad

La calidad de la madera de coníferas y latifoliadas se regirá por el punto 8.3.1.

8.13.3. Contenido de Humedad

Antes de la construcción, la madera y el bambú deberán secarse a un contenido de humedad apropiado y tan cercano como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 8.13-1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada, para madera maciza de latifoliadas y para bambú, se calculan utilizando los datos de esta tabla tal como se indica al pie de la misma.

Si el contenido de humedad de la madera o el bambú excede el límite indicado en estas Normas para la madera seca (12%), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

Tabla 8.13-1 Contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas¹ de acuerdo con la humedad relativa y la temperatura de bulbo seco

Humedad relativa [%]	Rango de temperatura del bulbo seco [°C]	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 [%]
45	0 a 40	8.3
50	0 a 40	9.1
55	0 a 40	10.0
60	0 a 40	10.8
65	0 a 40	11.8
70	0 a 40	12.9
72	0 a 40	14.2
75	0 a 40	15.8
80	0 a 40	17.8
> 80	0 a 40	20.3

¹ Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2% más bajos que los dados en la tabla.

Todos los materiales que se usen estructuralmente dentro del alcance de esta norma deben ser almacenados y protegidos apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfagan los requerimientos de la clase estructural especificada.

8.13.4. Protección a la Madera

Se cuidará que los materiales para uso estructural dentro del alcance de esta norma estén debidamente protegidos contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegérseles ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño y construcción adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-178-ONNCCE-2014 "Preservadores para madera - Clasificación y requisitos".

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la norma NMX-C-322-ONNCCE-2014 "Madera Preservada a Presión - Clasificación y Requisitos".

8.13.5. Pendiente Mínima de los Techos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 5% hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

8.13.6. Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal y longitud de un miembro de madera aserrada deberán ser menores a 1.5 mm.

8.13.7. Transporte y Montaje

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera, placas de madera o bambú no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

8.14. VIBRACIONES

Además de cumplir con el apartado 1.3.2.2 sobre vibraciones de este reglamento, para estructuras de madera se debe considerar que, aunque la seguridad estructural de los entrepisos y cubiertas de madera se encuentra asegurada con la aplicación de los principios de diseño contenidos en esta norma, las vibraciones pueden gobernar el diseño de entrepisos o cubiertas de madera a medida que aumenta la longitud del claro, debido a la alta relación resistencia / peso de este material.

Al principio del proyecto se deben analizar los límites que los usuarios considerarán como aceptables para las vibraciones. Estos

límites varían ampliamente, por la sensibilidad de cada persona y el tipo de ocupación. El diseño para minimizar las vibraciones que puedan resultar molestas para los usuarios, se basa en no sobrepasar la deflexión debida a las cargas vivas de los siguientes límites:

- Para claros menores a 4.5 m, un desplazamiento vertical en el centro de trabes y losas, igual al claro entre 480
- Para claros mayores a 4.5 m y menores a 6.0 m, una flecha vertical igual al claro entre 600.
- Para claros mayores a 6.0 m, una flecha vertical igual o menor a 0.95 cm.
- Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

Estos límites son conservadores y se proponen como un diseño simplificado, cuando a criterio del diseñador se requiera optimizar el diseño estructural, y/o se considere que las vibraciones de un entrepiso de madera sean un problema crítico, se deberá de diseñar de acuerdo a la norma ISO/TR 21136:2017 Timber structures – Vibration performance criteria for timber floors.

8.15. RESISTENCIA AL FUEGO

8.15.1. Medidas de Protección Contra Fuego

La madera se quema a una tasa predecible de 0.0762 cm por minuto, y el tiempo que el fuego se mantenga activo depende de la cantidad de elementos combustibles que se encuentren dentro de la habitación incendiada.

Para prevenir el colapso de las estructuras de madera antes de su evacuación durante un incendio, se puede proteger la madera con revoques, con tableros de yeso o similares. Si se quiere dejar la madera expuesta, se debe sobredimensionar cada elemento de madera, de forma que sus caras expuestas a un posible incendio tengan una sección equivalente al tiempo que tardaría un incendio en consumir los materiales contenidos en el interior de las estructuras, más la sección estructural calculada con estas normas. En este caso, debe de considerarse el peso propio de la sección completa, pero para los cálculos estructurales solo debe tomarse en cuenta la sección efectiva central.

Para 30 minutos de resistencia al fuego se requiere un sobredimensionamiento de 2.3 cm por cada cara expuesta. Para 1 hora de resistencia al fuego, se requiere uno de 4.6 cm, y para 2 horas de resistencia al fuego uno de 9.2 cm.

Para las estructuras con bambú expuesto, la resistencia al fuego se debe hacer duplicando la cantidad de elementos estructurales, por ejemplo, utilizando columnas o vigas compuestas con dos o más cañas de bambú.

En el caso de utilizar tableros de yeso u otros materiales, como elemento retardante del fuego, se deberá demostrar con la ficha técnica del producto que el espesor considerado cumple con los requisitos de resistencia al fuego descritos en la tabla 8.13-1.

En el caso de utilizar revoques de tierra, se deberá considerar un espesor mínimo de 3 cm, como retardante de fuego por 1 hora.

El uso de retardantes de fuego se permitirá únicamente en el caso de las cubiertas de madera o bambú, sobre sistemas constructivos de mampostería, concreto o acero, y para estructuras de marcos contraventeados de madera aserrada y bambú de un solo nivel, en ambos casos con una superficie menor a 100 m², para lo cual se deberá proporcionar la ficha técnica del material, donde se compruebe la resistencia al fuego requerida.

En la tabla 8.15-1 se muestran los requerimientos mínimos de resistencia al fuego por tipo de edificio.

Tabla 8.15-1 Protección al fuego necesaria por tipo de edificio.

<i>PÉRGOLAS Y ESTRUCTURAS LIGERAS DE MADERA SIN MUROS</i>		
Número máximo de niveles		1
Superficie total máxima [m ²]		1,000
Superficie promedio por nivel [m ²]		1,000
Altura máxima [m]		4
Sistema Constructivo		Madera aserrada, MLE y bambú
Elementos exteriores	Exterior expuesto	Sí
	Tipo de protección exterior	Ninguna
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	0
Elementos Interiores	Interior expuesto	Sí
	Tipo de protección interior	Ninguna
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	0
<i>CUBIERTAS DE MADERA O BAMBÚ, SOBRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERÍA, CONCRETO O ACERO</i>		
Número máximo de niveles		No aplica
Superficie total máxima [m ²]		3,000
Superficie promedio por nivel [m ²]		No aplica
Altura máxima [m]		No aplica
Sistema Constructivo		Madera aserrada y bambú
Tipo de protección interior		Sobredimensionamiento Para 1 nivel con una superficie menor a 100 m ² , se permite retardante al fuego.
Tiempo de protección contra el fuego [minutos]		1 hora Para una superficie menor a 100 m ² se permite 30 minutos
<i>MARCOS CONTRAVENTEADOS DE MADERA ASERRADA Y BAMBÚ</i>		
Número máximo de niveles		3
Superficie total máxima [m ²]		3,000
Superficie promedio por nivel [m ²]		1,000
Altura máxima [m]		6
Sistema Constructivo		Madera aserrada y bambú
Paredes exteriores	Exterior expuesto	No
	Tipo de protección exterior	Tableros para exteriores y/o revoques
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	2
Elementos Interiores	Interior expuesto	Sí
	Tipo de protección interior	Sobredimensionamiento, tableros de yeso y/o revoques. Para 1 nivel con una superficie menor a 100 m ² , se permite retardante al fuego.
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	1 hora para 2 a 3 niveles 30 minutos para 1 nivel con una superficie menor a 100 m ²

ENTRAMADO LIGERO		
Número máximo de niveles		4
Superficie total máxima [m ²]		16,000
Superficie promedio por nivel [m ²]		4,000
Altura máxima [m]		12
Sistema Constructivo		Entramado ligero
Paredes exteriores	Exterior expuesto	No
	Tipo de protección exterior	Tableros para exteriores
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	2
Elementos Interiores	Interior expuesto	No
	Tipo de protección interior	Tableros de yeso
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	2
MADERA MASIVA 1		
Número máximo de niveles		6
Superficie total máxima [m ²]		30,000
Superficie promedio por nivel [m ²]		5,000
Altura máxima [m]		24
Sistema Constructivo		MLE, MLC y MCL
Paredes exteriores	Exterior expuesto	No
	Tipo de protección exterior	Tableros para exteriores
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	2
Elementos Interiores	Interior expuesto	Sí
	Tipo de protección interior	Sobredimensionamiento y/o tableros de yeso
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	2
MADERA MASIVA 2		
Número máximo de niveles		12
Superficie total máxima [m ²]		60,000
Superficie promedio por nivel [m ²]		5,000
Altura máxima [m]		48
Sistema Constructivo		MLE, MLC y MCL
Paredes exteriores	Exterior expuesto	No
	Tipo de protección exterior	Tableros para exteriores
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	2
Elementos Interiores	Interior expuesto	No
	Tipo de protección interior	Tableros de yeso
	Tiempo de protección contra el fuego [Hrs]	3

8.15.2. Diseño y Ejecución de Uniones

8.16.2.1 Ejecución de Uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que, como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

8.16 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- British Standard. BS EN 1194 Timber structures - Glued laminated timber - Strength classes and determination of characteristic values., (1999).
- CDMX. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA., (2017).
- CFE. (2003). Madera de repuesto para torres de enfriamiento. Especificación CFE XY000-24. Recuperado de <https://lapem.cfe.gob.mx/normas/pdfs/f/XY000-24.pdf>
- Dávalos, R., & Limón, R. (2009). Efecto de los nudos sobre la resistencia y rigidez en flexión de la madera de pino. *Ciencia Forestal En México*, 34(106), 205–212. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-35862009000200011&lng=es&tlng=es
- Dávalos, R., & Ordóñez, V. (2011). Influencia de los nudos sobre la resistencia en flexión estática en madera de tamaño estructural. *Revista Mexicana de Ciencias Forestales*, 2(7), 43–56. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-11322011000500004&lng=es&tlng=es
- Chávez, L., Hernández, C., & Ruiz, C. (2010). Determinación de la calidad de la madera de construcción. *Acta Universitaria*, 20(2), 5–13. <https://doi.org/10.15174/au.2010.71>
- Forest Product Laboratory, & U.S. Department of Agriculture. (2010). *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material, General Technical Report FPL-GTR-190*. Recuperado de https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplgtr/fpl_gtr190.pdf
- Holt, R., Luthi, T., & Dickof, C. (2017). *Nail Laminated Timber: U.S. Design & Construction Guide v1.0 (1a ed.)*. Surrey, Canada: Binational Softwood Lumber Council (BSLC).
- ISO. ISO 16598 Timber structures — Structural classification for sawn timber. (2015).
- Karacabeyli, E., & Douglas, B. (2013). *CLT handbook : cross-laminated timber (1a ed.)*. Surrey, Canada: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Binational Softwood Lumber Council (BSLC).
- Robles, F., & Echenique, R. (1983). *Estructuras de Madera (Primera pre-edición)*. México: LIMUSA.
- Ross, L., Gagnon, S., & Keith, E. (2013). Structural design of cross-laminated timber elements. In E. Karacabeyli & B. Douglas (Eds.), *CLT handbook : cross-laminated timber* (pp. 1–19). Surrey, Canada: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Binational Softwood Lumber Council (BSLC).

5. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO Y DETALLADO SÍSMICO DE MAMPOSTERÍA

5.1. ALCANCE

Este capítulo contempla las disposiciones para el análisis, diseño y construcción de muros estructurales de mampostería, entendiéndose estos como sistemas construidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, unidas por un mortero aglutinante. Únicamente los muros de mampostería confinados o reforzados interiormente serán considerados como estructurales.

Se puede considerar estructuras de mampostería no reforzadas para cimentación o elementos de soporte (muros de contención), utilizando piedras naturales unidas con un cementante, para eso se considerará la sección 5.10.

5.2. GLOSARIO Y SIMBOLOGÍA

5.2.1. Glosario

Las siguientes definiciones aplicarán para todos los capítulos de la presente normativa.

ACCIONES: Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, etc.

ADITIVO: Material, distinto al agua, agregados, material cementante o fibras de refuerzo, usado como un ingrediente en una mezcla cementante para modificar sus propiedades y es agregado al conjunto antes o durante el mezclado.

AGLUTINANTE: Material que permite pegar un elemento con otro de modo que resulte en un cuerpo compacto; materiales cementantes.

ALAMBRE: Hilo de metal obtenido por trefilado, con diámetro de 6.35 mm o menor.

ALAMBRÓN: Alambre de acero redondo liso laminado en caliente con diámetros de 5.5 a 6.35 mm.

ALBAÑILERÍA: Obra de ladrillo, piedra, cal y arena; sinónimo de mampostería.

ALVÉOLO: Cavidad o hueco de los que forma un conjunto, que se deja en el interior de piezas de mampostería.

APAREJO: Disposición geométrica en que quedan colocadas las piezas de mampostería en el muro. Disposición de los ladrillos y piedras en una construcción.

APLANADO: Recubrimiento de mortero sobre un elemento de mampostería. Sinónimos de revoque, enlucido y enjarre.

APLASTAMIENTO: Desmoronamiento local de la piedra, mampostería o concreto debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.

ARCILLA: Material mineral de partículas muy finas compuesto principalmente por agregados de silicatos de aluminio hidratados, el cual posee propiedades plásticas.

ASENTAMIENTO: Deformación vertical que experimenta una estructura por deformaciones del terreno situado bajo la misma.

BARRA DE REFUERZO: Elemento de acero, con sección transversal nominal uniforme, utilizado para reforzar el concreto o la mampostería con diámetro mayor que 6.35 mm.

BLOQUE: Pieza de mampostería cuyo largo nominal es 40 cm o mayor, en módulos de 10 cm y cuya altura nominal es de 20 cm, (incluyendo la junta de mortero). Generalmente se fabrica de concreto o jalcreto y puede ser macizo, multiperforado o hueco.

BOVEDILLA: Elemento que se apoya entre viguetas, a modo de cimbra perdida, para aligerar el sistema de piso. Puede ser de concreto o jalcreto vibrocomprimido, arcilla, poliestireno u otros materiales.

CABECEO: Preparación de la superficie de un espécimen con el objetivo de obtener la planicidad requerida para su ensaye.

CADENA: Ver "dala".

CANTO RODADO: Fragmento de roca de tamaño reducido de superficie alisada y redondeada debido a un desgaste de erosión.

CARGA MUERTA: Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes del edificio.

CARGA VIVA: Incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, equipo, personas y vehículos.

CASTILLO: Elemento estructural vertical, de concreto reforzado, colocado en los bordes del muro y de sus huecos. En muros reforzados se ligan con las dalas para proporcionar confinamiento. Pueden ser internos o externos en relación al muro.

CASTILLO INTERNO: Castillo construido en el interior de piezas huecas de un muro.

CASTILLO EXTERNO: Castillo que se construye por fuera de las piezas del muro. Se requiere de una cimbra para ser colado.

CELDA: Espacio vacío que atraviesa la pieza de mampostería por lo menos en el 95% de su altura con el fin de aligerarla y eventualmente alojar los elementos de refuerzo, tuberías e instalaciones.

CEMENTANTE: Material inorgánico finamente pulverizado que en presencia de agua tiene la propiedad de fraguar y endurecer, y que permite unir o pegar piezas de mampostería de modo que resulte un cuerpo compacto.

CEMENTO PORTLAND: Cementante hidráulico compuesto de una mezcla de caliza y arcilla, la cual es parcialmente fundida en horno (kiln) y molida para hacer el cemento. Aglutinante hidráulico producido por la pulverización de clínker y sulfatos de calcio en algunas de sus formas.

CIMBRA: Molde o estructura provisional, fabricada con madera, metal o plástico, el cual tiene la forma del elemento a construir. Dentro de ella es colada la mezcla de concreto fresco.

CIMENTACIÓN: Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

CLARO: Dimensión horizontal entre las caras internas de dos apoyos de una viga o losa.

