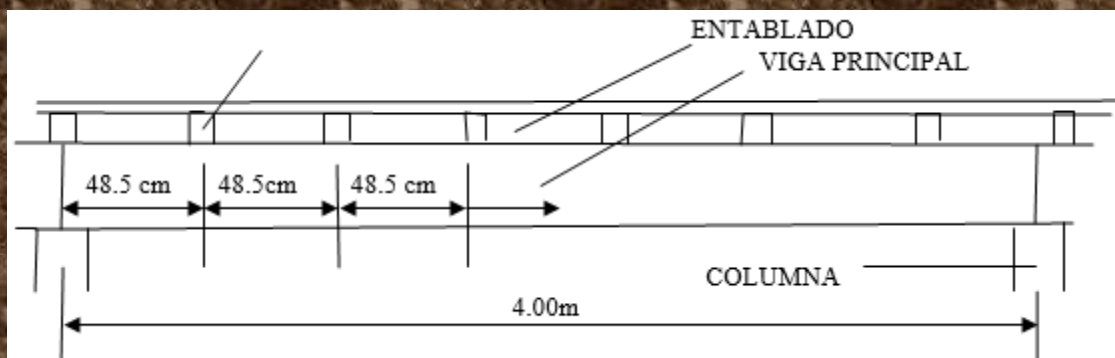


# MADERA ESTRUCTURAL

APLICANDO

Madera Estructural Reglamento Colombiano de  
Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

## MÉTODO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES



Ing. BASILIO J. CURBELO



**civilgeeks.com**

Ingeniería y Construcción

**BASILIO J. CURBELO** ES INGENIERO CIVIL, GRADUADO EN LA UNIVERSIDAD DE LA HABANA, CUBA, CON 30 AÑOS DE EXPERIENCIA EN DISEÑO DE PROYECTOS CIVILES DE CENTRALES ELÉCTRICAS, HIDROELÉCTRICAS Y LÍNEAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICAS

EX-VICEPRESIDENTE DEL COMITÉ DE NORMALIZACIÓN DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CUBA (CONCE) Y EX-PRESIDENTE DEL COMITÉ DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DEL CONCE

MASTER EN CIENCIA- INGENIERÍA CIVIL (AMSTEAD UNIVERSITY) (no acreditada)

DOCTOR EN CIENCIA - INGENIERÍA CIVIL (ASHWOOD UNIVERSITY) (no acreditada)

El fin principal de este **libro** es ayudar a todos los técnicos en el diseño y comprobación de **Estructuras de Madera** aplicando el **Título G – Madera Estructural del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10**. Se han incluido, **figuras, comentarios y ejemplos** que facilitarán su aplicación

Se ha mantenido la secuencia y la redacción del **Reglamento** para la mejor comprensión del mismo

**La información del Reglamento ha sido tomado del Diario Oficial de Colombia No. 47663 del 26 de marzo de 2010, decreto 926 de 2010 y de la modificación de ese decreto, con el decreto 092 de 17 de enero de 2011 del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Ambiental**

El autor recomienda consultar el **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10**, mientras se utiliza este libro

En cada Capítulo se incluyen **Problemas Propuestos**, a fin de que el lector los realice y así comprobar sus conocimientos.

Cuando la identificación de una tabla o fórmula esté entre paréntesis se refiere al **Reglamento. Ej (G.2.2-3)**

El sistema de unidades utilizada es el **Sistema Internacional**

<b>Distancia Linear (L)</b>	<b>metro (m)</b>
<b>Masa (M)</b>	<b>kilogramo (Kg.), gramo (g)</b>
<b>Tiempo (T)</b>	<b>segundo (s)</b>
<b>Fuerza (F)</b>	<b>newton (N)</b>
<b>Medida angular (R)</b>	<b>radian (Rad.) grado</b>
<b>Temperatura ( ° T)</b>	<b>Grado Celsius ( ° C)</b>

	<b>ÍNDICE</b>	
<b>DEFINICIONES</b>		<b>4</b>
<b>NOMENCLATURA</b>		<b>9</b>
	<b>CAPITULO I</b>	
<b>INTRODUCCIÓN, VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA MADERA, PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MADERAS</b>		<b>13</b>
	<b>CAPITULO II</b>	
<b>MATERIALES</b>		<b>17</b>
	<b>CAPITULO III</b>	
<b>BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL</b>		<b>31</b>
	<b>CAPÍTULO IV</b>	
<b>DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN</b>		<b>49</b>
	<b>CAPÍTULO V</b>	
<b>DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FUERZA AXIAL</b>		<b>70</b>
	<b>CAPITULO VI</b>	
<b>DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL DE TRACCIÓN</b>		<b>94</b>
	<b>CAPITULO VII</b>	
<b>DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS A CARGAS COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN (FLEXO COMPRESIÓN)</b>		<b>100</b>
	<b>CAPITULO IX</b>	
<b>DISEÑO DE UNIONES CLAVADAS</b>		<b>106</b>
	<b>CAPITULO X</b>	
<b>DISEÑO DE UNIONES EMPERNADAS</b>		<b>114</b>
	<b>CAPITULO XI</b>	
<b>DISEÑO DE OTROS TIPOS DE UNIONES</b>		<b>121</b>
	<b>CAPITULO XII</b>	
<b>DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y MUROS DE CORTE</b>		<b>123</b>
	<b>CAPITULO XIII</b>	
<b>CERCHAS LIVIANAS</b>		<b>158</b>
	<b>CAPITULO XV</b>	
<b>CONEXIONES METÁLICAS PREFABRICADAS</b>		<b>166</b>
	<b>CAPITULO XVI</b>	
<b>PANELES DE LÁMINAS CONTRACHAPADAS O AGLOMERADAS (PLYWOOD)</b>		<b>168</b>
	<b>CAPÍTULO XVII</b>	
<b>DISEÑO DE UN EDIFICIO</b>		<b>170</b>
	<b>CAPITULO XVIII</b>	
<b>PREPARACIÓN, FABRICACIÓN, CONSTRUCCIÓN, MONTAJE Y MANTENIMIENTO</b>		<b>194</b>
	<b>CAPITULO XIX</b>	
<b>SECCIONES PREFERENCIALES</b>		<b>202</b>
	<b>CAPITULO XX</b>	
<b>CLASIFICACIÓN DE LA MADERA COLOMBIANA</b>		<b>203</b>

## DEFINICIONES

**Acabado** — Estado final, natural o artificial, en la superficie de una pieza u objeto de madera para un fin determinado.

El acabado natural se obtiene mediante procesos tales como: cepillado, lijado, etc. y el acabado artificial con la aplicación de sustancias tales como: ceras, lacas, tintes, etc.

**Acción conjunta o Acción de Grupo** — Participación de tres o más elementos estructurales con una separación entre ellos no mayor de 600mm, para soportar una carga o un sistema de cargas, y que están unidas por pisos, techos u otros elementos que distribuyan adecuadamente las cargas.

**Acabado** — Estado final, natural o artificial, en la superficie de una pieza u objeto de madera para un fin determinado.

El acabado natural se obtiene mediante procesos tales como: cepillado, lijado, etc. y el acabado artificial con la aplicación de sustancias tales como: ceras, lacas, tintes, etc.

**Acción conjunta o Acción de Grupo** — Participación de tres o más elementos estructurales con una separación entre ellos no mayor de 600mm, para soportar una carga o un sistema de cargas, y que están unidas por pisos, techos u otros elementos que distribuyan adecuadamente las cargas.

**Albura, madera de** — La proveniente de la parte periférica del árbol constituida por capas de leño en estado de maduración. Por lo general la atacan fácilmente hongos e insectos; se recomienda su preservación cuando se use en la construcción.

**Alfarda** — Par o cuchillo de una armadura de cubierta que se coloca perpendicularmente a la fachada.

**Amarre de continuidad** — En diafragmas de madera es el elemento continuo que se extiende de borde a borde del diafragma, y es el encargado de la transmisión de las fuerzas que actúan perpendicularmente al muro.

**Amarre secundario** — Son los elementos continuos que se extienden de borde a borde del diafragma y que se localizan entre los amarres de continuidad; se encargan de la transmisión de cargas a los amarres de continuidad.

**Anisotropía** — Propiedad de ciertos materiales que, como la madera, presentan características diferentes según la dirección que se considere.

**Arandela** — Pieza metálica en forma de corona para repartir la fuerza en un área mayor.

**Armadura** — Conjunto de elementos de madera que ensamblados en configuraciones triangulares planas o espaciales y adecuadamente diseñadas y detalladas conforman un sistema o un sub-sistema estructural que resiste y transfiere cargas horizontales, verticales o una combinación de las dos, hacia la cimentación o a los elementos de soporte. Cercha.

**Aserrado** — Proceso mediante el cual se corta longitudinalmente una troza, para obtener piezas de madera de sección transversal cuadrada o rectangular denominadas comúnmente bloque o tablonés. El aserrado se realiza mediante sierras circulares, sierras de cinta u hojas de sierra.

**Cajas** — Corte de forma rectangular que se practica en el canto de un elemento de madera.

**Cambium** — Capa situada debajo de la corteza de los árboles y plantas en donde se producen las células decrecimiento.

**Canteado** — Proceso de labrar el canto de una tabla. Planeado.

**Canto** — Superficies perpendiculares a las caras de una tabla o borde.

**Capacidad de un elemento o componente estructural** — Es la máxima fuerza axial, fuerza cortante y momento flector que es capaz de resistir un elemento o componente estructural.

**Capacidad modificada para diseño** — Es la capacidad de un elemento o componente estructural afectada por los coeficientes de modificación.

**Cara** — Superficies mayores perpendiculares a los cantos de una tabla.

**Carga de servicio** — Carga estipulada en el Reglamento en el Título B.

**Cargar** — Aplicar fuerzas a una estructura. Apilar madera en una cámara de secado.

**Celosía** — Viga de cordones paralelos con pendolones y diagonales que forman triángulos continuos. Enrejado de piezas de madera.

**Cepillado** — Proceso de alisar la superficie de la madera.

**Cimbra** — Sistema total de soporte para el concreto fresco.

**Cepillo** — Herramienta manual o equipo eléctrico-mecánico para efectuar el cepillado de la madera.

**Cercha** — Elemento estructural triangulado que recibe las cargas de un tejado.

**Clavo** — Elementos metálico largo y delgado con cabeza y punta que se introduce a golpes o a presión para unir maderas.

**Clavo lancero** — Clavo introducido en forma inclinada.

**Coefficientes de modificación** — Son los coeficientes por los cuales se debe afectar a los esfuerzos admisibles y alas módulos admisibles de elasticidad longitudinal para tener en cuenta las condiciones de uso particular de un elemento o componente estructural, y así obtener los valores modificados que pueden ser usados en el diseño estructural.

**Colector** — Los colectores de un diafragma de madera son elementos controlados por fuerza que transmiten las fuerzas inerciales al sistema estructural de resistencia sísmica. Estos elementos junto con el sistema estructural definen un plano de colección de fuerzas que se extiende de borde a borde del diafragma, a través del cual el diafragma transfiere las fuerzas inerciales al sistema estructural de resistencia sísmica.

**Columna** — Pieza cuyo trabajo principal es a compresión.

**Columna armada** — Columna formada por varios elementos o piezas individuales de madera, clavadas, atornilladas, empernadas o pegadas entre sí para funcionar como una unidad.

**Columna espaciada** — Columna formada a partir de dos o más elementos individuales de madera dispuestos paralelamente al eje de la columna, separados en los extremos y en puntos intermedios de su longitud por bloques o tacos, unidos por adhesivos, tornillos, clavos, conectores, pernos capaces de desarrollar la resistencia a corte requerida.

**Condición de uso** — Se refiere a la condición de exposición al medio ambiente, a la forma de uso y al tipo de cargas que solicitarán al elemento o componente de madera durante su etapa de servicio.

**Conector** — Elementos metálicos que incluyen clavos, tornillos, pernos, multiclavos de dientes integrales, anillos partidos, platinas de corte y cartelas, los cuales se emplean como medio de unión de dos o más maderas o dejaderos con otros materiales.

**Contracción** — Reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad por debajo de la zona de saturación de las fibras, que se presenta en los sentidos radial, tangencial y longitudinal.

**Contrachapado** — Tablero formado con chapas pegadas, con las fibras normalmente a 90 grados.

**Contraviento o Riostra** — Elemento que colocado en forma transversal o diagonal a los elementos principales de un sistema estructural, garantiza la estabilidad geométrica y estructural del conjunto.

**Cordones** — Miembro superior o inferior de una armadura, responsable de resistir el momento debido a las cargas que actúan en el plano de la misma.