COLADO: Proceso en el cual una mezcla fresca de concreto, o mortero, es colocada en un molde o cimbra, donde se le deja endurecer (fraguar).

COLUMNA: Elemento estructural vertical con sección transversal pequeña comparada con su altura. Es un elemento principal de

soporte de las cargas de la cubierta y de los pisos intermedios de un edificio. Trabaja principalmente a esfuerzos de flexocompresión.

COMPORTAMIENTO NO LINEAL: Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional y que genera deformaciones permanentes, lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.

COMPRESIÓN: Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural paralelas a su eje. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.

CONCRETO HIDRÁULICO: Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos y gruesos y agua. También puede tener aditivos y fibras. Una vez endurecido, tomando la forma del molde, y generalmente reforzado con acero, es capaz de tomar cargas como parte de una estructura.

CONTINUIDAD: Condición de conexión entre dos elementos estructurales en que se impide los movimientos relativos entre ellos.

CONTRACCIÓN PLÁSTICA: Reducción del volumen que ocurre cuando el concreto, mortero o pasta cementante, está pasando de su estado plástico (aún no ha fraguado) al estado endurecido.

CONTRAFUERTE: Elemento estructural vertical o inclinado que tiene la función de proveer estabilidad lateral, absorbiendo los empujes laterales o el coceo de una cubierta. Generalmente es un muro transversal exterior a la construcción principal.

CONTRATRABE: Viga de concreto reforzado, construida para reforzar y rigidizar la cimentación.

CORROSIÓN: Deterioro de un material provocado por reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación.

CORRUGADO: Surcos o resaltes sobre una superficie, normalmente siguiendo un patrón determinado. Se usa en barras, alambres y láminas de acero para refuerzo de concreto.

CORTANTE: Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.

CUANTÍA DE REFUERZO: Relación del área del refuerzo entre el área del concreto o mampostería en cualquier sección de un elemento.

CUATRAPEADO: Aparejo en el que se colocan los elementos de manera alternada; i.e. colocación de las piezas con sus extremos verticales alternados respecto a la hilada inferior.

DALA: Elemento horizontal de concreto reforzado, colocada sobre el muro (dala de cerramiento), debajo de él (dala de desplante) o alrededor de huecos. En muros se conecta a los castillos para proporcionar confinamiento.

DEFORMACIÓN: Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

DENTADO: Corte en forma de diente o cuña en las piezas del borde vertical de un muro de mampostería para realizar la unión con el castillo. Como alternativa en piezas industrializadas, se deja sobresaliendo una de cada dos hiladas para formar un dentado rectangular en el borde que llevará el castillo.

DESPLOMO: Desviación con respecto a la vertical de un elemento, normalmente se refiere a un muro o a una columna.

DIAFRAGMA: Elemento estructural diseñado para soportar esfuerzos cortantes paralelos a su plano. Placa, muro u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o marco.

DINTEL: Elemento de soporte horizontal ubicado sobre aberturas de muros, como puertas o ventanas.

DISTORSIÓN DE ENTREPISO: Rotación del eje vertical del entrepiso. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral relativo a nivel de losas, entre la altura del entrepiso.

DOSIFICACIÓN: Pesado, o medición volumétrica, de los ingredientes para introducir a la mezcla de concreto o mortero según el proporcionamiento estipulado.

ELEMENTO ESTRUCTURAL: Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.).

EMPOTRAMIENTO: Apoyo rígido de un elemento estructural de modo que impide la rotación y el desplazamiento en el extremo del elemento.

ENCAMISADO: Técnica para aumentar la resistencia de un elemento estructural, la cual consiste en colocar componentes de refuerzo, como mallas metálicas o fibras de polímeros, alrededor de las caras exteriores de los elementos estructurales.

ESCALERILLA: Refuerzo de acero, formado por dos alambres de acero paralelos, los cuales se unen entre sí por medio de elementos de acero transversales electrosoldados entre sí. Se prohíben para fines de resistencia lateral en muros.

ESCARPIO: Cara lateral inclinada de una cimentación o muro de piedra.

ESFUERZO: Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos normales a la superficie son de compresión y de tensión y los paralelos a ella son esfuerzos cortantes.

ESTABLE (ESTABILIDAD): Condición de equilibrio que no es alterada por pequeños cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones.

ESTRIBO: Barras o alambres de refuerzo con forma cerrada colocadas perpendicularmente, al sentido longitudinal de un elemento de concreto con el objetivo de resistir fuerza cortante y confinar el núcleo del elemento.

FACTOR DE CARGA: Factor de seguridad parcial mayor que la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que se tiene para su determinación.

FACTOR DE RESISTENCIA: Factor de seguridad parcial menor que la unidad que se aplica a la resistencia calculada (o nominal) para cubrir las incertidumbres que se tienen en su determinación.

FERROCEMENTO: Material estructural de poco espesor el cual se compone de una o varias capas de mallas de alambre revestidas con mortero, o mortero reforzado con mallas de alambre.

FLEXIÓN: Un tipo de deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras. También se denomina así a la acción estructural que produce dicho efecto.

FLUENCIA: Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde totalmente rigidez y se deforma plásticamente. Se llaman esfuerzos de fluencia y fuerza de fluencia a las condiciones para las que se produce este fenómeno, y que se consideran como límite para la resistencia de una estructura.

FLUIDEZ: Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto fresco la cual indica su plasticidad y trabajabilidad.

FLUJO PLÁSTICO: Deformación con el paso del tiempo de un material debido a la permanencia de las cargas. Esta deformación es adicional a la elástica que se produce por la aplicación inicial de la carga.

FRAGUADO: Proceso químico que resulta del desarrollo gradual de rigidez, pérdida de plasticidad, de una mezcla de cemento, adhesivo o resina.

GRAPA: Pieza de metal con forma de U, utilizada para mantener unidas dos elementos. Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados.

GRIETA: Abertura o hendidura que se presenta en un elemento estructural cuando los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a

este efecto. El término fisura es equivalente aunque suele emplearse para identificar una grieta de pequeña abertura.

HILADA: Serie de piezas de tabiques, o bloques, colocados horizontalmente.

HISTÉRESIS: Curva esfuerzo-deformación que describe el comportamiento de un espécimen que es esforzado más allá de su intervalo elástico en ciclos alternados de tensión y compresión. También conocido como “curva histerética”.

INTEMPERISMO: Proceso fisicoquímico de descomposición, o desgaste, como respuesta a la exposición a agentes de la intemperie, como son el agua, la humedad, o las variaciones de temperatura.

JALCRETO: Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos ligeros y agua, con un peso volumétrico entre 1,300 y 1,400 kg/m³.

JUNTA: En muros de mampostería es la separación, tanto vertical como horizontal, entre tabiques o bloques, que se rellena con mortero aglutinante o de pega.

LADRILLO: Ver “Tabique”.

LAJA: Tipo de roca plana, lisa y poco gruesa.

LECHADA: Mezcla cementante fluida con que se llenan cavidades o grietas en un elemento de mampostería. Generalmente constituida de cemento y/o cal y agua, con la adición de arena cuando los huecos son de cierto tamaño.

LINDERO: Límite de una propiedad.

LOSA: Elemento estructural plano horizontal para cubrir un claro.

MAMPOSTERÍA: Construcción compuesta, integrada por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, que por lo general son lo suficientemente pequeñas como para ser manejadas por una persona y que son unidas entre sí con mortero aglutinante.

MARCO: Un conjunto de elementos estructurales lineales, vigas y columnas, conectados en sus uniones.

MOMENTO FLEXIONANTE: Un momento, o par de fuerzas que induce flexión en la sección transversal de un elemento.

MONOLÍTICO: Compuesto de un solo gran bloque de piedra lo que se simula con el material en un colado de concreto. También estructura en que no hay discontinuidades entre sus elementos.

MORTERO: Mezcla de cementante y agua con agregado fino.

MURETE: Probeta compuesta por piezas de mampostería, con una longitud de al menos una vez y media la dimensión máxima de la pieza y con el número de hiladas para tener una altura aproximadamente igual a la longitud.

MURO DE CARGA: Se denomina así a un muro estructural con la función de soportar cargas verticales adicionales a su propio peso.

MURO ESTRUCTURAL: Es el elemento del que depende parte de la estabilidad de la edificación, contribuyendo a la resistencia a cargas laterales y/o verticales.

MURO NO ESTRUCTURAL: Es un muro del que no depende la estabilidad de la edificación pero que debe soportar las acciones para la estabilidad propia (viento, sismo, empujes por carga viva, etc.). Ejemplos son muros divisorios, pretilos, bardas.

PANDEO: Flexión súbita de un elemento que se despega de su eje original, perdiendo drásticamente su rigidez y capacidad de resistir cargas.

PARAMENTO: Cada una de las dos caras de una pared.

PARAPETO: Ver “pretil”.

PATÍN: Proyección horizontal en un extremo de la sección de un elemento, con lo que se proporciona un notable incremento de momento de inercia y de capacidad para resistir momentos flexionantes.

PERALTE: Altura (peralto).

PERMEABILIDAD: Capacidad de un material de permitir el flujo de líquidos o gases.

PESO PROPIO: Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales.

PIEDRA LABRADA: Piedra que ha sido trabajada hasta llevarla a un estado, o forma, conveniente para su uso.

PIEDRA BRAZA: Fragmento de roca natural, de origen volcánico, para uso en construcción.

POLÍMERO: El producto obtenido del proceso de polimerización, también conocido como resina.

POLIMERIZACIÓN: Reacción química en la cual dos o más moléculas de bajo peso molecular, se combinan para formar un compuesto de mayor peso molecular, el cual contiene el mismo número de elementos y en misma proporción.

PRETEL: Muro no estructural de poca altura, aproximadamente no mayor que 1 m, el cual se forma por la continuación de las paredes exteriores sobre la azotea o bajo una ventana. Sinónimos: parapeto, antepecho de ventana.

PROBETA: Parte de una muestra preparada, o no, con las dimensiones y características adecuadas para someterla a una prueba determinada.

PROPORCIONAMIENTO: Acción de seleccionar las cantidades de los ingredientes para generar la mezcla, de mortero o concreto, más eficiente y con las propiedades requeridas con los materiales disponibles.

PUNTAL: Elemento estructural de sección transversal pequeña que se introduce en una estructura para resistir cargas de compresión. A diferencia de una columna, puede ser inclinado y frecuentemente forma parte de una armadura.

REFUERZO: Elementos como barras, alambres, hebras, fibras u otros, que son embebidos o anclados con un elemento estructural para que juntos resistan las fuerzas del sistema. En estas Normas se refiere a barras, alambres o mallas de acero embebidas o sujetas en el concreto o en la mampostería.

RESINA: Sustancia orgánica o sintética de consistencia plástica viscosa, generalmente referida al producto de polimerización, y es capaz de endurecer cuando es mezclada con los reactivos adecuados. **RESINA EPÓXICA:** Resina sintética de polímero termoes estable el cuál se utiliza en recubrimientos o adhesivos especiales.

RESISTENCIA: Máxima carga que un elemento estructural puede soportar antes de llegar a un estado de falla.

RETENCIÓN DE AGUA: Propiedad de la mezcla de mortero, la cual al ser sometida a una prueba de succión retiene el agua de la mezcla. Se define como la relación entre la fluidez inicial y la fluidez después de la prueba de succión.

REVENIMIENTO: Prueba realizada a una mezcla de concreto, o mortero fresco que permite determinar la consistencia del material.

RIGIDEZ: Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir una deformación unitaria.

SANGRADO: Flujo de agua proveniente de una mezcla de concreto, o mortero, recién colocada y causado por el asentamiento de los agregados sólidos de la mezcla.

SEGREGACIÓN: Concentración no uniforme de los componentes en una mezcla de concreto o mortero.

SUPERFLUIDIFICANTES: Tipo de aditivo que modifica la consistencia de una mezcla de concreto, o mortero, aumentando la fluidez del concreto, lo que permite reducir la cantidad de agua.

TABICÓN: Tabique macizo compuesto de concreto o jalcreto.

TABIQUE: Pieza para mampostería de forma prismática rectangular, de dimensiones menores que el bloque, fabricado con arcillas, comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de concreto. Puede ser macizo, hueco o multiperforado. Al tabique macizo de arcilla se le conoce comúnmente como ladrillo.

TALUD: Inclinación del paramento de un muro o de un terreno.

TENSIÓN: Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de las fibras de su sección transversal paralelas a su eje.

TENSOR: Barra o cable que, trabajando en tensión, se coloca para restringir el alargamiento entre dos puntos de una estructura.

TIZÓN, A: Proceso constructivo en el que las piezas del aparejo en un muro de mampostería, se colocan con su dimensión más larga en sentido perpendicular al paramento.

TORSIÓN: Estado de esfuerzos que tiende a producir rotación de la sección transversal de un elemento. En relación a estructura completa es la rotación de los sistemas de pisos y techo alrededor del eje vertical durante la vibración por el efecto de sismos.

TRABAJABILIDAD: Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto, que indica qué tan fácilmente puede ser manejado, distribuido en la superficie de trabajo y compactado. (Ver también "fluidéz").

TREFILADO: Proceso de reducción de una sección de metal estirándolo en frío a través de hileras de diámetro menor.

VIGA: Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimo, trabe.

VIGUETA: Viga de tamaño relativamente angosto apoyadas sobre vigas o muros, con poca separación, para soportar bovedillas de losas de entrepiso o cubierta.

VOLADIZO: Viga o losa empotrada en un extremo y libre en el otro.

ZAPATA: Elemento estructural de la cimentación que transmite las cargas directamente al suelo, generalmente tiene una forma ensanchada, hacia la parte de contacto con el terreno, para distribuir las cargas en una superficie más amplia. Puede ser aislada, corrida o de borde o lindero.

5.2.2. Simbología

A_s	=	área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente [cm ²]	c_v	=	coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería
A_{sc}	=	área del acero de refuerzo transversal de los castillos o dadas colocada a una separación s [cm ²]	d	=	distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima [cm]
A_{sh}	=	área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h [cm ²]	d'	=	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro [cm]
A_{st}	=	área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación, necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope [cm ²]	d_b	=	diámetro de barras de refuerzo [cm]
A_{sv}	=	área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v [cm ²]	E_c	=	módulo de elasticidad del concreto [kg/cm ²]
A_T	=	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos [cm ²]	E_f	=	módulo de elasticidad del material del marco [kg/cm ²]
b	=	longitud de apoyo de una losa soportada por el muro [cm]	E_m	=	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas [kg/cm ²]
b_c	=	dimensión del castillo o dala perpendicular al plano del muro [cm]	E_s	=	módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario [kg/cm ²]
b_d	=	ancho de la diagonal equivalente en muros diafragma [cm]	e	=	excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen [cm]
c_j	=	coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno	e_c	=	excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos [cm]
c_m	=	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería	e'	=	excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez [cm]
c_p	=	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas	f_{an}	=	cociente entre área neta y el área bruta de las piezas
			f'_c	=	resistencia especificada del concreto en compresión [kg/cm ²]
			f_j^-	=	resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno [kg/cm ²]
			f'_j	=	resistencia a compresión para diseño del mortero o de cilindros de concreto de relleno [kg/cm ²]
			f_m^-	=	resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta [kg/cm ²]
			f'_m	=	resistencia a compresión para diseño de la mampostería, referida al área bruta [kg/cm ²]
			f_p^-	=	resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta [kg/cm ²]
			f'_p	=	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta [kg/cm ²]
			f_y	=	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo [kg/cm ²]
			f_{yh}	=	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado [kg/cm ²]
			f_{yv}	=	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo vertical o malla de alambre soldado [kg/cm ²]
			G_m	=	módulo de cortante de la mampostería [kg/cm ²]
			H	=	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral [cm]
			H_0	=	longitud mínima, medida en los extremos de los castillos, sobre la cual se deben colocar estribos con una separación menor [cm]
			h_c	=	dimensión de la sección del castillo o dala que confina a un muro, paralela al plano del mismo [cm]
			h_j	=	espesor de la junta de mortero de pega [cm]
			I	=	momento de inercia de una sección bruta [cm ⁴]
			I_c	=	momento de inercia de la sección transversal bruta de la columna, cm ⁴
			I_v	=	momento de inercia de la sección transversal bruta de la viga, cm ⁴
			k	=	factor de altura efectiva del muro
			L	=	longitud efectiva del muro [cm]