**Creosota** — Destilado, generalmente de alquitrán de hulla, constituido por una mezcla de hidrocarburos aromáticos, sólidos y líquidos. Se usa en la preservación de la madera y en la fabricación de pinturas.

**Cuchillo** — Alfarda o par de una armadura de cubierta o vertientes.

**Cumbrera** — Parte más alta de un tejado en donde se unen los faldones.

**Chapa** — Lámina de madera con un espesor no mayor de 6 mm, obtenida por corte plano o de bobinado de un bloque o rollizo respectivamente. Cualquier lámina de madera con las mismas características de espesor.

**Descargar** — Remover fuerzas de una estructura. Retirar la madera de una cámara de secado.

**Descimbrar** — Retirar la cimbra de su posición de soportes de cargas.

**Diafragma** — Subsistemas estructurales encargados de la transmisión y resistencia de las fuerzas laterales, principalmente por acción en su plano. Los diafragmas pueden ser tanto horizontales (entrepisos y cubiertas) como verticales (muros de corte).

**Diafragma horizontal** — Subsistema estructural horizontal o relativamente horizontal que transmitir fuerzas laterales alas elementos verticales encargados de la resistencia lateral de una edificación.

**Diagonal** — Armadura o viga de una armadura de cubierta instalada generalmente a 45° con respecto a la fachada. Cualquier elemento cuyo eje longitudinal forma un ángulo diferente de 0° o 90° con el eje longitudinal del elemento o componente estructural al cual se conecta.

**Dimensiones nominales** — Son las existentes en las piezas antes de las operaciones de maquinado.

**Dimensiones reales** — Son aquellas que presentan las piezas después de las operaciones de maquinado.

**Distancia al extremo** — Distancia del centro de un elemento de unión (conector) a la arista extrema de una pieza.

**Distancia al borde** — Distancia del centro de un elemento de unión (conector) a una arista lateral de la pieza.

**Distancia centro a centro** — Distancia del centro de un elemento de unión al centro del elemento adyacente.

**Ductilidad por desplazamiento** — Relación entre el desplazamiento correspondiente al esfuerzo de rotura del material y el desplazamiento correspondiente al esfuerzo de fluencia del material.

**Duramen, madera de** — La proveniente de la zona central del árbol constituida por células maduras. Es por lo general menos susceptible de ser atacada por hongos e insectos. En especies de baja densidad se recomienda usarla preservada.

**Elemento dúctil** — Es un elemento que tiene capacidad de deformación en el rango inelástico.

**Elemento de poca o limitada ductilidad** — Elemento con poca o limitada capacidad de deformación en el rango inelástico.

**Elemento principal** — En el diseño de conexiones sometidas a cortante simple, es el elemento de madera de mayor espesor. En el diseño de conexiones con clavos, tornillos o tirafondos sometidas a cortante doble, es el elemento de madera que recibe la punta del conector.

**Elemento lateral o secundario** — En el diseño de conexiones sometidas a cortante simple o múltiple, son los elementos de madera o platinas de acero no cubiertos por la definición anterior.

**Enlucido** — Pañete de mortero en muros, también llamado frisado

**Entalisar** — Colocar tal isas o separadores entre las maderas para el secado.

**Entramado** — Conjunto de elementos estructurales como vigas y viguetas en entrepisos y techos, o como parales en muros, que se encargan de dar soporte al material de revestimiento de entrepisos, techos y muros.

**Escuadría** — Dimensiones transversales de una pieza de madera aserrada a escuadra.

**Esfuerzos admisibles para diseño** — Son los esfuerzos de flexión, tensión, compresión paralela, compresión perpendicular, corte y módulo de elasticidad longitudinal, que resisten los elementos de madera, referenciados.

**Esfuerzos admisibles modificados para diseño** — Es el esfuerzo resultante de multiplicar los esfuerzos de referencia para diseño por los coeficientes de modificación aplicables. Es el esfuerzo que debe ser usado para realizar el diseño estructural y para revisar los criterios de aceptación.

**Esfuerzo calculado** — Es el esfuerzo resultante de las solicitudes de servicio.

**Extracción, Carga de extracción** — Carga de tensión aplicada sobre el eje longitudinal de un conector.

**Faldón** — Vertiente o cada uno de los planos que forman el tejado.

**Fibra** — Célula alargada con extremos puntiagudos y casi siempre con paredes gruesas; típica de las maderas latifoliadas.

**Formaleta** — Estructura provisional que soporta o da forma a elementos de concreto mientras obtienen la resistencia requerida.

**Fresado** — Proceso industrial para labrar la madera por medio de fresas o cuchillas.

**Friso, Remate** — Tabla ubicada de canto, que en una de sus caras rematan vigas o viguetas.

**Grano** — Término que se refiere a la dirección de los elementos celulares axiales con relación al eje del árbol o al canto de una pieza de madera aserrada.

**Grupo** — Clasificación de las maderas de acuerdo a su módulo de elasticidad y a su conjunto de esfuerzos.

**Hinchamiento** — Aumento de las dimensiones de una pieza causada por el incremento de su contenido de humedad.

**Labrado** — Es la operación realizada en la madera para reducirla al estado o forma conveniente para su uso.

**Madera tratada** — Es aquella sometida a un proceso de secado y preservación.

**Maquinado** — Proceso destinado a obtener la escuadría necesaria de un madero por medio de máquinas apropiadas.

**Módulo de elasticidad longitudinal admisible** — Módulo de elasticidad de un elemento de madera medido en la dirección paralela al grano, multiplicado por los coeficientes de modificación que lo afecten.

**Módulo de elasticidad mínimo longitudinal admisible** — Es el anterior módulo, llevado al quinto percentil, a flexión pura y finalmente afectado por un factor de seguridad.

**Montaje** — Acción y efecto de armar o ensamblar los elementos y componentes de una construcción.

**Montante o Pendolón** — Pieza de madera, normalmente en posición vertical en el plano de trabajo, que forma parte de una armadura.

**Mortero** — Mezcla de arena y cemento utilizado para unir ladrillos o pañetar muros o techos.

**Muro cortafuego** — Pared de separación de material resistente al fuego, que divide una construcción a lo ancho y a lo alto para impedir que el fuego se propague de un lado a otro.

**Muro de corte** — Elemento vertical del sistema de resistencia a cargas laterales de la edificación, diseñado para transmitir las cargas gravitacionales y para soportar las cargas laterales provenientes de diafragmas horizontales y de otros elementos del sistema de resistencia lateral de niveles superiores.

**Muro divisorio** — Elemento vertical usado exclusivamente para dividir un espacio interior y que no soporta cargas gravitacionales provenientes de diafragmas horizontales.

**Muro portante** — Elemento vertical diseñado para dar soporte a las cargas gravitacionales de los diafragmas horizontales y para transferir dichas cargas a otros elementos portantes o, a la cimentación.

**Muros** — Elementos verticales que soportan los diafragmas horizontales y transfieren cargas a las fundaciones.

**Panel** — Tablero, de dimensiones y materiales diversos, que puede formar parte de cualquier unidad de la construcción, como muros, pisos, techos, etc.

**Partícula** — En tableros aglomerados o de partículas, es la porción diminuta bien definida de madera u otra materia orgánica producida mecánicamente para constituir la masa con que se fabrica el tablero.

**Pendolón** — Elemento vertical de una cercha o de una armadura de cubierta. Montante.

**Perforación guía o pretaladrado** — Perforación con características de diámetro y profundidad específicas, realizada en el elemento de madera para la posterior instalación de un conector.

**Perno** — Elemento de unión de maderas, provisto de cabeza hexagonal en un extremo y rosca en el otro.

**Peso superficial de un muro** — Se entenderá como el peso por unidad de área de un muro. Se calculará como el peso específico del muro multiplicado por su espesor.

**Pie derecho** — Elemento vertical que trabaja a compresión. Piezas verticales de los entramados o muros de corte.

**Pie de amigo** — Elemento inclinado de soporte que trabaja a compresión.

**Pie tablar** — Unidad de medida representada por el volumen de una tabla de un pie de largo (aproximadamente 0.305 m), un pie de ancho (aproximadamente 0.305 m) y una pulgada de espesor (aproximadamente 0.0254 m). Un metro cúbico tiene 424 pies tablares.

**Pieza** — Unidad de medida equivalente a 30.000 centímetros cúbicos. Un metro cúbico corresponde a 33.33 piezas

**Prearmar** — Poner en su lugar cada uno de los elementos o componentes de una construcción, sin asegurar las uniones de modo definitivo, con el fin de comprobar dimensiones y ajustes.

**Precortado** — Se refiere a la obtención de piezas o elementos de madera con determinadas características, tales como cortes, perforaciones, etc., las que serán luego utilizadas en obra.

**Precortaje** — Corte en fábrica según planos, de los elementos de madera de una construcción.

**Prefabricación** — Producción en fábrica de partes de la construcción como cerchas, paneles, o inclusive habitaciones y casas completas.

**Prefabricado** — Se refiere a la producción en fábrica de elementos y componentes separados, que luego serán montados en el terreno.

**Preservación** — Tratamiento que consiste en aplicar sustancias capaces de prevenir o contrarrestar la acción de alguno o varios tipos de organismos que destruyen o afectan la integridad de la madera. Generalmente estos tratamientos son efectivos por lapsos más o menos largos, dependiendo de su calidad.

**Preservante** — Sustancia que se aplica para prevenir o contrarrestar por un período de tiempo, la acción de alguno o varios de los tipos de organismos capaces de destruir o afectar la madera.

**Puntal** — Columna de madera usada como soporte provisional o definitivo. Tornapunta.

**Puntilla** — Clavo.

**Retiro** — Separación entre dos construcciones o entre la construcción y el límite del lote.

**Revestimiento estructural** — Material que recubre la superficie de un muro de corte o de un diafragma horizontal.

**Revoque** — Enlucido o pañete.

**Rigidizador** — Pieza de madera cuyo objeto es disminuir el pandeo de elementos comprimidos.

**Riostra o Contraviento** — Elemento estructural empleado para estabilizar una cubierta. Pieza que puesta transversal u oblicuamente asegura la invariabilidad de forma de un entramado.

**Secado** — Proceso natural o artificial mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la madera.

**Sección** — Perfil o figura que resulta de cortar una pieza o cuerpo cualquiera por un plano.

**Sección longitudinal** — Aquella sección que resulta de cortar una madera en sentido paralelo a las fibras.

**Sección radial** — Corte longitudinal de un tronco en dirección perpendicular a los anillos de crecimiento.

**Sección tangencial** - Corte longitudinal de un tronco tangente a los anillos de crecimiento.



**Sección transversal** — Aquella sección que resulta de cortar una madera en sentido perpendicular a las fibras.

**Separador o espaciador** — Bloque o taco de madera responsable de mantener a una separación constante dos o más elementos de madera de los que se requiere que actúen en conjunto.

**Sistema estructural** — Es el conjunto de elementos o componentes estructurales, o de sub-sistemas estructurales

diseñados, detallados y ensamblados para resistir la totalidad o una porción de las cargas (verticales, horizontales o ambas) que actúan en una edificación, y para transferirlas al punto final de aplicación (cimentación) a través de una o más trayectorias continuas de carga.

**Sistema estructural de resistencia a cargas laterales** — Es el sistema estructural concebido principalmente para resistir las fuerzas de sismo o viento que actúan en una edificación (además de las cargas verticales aferentes a él), y para transferirlas al punto final de aplicación (cimentación).

**Sistema estructural de resistencia sísmica** — Es el sistema estructural de resistencia a cargas laterales específicamente diseñado y detallado para resistir fuerzas sísmicas a través de la disipación de energía en el rango inelástico.

**Solera** — Elemento superior o inferior del entramado de paneles.

**Solicitación** — Fuerza interna (fuerza axial, fuerza cortante y momento flector) que actúa en una sección determinada de un elemento o componente estructural. También se entenderá, como los esfuerzos asociados a cada una de las fuerzas internas que actúan en una sección determinada de un elemento o componente estructural, y que se calculan a partir de la teoría de la elasticidad.

**Solicitación admisible** — Fuerza interna calculada con base en los esfuerzos admisibles y las leyes de la mecánica estructural para una sección dada.

**Solicitación controlada por deformación** — Se denominan solicitaciones controladas por deformación a aquellas solicitaciones como momentos, cortantes o fuerzas axiales calculadas a partir del análisis estructural, para las cuales se diseña y detalla específicamente un elemento o un componente que proporciona ductilidad al sistema estructural.

**Solicitación controlada por fuerza** — Se denominan solicitaciones controladas por fuerza a aquellas solicitaciones como momentos, cortantes o fuerzas axiales para las cuales se diseñan los componentes del sistema estructural de los que se espera un comportamiento frágil o de limitada ductilidad.