L'	= separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro [cm]
L_d	= longitud de desarrollo de barras a tensión de acuerdo con el capítulo 6 [cm]
L_{dh}	= longitud de desarrollo de barras a tensión con doblez [cm]
l_c	= longitud de contacto entre la columna del marco y el muro diafragma [cm]
l_d	= longitud de la diagonal de un muro diafragma [cm]
L_t	= longitud de traslape de barras [cm]
l_v	= longitud de contacto entre la viga del marco y el muro diafragma [cm]
M_n	= momento flexionante nominal de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión [kg-cm]
M_o	= momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura [kg-cm]
P	= carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga [kg]
P_d	= resistencia axial nominal de diseño en la diagonal de un muro diafragma [kg]
P_n	= resistencia nominal de diseño del muro a carga vertical [kg]
P_u	= carga axial de diseño [kg]
R	= factor de reducción de fuerzas sísmicas
s	= separación del acero de refuerzo transversal o de conectores [cm]
s_h	= separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado [cm]
s_v	= separación del acero de refuerzo vertical en el muro [cm]
t	= espesor de la mampostería del muro [cm]
V_n	= resistencia nominal a cargas laterales [kg]
V_R	= fuerza cortante resistente para muros diafragma [kg]
V_{mn}	= fuerza cortante nominal de diseño que toma la mampostería [kg]
V_{sn}	= fuerza cortante nominal de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado [kg]
v'_m	= resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta [kg/cm ²]
\bar{v}_m	= resistencia media a compresión diagonal de muretes, calculada sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga [kg/cm ²]
\square_1	= coeficiente que afecta la longitud de anclaje en función del diámetro de la barra
\square_2	= recubrimiento mínimo del mortero [cm]
\square_{lr}	= distorsión lateral calculada con fuerzas laterales reducidas
\square_{li}	= distorsión lateral inelástica
\square_{max}	= distorsión inelástica máxima de acuerdo con el Capítulo 4
\square_h	= holgura horizontal de muros no estructurales [cm]
\square_v	= holgura vertical de muros no estructurales [cm]
\square	= factor de eficiencia del refuerzo horizontal
\square_d	= ángulo que forma la diagonal equivalente con la horizontal
\square_h	= cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/(t \times s_h)$
\square_v	= cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/(t \times s_v)$

\square = factor de reducción de resistencia
 \square_E = factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

5.3. CONSIDERACIONES GENERALES

5.3.1. Unidades

Las fórmulas y disposiciones de esta Norma se presentan en unidades del sistema métrico decimal (metro, kilogramo fuerza y segundo), es importante tomar con precaución el uso de las expresiones con las unidades correspondientes.

5.3.2. Restricciones y Tipos de Piezas, Refuerzo y Construcciones de Muros

No se permitirá el uso estructural de muros de mampostería que no estén confinados por castillos y dalas, ni muros que no estén reforzados interiormente, tal y como se menciona en las secciones 5.7 y 5.8 respectivamente. Además, queda prohibido el uso de muros de carga hechos de adobe como sistema estructural sismorresistente.

Cualquier otro tipo de piezas, refuerzo o modalidad constructiva a base de mampostería, que no estén comprendidos dentro de los señalados en esta norma, deberán ser evaluados según lo establece la presente normatividad y la sección 5.3.3.

5.3.3. Normas Aplicables

En este capítulo será indispensable el cumplimiento de las siguientes normas mexicanas, en caso de haber conflicto entre esta normativa y alguna de las normas mexicanas se tomará como aplicable los requisitos en este documento.

- NMX-B-072-CANACERO, Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto –Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-B-253-CANACERO, Industria Siderúrgica – Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-B-290-CANACERO, Industria Siderúrgica – Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-B-456-CANACERO, Industria Siderúrgica – Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas – Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-B-457-CANACERO, Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-B-365-CANACERO, Industria Siderúrgica – Alambón de acero al carbono para trefilación – Especificaciones y métodos de prueba.
- NMX-C-021-ONNCCE, Industria de la Construcción – Cemento para albañilería (mortero) – Especificaciones y métodos de ensayo.
- NMX-C-036-ONNCCE, Industria de la Construcción – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines – Método de ensayo.
- NMX-C-061-ONNCCE, Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.

- NMX-C-404-ONNCE, Industria de la Construcción – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.
- NMX-C-405-ONNCE, Industria de la Construcción – Paneles para uso estructural aplicados en sistemas constructivos – Especificaciones y métodos de ensayo.
- NMX-C-414-ONNCE, Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Especificaciones y métodos de ensayo.
- NMX-C-464-ONNCE, Industria de la Construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto – Métodos de ensayo.
- NMX-C-486-ONNCE, Industria de la Construcción – Mampostería – Mortero para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

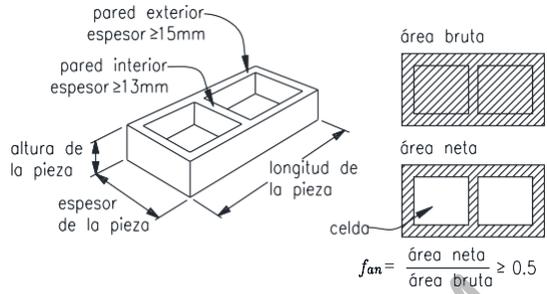


Figura 5.4.1 Piezas huecas de mampostería

5.4. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

5.4.1. Piezas

5.4.1.1 Tipos de Pieza

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCE.

La resistencia en compresión, f_p para tabicones de jalcreto o de concreto, así como para cualquier tipo de bloques huecos no será menor de 40 kg/cm², y para tabicones de barro recocido no será menor de 25 kg/cm².

El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 5.4-1.

Tabla 5.4-1 Peso volumétrico neto mínimo de piezas en estado seco

Tipo de pieza	Peso volumétrico [kg/m ³]
Tabique de barro recocido	1,300
Tabicón de jalcreto	1,400
Bloque hueco de jalcreto	1,400
Tabicón de concreto	2,200
Bloque hueco de concreto	2,200

5.4.1.2 Piezas Macizas

Se considerarán como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75% del área bruta, y cuyas paredes exteriores tienen espesores no menores que 2 cm.

5.4.1.3 Piezas Huecas

Se considerará como piezas huecas las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50% del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm (Figura 5.4.1 y 5.4.2).

Para piezas huecas con 2 o hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 1.3 cm.

Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 0.7 cm. Se entiende como piezas multiperforadas aquellas con más de 7 perforaciones o alvéolos (Figura 5.4.1). Se deberá cumplir, además, con los requisitos para el espesor de las paredes exteriores e interiores indicados en la NMX-C-404-ONNCE para piezas huecas y multiperforadas. Para fines de estas normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

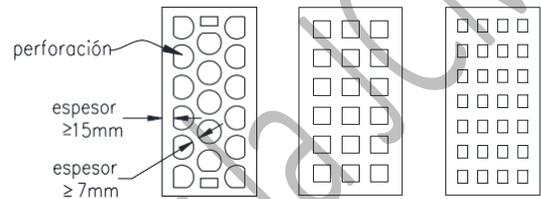


Figura 5.4.2 Piezas multiperforadas de arcilla

5.4.1.4 Resistencia a la Compresión

La resistencia a compresión se determinará, para cada tipo de pieza, de acuerdo con el ensayo especificado en la norma NMX-C-036-ONNCE.

La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. Si se opta por el muestreo, se obtendrán, al menos, 3 muestras, cada una de 10 piezas, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

La resistencia de diseño se calculará como:

$$f_p^d = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5c_p}$$

donde

- \bar{f}_p = resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta
- c_p = coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas, que en ningún caso será menor que 0.1

En caso de no contar con el número de ensayos requerido, el valor de c_p no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCE, ni que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni que 0.35 para piezas de producción artesanal.

El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayos rutinarios y sus registros.

5.4.2. Cementantes

Para la elaboración de concretos y morteros se podrá emplear cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCE. También se podrá

utilizar cemento de albañilería o cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE y NMX-C-003-ONNCCE respectivamente para la elaboración de concretos y morteros.

5.4.3. Agregados Pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE.

5.4.4. Agua de Mezclado

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122-ONNCCE. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

5.4.5. Morteros

El mortero para pegar piezas cuyo objetivo sea construir muros estructurales debe cumplir con los requisitos que establece la norma mexicana NMX-C-486-ONNCCE.

5.4.5.1 Resistencia a la Compresión

La resistencia a compresión del mortero sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f_j' , determinado como el que es alcanzado por lo menos por el 98% de las muestras. La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno, o del concreto de relleno por utilizar.

En caso de mortero, se obtendrán, como mínimo, 3 muestras, cada una de, al menos, 3 probetas cúbicas. Las 9 probetas se ensayarán siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCE.

En caso de concreto de relleno, se obtendrán, al menos, 3 probetas cilíndricas. Las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas antes citadas.

La resistencia de diseño será:

$$f_j = \frac{\bar{f}}{1 + 2.5c_j}$$

donde

- \bar{f} = resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno
- c_j = coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que en ningún caso se tomará menor que 0.2

5.4.5.2 Clasificación

Los morteros se clasificarán por su resistencia de diseño a compresión, f_j' , en los siguientes tipos:

- Tipo I: con resistencia a compresión mayor o igual que 125 kg/cm².
- Tipo II: con resistencia a compresión mayor o igual que 75 kg/cm².
- Tipo III: con resistencia a compresión mayor o igual que 40 kg/cm².

Para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo con lo indicado en la NMX-C-486-ONNCCE.

5.4.5.3 Mortero para Pegar Piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a. Su resistencia a compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- b. Siempre deberán contener cemento en la cantidad mínima indicada en la tabla 5.4-2.
- c. La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3. El volumen de arena se medirá en estado suelto.
- d. Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.
- e. Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de este, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 5.4-2.

Tabla 5.4-2 Proporciones, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales

Tipo de Mortero	Partes de Cemento Hidráulico	Partes de Cemento de Albañilería	Partes de Cal Hidratada	Partes de Arena ¹	f_j [kg/cm ²]
I	1	-	0 a ¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en su volumen	125
	1	0 a ½	-		75
II	1	-	¼ a ½		40
	1	½ a 1	-		
III	1	-	½ a 1 ¼		

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto

5.4.5.4 Morteros y Concretos de Relleno

Los morteros de relleno y concretos de relleno, que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- a. Su resistencia a compresión para diseño, f_j' , será por lo menos de 125 kg/cm².
- b. El tamaño máximo del agregado no excederá de 1 cm.
- c. Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que

la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior.

Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.

- d. En la tabla 5.4-3 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Tabla 5.4-3 Revenimiento recomendado para los morteros de relleno y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza

Absorción de la pieza [%]	Revenimiento nominal ¹ [cm]
8 a 10	15.0
10 a 15	17.5
15 a 20	20.0

¹ Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de ±2.5 cm

En la tabla 5.4-4 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas de los agregados para morteros de relleno y concretos de relleno.

Tabla 5.4-4 Proporciones, en volumen, recomendadas para morteros de relleno y concretos de relleno en elementos estructurales

Tipo	Partes de Cemento Hidráulico	Partes de Cal Hidratada	Partes de Arena ¹	Partes de Grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	-
Concreto	1	0 a 0.10	2.25 a 3	1 a 2

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto

5.4.6. Aditivos

En la elaboración de concretos, morteros de relleno y concretos de relleno se podrán usar aditivos que mejoren sus propiedades y que cumplan con los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCE. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

5.4.7. Acero de Refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos o dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas.

Las barras corrugadas deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCE, NMX-B-457-CANACERO y NMX-B-506-CANACERO; los alambres laminados en frío deben cumplir con la norma NMX-B-072-CANACERO o NMX-B-253-CANACERO; la malla de alambre soldado debe cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO; y las armaduras de alambre soldado para castillos y dalas deben cumplir con la norma NMX-B-456-CANACERO.

Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambroón, únicamente

en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El alambroón debe cumplir con la norma NMX-B-365-CANACERO y contar con un esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , de 2,100 kg/cm². El diámetro

mínimo del alambroón para ser usado en estribos es de 0.55 cm.

Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la autoridad responsable, su eficiencia como refuerzo estructural. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2,039,000 kg/cm².

Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , establecido en las normas citadas.

5.4.8. Mampostería

5.4.8.1 Resistencia a la Compresión

La resistencia a compresión para diseño de la mampostería, f'_m , sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados dentro de la sección 5.4.8. El valor de la resistencia en esta normatividad está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 5.4.8.

5.4.8.1.1 Ensayo de Pilas construidas con las Piezas y Morteros Empleados en Obra

Las pilas (Figura 5.4.3) estarán formadas por lo menos con 3 piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 6; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensayo de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCE, salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

La determinación se hará en un mínimo de 9 pilas, construidas con piezas provenientes de, por lo menos, 3 lotes diferentes del mismo producto. Cada pila debe usar piezas del mismo lote.

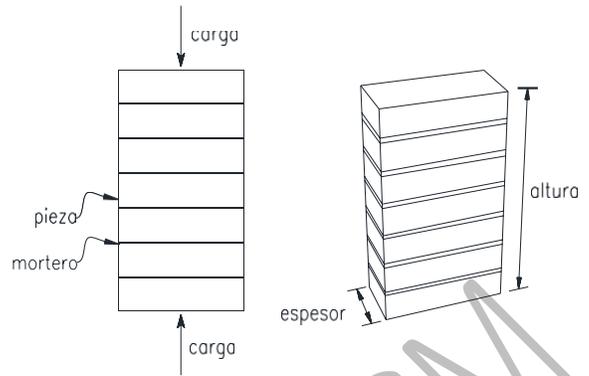


Figura 5.4.3 Pila para pruebas en compresión

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 5.4-5.

Tabla 5.4-5 Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor

Relación altura a espesor de la pila ¹	2	3	4	5	6
Factor Correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

¹ Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

La resistencia a compresión para diseño se calculará como:

$$f'_N = \frac{\bar{f}}{1 + 2.5c_N}$$

donde

\bar{f} = resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta

c_m = coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15

5.4.8.1.2 Tomados a partir de la Resistencia de Diseño de Piezas y Morteros

Para bloques y tabiques de jalcreto o de concreto con relación altura a espesor no menor que 0.5, y con $f'_p \leq 200$ kg/cm², la resistencia de diseño a compresión será la que indica la tabla 5.4-6, solo si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados previamente.

Tabla 5.4-6 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de jalcreto o concreto, f'_p , sobre área bruta [kg/cm²]

f'_p ¹	f'_m		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
40	20	16	16
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

¹ Para valores intermedios de f'_p , se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto o jalcreto, la resistencia a compresión para diseño de la mampostería se podrá obtener de la tabla 5.4-7.

Tabla 5.4-7 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de barro, f'_p , sobre área bruta [kg/cm²]

f'_p ¹	f'_m		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
40	16	16	16
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

¹ Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño, f'_m dados por las tablas 5.4-6 y 5.4-7 de este inciso, se deberán cumplir que los espesores de junta horizontal estén comprendidos entre 1.0 cm y 1.2 cm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 1.5 cm si son de fabricación artesanal.

5.4.8.1.3 Valores Indicativos a partir del Tipo de Mortero

Si no se realizan determinaciones experimentales podrán emplearse los valores de f'_m que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la tabla 5.4-8.

Tabla 5.4-8 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f'_m , para algunos tipos de pieza, sobre área bruta [kg/cm²]

Tipo de pieza	f'_m		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocado	15	15	10
Tabicón de jalcreto o concreto ($f'_p \geq 40$ kg/cm ²)	15	15	10
Bloque de jalcreto o concreto ($f'_p \geq 40$ kg/cm ²)	15	15	10
Tabique con huecos verticales ($f'_p \geq 120$ kg/cm ²)	25	25	25

5.4.8.2 Resistencia a la Compresión Diagonal

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v'_m , para diseño, se determinará con alguno de los dos siguientes procedimientos indicados. El valor de la resistencia en esta norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado.