**Subdiafragma** — La porción de un diafragma mayor que es diseñado para anclar y transferir fuerzas localizadas a los amarres secundarios y al diafragma principal.

**Subsistema estructural** — La porción de un sistema estructural que cumple una función específica en la resistencia de cargas y en la transmisión de las mismas a otro elemento, componente, sub-sistema estructural, o a la cimentación.

**Tabique** — Pared delgada que separa espacios de una edificación. Panel.

**Tabla** — Pieza de madera plana de poco espesor.

**Tablero** — Conjunto de tablas unidas por el canto que se clava a un armazón.

**Tablero aglomerado o de partículas** — Lámina formada por partículas de madera prensadas y encoladas que se usa como revestimiento de muros o cielo-rasos.

**Tablero estructural de Madera** — El término se refiere a un tablero a base de madera unido con adhesivos impermeables.

**Tableros de madera contrachapada (Plywood)** — Tablero estructural de madera compuesto de láminas o chapas

de madera dispuestas en capas con el grano orientado perpendicularmente entre chapas adyacentes. Las chapas son unidas con un adhesivo que se cura mediante la aplicación de calor y presión.

**Tableros aglomerados de fibras orientadas (OSB — Oriented Strand Board)** — Panel estructural de madera

formado por una matriz de piezas delgadas de madera de forma rectangular dispuestas en la dirección larga del panel y unidas entre ellas con un adhesivo impermeable.

**Tableros Formaleta** — Tablero estructural de partículas de madera, unidas con resina melamínica o especial, que lo hace altamente resistente a la humedad y le brinda óptimo acabado a sus caras.

**Talisa** — Separador de piezas de madera para el secado artificial o natural.

**Taquetear** — Instalar taquetes en pisos y entramados.

**Taquete** — Elemento de madera que se instala perpendicularmente a la cara de vigas, viguetas y parales para darle estabilidad lateral a los mismos.

**Tenacidad** — Cualidad que le permite a la madera experimentar considerables cambios de forma antes de romperse, con fractura generalmente astillada.

**Tímpano** — Superficie o muro triangular.

**Tirante** — Elemento inferior de un sistema estructural que para cargas gravitacionales trabaja a tensión.

**Tornapunta** — Puntal, pendolón.

**Tornillo tirafondo** — Elemento de unión de maderas, provisto de cabeza y rosca helicoidal incorporada.

**Tuerca** — Complemento metálico, generalmente hexagonal, provisto de rosca interior para acoplarse a los pernos y asegurarlos en su posición.

**Viga** — Elemento principal, cuyo trabajo es principalmente a flexión.

**Vigueta** — Elemento secundario que trabaja principalmente a flexión.

## NOMENCLATURA

**A** = área bruta de la sección transversal en mm<sup>2</sup>, constante en esfuerzo radial

**An** = área neta de la sección transversal de un elemento en mm<sup>2</sup>

**Ane** = área neta en el extremo del poste, en mm<sup>2</sup>

**ACRIT** = área en la sección transversal crítica, en mm<sup>2</sup>

**B** = constante en esfuerzo radial

**C** = constante en esfuerzo radial

**Cb** = Coeficiente de modificación por longitud de soporte

**Cc** = coeficiente de cortante, para afectación del módulo de elasticidad

**Cc□** = coeficiente por carga y longitud en vigas laminadas

**Cct** = coeficiente por concentración de tensiones

**Cc1** = coeficiente de curvatura en vigas de madera laminada

**CD** = coeficiente de modificación por duración de la carga

**Cd** = coeficiente de modificación por altura

**CDG** = coeficiente por desviación al grano

**CF** = coeficiente de modificación por forma

**Cf** = coeficiente de flexibilidad en columnas espaciadas

**Cfu** = coeficiente de modificación por uso en cara ancha

**Cg** = coeficiente por grupo en uniones empernadas

**Ckd** = coeficiente de modificación por desbastamiento o alisadura

**Ctq** = coeficiente de modificación por tratamiento químico

**Cin** = coeficiente de modificación por incisión

**CL** = coeficiente de estabilidad lateral en vigas

**C□** = coeficiente de modificación por longitud

**C□c** = coeficiente de modificación por longitud para compresión paralela

**C□t** = coeficiente de modificación por longitud para tensión paralela

**Cn** = coeficiente por número de piezas en columnas armadas

**Cm** = coeficiente de modificación por contenido de humedad

**Cp** = coeficiente de estabilidad en columnas

**Cp1** = coeficiente por penetración en uniones clavadas

**CpL** = coeficiente por uso de platinas en uniones empernadas

**Cpv** = coeficiente de preservación

**Cr** = coeficiente de modificación por acción conjunta

**CT** = coeficiente de modificación por rigidez al pandeo

**Ct** = coeficiente de modificación por temperatura

**Cv** = coeficiente de modificación por volumen

**CH(%)** = contenido de humedad en porcentaje (%)

**CHS(%)** = contenido de humedad de madera seca (12%)

**COVi** = coeficiente de variación para esfuerzos

**COVE** = coeficiente de variación para modulo de elasticidad

**D** = diámetro de la sección transversal circular, en mm, grupo de madera, carga permanente

**Dn** = diámetro neto de la sección transversal circular en mm

**DB** = densidad básica.

**ES** = grupo de madera

**E1** = grupo de madera  
**E2** = grupo de madera  
**E3** = grupo de madera  
**E4** = grupo de madera  
**E5** = grupo de madera  
**E0.5** = módulo de elasticidad promedio longitudinal en MPa  
**E'0.5** = módulo de elasticidad promedio longitudinal modificado en MPa  
**E0.05** = módulo de elasticidad al 5° percentil, en MPa  
**E'0.05** = módulo de elasticidad modificada al 5° percentil, en MPa  
**E<sub>min</sub>** = módulo de elasticidad mínimo, longitudinal en MPa  
**E<sub>m' in</sub>** = módulo de elasticidad mínimo longitudinal modificado en MPa  
**E<sub>ymin</sub>** = modulo de elasticidad mínimo, con respecto al eje “y” en maderas laminadas en MPa  
**E'<sub>ymin</sub>** = modulo de elasticidad mínimo modificado, con respecto al eje “y” en maderas laminadas en MPa  
**E<sub>p</sub>** = modulo de elasticidad perpendicular al grano en MPa  
**E'<sub>p</sub>** = modulo de elasticidad perpendicular al grano modificado en MPa  
**ELP** = esfuerzo en el límite de proporcionalidad, en MPa  
**ER** = esfuerzo de rotura, en MPa  
**F** = grupo de madera.  
**F<sub>b</sub>** = esfuerzo admisible a flexión, en MPa  
**F<sub>b</sub>'** = esfuerzo admisible modificado a flexión, en MPa  
**F<sub>bE</sub>** = esfuerzo crítico de pandeo, en vigas a flexión, en MPa  
**F<sub>b</sub>** = esfuerzo admisible de flexión. Multiplicado por todos los factores de modificación excepto **CL** en MPa  
**F<sub>b</sub>** = esfuerzo admisible de flexión (**F<sub>b</sub>**) multiplicado por todos los valores de ajuste excepto **CV** que es un factor de ajuste para madera laminada, en MPa  
\*\*  
**F<sub>b</sub>** = **F<sub>b</sub>'** para madera aserrada seleccionada visualmente en MPa  
\*\*  
**F<sub>b1</sub>** = esfuerzo admisible de flexión  
**F<sub>b1</sub>**, con respecto al eje 1, multiplicado por todos los factores de ajuste, excepto **CV** que es un factor de ajuste para madera laminada en MPa  
**F<sub>b1</sub>** = **F<sub>b1</sub>'**, para madera aserrada seleccionada visualmente en MPa  
**F<sub>b1</sub>** = esfuerzo admisible de flexión (**F<sub>b1</sub>**) con respecto al eje 1, multiplicado por todos los factores de modificación excepto **CL** en MPa  
**F<sub>b2</sub>** = esfuerzo admisible de flexión (**F<sub>b2</sub>**), con respecto al eje 2, multiplicado por todos los factores de ajuste, excepto **CV** que es un factor de ajuste para madera laminada en MPa  
**F<sub>b2</sub>** = **F<sub>b2</sub>'**, para madera aserrada seleccionada visualmente en MPa  
**F<sub>b2</sub>** = esfuerzo admisible de flexión (**F<sub>b2</sub>**) con respecto al eje 2, multiplicado por todos los factores de modificación excepto **CL** en MPa  
**FC** = factor de calidad para reducción de esfuerzos básicos.  
**F<sub>c</sub>** = esfuerzo admisible a compresión paralela en MPa  
**F<sub>c</sub>'** = esfuerzo admisible a compresión paralela, modificado, en MPa  
**F<sub>c</sub>** = esfuerzo de compresión admisible paralelo al grano (**F<sub>c</sub>**) multiplicado por todos los factores de modificación excepto **C<sub>fu</sub>**, **C<sub>p</sub>**, **CV**  
**FCE** = esfuerzo crítico de pandeo para miembros de compresión  
**FCE1** = esfuerzo de compresión crítico, con respecto al eje 1  
**FCE2** = esfuerzo crítico de pandeo para miembros a compresión, con respecto al eje 2  
**F<sub>i</sub>** = esfuerzo admisible para la sollicitación **i**  
**F<sub>i</sub>'** = esfuerzo admisible modificado para la sollicitación **i**  
**FDC** = factor de duración de la carga, para reducción de esfuerzos básicos  
**F<sub>d</sub>** = factor de altura, para reducción de esfuerzos básicos  
**F0.5** = esfuerzo promedio  
**F0'.5** = esfuerzo básico promedio  
**F<sub>p</sub>** = esfuerzo admisible a compresión perpendicular a la fibra, en MPa  
**F<sub>Ri</sub>** = factor de reducción de esfuerzos  
**F<sub>p</sub>'** = esfuerzo admisible a compresión perpendicular, modificado, en MPa  
**FS** = factor de seguridad, para reducción de esfuerzos básicos.

**F<sub>s</sub>** = factor de seguridad, para obtención del módulo de elasticidad mínimo.  
**F<sub>rt</sub>** = esfuerzo de tensión radial en madera laminada, en MPa  
**F<sub>t</sub>** = esfuerzo admisible a tensión paralela a la fibra, en MPa  
**F<sub>t'</sub>** = esfuerzo admisible a tensión paralela, modificado, en MPa  
**F<sub>v</sub>** = esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, en MPa  
**F<sub>vef</sub>** = flujo de cortante efectivo en N  
**F<sub>v'</sub>** = esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado, en MPa  
**Fi0.05** = esfuerzos básicos en el 5° percentil  
**G** = módulo de rigidez de corte  
**HRA** = humedad relativa del aire en porcentaje (%)  
**I** = momento de inercia, en mm<sup>4</sup>  
**KM** = coeficiente de humedad para paneles, en, coeficiente de rigidez al pandeo  
**K<sub>r</sub>** = factor de esfuerzo radial  
**KT** = coeficiente de reducción al quinto percentil, en rigidez al pandeo.  
**K** = coeficiente de afectación en calculo de deflexiones, para diferentes tipos y posición de cargas.  
**K\*** = coeficiente de limitación para deflexiones admisibles  
**L** = carga viva  
**M** = momento admisible de flexión en N-mm  
**Ma** = momento actuante de flexión en N-mm  
**MOR** = módulo de rotura  
**P** = carga concentrada, o fuerza axial de compresión paralela a la fibra en N  
**N** = fuerza admisible a un ángulo de desviación de la fibra, en N, kN  
**Pa** = fuerza axial de compresión paralela a la fibra admisible en N  
**Q** = momento estático de inercia de una sección respecto al eje neutro, o fuerza perpendicular a la fibra.  
**N** = fuerza de compresión perpendicular actuante, en N  
**R** = radio de la sección transversal circular en mm, radio de curvatura en el eje del elemento  
**RB** = parámetro de esbeltez de vigas  
**S** = módulo elástico de la sección, en mm<sup>3</sup>  
**T** = fuerza axial de tensión paralela a la fibra actuante, en N, kN  
**Ta** = fuerza axial de tensión paralela a la fibra admisible en N, kN  
**V** = fuerza cortante, en N  
**V<sub>r</sub>** = fuerza cortante ajustada  
**VR** = valor de referencia  
**Vd** = fuerza cortante en N  
**K** = coeficiente de deflexión por tipo y ubicación de carga  
**K\*** = coeficiente de limitación de deflexiones admisibles  
**Ke** = coeficiente de longitud efectiva  
**Kf** = coeficiente de material para columnas armadas  
**Ks** = coeficiente para anillos partidos o platinas de cortante en columnas espaciadas  
**Kx** = coeficiente para columnas espaciadas  
**a** = coeficiente de modificación en columnas rebajadas  
**b** = ancho de la sección rectangular, en mm coeficiente exponencial de función de la deflexión a tiempo “ t  
**c** = distancia del eje neutro a la fibra extrema, en mm ó variable de coeficientes de estabilidad.  
**d** = altura de la sección rectangular, en mm  
**d1 , d2** = dimensiones de la sección transversal rectangular en columnas, en mm  
**dc** = altura específica en uso de anillos partidos, platinas, altura de la sección en la cumbrera en vigas.  
**de** = altura específica en uso de anillos partidos, platinas de cortante y pasadores, en mm  
**dn** = altura neta, diámetro neto, en mm  
**dmax** = máxima dimensión para la cara considerada en columnas rebajadas, en mm  
**dmin** = mínima dimensión para la cara considerada en columnas rebajadas, en mm  
**dT** = diferencia de altura en vigas curvas sección variable, en mm  
**e** = excentricidad, en mm  
**e'** = distancia que se extiende desde el borde de la caja, hasta el filo interior del soporte, en mm  
**f** = coeficiente de flexibilidad del material en columnas armadas  
**fb** = esfuerzo calculado a flexión, en MPa  
**fc** = esfuerzo calculado a compresión paralela a la fibra, en MPa

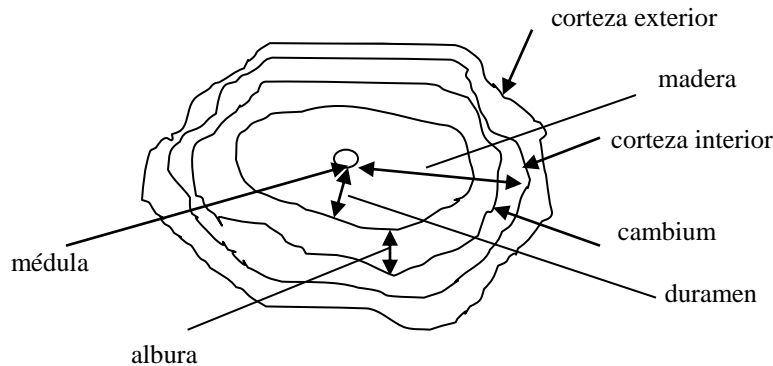
**fr** = esfuerzo radial en vigas laminadas, en MPa  
**fp** = esfuerzo calculado a compresión perpendicular a la fibra en MPa  
**ft** = esfuerzo calculado a tensión paralela a la fibra, en MPa  
**fv** = esfuerzo calculado a cortante paralelo a la fibra, en MPa  
**fx** = esfuerzo de flexión en vigas rebajadas, en MPa  
**fy** = esfuerzo cortante horizontal en vigas rebajadas, en MPa  
**fy** = esfuerzo cortante vertical en vigas rebajadas, en MPa, esfuerzo de fluencia del acero  
**fb1** = esfuerzo de flexión actuante con respecto al eje 1, en MPa  
**fb2** = esfuerzo de flexión actuante con respecto al eje 2, en MPa  
**i** = subíndice que depende de la sollicitación (**i** es **b** para flexión, **t** para tensión paralela, **c** para compresión, “**p**” para aplastamiento, **v** para cortante)  
**kc** = factor de esfuerzo radial en vigas laminadas  
**l** = longitud de un elemento, en mm  
**le** = longitud efectiva de la viga o longitud efectiva, de una columna, en mm  
**lex** = longitud efectiva de pandeo de la sección total, alrededor del eje x-x, en mm  
**lu** = longitud no soportada lateralmente de una viga, columna o pie de amigo, en mm  
**m** = número de planos de corte de un clavo  
**n** = número de piezas que constituye la columna compuesta, valor exponencial  
**p** = profundidad del clavo en la madera que recibe la punta  
**r** = radio de giro, en mm.  
**t** = espesor, en bloques en columnas espaciadas en mm, variable de tiempo, en deflexiones diferidas  
**w** = carga uniforme por unidad de longitud, en N/mm  
**WΔi** = carga para cálculo de la deflexión inmediata.  
**Δi** = deflexión inmediata en mm  
**Δf** = deflexión diferida en mm  
**WΔf** = cargas para cálculo de deflexiones diferidas 30 años.  
**Δd** = deformación en dirección perpendicular a la fibra, en mm  
**ΔC** = acortamiento en dirección paralela a la fibra, en mm  
**λ** = parámetro de esbeltez de columnas  
**θ** = ángulo entre dos direcciones en grados

## CAPITULO I

### INTRODUCCIÓN, VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA MADERA, PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MADERAS

#### 1.1 Introducción

Si se realiza un corte transversal a un troco de un árbol, se presentan las siguientes partes:



**Corteza exterior** es la piel del árbol, lo protege de los agentes atmosféricos

**Corteza interior** es la que conduce el alimento elaborado en las hojas hacia las ramas, tronco y raíces

**Cambium** es el tejido que se encuentra entre la corteza interior y la madera

**Madera** es la parte maderable o leñosa del tronco

**Albura** es la parte exterior de la madera cuya función principal es conducir el agua y las sales minerales de las raíces a las hojas, es la menos densa

**Duramen** es la parte que proporciona la resistencia para soportar el árbol, es la más densa y resistente

**Médula** es la parte central de la sección del tronco, generalmente de baja resistencia

#### 1.2 Ventajas y desventajas de la madera

##### Ventajas:

- \_ es renovable
- \_ se puede maquinar
- \_ tiene una buena relación entre resistencia y peso
- \_ tiene una estética agradable
- \_ es flexible

##### Desventajas:

- \_ es combustible
- \_ pueden ser atacada por los insectos
- \_ absorbe la humedad
- \_ es susceptible a cambios volumétrico
- \_ su resistencia cambia según su clase y entre árboles de su misma especie

#### 1.3 Propiedades resistentes de la madera

La madera tiene tres ejes principales que son ortogonales: longitudinal, tangencial y radial, pero normalmente se consideran dos direcciones: longitudinal o paralela a la fibra y la transversal o sea, la perpendicular al grano

Las principales propiedades resistentes de la madera son:

-Compresión paralela al grano

- Compresión perpendicular al grano
- Flexión
- Tracción paralela al grano
- Corte paralelo al grano

#### 1.4 Resistencia a la compresión paralela y perpendicular al grano

##### 1.4.1 Resistencia a la compresión paralela al grano

Como las fibras están orientadas con su eje longitudinal, la madera tiene una gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a las fibras. La capa media de la pared celular es la capa de mayor espesor de las fibras

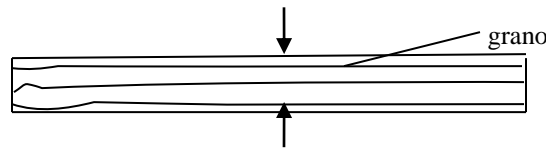
Su resistencia está limitada por el pandeo de las fibras y no por su resistencia

En los casos de columnas, solamente cuando su esbeltez (longitud / ancho) es menor que **10**, es que desarrollan toda su capacidad a la compresión



##### 1.4.2 Resistencia a la compresión perpendicular al grano

Cuando se aplica una carga perpendicular al grano en la madera, se produce la compresión de las cavidades contenidas en ella. La pieza se va comprimiendo y se aplastan los pequeños cilindros que semejan las fibras, con lo cual se aumenta su densidad y su capacidad para resistir mayor carga

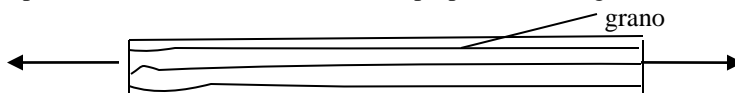


#### 1.5 Resistencia a la tracción paralela y perpendicular al grano

La resistencia a la tracción paralela al grano, en muestras libres de defectos, es aproximadamente 2 veces a la resistencia a la compresión paralela al grano

La falla por esta sollicitación se produce por la rotura de las fibras y es súbita, es muy difícil que en la práctica, un elemento falle por esta sollicitación, ya que generalmente fallan las uniones primero

Para fines prácticos, la resistencia a la tracción perpendicular al grano es nula

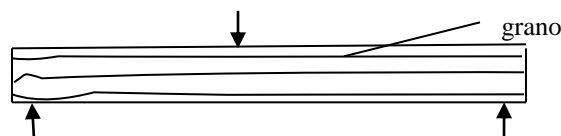


#### 1.6 Resistencia al corte paralelo al grano

En los elementos, el esfuerzo por corte o cizallamiento se presenta cuando la pieza está sometida a flexión (corte por flexión) y en las uniones emperradas

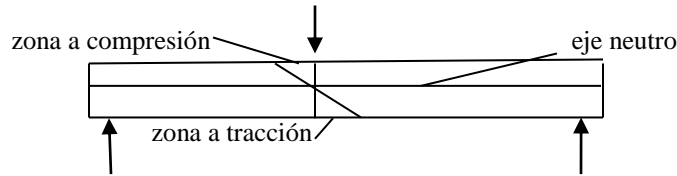
La resistencia al corte paralelo al grano está dada por la capacidad del cementante de las fibras, la lignina

La resistencia al corte perpendicular al grano no se tiene en cuenta para efectos de diseño



## 1.7 Resistencia a la flexión

En un elemento sometido a flexión, dado que la resistencia a la compresión es menor que la de tracción, la madera falla primero a compresión y después a tracción



## 1.8 Sistemas estructurales

El **Reglamento** indica como los diferentes componentes se combinan para formar sistemas estructurales que ofrezcan resistencia, estabilidad y confort a las edificaciones

### 1.8.1 Alcance

Se aplican a edificaciones parcial o completamente hechas con madera y sus derivados. El calculista deberá verificar el comportamiento de todos elementos estructurales para asegurar su resistencia y estabilidad ante las solicitudes de carga

### 1.8.2 Clasificación

Se distinguen 3 sistemas estructurales básicos:

#### a) Sistema de entramados livianos

Para formar las paredes se emplean soportes verticales o pies-derechos a corta distancia y soleras inferiores y correderas superiores que recogen cargas pequeñas transmitidas por entresuelos y alfardas los entrepisos y cubierta respectivamente. Consecuentemente las cargas y secciones son pequeñas y la rigidez del conjunto depende en gran parte de las láminas, listones y tableros que se instalan en uno o dos lados de los entramados y pisos

El sistema de entramado liviano produce cargas repartidas a la cimentación, ofrece estructuras muy seguras y debido a la multiplicidad de elementos de elementos idénticos, favorece la fabricación liviana de componentes tales como soleras, pie-derecho, viguetas cerchas livianas, entrapiso y recubrimiento de paredes y pisos

El sistema tiene ventajas en viviendas de uno o dos pisos

#### b) Sistema de Poste y Vigas

Los soportes verticales o columnas se sitúan a distancias relativamente grandes y se unen a vigas maestras que recogen las viguetas o cerchas del entrapiso o cubierta. Los esfuerzos en la madera son relativamente altos y se requieren secciones grandes. Como las sobre la cimentación son concebidas, se requiere de análisis detallado de arriostamiento, muros de corte o diafragmas para contrarrestar las cargas debida a viento o sismo

El sistema de poste y vigas se utiliza en forma extensiva pernos y platinas en las uniones y en lo general se dejan las maderas a la vista. Los espacios entre columna se rellenan con paredes que dependen de recubrimiento interior y exterior para resistir las cargas laterales. Cuando las paredes contengan materiales frágiles como vidrios, se deben dejar tolerancias para los asentamientos y los posibles movimientos, así como productos elásticos para sellar las juntas. La dificultad de secar secciones grandes puede incidir en la apariencia de las edificaciones pues son de esperar contracciones volumétricas y la aparición de grietas con el tiempo



### c) **Sistemas espaciales**

Tipo estructural especial para cubrir grandes luces y consiste en la conexión transversal de entramados uniformes con otros de igual características de manera tal que se logre un comportamiento estructural, eficiente y seguro. Pertenecen a este sistema:

- a) **Retículas espaciales:** conformadas por retículas paralelas con vértices desfasados entre ellas unidas con diagonales de **45 ó 60** grados formando tetraedros o pirámides
- b) **Cúpulas geodésicas:** grandes superficies curvas formadas por pequeñas superficies planas conformadas por triángulos, hexágonos o pentágonos
- c) **Lámelas:** grandes estructuras conformadas con barras de pequeña sección entrelazadas entre sí

En estos tres sistemas, el diseñador tendrá en cuenta además de las cargas gravitacionales, las cargas horizontales de viento y sismo. Para ello deberá especificar en forma apropiada arriostras y contravientos, así como diafragmas y muros de corte para dos direcciones ortogonales

El espesor del recubrimiento será definido de acuerdo de las fuerzas cortantes calculadas y la separación de los pies-derechos

Debe tenerse en cuenta que la efectividad del sistema resistentes de las fuerzas horizontales depende de las conexiones y por lo tanto, ellas deben diseñarse para logra una efectiva transmisión de esfuerzos

De particular importancia es la fijación de los elementos de recubrimientos como contrachapados, en listonados y tableros a la estructura de soporte. En consecuencia deberá especificar tipo de grapas, tornillos o clavos, así como espaciamiento y penetración

### d) **Sistemas estructurales combinados**

Es muy frecuente, especialmente en proyectos de vivienda, combinar estructuras de mampostería o pórticos o paneles de concreto con componentes de madera. El calculista será responsable de analizar y asignar a cada material su participación en la resistencia y rigidez del conjunto y de determinar los detalles de conexión entre ellos.