5.4.8.2.1 Ensaye de Muretes construidos con las Piezas y Morteros Empleados en Obra

Los muretes (Figura 5.4.4) tendrán una longitud de al menos 1.5 veces la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud.

Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCCE.

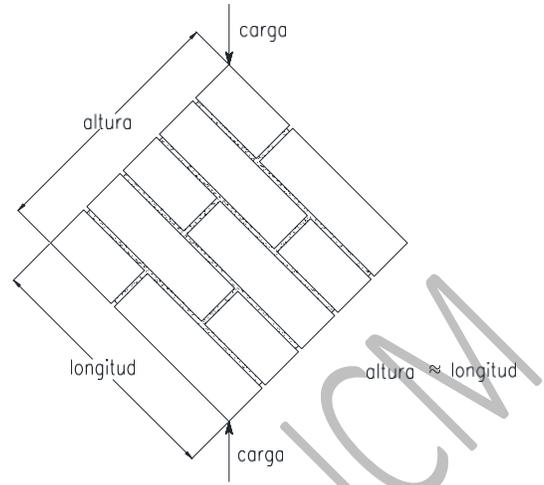


Figura 5.4.4 Murete para prueba en compresión diagonal

La determinación se hará en un mínimo de 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes del mismo producto. Cada murete debe usar piezas del mismo lote.

La resistencia a compresión diagonal para diseño, v'_m , será igual a:

$$v'_m = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v}$$

donde \bar{v}_m = resistencia media a compresión diagonal de muretes, calculada sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga
 c_v = coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.2

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 200 cm de lado.

5.4.8.2.2 Valores Indicativos a partir del Tipo de Mortero

Si no se realizan ensayos de muretes, la resistencia de diseño a compresión diagonal será la que indica la tabla 5.4-9. Las piezas huecas referidas en la tabla deben cumplir con lo dispuesto en la sección 5.4.1.

Tabla 5.4-9 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta [kg/cm²]

Tipo de pieza	Tipo de mortero	v'_m ¹
Tabique de barro recocado	I	3.5
	II y III	3
Tabicón de jalcreto o concreto ($f'_p \geq 40$ kg/cm ²)	I	3
	II y III	2
Bloque de jalcreto o concreto ($f'_p \geq 40$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique hueco de barro	I	3
	II y III	2

¹ El valor de v'_m estará limitado a $0.8(f'_m)^{0.5}$.

Los valores v'_m de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f'_p señalada en ella y con la sección 5.4.1, y para

mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 1.0 cm y 1.2 cm. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 5.4.8.

5.4.8.3 Resistencia al Aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6f'_m$.

5.4.8.4 Resistencia a la Tensión

Se considerará que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

5.4.8.5 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos siguientes.

5.4.8.5.1 Ensaye de Pilas construidas con las Piezas y Morteros Empleados en Obra

Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en la sección 5.4.8.

El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCE.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero.

Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración, obtenido del ensaye de pilas, se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de arcilla o de otro material diferente del concreto.

5.4.8.5.2 Tomados a partir de la Resistencia de Diseño a Compresión de la Mampostería

Se podrá obtener el módulo de elasticidad, E_m , para diferentes tipos de mampostería y para cargas de corta duración y cargas sostenidas a partir del valor f'_m de acuerdo a la tabla 5.4-10.

Tabla 5.4-10 Módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , para algunos tipos de mampostería [kg/cm²]

Tipo de pieza	Duración de carga	E_m
Tabiques y bloques de concreto	Cortas	$800f'_m$
	Sostenidas	$350f'_m$
Tabiques y bloques de jalcreto	Cortas	$600f'_m$
	Sostenidas	$350f'_m$
Tabiques de barro y otras piezas, excepto las de concreto y jalcreto	Cortas	$600f'_m$
	Sostenidas	$350f'_m$

5.4.8.6 Módulo de Cortante

El módulo de cortante de la mampostería, G_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en esta sección.

Se podrán ensayar muretes del tipo, edad y cantidad señalada en la sección 5.4.8. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la Norma Mexicana correspondiente.

Si se opta por usar el inciso 5.4.8.1, el módulo de cortante será igual a:

$$G_N = 0.4E_N$$

5.5. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5.5.1. Criterios de Diseño

La determinación de las fuerzas internas en los muros podrá realizarse por medio de un análisis elástico de primer orden, tomando las consideraciones del Capítulo 4. Además, el dimensionado y detallado de los elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios mencionados en este capítulo.

Se diseñarán y construirán las estructuras para que la expectativa de vida útil sea de al menos de 50 años.

Se considerará nula la resistencia a tensión de la mampostería en la dirección normal a las juntas, asignando al muro propiedades de secciones agrietadas.

5.5.1.1 Estado Límite de Falla

Las estructuras y elementos estructurales deberán estar dimensionados y detallados para que la resistencia de diseño sea igual o mayor a las fuerzas o momentos internos.

Las fuerzas y momentos internos de diseño deberán estar multiplicados por el correspondiente factor de reducción de resistencia, ϕ , prescrito en esta sección.

5.5.1.2 Estado Límite de Servicio

Se deberá revisar que las repuestas de la estructura estén limitadas a valores aceptables para un funcionamiento de servicio satisfactorio.

5.5.1.3 Factores de Reducción de Resistencia

Las resistencias deberán multiplicarse por un factor de reducción de resistencia, ϕ , los cuales son los siguientes según corresponda:

Tabla 5.5-1 Factores de Reducción de Resistencia para Mampostería

Tipo de Muro	ϕ
<i>MUROS SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL</i>	
Muros confinados, muros reforzados interiormente o la diagonal equivalente para muros diafragma	0.60
<i>MUROS SUJETOS A FLEXOCOMPRESIÓN EN SU PLANO O FUERA DE SU PLANO</i>	
Muros confinados o muros reforzados interiormente sujetos a $P_u \leq P_n/3$	0.8
Muros confinados o muros reforzados interiormente sujetos a $P_u > P_n/3$	0.6
<i>MUROS SUJETOS A FUERZA CORTANTE</i>	
Muros confinados, muros reforzados interiormente o muros diafragma	0.7

5.5.1.4 Hipótesis para la Obtención de Resistencias de Diseño a Flexocompresión

La determinación de la resistencia de cualquier sección sujeta a flexión, carga axial o flexocompresión, se efectuará con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica para secciones de concreto reforzado, siguiendo las siguientes hipótesis:

- a. La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

- c. Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d. Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e. La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería la deformación unitaria máxima a compresión igual 0.003.
- f. A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f'_m de las piezas huecas sin relleno en la zona de compresión.

Muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de este no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro, t .

5.5.1.5 Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas

El factor de reducción de fuerzas sísmicas, IR , dependerá del tipo de pieza que se esté utilizando en los muros, de igual manera considerar si estará reforzada o no interiormente, esto de acuerdo con el capítulo correspondiente de la presente normatividad.

5.5.1.6 Distorsión Lateral Inelástica Permitida

Se revisará que la distorsión lateral inelástica, y_{si} , calculada con el conjunto de fuerzas horizontales reducidas, y_{sr} , multiplicada por el factor de comportamiento sísmico, Q , y por el factor de sobrerresistencia, R , obtenidos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Dicho resultado no excederá el valor máximo especificado, y_{Nas} .

$$y_{si} = y_{sr}QR \leq y_{Nas}$$

5.5.1.7 Diseño de Cimentaciones a Base de Mampostería

Las cimentaciones a base de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones. Los elementos de la cimentación deben diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles y sus efectos en la estructura.

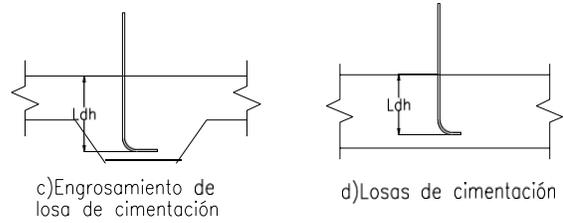
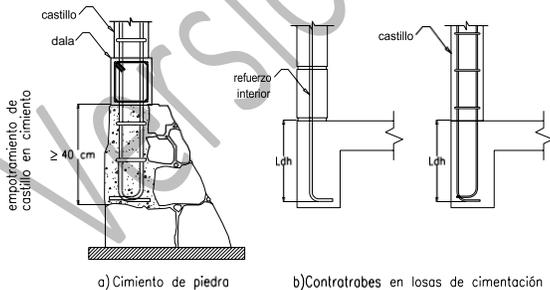


Figura 5.5.1 Anclaje del refuerzo vertical en cimientos

El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, contratabes, etc., y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de fluencia a tensión. El anclaje se revisará según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces a 90 grados. En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento vertical (figura 5.5.1).

5.5.2. Métodos de Análisis por Cargas Verticales

5.5.2.1 Criterio General

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para los muros que soportan losas de concreto monolíticas, nervadas o prefabricadas, se supondrá que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro-losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

Las fuerzas y momentos de diseño se determinarán mediante las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

- a. Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b. Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad, e_c
- c. , se tomará igual a la siguiente ecuación, donde t es el espesor del muro de mampostería y b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

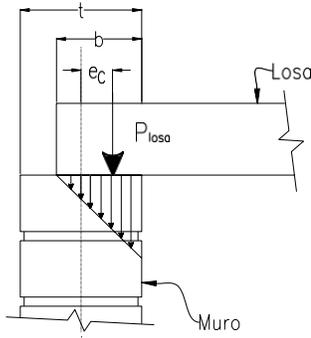


Figura 5.5.2 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

5.5.2.2 Tipos Factor de Reducción por Efectos de Excentricidad y Esbeltez

En el diseño se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar los valores aproximados del factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez, ϕ_E .

5.5.2.2.1 Valor de Reducción por Efectos de Excentricidad y Esbeltez

Se podrá tomar ϕ_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50%. Se podrá tomar ϕ_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50%, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

1. Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;
2. La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
3. La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excede de 20.

5.5.2.2.2 Valor de Reducción por Efectos de Excentricidad y Esbeltez para Condiciones Especiales

Cuando no se cumplan las condiciones de la sección 5.5.2.2.1, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en la sección 5.5.2.2.1, y el que se obtiene con la ecuación siguiente ecuación:

$$\phi_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

donde

- H = altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral
- e' = excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomara igual a $t/24$
- k = factor de altura efectiva del muro

El factor de altura efectiva del muro, k , se determinará según la siguiente tabla:

Tabla 5.5-2 Factores de altura efectiva del muro, k

Condición del muro	k
Muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior	2.0
Muros extremos en que se apoyan losas	1.0
Muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro	0.8

En el caso que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 5.6) que restrinjan su deformación lateral, el factor ϕ_E se calculará como

$$\phi_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

Donde,

L' = separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro.

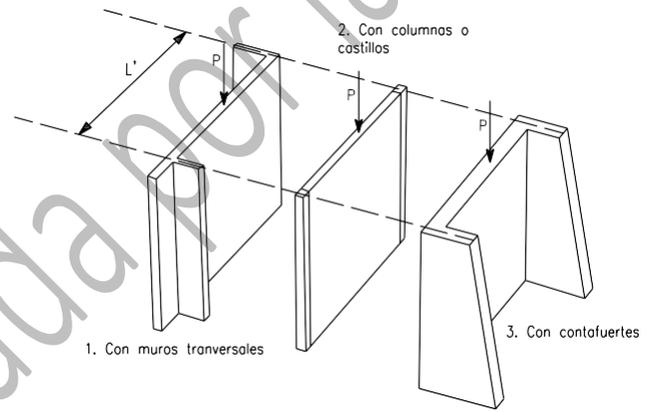


Figura 5.5.3 Restricción a la deformación lateral

5.5.3. Métodos de Análisis por Cargas Laterales

5.5.3.1 Criterio General

Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan lo estipulado en el Capítulo 4. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en

cuenta las deformaciones por cortante y por flexión. Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en

aquellos muros o segmentos más demandados. Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales.

Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, así como la de los dinteles y pretiles.

La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha, con elementos finitos o como diagonal equivalente para el caso de muros diafragmas (sección 5.6).

5.5.4. Detallado del Refuerzo

5.5.4.1 Criterio General

Los planos de construcción deberán tener especificaciones, figuras y notas con los detalles del refuerzo. Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas según en la sección 5.5.4.

5.5.4.2 Tamaño del Acero de Refuerzo

a) Diámetro del acero de refuerzo longitudinal:

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la cuarta parte de la menor dimensión libre de una celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión (figura 5.5.4).

b) Diámetro del acero de refuerzo horizontal:

El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (figura 5.5.4).

5.5.4.3 Colocación y Separación del Acero de Refuerzo Longitudinal

a) Distancia libre entre barras:

La distancia libre entre barras paralelas, traslapes de barras, o entre barras y traslapes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm (figura 5.5.4).

b) Paquetes de barras:

Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

c) Espesor del mortero de relleno y refuerzo:

El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza, será al menos de 6 mm (figura 5.3.4).

d) Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda: El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda se indican en la tabla 5.5-3.

5.5.4.4 Recubrimientos del Acero de Refuerzo

a) Recubrimiento en castillos y dalas:

En muros en el interior de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 2 cm (figura 5.5.4) y los estribos un mínimo de 1 cm.

En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos se aumentará en 1 cm a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión mayor que 200 kg/cm² o bien se proteja el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 1.5 cm de espesor si es hecho en obra o de al menos 0.5 cm si es predosificado con propiedades para dar esta protección. Los requisitos anteriores se deben satisfacer también en las juntas entre castillos y dalas.

b) Recubrimiento en los castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra: Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento será de 3.5 cm para barras no mayores del #5 (1.59 cm de diámetro) o de 5 cm para barras más gruesas (figura 5.5.4).

c) Recubrimiento del refuerzo horizontal: La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez el diámetro de la barra (figura 5.5.4).

5.5.4.5 Dobleces del Refuerzo

El radio interior de un doblez será el especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

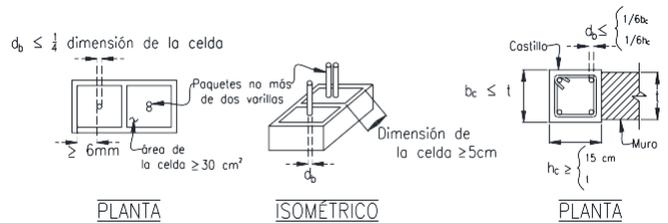
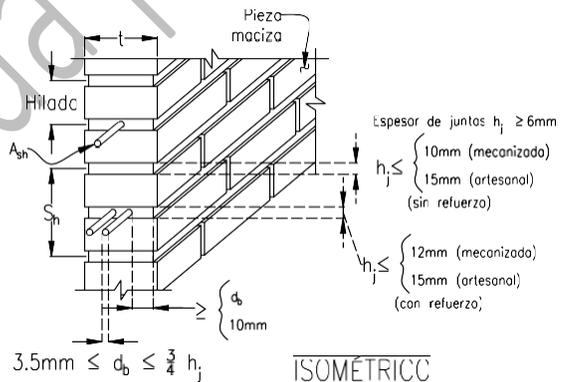
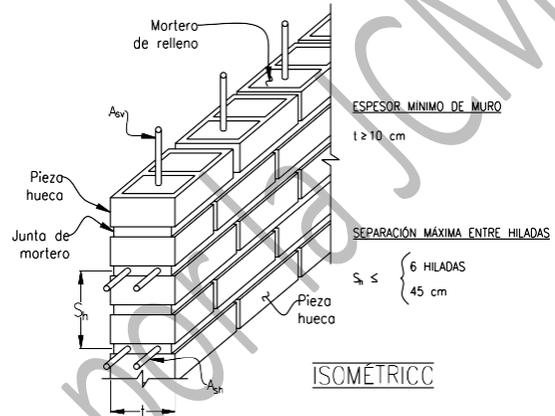
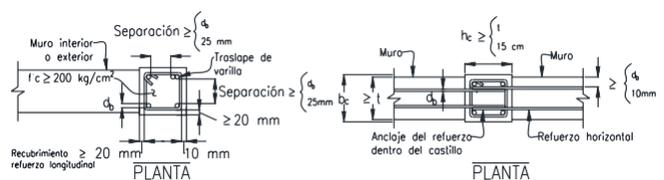


Tabla 5.5-3 Número máximo de barras en una celda

Espesor de muro, cm	Tipo de pieza	Designación de la barra ²				
		#3	#4	#5	#6	#8
10	A o C ¹	2	1	-	-	-
12	C	2	2	1	-	-
12	A	4	2	2	1	-
14	C	4	2	2	1	-
20	C	4	4	2	2	1

¹A indica pieza de arcilla u otro material, C pieza de concreto.
²Indica diámetro de la barra en octavos de pulgada.



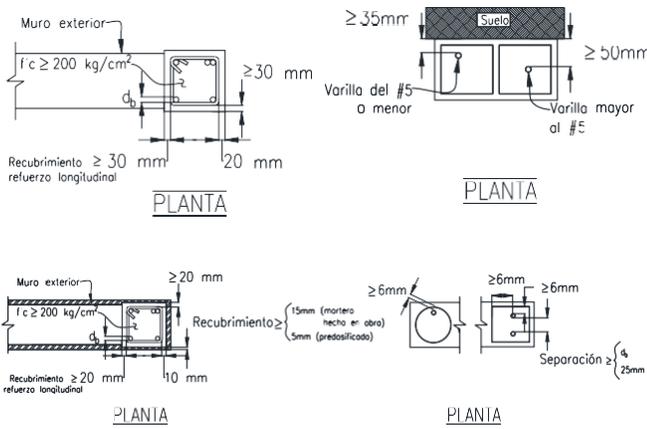


Figura 5.5.4 Tamaño, colocación y protección del refuerzo.

a) En barras rectas:

Las barras a tensión podrán terminar con un dobléz a 90° o a 180° grados. El tramo recto después del dobléz no será menor que 12 d_b para dobleces a 90° grados, ni menor que 4 d_b para dobleces a 180° grados, donde d_b es el diámetro de la barra (ver figura 5.5.5).

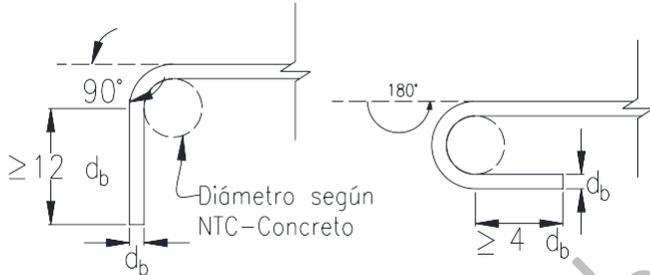


Figura 5.5.5 Dobleces del refuerzo

b) En estribos:

Los estribos deberán ser cerrados de una pieza y deben rematar en una esquina con dobleces de 135° grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 6 d_b de largo ni de 3.5 cm (ver figura 5.5.6). Alternativamente, para facilitar la colocación y la compactación del concreto de castillos, podrán colocarse estribos “vuela un cuarto” rematados con un dobléz a 90° grados alrededor de las barras longitudinales del castillo. Los estribos “vuelta un cuarto” son aquellos en los que el refuerzo se traslapa en uno de los lados del estribo. En el caso de estribos para castillos externos el lado que debe traslaparse es el que está contiguo al muro. El remate del estribo será por medio de un dobléz a 90° grados alrededor de las barras longitudinales que limitan el lado que se traslapa seguido de un tramo recto con una longitud no menor que 6 d_b ni que 35 mm (ver figura 5.5.6).

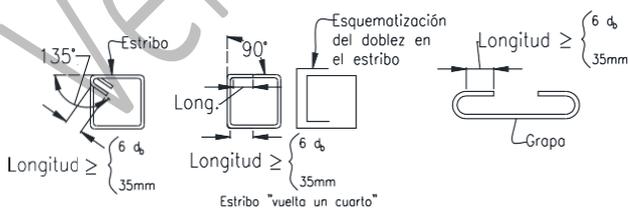


Figura 5.5.6 Dobleces del refuerzo

c) En grapas:

Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180° grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 6 d_b de largo ni de 3.5 cm (ver figura 5.5.6).

5.5.4.6 Anclaje

a) Requisitos generales:

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo, L_d . Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

b) Barras rectas a tensión:

La longitud de desarrollo L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo de fluencia especificado, será la requerida para concreto reforzado.

c) Barras a tensión con dobleces a 90° o 180° grados:

La revisión de la longitud de anclaje de barras a tensión con dobleces a 90° y 180° grados, L_{dn} , se hará siguiendo las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

d) Refuerzo horizontal en juntas de mortero:

El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (figura 5.5.7) podrá estar formado por una o más barras y deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sean externos o internos, o en celdas rellenas y reforzadas (ver figura 5.5.7), mediante dobleces a 90° grados colocados dentro de los castillos o celdas. El dobléz del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería, sin afectar el recubrimiento del lado opuesto.

Si la carga axial de diseño P_u que actúa sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para fines de revisar la longitud de desarrollo, la sección crítica será la cara del castillo o la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (ver figura 5.5.7).

En muros de piezas huecas, el refuerzo horizontal deberá colocarse fuera de las zonas macizas de las piezas y, simultáneamente, evitar la interferencia con el paso de instalaciones. En muros de piezas macizas o multiperforadas el refuerzo podrá colocarse al centro del muro.

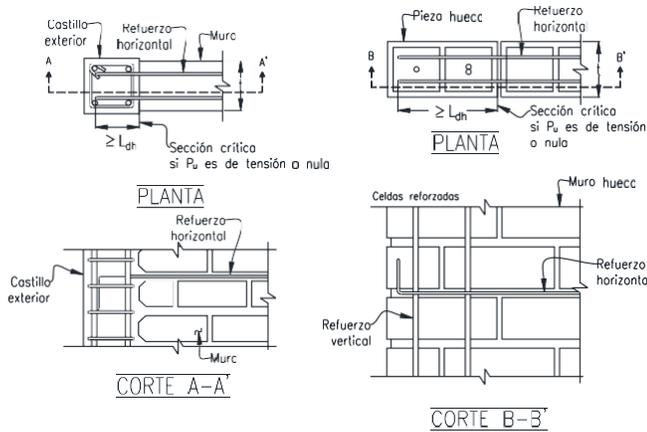


Figura 5.5.7 Anclaje de refuerzo horizontal

e) Mallas electrosoldadas:

Las mallas electrosoldadas se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dalas si existiesen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (ver figura 5.5.8).

Se aceptará ahogar la malla en el concreto; para ello, deberán asegurarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada (ver figura 5.5.8). Si para fijar la malla electrosoldada se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación será de 45 cm.

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de "C" hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en la sección de traslape de barras. Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

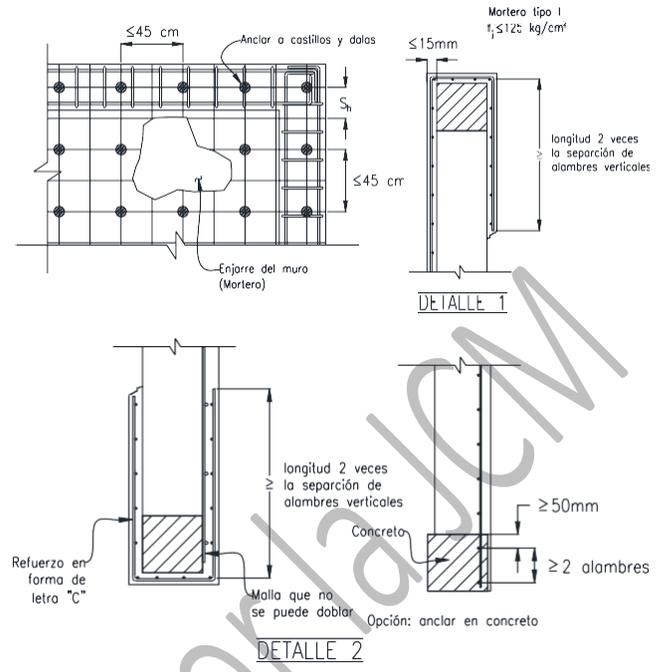
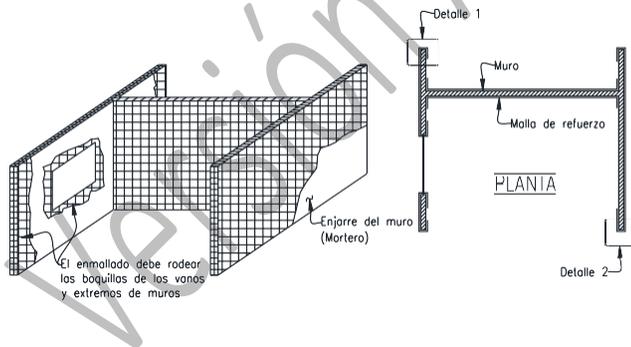


Figura 5.5.8 Refuerzo con malla electrosoldada y recubrimiento de mortero

5.5.4.7 Traslape de Barras

La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con lo indicado en esta sección, al igual que en los muros con refuerzo interior. También, para el traslape de mallas de alambre soldado. En dalas no se admitirá traslapar más del 50% del refuerzo en una sola dirección. No se aceptan uniones de barras soldadas.

a) Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados:

La longitud de traslape de barras verticales en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en este inciso. En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que $h_c/2$.

Cuando se requiera traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en $20 d_b$ (ver figura 5.5.9 a).

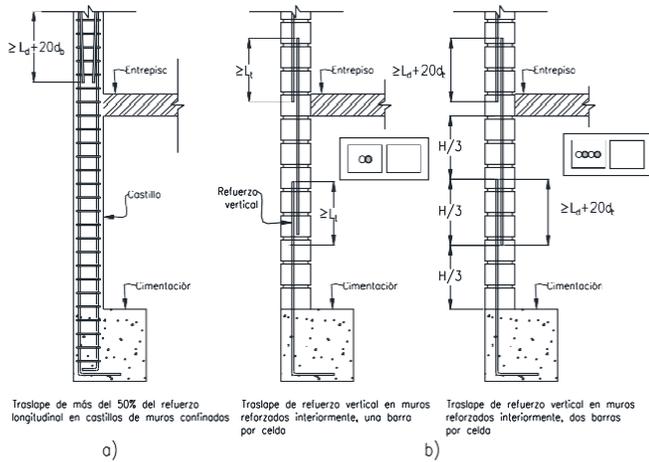


Figura 5.5.9 Longitudes de traslape de barras, a) en castillos de muros confinados y b) en muros reforzados interiormente

b) Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior:

La longitud de traslape de barras en el interior de piezas huecas rellenas de mortero de relleno o concreto de relleno no será menor que L_t calculada con la siguiente ecuación:

$$L_t = 1.56 \frac{d^2 f_y \beta_1}{\beta_2 J f_j} \geq 40d_b \quad (L_t = 0.49 \frac{d^2 f_y \beta_1}{\beta_2 J f_j} \geq 40d_b)$$

- d_b diámetro de la barra de refuerzo;
- $\beta_1 = 1$ para barras de menor diámetro que las del #5 o $= 1.3$ para barras del #5 o de mayor diámetro;
- β_2 recubrimiento mínimo del mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor que $5d_b$; y en ningún caso la longitud de traslape será menor que $40d_b$.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar en el tercio medio o en el tercio inferior del muro, con excepción del primer nivel de estructura de mampostería, en el cual se podrán ubicar sólo en el tercio medio.

Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar a la misma altura a todo lo largo del muro. Cuando se traslape más de una barra, la longitud de traslape se incrementará en $20d_b$ (ver figura 5.5.9 b).

No se permitirán traslapes del refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

c) Traslape de malla electrosoldada:

Las mallas electrosoldadas deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro. Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir

las mallas. El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos. El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 5 cm.

5.6. MUROS DIAFRAGMA

5.6.1. Alcance

Este tipo de muros son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada (Sección 5.7), reforzada interiormente (Sección 5.8). Los cuales deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- a. El espesor de la mampostería de los muros no será menor de 10 cm.
- b. Se revisará que las resistencias de diseño por cortante y volteo del muro, calculadas conforme a las secciones 5.6, sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con la sección 5.6.2.
- c. Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.
- d. Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en las secciones 5.11 y 5.12, respectivamente.

5.6.2. Fuerzas Cortantes de Diseño

Para un buen análisis estructural, es de suma importancia considerar la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura.

La fuerza cortante de diseño en un muro diafragma se obtendrá multiplicando la fuerza cortante obtenida del análisis estructural por el factor de carga correspondiente. En caso de usar la diagonal equivalente como modelo de análisis, la fuerza de diseño será la componente horizontal de la fuerza axial diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente. La diagonal equivalente se puede idealizar como un elemento barra biarticulado en los extremos y unido a las esquinas contrarias del marco (ver figura 5.6.1)

5.6.3. Geometría de la Diagonal Equivalente en Muros Diafragma

La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro y una anchura igual a (figura 5.6.1):

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{l_c^2 + l_v^2} \leq \frac{l_d}{4}$$

Donde l_c y l_v son las longitudes de contacto del muro con la columna y con la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, y l_d es la longitud de la diagonal. Las cuales se determinan con las siguientes expresiones:

$$l_c = \frac{n}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_f t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$l_v = n \left(\frac{4E_f I_v L}{E_f t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}}$$

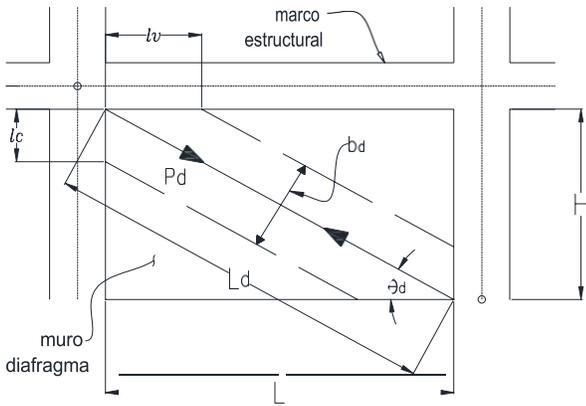


Figura 5.6.1 Geometría de la diagonal equivalente

5.6.4. Resistencia a Corte por Aplastamiento a lo largo de la diagonal de un Muro Diafragma

La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará como:

$$V_R = 0.4 f'_c b_d t \cdot \cos \theta_d$$

Donde b_d y θ_d se calculan según el inciso 5.6.3 y $\phi = 0.6$.

5.6.5. Fuerza Cortante Resistente por Deslizamiento en Muros Diafragma

La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con $H/L \leq 1.0$ se calculará como:

$$V_R = \frac{0.5 V'_N A_T}{1 - 0.9 \tan \theta_d}$$

Donde θ_d se calcula según el inciso 5.6.3 y $\phi = 0.7$. Si $H/L > 1$ no será necesario revisar para este modo de falla.

5.6.6. Fuerza cortante resistente a Tensión Diagonal en Muros Diafragma

La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los capítulos 5.7 ó 5.8 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o reforzada interiormente, respectivamente. En todos los casos, se supondrá que $P=0$.

5.6.7. Rigidez Reducida de Muros Diafragma para el Cálculo de distorsiones de entrepiso

Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con las distorsiones límite señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento. Se acepta reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir b_d a la mitad.

5.6.8. Volteo del Muro Diafragma

Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará

- E_f = módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco, kg/cm^2
- E_m = módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material de la mampostería, kg/cm^2
- I_c = momento de inercia de la sección transversalbruta de la columna, cm^4
- I_v = momento de inercia de la sección transversalbruta de la viga, cm^4
- H = altura libre del muro, cm
- L = longitud del muro, cm
- ϕ_d = $\tan^{-1} (H/L)$, ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (figura 5.6.2).

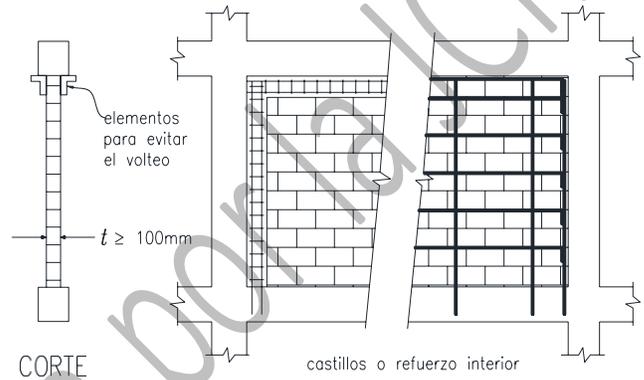


Figura 5.6.2 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma

5.6.9. Interacción Marco-Muro Diafragma en el Plano

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral resistente del tablero (figura 5.6.3).