En el diseño de conexiones se debe impedir el contacto de elementos de madera con agua de mampostería, concretos o pañetes cercanos. Para ello deben evitarse los empotramientos, dejar las paredes verticales de vigas de madera separadas con aislamiento de aire Utilizar soportes metálicos o recubrir las maderas con barreras impermeables confiables

## **I.7 Problemas propuestos**

**I.7.1 ¿Cuál es la parte maderable de la madera?**

**I.7.2 Señale 3 ventajas y 3 desventajas de la madera**

**I.7.3 ¿Cuáles son las principales propiedades resistentes de la madera?**

**I.7.4 ¿Por qué la madera tiene una gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a las fibras?**

**I.7.5 ¿Está su resistencia limita por el pandeo de las fibras?**

**I.7.6 ¿Cómo se aumenta la densidad y la capacidad de la madera para resistir mayor carga?**

**I.1.7 Para fines prácticos, ¿Cuál es la resistencia a la tracción perpendicular al grano?**

**I.7.8 ¿Cuál es la resistencia a la rotura de probetas de laboratorio sometida a corte paralelo?**

**I.7.9 En flexión paralela ¿Cómo falla primero la madera?**

**1.7.10¿Cuáles son los sistemas básicos de los sistemas estructurales?**

**1.7.11 Describa los sistemas básicos de los sistemas estructurales**

**1.7.12 ¿Qué cargas deben considerarse en el diseño?**

## CAPITULO II

### MATERIALES

#### II.1 Requisitos de calidad de la madera estructural

La madera que se utilice tendrá un uso estructural, o sea, que deberá resistir todas las cargas y combinaciones de cargas a las que estará sometida la construcción en su vida útil, por lo cual deben cumplir con lo siguiente:

- a) Deben ser madera provenientes de especies forestales adecuadas para construir, con peso específico igual o superior a **0.37 g/m<sup>3</sup>**
- b) Deben ser, en lo posible, piezas de madera dimensionadas de acuerdo a la escuadría o secciones preferenciales
- c) La madera empleada en estructura deben cumplir con los requisitos de calidad de madera de uso estructural, **Capítulo 3.19 de la norma NTC 2500 (RG.6)**
- d) El contenido de humedad debe corresponder a la humedad de equilibrio del lugar. Cuando la madera ofrezcan dificultades al clavado debe realizar un pre-taladrado y cuando sean construidas en estado verde se deberán adoptar precauciones para garantizar que las piezas al secarse tengan el dimensionamiento previsto en el diseño, utilizando los parámetros de contracciones
- e) La madera de uso estructural debe tener buena calidad natural o estar adecuadamente preservada. Se debe aplicar todo lo necesario contra insectos, hongos y focos de humedad
- f) Debe cumplir con la clasificación visual por defecto

#### II.2 Calidad de la madera estructural

El **Reglamento** establece dos categorías de madera estructural, estos son:

**Estructural Selecta (ES):** madera en elementos portantes principales como, columnas, vigas maestras, vigas de amarre, cerchas, pórticos, arcos, dinteles, pies derecho de paneles portantes, voladizos, escaleras, cimbras y formaletas

**Estructura Normal (EN):** empleadas únicamente en segunda alternativa como correas, cuchillos, contravientos, riostras, separadores, remates, pie de amigo, taco, puntal, y elementos temporales, con reducción de resistencia

#### II.3 Clasificación visual por defecto

En la **Tabla II.3a (G.1.3-1)** se determinan las desviaciones admisibles de la madera aserrada estructural, teniendo en cuenta los defectos indicados en la **Norma de Clasificación Visual**. Una pieza es aceptable si la magnitud de sus defectos no excede las tolerancias establecidas en dicha **Tabla**. Esta **Tabla** se aplica a los elementos de madera de una estructura que ha sido instalada y corregida para dar servicio, pues se entiende que durante los procesos de fabricación y montaje, algunos de los defectos anotados son susceptibles de corrección mediante medios mecánicos, resanes y pulimiento de las superficies, siempre que no afecten la estabilidad de la estructura

. Los defectos de clasificación son de distintos orígenes:

. Defectos relativos a la constitución anatómica originados en las operaciones de apeado, transporte y almacenamiento: originados durante el secado o aserrado y aquellos provocados por ataques de agentes biológicos

. Aquellos defectos de origen estructural y relacionado con la constitución anatómica no podrán ser controlados porque hacen parte de las características de la especie: se podrán evitar al seleccionar especies que cumplan las especificaciones o habilitando las piezas de madera durante su procesamiento

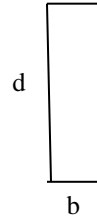
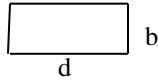
. Para controlar los defectos originados durante el apeo, transporte y almacenamiento se deberá utilizar mano de obra calificada, maquinaria y equipo con buen mantenimiento

. Los defectos de secado podrán mantenerse bajo control mediante el aserrado radial de las piezas y con mano de obra altamente calificada conocedora de los conceptos de secado

. Toda pieza de madera clasificada visualmente deberá identificarse con el grupo estructural y la sección preferencial a la cual pertenece

**Tabla II.3a (Tabla G 1 3-1 del Reglamento)**  
**TOLERANCIA DE LA MADERA DE USO ESTRUCTURAL**

<b>Defecto</b>	<b>Estructural Selecta</b>	<b>Estructural Normal</b>	<b>Observaciones</b>
<b>Dimensión real</b>			
En Sección transversal	- 2 mm, L < 150 + 4 mm, L > 150	- 5 mm + 5 mm	
Longitud	- 5 mm +5 mm	- 8 mm + 8 mm	
<b>Defecto</b>			
<b>Alabeos</b>			
Abarquillados	< 0.01 d	0.03 d	Torcedura en una sola arista
Arqueaduras	< 0.003 L	< 0.005 L	
Encorvaduras	< 0.003 L	0.005 L	
Torceduras	< 0.003 L	0.005 L	
<b>Aristas faltantes</b>			
En una sola arista con	máx. 0.25 d	máx. 0.3 d	
	máx. 0.25 L	máx. 0.4 L	Reducción de esfuerzo
<b>Duramen quebradizo</b>			
	No	No	
<b>Escamaduras en una sola cara</b>			
	< 0.1 b < 0.25 b	< 0.1 b < 0.25 b	No se permiten en las aristas
<b>Falla de compresión</b>			
	No	No	
<b>Grado inclinado</b>			
	máx. 1: 8	máx. 1: 5	Sin reducción de resistencia
<b>Grieta superficial</b>			
	suma < 0.25 b	suma < 0.3 b	
<b>Medula</b>			
	No	No	
<b>Nudos (un m entre nudos)</b>			
Nudos sanos	máx. 0.25 b/m, < 4 mm	máx. 0.25 b/m, < 4 mm	Distancia entre nudos mayor de un metro, no se permite en tercio central, ni en zona de tracción, nudos huecos deben ser sellados con igual material y adhesivo
Nudo hueco	máx. 0.12 b/m, < 4 mm	máx. 0.12 b/m	
Nudo arracimado	No	No	
<b>Perforaciones selladas (no alineadas ni pasantes)</b>			
Pequeñas	máx. 6 perf/ 100 cm <sup>2</sup>	máx. 18 perf/ 100 cm <sup>2</sup>	Deberán ser sellados con igual material y adhesivo
Grandes	máx. 3 perf/ m	máx. 6 perf/ m	
<b>Pudrición</b>			
	No	No	
<b>Rajaduras</b>			
	Longitud máx. = b	Longitud máx. = 1.5 b	Solo en extremo
<b>Manchas</b>			
	No	Mancha azul	
	b - Ancho de la pieza, la de menor dimensión d -Espesor de la pieza, la de mayor dimensión L - longitud de la pieza		



Los elementos de clase **Estructural Normal**, se diseñaran con un coeficiente de reducción de esfuerzo **Cr = 0.75** para todos los esfuerzos, excepto el **Módulo de Elasticidad**. En las memorias de cálculo se debe indicar el sistema empleado para el diseño e los elementos secundarios

La madera estructural selecta se utilizará en los elementos portantes principales de la estructura, por ejemplo, columnas, cerchas, vigas maestras y pórticos

La madera estructural normal se utilizará en elementos secundarios como correas, alfardas, separadores y contravientos

#### II.4 Grupos Estructurales

De acuerdo con los **Módulos de Elasticidad** y su capacidad de resistencia medida en sus esfuerzos admisibles, de flexión, compresión paralela, compresión perpendicular, cortante y tracción, se han clasificados en maderas Tipo **ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, ES6**

Los grupos de madera estructural que cumplan las normas de clasificación visual para madera aserradas dentro de **Estructuras Selectas (ES)** utilizarán, para **efectos de cálculo**, los esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad de las **Tablas II.4 a (Tabla G.2.2-1)** y **Tabla II.4 b (Tabla G.2-2-2)** que corresponden a las **Tablas del Apéndice G.B del Reglamento** Para conocer el método empleado para su obtención puede verse en el **Apéndice G-A del Reglamento**

**Debe notarse que el Reglamento en el epígrafe G.2.2 Método de diseño estructural especifica que los esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad a utilizar en los cálculos son los indicados en las Tablas II.4 a (Tabla G.2.2-1) y Tabla II.4 b (Tabla G.2-2-2) para Estructura Selecta (ES)**

La **Densidad Básica (DB)** se define como el coeficiente entre la masa en estado anhidro (madera seca al horno) y el volumen de la madera en estado verde (**VV**). Como la masa numéricamente es igual al peso con fines prácticos, se puede utilizar el peso específico aparente básico (**PEB**), definido como el cociente entre el peso anhidro (**PA**) y el volumen verde (**VV**) en lugar de la densidad básica. La determinación del peso específico aparente se hará según al Norma **NTC 290**

**Tabla II.4 a (Tabla G.2.2-1)**  
Esfuerzos Admisibles, Fi (MPa) CH = 12 %

Grupo	Fb	Ft	Fc	Fp	Fv
	Flexión	Tracción	Compresión paralela a la fibra	Compresión perpendicular a la fibra	Cortante
ES1	29.5	21.0	23.0	6.0	2.0
ES2	28.5	20.0	22.0	4.3	2.0
ES3	23.0	17.0	19.0	3.8	1.6
ES4	17.0	12.0	15.0	2.8	1.5
ES5	15.0	11.0	13.0	2.0	1.3
ES6	12.5	9.0	10.0	1.5	1.1

**Tabla II.4 b (Tabla G.2-2-2)**  
Módulo de Elasticidad longitudinal, Ei, (MPa) CH = 12 %

Grupo	Módulo promedio	Módulo 5º percentil	Módulo Mínimo
	E0.5	E0.05	Emin
ES1	18000	13250	7130
ES2	18000	13250	7130
ES3	14000	11000	5500

**Tabla II.4 b (Tabla G.2-2-2) (Continuación)**  
**Módulo de Elasticidad longitudinal, Ei, (MPa) CH = 12 %**

Grupo	Módulo promedio	Módulo 5º percentil	Módulo Mínimo
	E0.5	E0.05	Emin
ES4	12500	10000	5000
ES5	11200	8250	4435
ES6	9000	6500	3564

Para el análisis y diseño de elementos estructurales se debe utilizar **E'0.5** como **módulo de elasticidad** del material. El **E' mim** se utilizará para calcular el **Coefficiente de estabilidad de vigas (CL)** y el **Coefficiente de estabilidad de columna (CP)** y **E'0.05** se podrá utilizar para deflexiones cuando las condiciones de servicios sean de alto riesgo y críticas