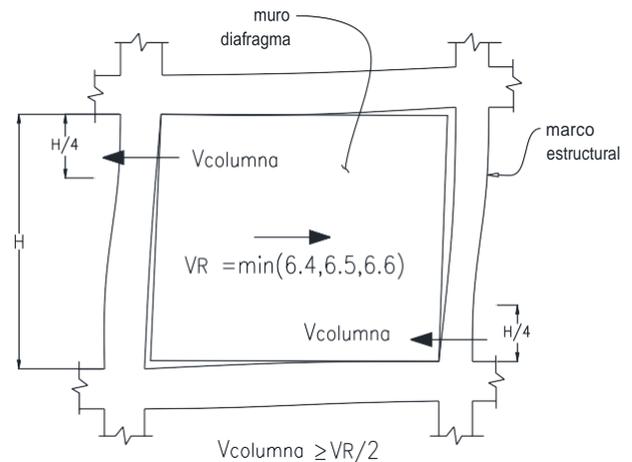


Figura 5.6.3 Interacción marco-muro diafragma

El valor de esta carga será, al menos, igual a la resistencia nominal a fuerza cortante en el plano del muro diafragma, calculada como la

menor de las obtenidas con las secciones 5.6.4, 5.6.5 y 5.6.6 con $\square = 1.0$.

5.7. MAMPOSTERÍA CONFINADA

5.7.1 Alcance

Son los tipos de muros que están reforzados con castillos y dalas, para eso, los castillos o porciones de ellos se cuelan una vez ya construido el panel de mampostería o la parte de él que corresponda. Se entenderá por castillos externos a los que se construyan por fuera de la mampostería, y por castillos internos a los que se construyen dentro de piezas huecas, de modo que no son visibles desde el exterior.

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente:

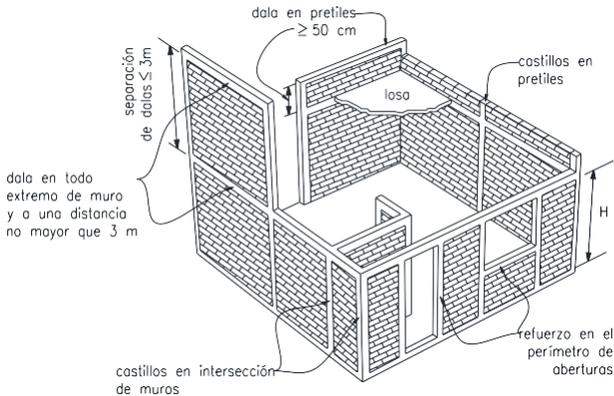


Figura 5.7.1 Requisitos para mampostería confinada

- Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 400 cm. Los pretiles o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 400 cm.
- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 10 cm. Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos *e* y *g* de esta sección. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor que 300 cm y en la parte

superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 50 cm.

- Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t . En el caso de los castillos, la dimensión paralela al muro no será menor que 15 cm.
- El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor que 150 kg/cm².
- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la siguiente ecuación, donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

$$A_c = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} h_c b_c$$

- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc0} , al menos igual a la calculada con la siguiente ecuación, donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos (s), no excederá de $1.5t$ ni de 20 cm.

$$A_{cc} = \frac{1000s}{f_y h_c}$$

- Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v'_m , sea superior a 6 kg/cm², se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ecuación del inciso *g* y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos. H_o se tomará como el mayor de $H/6$, $2h_c$ y 40 cm.

Se considerarán como muros confinados los muros que tengan castillos y dalas interiores que cumplan con todos los incisos anteriores, con excepción del inciso *c*. Toda abertura, cuyas dimensiones horizontales o verticales excedan 60 cm, deberán existir elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en todo el perímetro de la abertura (figura 5.7.2).



Figura 5.7.2 Refuerzo en el perímetro de aberturas

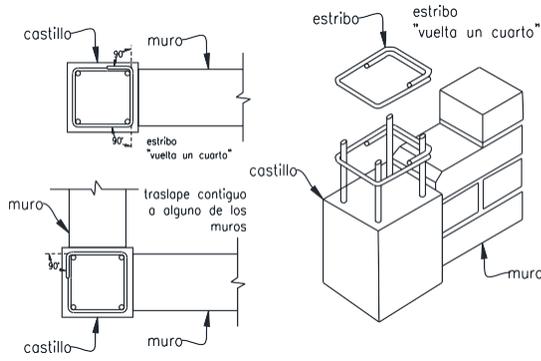


Figura 5.7.3 Requisitos para castillos

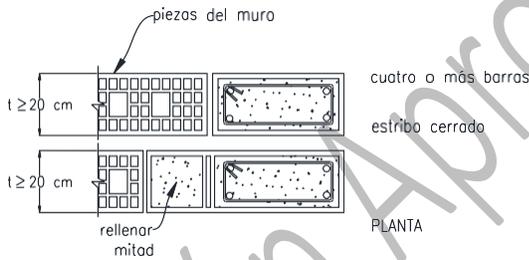
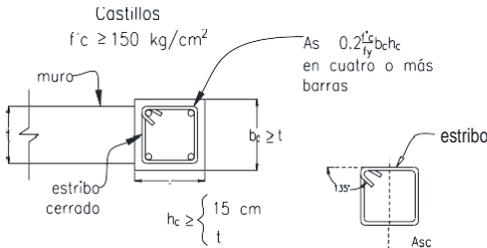
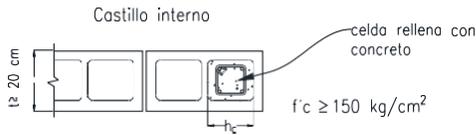


Figura 5.7.4 Requisitos para castillos

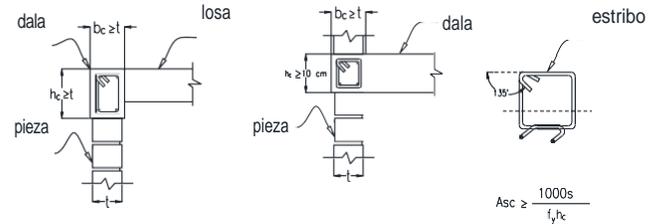
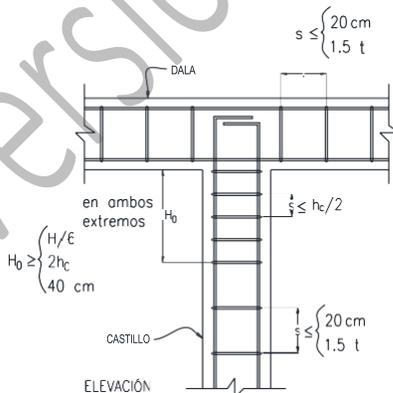


Figura 5.7.5 Requisitos para dalas

El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 10 cm y la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá de 30.

5.7.2 Fuerzas y Momentos de Diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 5.5.2 y 5.5.3, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis. La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en la sección 5.5.2.

5.7.3 Resistencia a Compresión y Flexocompresión en el Plano del Muro

La carga vertical nominal, P_n , de un muro de mampostería confinada, se calculará como:

$$P_n = (f'_m A_T + \sum A_c f_y)$$

donde

- A_s = área de acero de los castillos
- f_y = resistencia a la tensión del acero de refuerzo de los castillos

Si se desea conocer su resistencia factorizada, el resultado se multiplicará por el factor de esbeltez, ϕ_e según lo especifica el inciso 5.5.2 y además por un factor de carga de $\gamma = 0.6$.

Se calculará la resistencia a flexocompresión en el plano de un muro de mampostería confinada tomando en consideración las hipótesis mencionadas en la sección 5.5.1.4. Sin embargo, se podrá usar el método optativo utilizando las siguientes fórmulas simplificadas para calcular la resistencia a la flexocompresión de un muro con valores aproximados y conservadores.

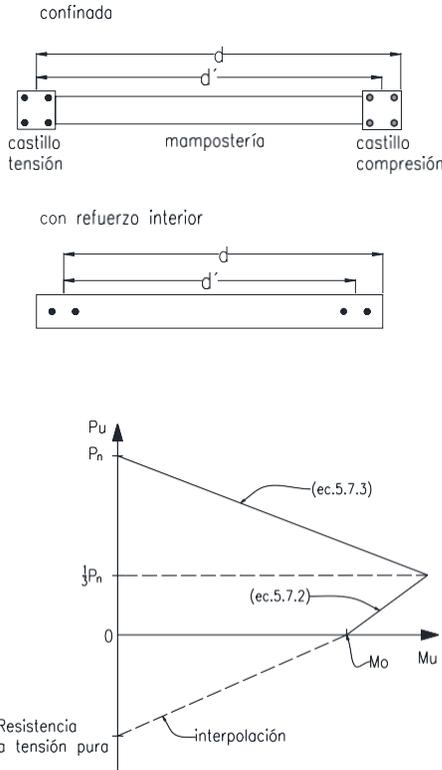


Figura 5.7.6 Diagrama de interacción resistente de diseño con el método optativo

El momento nominal flexionante de diseño de la sección, \$M_n\$, se calculará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\text{Si } 0 \leq P_u \leq P_n/3 \quad (Ec. 5.7.2)$$

$$M_n = M_0 + 0.3P_u d$$

$$\text{Si } P_u > P_n/3 \quad (Ec. 5.7.3)$$

$$M_n = (1.5M_0 + 0.15P_u d) \left(1 - \frac{P_u - P_n/3}{P_n}\right)$$

donde

- \$M_0\$ = resistencia a flexión pura del muro
- \$A_s\$ = área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro
- \$P_u\$ = carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones para el

cálculo de \$M_n\$

- \$d\$ = distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima
- \$d'\$ = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Si se desea conocer su resistencia factorizada, todo valor

superior a \$P_n/3\$ se multiplicará por un factor \$\phi = 0.6\$, mientras que todo valor igual o inferior a \$P_n/3\$ se multiplicará por un factor \$\phi = 0.8\$. Por lo tanto, al usar las ecuaciones 5.7.2 y 5.7.3, simplemente habrá que multiplicar \$M_0\$ y la resistencia a tensión pura por \$\phi = 0.8\$, y \$P_n\$ por \$\phi = 0.6\$.

5.7.4 Resistencia a Cargas Laterales

La resistencia nominal a cargas laterales, \$V_n\$, será una suma de resistencias. La primera proporcionada por la mampostería, \$V_{mn}\$. La

segunda, \$V_{sn}\$, corresponde al refuerzo horizontal o a la malla electrosoldada, siendo esta opcional, es decir, en caso de que sea necesario. De modo que:

$$V_n = V_{Nn} + V_{cn}$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería y por el acero de refuerzo horizontal o malla electrosoldada, se determinará según lo indicado en esta sección.

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o la malla electrosoldada resista la totalidad de la carga lateral. No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

5.7.4.1 Fuerza Cortante Resistida por la Mampostería

La fuerza cortante nominal de diseño debida a la mampostería, \$V_{mn}\$, se calculará con la ecuación:

$$V_{Nn} = (0.5v'_n A_T + 0.3P) \leq 1.5v'_n A_T$$

donde

\$A_T\$ = área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos

La carga axial, \$P\$, se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical, \$P\$, es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería \$V_{mn}\$.

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño, \$v'_m\$, no deberá exceder de 6 kg/cm\$^2\$, a menos que se demuestre una resistencia mayor mediante ensayos. En adición se deberá demostrar que se cumplen con todos los requisitos de materiales, análisis, diseño y construcción aplicables.

Si se desea conocer su resistencia factorizada, el resultado de ambos términos de la ecuación deberá multiplicarse por un factor de \$\phi = 0.7\$.

5.7.4.2 Fuerza Cortante Resistida por el Acero de Refuerzo Horizontal

a) Tipo de acero de refuerzo:

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las

juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá en barras o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro. No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica ("escaleras") para resistir fuerza cortante inducida por sismo. El

esfuerzo especificado de fluencia para diseño, \$f_{yh}\$, no deberá ser mayor que 6,000 kg/cm\$^2\$. El refuerzo horizontal se detallará acorde a los incisos correspondientes del capítulo 5.5.4.

b) Separación del acero de refuerzo horizontal:

La separación máxima del refuerzo horizontal, \$s_h\$, no excederá de 6 hiladas ni de 60 cm.

c) Cuantía mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, \$\rho_h\$, no será inferior al valor que resulte de la expresión siguiente:

$$\rho_h = \frac{V_{Nn}}{f_{yh} A_T} \geq \frac{3}{f_{yh}}$$

Para piezas macizas, la cuantía del acero de refuerzo:

$$q_h \leq \frac{0.3 f'_N}{f_{yh}} \leq \frac{12}{f_{yh}}$$

Para piezas huecas, la cuantía del acero de refuerzo:

$$q_h \leq \frac{9}{f_{yh}}$$

d) Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza nominal de cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{sn} , se calculará de la siguiente manera:

$$V_{cn} = 5q_h f_{yh} A_T$$

De igual manera, si se desea conocer su resistencia factorizada, el resultado deberá multiplicarse por $\phi = 0.7$.

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinará con el criterio siguiente:

Si $\eta f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2$

$$\eta = 0.6$$

Si $\eta f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2$

$$\eta = 0.2$$

Para valores intermedios, η se interpolará linealmente como se muestra a continuación:

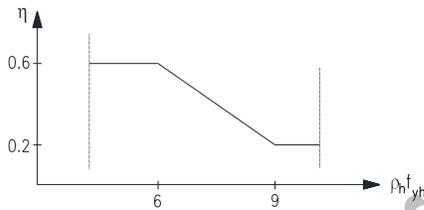


Figura 5.7.7 Factor de eficiencia, η

5.7.4.3 Fuerza Cortante Resistida por Malla Electrosoldada Recubierta de Mortero

a) Tipo de refuerzo y tipo de mortero

Se permitirá el uso de malla electrosoldada para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que $5,000 \text{ kg/cm}^2$. Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en las secciones 5.5.4. Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero Tipo I de acuerdo a la tabla 5.4-2.

b) Cuantía mínima y máxima de refuerzo

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro, t .

Las cuantías mínima y máxima serán las mismas que las mencionadas para el acero de refuerzo horizontal.

c) Diseño de la malla

La fuerza cortante que tomará la malla se obtendrá como se indica en el inciso 5.7.4.2. Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero.

5.8. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

5.8.1 Alcance

Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos expuestos a continuación (figuras 5.8.1 y 5.8.2). Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica las secciones 5.11 y 5.12 respectivamente.

5.8.1.1 Cuantías de Refuerzo Horizontal y Vertical

La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo, horizontal y vertical será mayor que 8.4 kg/cm^2 y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia será menor que 3 kg/cm^2 , de manera que:

$$q_h f_{yh} + q_v f_{yv} \geq 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_h f_{yh} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$$

donde

$$q_h = \frac{A_{ch}}{s_h t}$$

$$q_v = \frac{A_{cv}}{s_v t}$$

A_{sh} = área de acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h

A_{sv} = área de acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v

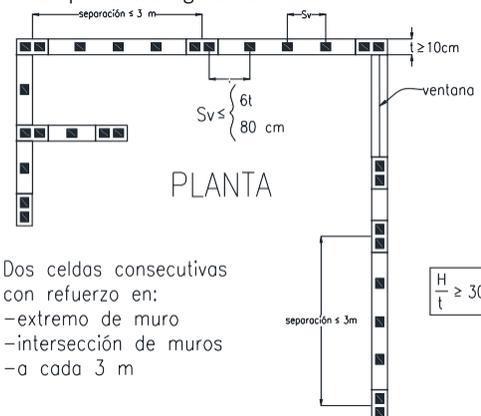
f_{yh} = esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal

f_{yv} = esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo vertical

Importante: no se considerará el refuerzo en los extremos del muro mencionado en el capítulo 5.5.4 para estas ecuaciones.