**II.5 Esfuerzos Admisibles y Coeficientes de Modificación**

Con base en los esfuerzos admisibles de la **Tabla II.4a** Por razones de tamaño, nudos, grietas, contenido de humedad, duración de la carga, esbeltez y **Tabla II.4.b**, afectados de los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón de duración, contenido de humedad, temperatura, estabilidad, altura, uso a lo ancho, incisión, acción de conjunto, estabilidad de columnas, rigidez al pandeo, áreas de soporte y cualquier otra condición modificatoria, se determinarán los esfuerzos admisibles modificados según las prescripciones de los capítulos siguientes y la fórmula general:

$$F_i' = F_i C_d C_m C_t C_s C_f C_r C_{fu} C_i C_r C_p C_T C_b C_{rs} C_{DG} \dots \dots \dots \quad (\text{II } 5a)$$

- F<sub>i</sub>'** – esfuerzo admisible modificado para la sollicitación **i**
- F<sub>i</sub>** – esfuerzo admisible para la sollicitación **i**
- C<sub>D</sub>** – coeficiente de modificación por duración de la carga (**II.5.1**)
- C<sub>m</sub>** – coeficiente de contenido de humedad (**II 5. 2**)
- C<sub>t</sub>** – coeficiente de temperatura (**II. 5.3**)
- C<sub>L</sub>** – coeficiente de estabilidad (esbeltez) lateral de vigas (**IV 3.3.3**)
- C<sub>F</sub>**– coeficiente de forma (**IV.3.3.1**)
- C<sub>fu</sub>** -coeficiente de apoyo de cara ancha (**IV 3.3.2**)
- C<sub>in</sub>** – coeficiente de incisión (**II 5.4**)
- C<sub>r</sub>** - coeficiente de redistribución de cargas (acción conjunta) (**II 5. 5**)
- C<sub>p</sub>** – coeficiente de estabilidad de columna (**V. 3.4.1**)
- C<sub>T</sub>** – coeficiente de rigidez al pandeo (para **E solamente**) (**II.5.6**)
- C<sub>b</sub>** – coeficiente de área de soporte
- C<sub>DG</sub>**- Coeficiente de modificación por desviación del grano (**II.5.7**)

Los coeficientes de modificación de aplicación general se indican en los epígrafes siguientes. Los que dependen de la clase de sollicitación se indicarán en los capítulos correspondientes

En la siguiente **Tabla II.5a** se indican los **coeficientes** aplicables para la **madera aserrada**

**Tabla II.5a**  
**Coeficientes de modificación**

<b>Flexión</b>	<b>F<sub>b</sub>' = F<sub>b</sub> C<sub>D</sub> C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>L</sub> C<sub>F</sub> C<sub>fu</sub> C<sub>in</sub> C<sub>r</sub> C<sub>DG</sub></b>	<b>II.5.2</b>
<b>Tracción paralela a la fibra</b>	<b>F<sub>t</sub>' = F<sub>t</sub> C<sub>D</sub> C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>F</sub> C<sub>in</sub> C<sub>DG</sub></b>	<b>II.5.3</b>
<b>Cortante paralelo a la fibra</b>	<b>F<sub>v</sub>' = F<sub>v</sub> C<sub>D</sub> C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>in</sub></b>	<b>II.5.4</b>
<b>Compresión perpendicular a la fibra</b>	<b>F<sub>p</sub>' = F<sub>p</sub> C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>in</sub> C<sub>b</sub></b>	<b>II.5.5</b>
<b>Compresión paralelo a la fibra</b>	<b>F<sub>c</sub>' = F<sub>c</sub> C<sub>D</sub> C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>F</sub> C<sub>in</sub> C<sub>p</sub> C<sub>DG</sub></b>	<b>II.5.6</b>
<b>Módulo de elasticidad longitudinal</b>	<b>E' = E C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>in</sub> C<sub>T</sub> C<sub>r</sub></b>	<b>II.5.7</b>
<b>Emin'</b>	<b>Emin C<sub>m</sub> C<sub>t</sub> C<sub>in</sub> C<sub>T</sub></b>	<b>II.5.8</b>

**II.5.1 Coeficiente por duración de la carga (CD)**

La madera puede estar sometida a la fluencia (creep) y continua deformándose cuando la carga se mantiene por largo período de tiempo debido a la pérdida de humedad. Esta fluencia es tomada en cuenta con el factor de duración de la carga (**CD**)

Se considera que el tiempo normal de la aplicación de una carga es de **10 años**, por lo cual para este caso **CD = 1.00**

Cuando un elemento está sometido a esfuerzos máximos admisibles durante más de **10 años** los valores de los esfuerzos admisibles deben reducirse al **90% (CD = 0.90)**

Cuando la duración de la aplicación de la carga máxima durante la vida del elemento no exceda los períodos indicados a continuación, los valores de estos esfuerzos podrán incrementarse de acuerdo con los valores siguientes:

<b>15% para 2 meses</b>	<b>(CD = 1.15)</b>	<b>Carga típica de diseño</b>
<b>25% para 7 días</b>	<b>(CD = 1.25)</b>	<b>Carga de nieve</b>
		<b>Cargas de construcción</b>

El coeficiente **CD** no es aplicable al **módulo de elasticidad (E)** ni al **esfuerzo de compresión perpendicular al grano**

**Las cargas permanentes (D)** se consideran como carga que actúan por más de **10 años**. Por lo cual se utiliza **CD = 0.9**. En las cargas permanentes se incluyen las cargas de materiales, cargas del terreno en los cimientos, las cargas de los equipos permanentes. También se incluyen las cargas para uso particulares como: carga de agua en las torres de enfriamiento

**Las cargas tradicionales o normales de utilización (Temporales) (vivas) en los pisos** uniformemente repartidos o concentrados que incluyen muebles, aparatos y equipos móviles, todas las cargas de almacenamiento y las cargas de personas se consideran que son cargas de **10 años CD = 1.0**

**Las carga para 2 meses de permanencia** es la carga de nieve y se utiliza (**CD = 1.15**)

**Las cargas para siete días de permanencia** se consideran cuando la carga uniformemente repartida especificada en los techos excede la carga de nieve, se debe considerar esta carga como una carga de construcción que se mantiene durante **7 días** y se utiliza **CD = 1.25**

La carga de viento y de sismo se consideran de **10 minutos**, por lo cual **CD = 1.6**

La carga de impacto es de 1 segundo o menos, **CD = 2.0**

Los incrementos anteriores no son acumulables. Cuando hay combinaciones de cargas, el dimensionamiento de los elementos debe hacerse para la condición más desfavorable

En la siguiente **Tabla II.5.1** se indica los valores de **CD** para los diferentes esfuerzos

**Tabla II.5.1 (Tabla G 2.2-3)**

Duración de la carga	Coeficiente por duración de la carga (CD)					Carga típica de diseño
	Fb Flexión	Ft Tracción	Fc Compresión paralera a la fibra	Fp Compresión perpendicular a la fibra	Fv Cortante	
Permanente	0.9	0.9	0.9	1.0	0.9	muerta
10 años	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	viva de ocupación
2 meses	1.15	1.15	1.15	1.0	1.15	nieve
7 días	1.25	1.25	1.25	1.0	1.25	construcción
10 minutos	1.6	1.6	1.6	1.0	1.6	viento y sismo
impacto	2.0	2.0	2.0	1.0	2.0	impacto

**A continuación se describe el método a utilizar:**

1- Carga muerta

**CD = 0.9** para carga muerta

Cuando se analice la condición para carga muerta únicamente se debe tomar el valor de **CD = 0.9**

2-Carga muerta más carga viva

**CD = 0.9** para carga muerta

**CD = 1.0** para carga viva



Cuando se requiera hacer ajustes por efectos de humedad, se deberá utilizar los valores de la siguiente **Tabla II.5.2b**

**Tabla II.5.2b (G.2.2-5)**

**Condiciones de afectación de esfuerzos  $F_i$  y módulos de elasticidad  $E_i$**

Esfuerzos		CH $\leq$ 12%	CH $>$ 19%
Flexión	Fb	1.0	0.75
Tracción	Ft	1.0	0.75
Compresión paralela	Fc	1.0	0.70
Compresión Perpendicular	Fp	1.0	0.80
Cortante	Fv	1.0	0.80
Módulo de Elasticidad			
	E0.5	1.0	0.80
	E0.05	1.0	0.80
	Emin	1.0	0.80

Para valores de CH entre 12% y 19% interpolar linealmente

#### Ejemplo

Hallar el valor de  $C_m$  para madera aserrada con espesor de 40 mm cuando en la construcción tiene un CH de 22% y durante la condición de servicio CH = 20% y que trabajará como viga a flexión

Como CH  $>$  19%, se toma los valores de CH  $>$  19%

Para flexión (Fb)  $C_m$  es 0.75

**Nota:** Si un elemento estructural durante la construcción de la edificación presenta un CH  $>$  al 19% y se espera que durante su servicio CH sea menor que 19%, deberá ser diseñado para el contenido de humedad de construcción

### II 5. 3 Coeficiente por temperatura ( $C_t$ )

Al aumentar la temperatura, la resistencia de la madera disminuye proporcionalmente. En la siguiente **Tabla II 5. 3a** se indican el coeficiente de disminución por temperatura

**Tabla II 5. 3a (G.2.2-6)**

**Variación de las propiedades mecánicas por temperatura ( $C_t$ )**

Parámetros de diseño	Condición de servicio	$C_t$		
		T $\leq$ 37.8°C	37.8°C $<$ T $\leq$ 51.7°C	51.7°C $<$ T $\leq$ 65°
Ft, E0.5, E0.05, Emin	húmedo o seco	1.0	0.9	0.9
Fb, Fv, Fc, Fp	seco	1.0	0.8	0.7
	húmedo	1.0	0.7	0.5

Los valores se aplican a madera aserrada y laminadas

#### Ejemplo

Hallar el valor de  $C_t$  para el análisis de una columna de madera, cuando la madera se utilizará en una temperatura de 40°C y condición de servicio seco

Según la **Tabla II 5. 3a** anterior, para 40°C los valores son:

Emin  $C_t = 0.9$   
Fc  $C_t = 0.8$



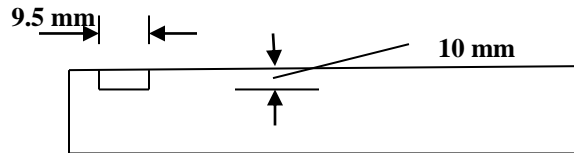
## II 5. 4 Coeficiente por incisión (Cin)

Los valores de esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad serán multiplicados por el coeficiente de incisión **Cin** indicado en la siguiente **Tabla II 5. 4a** cuando se hagan incisiones en los elementos de madera, en forma paralela al grano, a profundidad máxima de **10 mm**, y de longitud máxima de **9.5 mm** y densidad de incisión de no superior de **1185 cm<sup>2</sup>**, si la incisión es mayor de lo indicado deben realizarse ensayos o cálculos, utilizando la sección reducida

**Tabla II 5. 4a (G.2.2-7)**  
**Variación de las propiedades mecánicas por incisión**

Parámetro de diseño	Cin
E0.5, E0.05, Emin	0.95
Fb, Fc, Fv, Fc	0.80
Fp	1.00

Se aplican a madera aserrada



### Ejemplo

Un elemento de madera aserrada tiene una incisión de 5 cm de profundidad y una longitud de 8 cm, hallar el valor de Ci

Para esta incisión **Cin** tiene los siguientes valores:

E0.5, E0.05, Emin	0.95
Fb, Fc, Fv, Fc	0.80
Fp	1.00

## II.5.5 Coeficiente por acción conjunta (Cr)

El Coeficiente por acción conjunta (**Cr**) solamente se aplica a los miembros sometidos a flexión y flexo-compresión puestos en series, como techos (correas), pisos (viguetas), paredes (pies derechos),

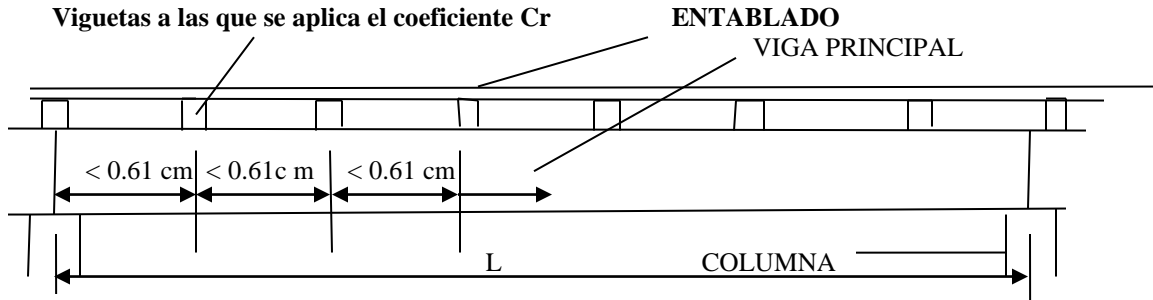
Para garantizar la acción conjunta de los elementos estructurales, estos no deben estar separados a más de **61 cm** a ejes, con esto se garantiza que el entablado o tablero que los une pueda transmitir las cargas de un miembro a otro

Los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un **15%** cuando existe una acción de conjunto garantizada de:

- tres o más elementos de igual rigidez,
- los elementos no están espaciados a más de **61 cm**
- los elementos están unidos con el elemento de piso, techo y paredes como en el caso de viguetas y de pies derecho de entramados

(**Cr = 1.15**)

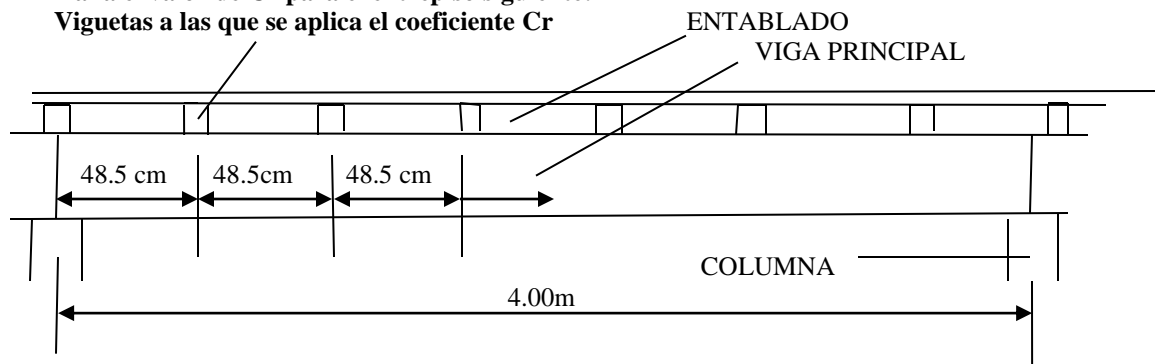
Viguetas a las que se aplica el coeficiente Cr



### Ejemplo

Halla el valor de  $C_r$  para el entrepiso siguiente:

Viguetas a las que se aplica el coeficiente  $C_r$



Como hay más de 3 viguetas de igual rigidez unidas por un entablado y el espaciamiento es menor de 61 cm, el coeficiente  $C_r = 1.15$

**Nota:** Debido a que la mayoría de los recubrimientos estructurales se realizan con tableros de madera contrachapada o tableros OSB (tablero de fibras orientadas), se recomienda que la separación de los elementos en entramados esté dada por la dimensión de estos paneles con el fin de general el menor desperdicio posible, por ejemplo un tablero contrachapado tiene una dimensión de 2.44 m x 1.22 m, las separaciones recomendadas serían 61 cm, 48.8cm, 40.6 cm, 34.9 cm, 30.5 cm, 24.4 cm, 22.2 cm, etc

### II.5.6 Coeficiente por rigidez al pandeo CT (para Emin solamente)

Para incrementar la rigidez de la cuerda de compresión, relativa a carga axial en elementos de madera de 50 mm (b) x 100 mm(d) o más pequeño, y que estén sujetos a flexión y compresión axial bajo condiciones de servicio seco y además estén conectados por la cara más angosta del elemento a compresión a un tablero estructural de madera de espesor mínimo de (3/8") 9.5 mm, con clavos de espaciamiento y tamaño adecuados, pueden desarrollar mejor rigidez a flexión en el eje fuerte, debido a la acción conjunta del elemento y el tablero. Será permitido entonces incrementar el Emin módulo de elasticidad valor de diseño para estabilidad de vigas y columnas, por el factor CT, en el cálculo de la estabilidad de columna cuando  $l_e < 2440$  mm, cuando  $l_e > 2440$  mm, se deben tomar  $l_e = 2440$  mm

El valor de Emin se debe multiplicar por el valor CT de la siguiente fórmula:

$$CT = 1 + KM l_e / (KT E0.5) \quad \text{II.5.6a}$$

$l_e$  – longitud efectiva en mm del elemento

$Kt = (1 - 1.64 COVE) = 0.638$  para madera aserrada

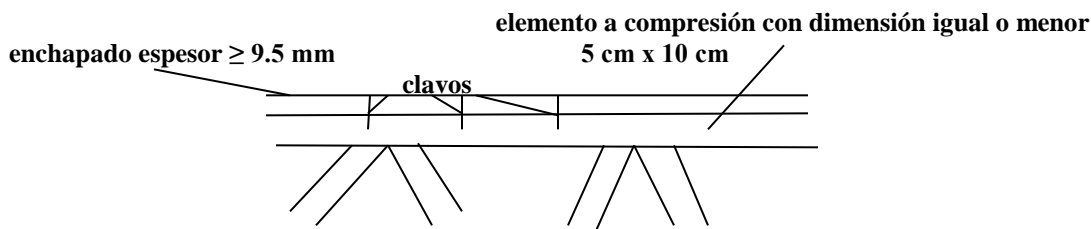
$Kt = 0.82$  para madera laminada

$Km = 0.634$  para  $CH \leq 19^\circ C$ , al momento de instalar el panel

$Km = 0.331$  para  $CH > 19^\circ C$ , al momento de instalar el panel

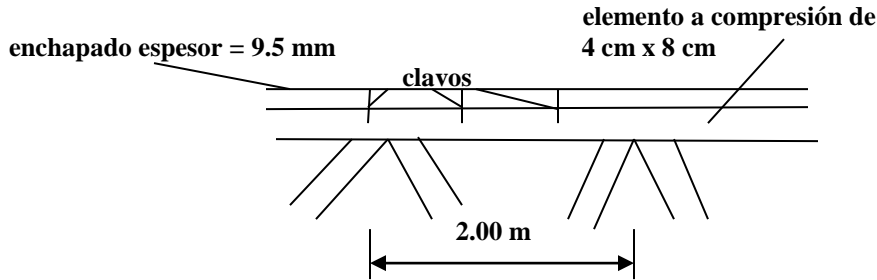
$COVE = 0.22$  para madera aserrada, 0.10 para madera estructural laminada encolada de seis o más laminaciones

$E0.5$  – módulo de elasticidad promedio, MPa



**Ejemplo**

Hallar el valor de CT, para un cordón superior de una armadura estructural con madera (Palo santi- llo) del grupo ES2 según la siguiente figura:



CH = 18% E0.5 = 18000 MPa  
 Para este cordón con una longitud de 2.00 m, con enchapado de 9.5 mm y elemento de 4 cm x 8 cm y CH = 18%

Kt = 0.638, para madera aserrada

Km = 0.634 para CH ≤ 19° C, al momento de instalar el panel

$$CT = 1 + Km le / (Kt E0.5)$$

$$CT = 1 + 0.634 \times 2.00 / (0.638 \times 18000) = 1.00011$$

$$CT = 1.00011$$

**II.5.7 Coeficiente por desviación del grano (CDG)**

La desviación del grano expresada en forma de grano espiralado, grano diagonal y grano entrecruzado es muy común en maderas latifoliadas tropicales. Por razones de uso estructural de algunas maderas con grano desviados, se puede utilizar la fórmula de **Hankinson**, para determinar la resistencia a una desviación de- terminada

$$N = (PQ) / [P \text{sen}(\alpha)^n + Q \text{cos}(\alpha)^n] \quad \text{II.5.7a} \quad (\text{G.2.2-2})$$

N – resistencia a un ángulo α de la desviación de las fibras

Q – resistencia en sentido perpendicular al grano

P – resistencia paralela al grano

n – constante determinada empíricamente

α – ángulo en radianes entre la dirección de la carga aplicada y la dirección del grano. Se define como:

$$\alpha = \arctan(1/z) \quad \text{II. 5.7.b} \quad (\text{G.2.2-3})$$

$$(1/z) = \sqrt{[(1/x)^2 + (1/y)^2]} \quad \text{II. 5.7.c} \quad (\text{G.2.2-4})$$

(1/x) – tangente del ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje longitudinal de una cara de la pieza de madera

(1/y) – tangente del ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje longitudinal de la cara adyacente a la utilizada para determinar (1/x)

En la siguiente **Tabla II.5.7a** se presentan los valores de n y Q/P encontrados experimentalmente

**Tabla II.5.7a (G.2.2-8)**  
**Valores de n y Q/P**

Propiedad	n	Q/P
Tensión (Tracción)	1.5 – 2.0	0.04 – 0.07
Compresión	2.0 – 2.5	0.03 – 0.40
Flexión	1.5 – 2.0	0.04 – 0.10
Módulo de elasticidad	2	0.04 – 0.12

**Tabla II. 5.7b (G.2.2-9)**

**Reducción de resistencia por desviación del grano CDG**

**Coefficiente de reducción por desviación al grano en flexión, tensión y compresión paralela**

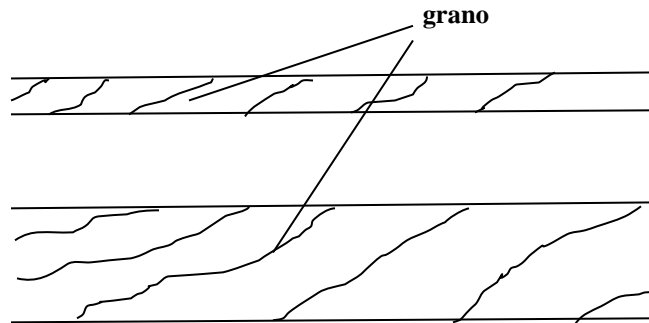
**Pendiente al grano    Flexión (Fb) o tensión (Ft) paralela al grano    Compresión (Fc) paralela al grano**

<b>1/8</b>	<b>0.53</b>	<b>0.66</b>
<b>1/10</b>	<b>0.61</b>	<b>0.74</b>
<b>1/12</b>	<b>0.69</b>	<b>0.82</b>
<b>1/14</b>	<b>0.74</b>	<b>0.8</b>

**Pendiente al grano    Flexión (Fb) o tensión (Ft) paralela al grano    Compresión (Fc) paralela**

<b>1/15</b>	<b>0.76</b>	<b>1.0</b>
<b>1/16</b>	<b>0.80</b>	
<b>1/18</b>	<b>0.85</b>	
<b>1/20</b>	<b>1.0</b>	

**Nota:** Cuando se realiza el diseño, el diseñador, constructor e interventor, no conocen las desviaciones del grano, pero en la construcción si se conocen por lo que se hace necesario la interrelación del diseñador con la obra durante la construcción, para efectuar los ajustes necesarios, si es que estos se requieren



## II.5.8 Resumen de los coeficientes de modificación

**Tabla II.5.8a**  
**Coeficientes de modificación para madera aserrada seleccionada visualmente**

Coeficiente Esfuerzos Admisibles	CD Duración de la carga					Cm Humedad CH %		Cc Corte
	Perma nente	2 meses	7 días	Viento y sismo	Impac to	CH ≤12% Seca	CH > 19% Húmeda	
$F_b' = F_b \times$	0.90	1.15	1.25	1.60	2.0	1.0	0.75	
$F_t' = F_t \times$	0.90	1.15	1.25	1.60	2.0	1.0	0.75	
$F_v' = F_v \times$	0.90	1.15	1.25	1.60	2.0	1.0	0.80	
$F_c' = F_c \times$	0.90	1.15	1.25	1.60	2.0	1.0	0.70	
$F_p' = F_p \times$	-	-	-	-	-	1.0	0.80	
$E'_{0.5} = E_{0.5} \times$	-	-	-	-	-	1.0	0.80	Tabla IV.2b
$E'_{0.05} = E_{0.05} \times$	-	-	-	-	-	1.0	0.8	-
$E'_{min} = E_{min} \times$	-	-	-	-	-	1.0	0.8	-

Continúa en la siguiente página para Ct, CL, CF, CFu, Cin, Cp, CT, Cb y Cc

**Tabla II.5.8a (continuación)**  
**Coefficientes de modificación para madera aserrada seleccionada visualmente**

Coeficiente  Esfuerzos Admisibles	Ct Temperatura °C					CL Estabilidad vigas		CF Forma
	t ≤ 37.8	37.8 < t < 51.7		51.7 ≤ t < 65		Cumple IV 3.3.3.1.2	No Cumple IV 3.3.3.1.2	
			CH > 19%	CH < 19%	CH > 19%	CH < 19%		
<b>Fb' = Fb x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	<b>1.0</b>	IV 3.3.3.1.4	IV. 3.3.1
<b>Ft' = Ft x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	-	-	IV. 3.3.1
<b>Fv' = Fv x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	-	-	-
<b>Fc' = Fc x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	-	-	IV. 3.3.1
<b>Fp' = Fp x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.5</b>	<b>0.7</b>	-	-	-
<b>E'0.5 = E0.5</b>	<b>1.0</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	-	-	-
<b>E'0.05 = E0.05 x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	-	-	-
<b>E'min = Emin x</b>	<b>1.0</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	-	-	-