5.8.1.2 Tamaño, Colocación y Separación del Refuerzo

Se deberá cumplir con lo siguiente:



Dos celdas consecutivas con refuerzo en:

- extremo de muro
- intersección de muros
- a cada 3 m

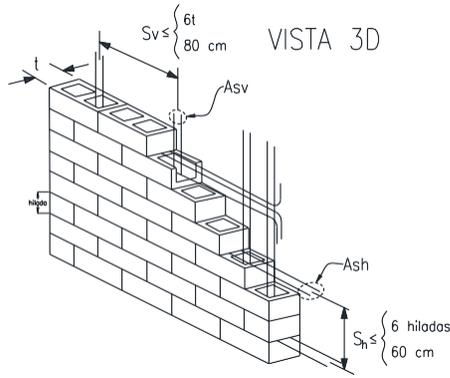


Figura 5.8.1 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación menor que seis veces el espesor del mismo y menor que 80 cm (figura 5.8.1).

Deberá colocarse, por lo menos, una barra vertical #3 con esfuerzo de fluencia especificado de 4200 kg/cm², o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m (figura 5.8.1).

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 10 cm. Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal.

El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la siguiente ecuación:

$$A_c \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$$

El refuerzo transversal de la dala estará formado por estribos cerrados y con un área, Asc, al menos igual a la calculada con la siguiente ecuación:

$$A_{cc} = \frac{1000s}{f_y h_c}$$

Donde hc es la dimensión de la dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s, no excederá de 1.5t ni de 20 cm.

5.8.1.3 Mortero y Concreto de Relleno

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán usarse los morteros de relleno y concretos de relleno especificados en el inciso 5.4.5, o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, si el mortero es del Tipo I y se rellena hilada por hilada. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima igual o mayor que 5 cm y un área mayor que 30 cm².

5.8.1.4 Anclaje del Refuerzo Horizontal y Vertical

El anclaje de las barras de refuerzo horizontal y vertical deberá cumplir con el inciso 5.5.4.

5.8.1.5 Muros Transversales

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura (figura 5.8.2). Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal. Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, Ast, colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la siguiente expresión:

$$A_{ct} = \frac{V_{mn} + V_{sn}}{4} \cdot \frac{t}{L} \cdot \frac{s}{f_y}$$

Donde Ast está en cm², Vmn y Vsn, en kg, son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, t y L son el espesor y longitud del muro transversal, respectivamente, en cm, y fy es el esfuerzo de fluencia especificado de los dispositivos o conectores, en kg/cm². La separación s no deberá exceder de 30 cm.

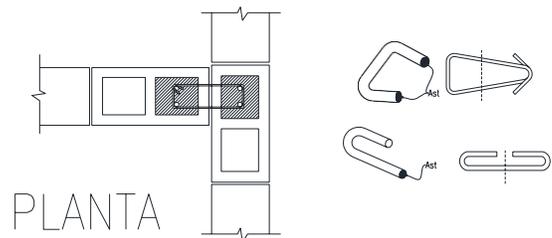
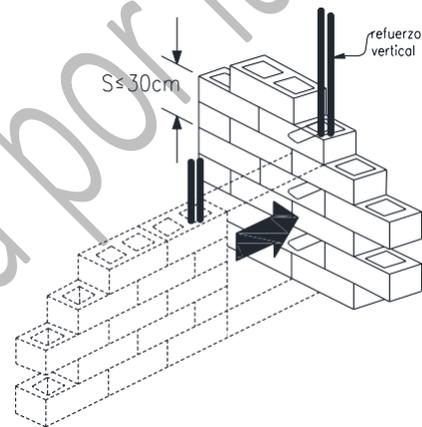


Figura 5.8.2 Conectores entre muros sin traslape de piezas

5.8.1.6 Muros con Aberturas

Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 60 cm. Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en el inciso 5.8.1.

5.8.1.7 Espesor y Relación Altura a Espesor de los Muros

El espesor del muro, t, será mayor que 10 cm, además, la relación altura libre a espesor del muro de mampostería, H/t, siempre será mayor que 30.

5.8.1.8 Pretiles

Los pretiles deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como se especifica en el inciso a) de este capítulo. En todos los pretiles cuya altura supere los 50 cm se les colocará una dala en la parte superior y se le deberá proporcionar su correspondiente refuerzo horizontal.

5.8.1.9 Supervisión

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que

el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que las celdas en que se aloja el refuerzo sean coladas completamente.

5.8.2 Fuerzas y Momentos de Diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en la sección 5.5, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente. La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis. La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en la sección 5.5.2.

5.8.3 Resistencia a Compresión y Flexocompresión en el Plano del Muro

La carga vertical nominal resistente, P_n , se calculará como:

$$P_n = (f'_N A_T + \Sigma A_c f_y) \leq 1.25 f'_N A_T$$

donde

- A_s = área de acero de los castillos
- f_y = resistencia a la tensión del acero de refuerzo de los castillos

Si se desea conocer su resistencia factorizada, ambos términos de

la ecuación deberán se multiplicados por el factor de esbeltez, ϕ , prescrito en la sección 5.5.2 y también por un factor de resistencia

correspondiente a $\phi = 0.6$.

Se calculará la resistencia a flexocompresión en el plano de un muro de mampostería confinada tomando en consideración las hipótesis mencionadas en la sección 5.5.1. Sin embargo, se podrá usar el método optativo utilizando las siguientes fórmulas simplificadas para calcular la resistencia a la flexocompresión de un muro con valores aproximados y conservadores. Las siguientes fórmulas están simplificadas asumiendo que el refuerzo vertical está colocado simétricamente en los extremos del muro.

El momento flexionante nominal resistente de diseño de la sección, M_n , se calculará como procede:

$$\text{Si } 0 \leq P_u \leq P_n/3 \quad (\text{Ec. 5.8.2})$$

$$\text{Si } P_u > P_n/3 \quad M_n = M_0 + 0.3P_u d \quad (\text{Ec. 5.8.3})$$

$$M_n = (1.5M_0 + 0.15P_u d) \left(1 - \frac{P_u}{P}\right)$$

donde

n

- A_s = área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro
- P_u = carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones para el cálculo de M_n
- d = distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima
- d' = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Si se desea conocer su resistencia factorizada, todo valor superior a $P_n/3$ se multiplicará por un factor $\phi = 0.6$, mientras que todo valor igual o inferior a $P_n/3$ se multiplicará por un factor $\phi = 0.8$. Por lo tanto, al usar las ecuaciones 5.8.2 y 5.8.3, simplemente habrá que multiplicar M_0 y la resistencia a tensión pura por $\phi = 0.8$, y P_n por $\phi = 0.6$.

5.8.4 Resistencia a Cargas Laterales

La resistencia nominal a cargas laterales, V_n , será una suma de resistencias. La primera proporcionada por la mampostería, V_{mn} . La segunda, V_{sn} , corresponde al refuerzo horizontal o a la malla electrosoldada, siendo esta opcional, es decir, en caso de que sea necesario. De modo que:

$$V_n = V_{Nn} + V_{cn}$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería y por el acero de refuerzo horizontal o malla electrosoldada, se determinará según lo indicado en esta sección.

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o la malla electrosoldada resista la totalidad de la carga lateral. No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

5.8.4.1 Fuerza Cortante Resistida por la Mampostería

La fuerza cortante nominal de diseño debida a la mampostería, V_{mn} , se calculará con la ecuación:

$$\text{donde } V_{Nn} = (0.5v'_N A_T + 0.3P) \leq 1.5v'_N A_T$$

A_T = área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos

La carga axial, P , se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical, P , es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mn} .

Si se desea conocer su resistencia factorizada, se deberá multiplicar ambos términos de la ecuación por $\phi = 0.7$.

5.8.4.2 Fuerza Cortante Resistida por el Acero de Refuerzo Horizontal

a) Tipo de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá en barras o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro. No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica

("escaleras") para resistir fuerza cortante inducida por sismo. El

M_0 = resistencia a flexión pura del muro, $M_0 = A_s f_y d'$

esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 6,000 kg/cm². El refuerzo horizontal se detallará acorde a los incisos correspondientes del capítulo 5.5.4.

Versión Aprobada por la JCM

b) Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de 6 hiladas ni de 60 cm.

c) Cuantía mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, q_h , no será inferior al valor que resulte de la expresión siguiente:

$$q_h = \frac{V_{Nn}}{f_{yh} A_T} \geq \frac{3}{f_{yh}}$$

Para piezas macizas, la cuantía del acero de refuerzo:

$$q_h \leq \frac{0.3 f'_N}{f_{yh}} \leq \frac{12}{f_{yh}}$$

Para piezas huecas, la cuantía del acero de refuerzo:

$$q_h \leq \frac{9}{f_{yh}}$$

d) Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante nominal que toma el refuerzo horizontal, V_{sn} , se calculará de la siguiente manera:

$$V_{cn} = 5q_h f_{yh} A_T$$

Si se desea conocer su resistencia factorizada, V_{sn} será multiplicado por $\phi = 0.7$.

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, ω , se determinará con el criterio siguiente:

Si $\omega_h f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega = 0.6$$

Si $\omega_h f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega = 0.2$$

Para valores intermedios, ω se interpolará linealmente.

5.9. MUROS NO ESTRUCTURALES

5.9.1 Alcances y Consideraciones

Son muros que no participan dentro del sistema estructural, su rigidez y resistencia ante cargas laterales puede ser despreciable. Fueron construidos intencionalmente aislados del marco estructural. Ejemplos son: muros divisorios, pretilas, bardas, etc. Pueden ser de mampostería confinada (Sección 5.7), reforzada interiormente (Sección 5.8), o de otros materiales ligeros y cuya contribución a la resistencia y rigidez lateral sea poco significativa.

Los muros no estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

- Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.
- El espesor de la mampostería no será menor que 10 cm.
- Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.
- Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en las secciones 5.11 y 5.12, respectivamente.

5.9.2 Diseño de Muros No Estructurales

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral, δ_h , entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, sea mayor que el desplazamiento lateral

inelástico del entrepiso más 10 mm ($\delta_h = y_{Si} \times H$). La holgura vertical será mayor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm. De ser posible, según el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (figura 5.9.1).

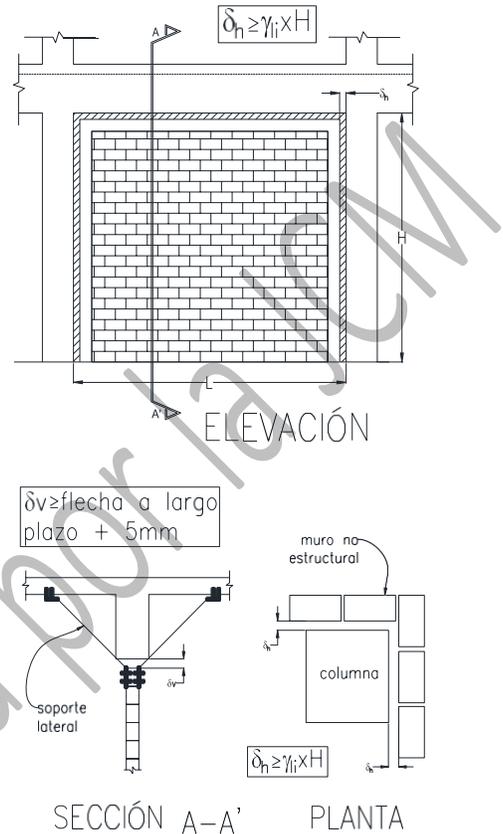


Figura 5.9.1 Holguras entre muros no estructurales y columnas y vigas

Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas. En todos los casos, se revisará que los muros no estructurales puedan resistir las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano de conformidad con lo requerido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

5.10. MAMPOSTERÍA DE PIEDRA NATURAL

5.10.1. Alcance

La construcción con piedra natural es quizá el método más antiguo y artesanal de la construcción. Este consiste en unir piedras naturales sin labrar con mortero, intentando acomodar las piedras para que empaten entre sí. Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería.

5.10.2. Materiales

5.10.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 150 kg/cm²

- b. Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 100 kg/cm²
- c. La absorción máxima sea de 4 por ciento
- d. Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea de 10 por ciento. Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en la Norma Mexicana correspondiente.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg cada una.

5.10.2.2 Mortero

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo II (tabla 5.4-2), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 75 kg/cm². La resistencia se

determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCCE.

5.10.3. Diseño

5.10.3.1 Esfuerzos Resistentes de Diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f'_m , y en cortante, v'_m , multiplicados por el factor de reducción de resistencia, ϕ , se tomarán como procede:

$$\phi f'_m = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi v'_m = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

5.10.3.2 Determinación de la Resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño sea menor que la fuerza resistente de diseño dada por la siguiente expresión:

$$P_n = f'_N A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right)$$

donde t es el espesor de la sección y e es la excentricidad con que actúa la carga que incluye los efectos de empujes laterales si existen. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura y el espesor medio del elemento de mampostería no excede de cinco; cuando dicha relación se encuentre entre cinco y diez, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de diez deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales (sección 5.5.2). La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente especificado en la sección 5.10.3.

5.10.4. Cimientos

En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, será mayor que 1.5 (vertical): 1 (horizontal) (figura 5.10.1).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con un paramento vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión.

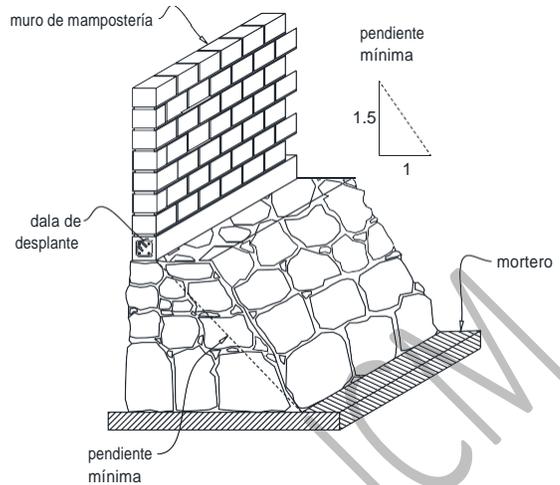


Figura 5.10.1 Cimiento de piedra

De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la tabla 5.10-1, aquí, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de estos.

Tabla 5.10-1 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión

Presión de contacto con el terreno [kg/m ²]	Claro máximo [m]
Menos de 2,000	10.0
Más de 2,000 hasta 2,500	9.0
Más de 2,500 hasta 3,000	7.5
Más de 3,000 hasta 4,000	6.0
Más de 4,000 hasta 5,000	4.5

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos más de 40 cm. En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

5.10.5. Muros de Contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Además, se deberán cumplir las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

5.11. CONSTRUCCIÓN EN MAMPOSTERÍA

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado y con lo indicado en este capítulo. El Director Responsable de Obra debe supervisar el cumplimiento de las disposiciones de este capítulo.

5.11.1. Planos Estructurales

Estos son los requisitos mínimos que deben contener los planos constructivos:

- El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión media y de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza.
- El tipo de cementante a utilizar.
- Características y tamaño de los agregados.
- Proporcionamiento de materiales para el mortero, resistencia a compresión media y diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así deberá indicarse en los planos. Se incluirá el porcentaje de retención, fluidez, revenimiento y el consumo de mortero.
- Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero.
- Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento.
- Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.
- Resistencias a compresión y a compresión diagonal de diseño de la mampostería.
- El módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.
- Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.
- Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
- Tolerancias de construcción.

5.11.2. Materiales

5.11.2.1 Piezas

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables en muros construidos con un mismo tipo de pieza. Si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se deberá deducir el comportamiento de los muros a partir de ensayos a escala natural. Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
- Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de arcilla deberán saturarse al menos 2 h antes de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
- Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo (inciso 5.4.1).
- Modulación de los bloques. Los bloques contarán con longitud modular de 40 cm, y altura modular de 20 cm, o mayores, en módulos de 10 cm, donde ambas dimensiones incluyen la junta de mortero.

5.11.2.2 Morteros

Deberán cumplir con lo siguiente:

- Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la

mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 h. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor que 4 min, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de obtener la mínima fluidez posible sin sacrificar su trabajabilidad.

- Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.
- Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.
- Revenimiento de morteros y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción. Se deberán satisfacer los revenimientos y las tolerancias del inciso 5.4.5.

5.11.2.3 Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, internos o externos al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado es de 10 mm.

5.11.3. Procedimientos de Construcción

5.11.3.1 Juntas

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor, h_j , será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

5.11.3.2 Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada (figura 5.11.1); para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

5.11.3.3 Unión de mampostería con castillos externos

La unión vertical de la mampostería con los castillos externos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte correspondiente de él.

5.11.3.4 Concreto y Mortero de Relleno

Los huecos deberán estar libres de materiales ajenos y de mortero de la junta. En castillos y huecos internos se colocará el mortero de relleno o concreto de relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. Se admite la compactación del mortero y concreto, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores que:

- a. 50 cm, si el área de la celda es de hasta 80 cm²; o
- b. 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 80 cm².

Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza de la última hilada (figura 5.11.1). En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (figura 5.11.1) y los huecos de las piezas multiperforadas deberán rellenarse de manera correcta.

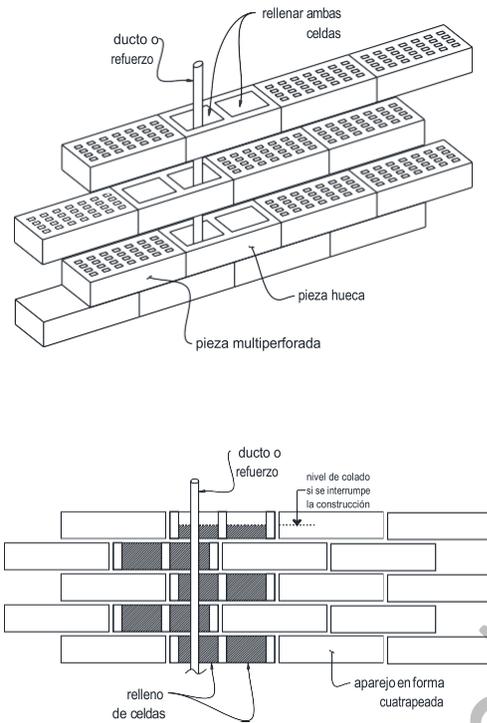


Figura 5.11.1 Relleno de piezas

5.11.3.5 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así como el refuerzo horizontal colocado en las juntas, serán los que se especifican en la sección 5.5.4. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales, ni traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro, ni de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente en la altura calculada de la articulación plástica por flexión. Tampoco se permite doblar el refuerzo una vez iniciado el colado de mortero o concreto.

5.11.3.6 Construcción de Muros

Además de los requisitos de las secciones anteriores, se deberá cumplir con lo siguiente:

- a. La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor que 10 cm.
- b. Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (incisos 5.7.1, 5.8.1 y 5.9.3),

salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

- c. Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla.
- d. Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.
- e. Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.
- f. En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

5.11.3.7 Tuberías y Ductos

El Director Responsable de Obra o en su caso el Corresponsable en Instalaciones deberá verificar que las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas no interfieren con las dadas ni los castillos, ya sean internos o externos, o en su caso, con el refuerzo interior en los muros.

Para garantizar el cumplimiento del inciso, en el caso de muros confinados construidos con piezas multiperforadas se deberá indicar en los planos estructurales la localización de piezas "doble hueco" para alojar tuberías y/o ductos (figura 5.11.2).

No se permite colocar tuberías ni ductos en castillos que tengan función estructural, sean externos o internos, o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 5.7 y 5.8, respectivamente. Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se conserve.

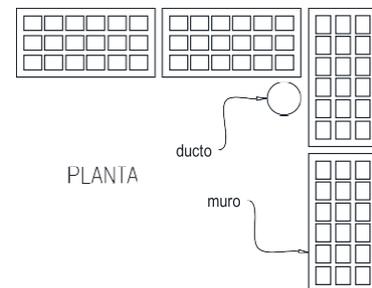
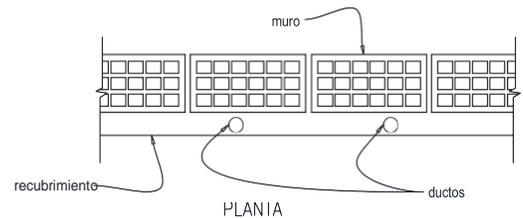


Figura 5.11.2 Ejemplos de ductos fuera del muro

De no poder satisfacer los requisitos para instalaciones hidrosanitarias y eléctricas dentro del muro, las instalaciones se

deberán colocar fuera del muro o en un muro adosado que no tenga fines estructurales (figura 5.11.2).

Para el caso de tuberías y ductos en piezas macizas, se permitirá ranurar el muro para alojar tuberías o ductos siempre que:

- a) La profundidad de la ranura sea igual o menor que la cuarta parte del espesor del muro de mampostería ($t/4$).

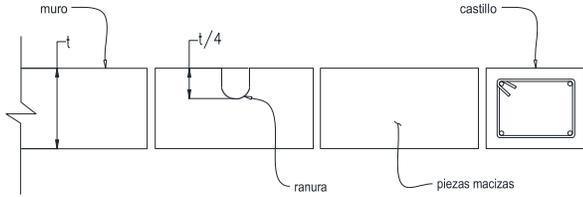


Figura 5.11.3 Profundidad de ranuras

- b) El recorrido sea vertical.
- c) El recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$)
- d) La ranura se separe del castillo por lo menos 50 cm (figura 5.11.4).

Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con lo especificado en el inciso 5.3.3.

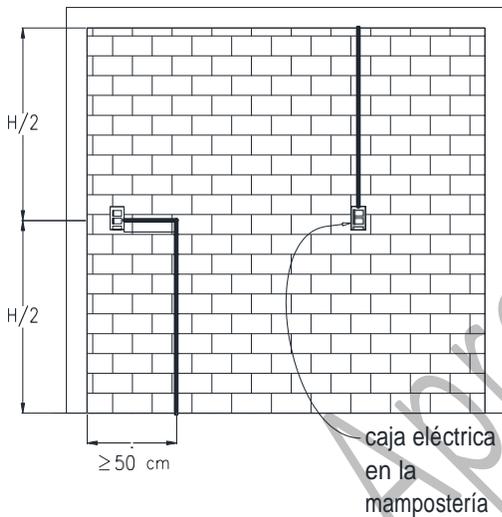


Figura 5.11.4 Ranuras en muros

Para el caso de tuberías y ductos en piezas multiperforadas, no se permite ranurar el muro para alojar ductos o tuberías. Estos se deberán instalar en el interior de celdas de piezas huecas rellenas de mortero o concreto. El diámetro del ducto no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la celda de la pieza.

Finalmente, para el caso de muros reforzados interiormente, en muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo. Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno.

5.11.3.8 Tolerancia

En ningún punto, el eje real de un muro que tenga función estructural estará desfasado más de 20 mm de lo indicado en los planos.

El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni más de 15 mm.

5.11.3.9 Muros no estructurales

Los muros no estructurales deberán señalarse en planos y detallarse de modo de garantizar su estabilidad lateral y que no contribuyan a la rigidez lateral ni a resistir fuerzas verticales o laterales (figura 5.9.1).

5.11.3.10 Acabados de Muros

En los pasillos y escaleras que formen parte de la ruta de evacuación por emergencia de una edificación, la fijación de los acabados deberá detallarse y construirse para evitar su desprendimiento y el bloqueo de la circulación.

5.11.4. Construcción de Mampostería de Piedras Naturales

5.11.4.1 Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

5.11.4.2 Mortero

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos del inciso 5.11.2.

5.11.4.3 Procedimiento Constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones.

Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón (que cubran el espesor del muro), que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. No deberán existir planos definidos de falla transversales al elemento. Se respetarán, además los requisitos del inciso 5.11.2 que sean aplicables.

5.11.4.4 Construcción de cimentaciones

Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en el inciso 5.10 de estas Normas.

5.12. CONTROL, EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

5.12.1. Inspección y Control de Obra

Es de suma importancia que se inspeccionen todos los procesos antes y durante la construcción de los muros de mampostería. Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes (concreto para cimentación de concreto y mampostería para cimentación de mampostería). Además, se revisará que el refuerzo longitudinal de castillos, o el vertical de muros, esté anclado y en la posición señalada en los planos estructurales.

Durante la construcción, se deberá considerar lo siguiente:

- a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificada en los planos de construcción.
- b) Las piezas de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación.
- c) Las piezas de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación.
- d) Las piezas estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación.
- e) Las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicado en los planos de construcción.
- f) El aparejo sea cuatrapeado.
- g) Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal.
- h) El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro esté libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado.
- i) El refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro.
- j) El mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin control de la dosificación.
- k) El relleno de los huecos verticales en piezas huecas de hasta cuatro celdas se realice a la altura máxima especificada en los planos.
- l) Las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero.
- m) Si se usan tabiques multiperforados, que el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos, pero no menos de 10 mm.
- n) El espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción.
- o) El desplomo del muro no exceda 0.004 ni 15 mm.
- p) En castillos internos, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos.
- q) En muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos internos), la pieza hueca esté llena con concreto o mortero de relleno.
- r) En muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción.
- s) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal.

- t) Las aberturas en muros, si así lo señalan los planos, estén reforzadas o confinadas en sus bordes.
- u) Los pretiles cuenten con castillos y dadas o refuerzo interior.

5.12.2. Evaluación

5.12.2.1 Necesidad de Evaluación

Se deberá evaluar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación o cambie su uso.

5.12.2.1.1 Proceso de Evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- d) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

5.12.2.1.2 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se deberá:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.
- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.
- c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor a la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, dirección, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes. Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual.

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del subsuelo mediante un estudio geotécnico.

5.12.2.1.3 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento. El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

Por otro lado, la magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistente y de deformación). La reparación será de tipo superficial.
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de elementos y de modos de comportamiento.
- c) Moderado, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.
- d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.
- e) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

5.12.2.1.4 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

a. Impacto del daño:

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

b. Edificación sin daño estructural:

Si la edificación no presenta daño estructural alguno, se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

c. Capacidad remanente:

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

d. Cálculo de la capacidad estructural:

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

e. Consideraciones para evaluar la seguridad estructural:

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

5.12.2.1.5 Determinación de la necesidad de rehabilitación

a. Daño ligero:

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presentan daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

b. Daño mayor:

Si se concluye que no cumple con lo estipulado en estas normas, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no sólo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad (resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación) de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura.

5.12.2.2 Evaluación de mampostería no reforzada

Alcance: Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros no reforzados aquéllos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dalas, no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas en los Capítulos 5.7 y 5.8. Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple; los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la revisión de estructuras existentes. No se considerará como muros estructurales a aquellos elementos con espesor, t , menor que 10 cm.

Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará el factor de comportamiento sísmico prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.

Fuerzas y momentos para revisión: Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 5.5.2 y 5.5.3, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente. La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería no reforzada deberá revisarse para el efecto de carga axial, fuerza cortante, momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis. La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 5.5.2.

5.12.2.2.1 Resistencia a compresión

La carga vertical nominal, P_n de un muro de mampostería simple sin daño, será $P_n = f'_m A_T$. Para obtener la resistencia factorizada, el resultado deberá multiplicarse por el factor de esbeltez, ϕ_E , señalado en el inciso 5.5.2 y por un factor de resistencia $\phi = 0.3$.

5.12.2.2.2 Resistencia a flexocompresión

La resistencia a flexocompresión se calculará, según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m . El factor de reducción ϕ se tomará según el inciso 5.5.1.

5.12.2.2.2 Resistencia a cargas Laterales

La fuerza cortante nominal, V_{mn} , de un muro de mampostería simple sin daño, será $V_{Nn} = (0.5v'_N A_T + 0.3P) \leq 1.5v'_N A_T$. Para obtener su resistencia factorizada, el resultado deberá multiplicarse por un factor de resistencia $\phi = 0.4$. La carga vertical P será positiva en compresión, se deberá contemplar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor. Si la carga vertical es de tensión, se anula la contribución por cortante de la mampostería, V_{mn} .

5.12.3. Rehabilitación

5.12.3.1 Apuntalamiento, Rehabilitación temporal y Demolición

Control del acceso: Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

Rehabilitación temporal: Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

Seguridad durante la rehabilitación: Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación, deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

5.12.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera de alcanzar un comportamiento monolítico y de asegurar la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión (estos últimos son instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada).

5.12.3.3 Reparación de Elementos

Alcance: Cuando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes. Conviene hacer notar que el éxito de una reparación, por ejemplo, de inyección de grietas depende, entre otros

factores, de la magnitud del daño y de la calidad de la ejecución. Por tanto, se debe considerar en el análisis y en la evaluación, el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar para el modo de comportamiento, magnitud de daño y calidad de ejecución de la edificación.

Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados: En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir a los materiales dañados por materiales nuevos, previo apuntalamiento del elemento por reparar. Se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos, así como pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por fraguado. Se usarán materiales del mismo tipo y con una resistencia al menos igual que la del material original.

Reparación de grietas:

a) Inyección de fluidos: Se podrá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros o cementos hidráulicos. No se admitirán inyecciones por el método de vacío. Los fluidos a base de cementos hidráulicos (lechadas) deberán dosificarse de modo de asegurar que fluyan a través de grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica. La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinarán en función del ancho de las grietas por rellenar y de la absorción de las piezas. Cuando las grietas tengan un ancho significativo (del orden de 5 mm), se podrán rellenar mediante pedazos de piezas, denominadas rajuelas. Las rajuelas deben acunarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I. En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 30 cm adyacentes a la grieta.

b) Inserción de piezas metálicas: Se aceptará insertar placas, grapas, pernos u otros elementos metálicos que crucen las grietas. Los elementos metálicos deberán anclarse en la mampostería o en el concreto de modo que puedan desarrollar la fuerza de diseño. Los refuerzos deben dejarse cubiertos de mortero impermeable para protegerlos del intemperismo. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento. Se podrá insertar barras metálicas en perforaciones previamente realizadas en la mampostería y que se adhieren a ella mediante lechada que ha sido inyectada en los huecos. La perforación deberá realizarse con equipo que no dañe la mampostería. Las barras podrán ser presforzadas.

c) Aplanado sobre malla: Las grietas se podrán reparar por medio de bandas hechas de malla de alambre soldado, conectadas a la mampostería y recubiertas con un aplanado de mortero de algunos centímetros de espesor. Las bandas de malla se deberán anclar a la mampostería de modo que puedan alcanzar la fuerza de diseño.

Reparación de daños debidos a corrosión: Se deberá retirar el concreto o la mampostería agrietada y exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto o mampostería viejos, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias ancladas adecuadamente. El concreto o mampostería nueva que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la de los materiales existentes. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

5.12.3.4 Refuerzo

Generalidades: Cuando se requiera modificar la capacidad resistente o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su refuerzo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen, prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

Encamisado de elementos de concreto y de mampostería: Los elementos de concreto y de mampostería se pueden rehabilitar colocando mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero o bien, encamisando a los elementos con ferrocemento o con materiales plásticos adheridos con resinas. En el diseño, detallado y construcción de encamisados con mortero o ferrocemento se aplicará lo indicado en el Capítulo 5.5. Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de materiales plásticos, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia de los materiales plásticos y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de

las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras usadas. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y que en su encamisado se hayan usado resinas degradables con los rayos ultravioleta.

Adición de elementos confinantes de concreto reforzado: Se pueden construir en aquellas edificaciones que no tengan castillos o dalas, o bien cuando los castillos o dalas no cumplan con los requisitos señalados en las secciones 5.5.4 y 5.7.1. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en el Capítulo 5.11. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

Adición o retiro de muros: Será necesario adicionar o retirar muros cuando se requiera corregir irregularidades o defectos en la estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original si se desea un trabajo conjunto. Requiere especial atención, el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original. Asimismo, deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede llevar también a la necesidad de modificarla. Si se colocan muros diafragma de mampostería se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 5.6.

Versión Aprobada por el Comité