(1) Tablas IV. 3.3.1a y IV. 3.3.1b

**Tabla II.5.8a ( Continuación)**  
**Coefficientes de modificación para madera aserrada seleccionada visualmente**

Coeficiente  Esfuerzos Admisibles	Cfu Colocación Cara Ancha	Cin Incisión	Cr Acción Conjunta		Cp Estabilidad Columna	CT Rigidez Pandeo	Cb Sopor te	Cc Rigidez pan deo
			Conjunta	Indivi dual				
<b>Fb' = Fb x</b>	IV 3.3.2	<b>0.8</b>	<b>1.15</b>	<b>1.0</b>	-	-	-	-
<b>Ft' = Ft x</b>	-	<b>0.8</b>	<b>1.0</b>	<b>1.0</b>	-	-	-	-
<b>Fv' = Fv x</b>	-	<b>0.8</b>	<b>1.0</b>	<b>1.0</b>	-	-	-	-
<b>Fc' = Fc x</b>	-	<b>0.8</b>	<b>1.15</b>	<b>1.0</b>	Tabla V.3.7a	-	-	-
<b>Fp' = Fp x</b>	-	<b>1.0</b>	<b>1.0</b>	<b>1.0</b>	-	-	Tabla IV.5.3	-
<b>E'0.5 = E0.5 x</b>	-	<b>0.95</b>	-	-	-	-	-	-
<b>E'0.05 = E0.05 x</b>	-	<b>0.95</b>	-	-	-	-	-	-
<b>Emin = Emin x</b>	-	<b>0.95</b>	-	-	-	-	-	II.5.6

## II.6 Problemas propuestos

II.6.1 ¿Cuáles son los requisitos de calidad de la madera estructural?

II.6.2 ¿Cuáles son las categorías de madera estructural que establece el Reglamento?

II.6.3 ¿Cuáles son los orígenes de los defectos de la madera?

II.6.4 ¿Cuáles son los Grupos Estructurales de la madera?

II.6.5 ¿Cuáles son los coeficientes de modificación aplicables para la madera aserrada?

II.6.6 ¿Cuál es el valor  $C_D$  a utilizar para  $F_c$ , en las combinaciones de cargas siguientes?:

- 1- permanente, viva de ocupación, viento
- 2- permanente, viva de ocupación e impacto

II.6.7 Es cierto que cuando la madera aumenta su contenido de humedad aumenta resistencia y rigidez

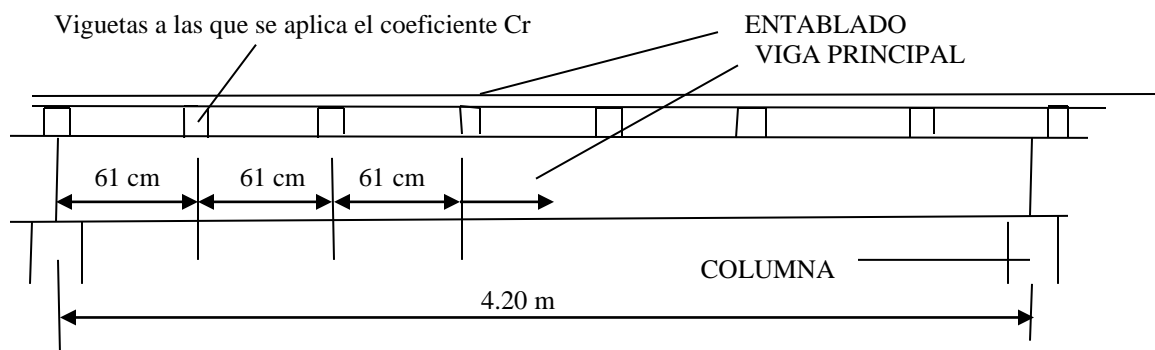
II.6.8 Hallar el valor de  $C_m$  para madera aserrada con espesor de 50 mm cuando en la construcción tiene un  $CH$  de 25% y durante la condición de servicio  $CH = 22\%$

II.6.9 Es cierto que al aumentar la temperatura, la resistencia de la madera disminuye.

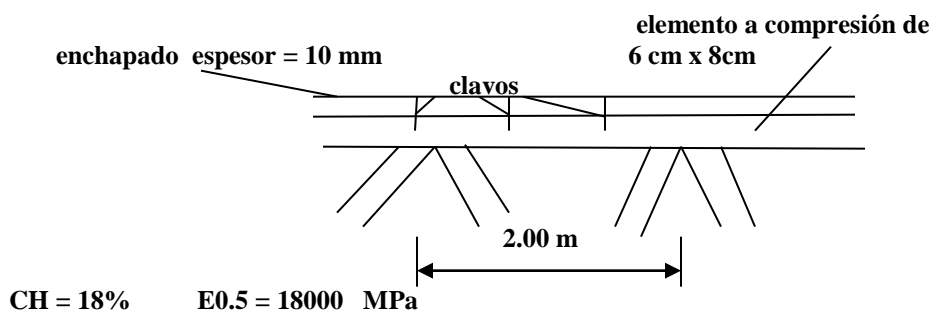
II.6.10 Hallar el valor de  $C_t$ , para cuando la madera se utilizara para una temperatura de  $60^\circ\text{C}$  y condición de servicio seco

II.6.11 Un elemento de madera aserrada tiene una incisión de 7 cm de profundidad y una longitud de 9 cm, hallar el valor de  $C_i$

II.6.12 Halla el valor de  $C_r$  para el entrepiso siguiente:



II.6.13 Hallar el valor de  $C_T$ , para un cordón superior de una armadura según la siguiente figura:



## CAPITULO III

### BASES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

#### III.1 Requisitos de diseño

Los elementos de madera estructural deben ser diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las cargas y sus combinaciones, dentro de las deformaciones admisibles

El diseño estructural debe reflejar todas las cargas actuantes sobre la estructura durante la construcción y servicio y las condiciones ambientales como humedad y temperatura que puedan generar cambios en las suposiciones de diseño, o que puedan afectar la integridad de otros componentes estructurales

En el análisis y diseño de las estructuras de maderas se aplicarán los principios básicos de la mecánica estructural

Los esfuerzos producidos por las cargas serán calculados considerando los elementos como homogéneos y de comportamiento lineal

Se considerarán las dimensiones reales de los elementos

No se deben utilizar estructuras de maderas cuando la temperatura exceda de **65° C**

La función principal de las estructuras de madera es soportar todas las cargas y combinaciones de cargas que la puedan afectar en su vida útil.

-Las **cargas de servicio** se determinan de acuerdo con lo prescrito en el **Capítulo B. 3 del Reglamento Para Cargas Permanentes (muertas) y Capítulo B. 4 para Cargas Temporales (vivas)**. También debe tenerse en cuenta el **Capítulo B.5 para Empujes de Tierra y Presión Hidrostática**, así como el **Título H del Reglamento**

-Las **Cargas Temporales (vivas)** pueden afectarse por las reducciones que permite el **Título B del Reglamento**

-Las **Fuerzas de Viento** deben determinarse siguiendo el **Capítulo B.6 del Reglamento**

-Las **Fuerzas Sísmicas** y sus efectos se deben determinar siguiendo los requisitos del **Título A del Reglamento**

1-Las cargas de servicios se deben combinar según el **Reglamento** de la forma que se describe a continuación y el diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimiento o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

<b>D + F</b>	<b>III.1.1</b>
<b>D + H + F + L + T</b>	<b>III.1.2</b>
<b>D + H + F + (Lr o G)</b>	<b>III.1.3</b>
<b>D + H + F + 0.75 (L + T) + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>III.1.4</b>
<b>D + L + H + F + W</b>	<b>III.1.5</b>
<b>D + H + F + 0.7E</b>	<b>III.1.6</b>
<b>D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>III.1.7</b>
<b>D + H + F + 0.75 (0.7E) + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>III.1.8</b>
<b>0.6D + W + H</b>	<b>III.1.9</b>
<b>0.6D + 0.75E + H</b>	<b>III.1.10</b>

Deben considerarse los efectos más desfavorables de viento y de sismo tomándose independientemente

Cuando una estructura está localizada en una zona de inundación, las siguientes combinaciones de carga deben ser adicionadas:

**En zonas costeras:** **1.5 Fa** debe incluirse en las combinaciones **III.1.5 a III.1.8** y **E** debe ser eliminada en **III.1.6 y III.1.8**

**En zonas no costeras:** debe adicionarse **0.75 Fa** en las mismas combinaciones y **E** debe eliminarse en **III.1.6 y III.1.8**

La clasificación de las cargas según el **Reglamento**, es la siguiente:

**D** = Carga Permanente (muerta), consiste en:

(a) Peso propio del elemento

(b) Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanente-



mente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de ambiente  
(c) Peso de equipos permanentes

**E** = Fuerzas sísmicas reducidas de diseño ( $E = F_s/R$ ) que se emplean para diseñar los miembros estructurales

**Ed** = Fuerza sísmica de umbral de daño

**F** = Cargas debidas a fluidos de los cuales se conocen su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura

**Fa** = Carga debida a inundación

**Fs** = Fuerzas sísmicas calculadas con los requisitos del **Título A del Reglamento**

**G** = Carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución de empozamiento

**L** = Cargas temporales (vivas) debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles, particiones que se pueden cambiar de sitio. **L** incluye cualquier reducción que se permita. si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto, este efecto debe tenerse en cuenta en la carga temporal (viva) **L**

**Lr** = Carga temporales (viva) sobre la cubierta

**H** = Cargas debidas al empuje lateral del suelo de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal

**P** = Cargas debidas al punzonamiento

**Ro** = Coeficiente de capacidad de disipación de energía básica definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el **Capítulo A.3 del Reglamento de Construcciones Sismo resistentes de Colombia**

**R** = Coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación básico multiplicado por los Coeficientes de reducción de capacidad de la disipación de energía por irregularidades en altura y planta. y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica  $R = \phi a \phi b \phi c$ , Véase el **Capítulo A.3 del Reglamento**

**T** = Fuerzas y efectos causados por expansión o contracción debida a cambios de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamientos diferenciales, o combinación de varios de estos efectos

**W** = Carga de viento

Las fuerzas sísmicas reducidas, **E**, utilizadas en las combinaciones **III.1.6**, **III.1.8** y **III.1.10** corresponden al efectos, expresado en termino de fuerza, **Fs**, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el **Título A del Reglamento**, dividido por **R** ( $E = F_s / R$ ) Cuando se trata de diseñar los elementos por el método de los esfuerzos de trabajo del material, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas **E**, es **0.7**

El valor de **R** para estructura de madera es el siguiente:

Para muros de corte **R = 5**

Para pórtico con diagonales **R = 2**

Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del capítulo **A.6 del Reglamento** los cuales exigen que las deriva se verifiquen para las fuerzas sísmicas **Fs**, sin haber sido dividida por **R**, empleando **1.0E** en vez de **0.7E** en las ecuaciones que incluyan **E**

Para evaluar los esfuerzos en los miembros estructurales y no estructurales, causados por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso IV deben utilizarse los requisitos del capítulo **A12 del Reglamento** los cuales exigen que los esfuerzos se verifiquen las fuerzas sísmicas **Ed** obtenidas allí, multiplicadas por un coeficiente de carga igual **1.0** en las combinaciones **III.6**, **III.1.8** y **III.1.10**. Además, en la combinación **III.1.8** puede emplearse un coeficiente de carga de **0.4** para la carga viva, en la evaluación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño en la evaluación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño y pueden emplearse los requisitos de **III.1.6**.

Las cargas se pueden agrupar en **cargas verticales** y **cargas horizontales (laterales)**

a) Entre las cargas verticales están:

- **D** - Carga Permanente (muerta)
- **L** -Cargas temporales (vivas)
- **Lr** -Carga temporales (viva) sobre la cubierta
- **G** -Carga debida al granizo

- **W** -Carga de viento (Succión del viento en los techos)
- **P** -Cargas debidas al punzonamiento
- b) Entre las cargas horizontales están:
  - W** -Carga de viento
  - **E** -Cargas sísmicas (movimiento horizontal del suelo)
  - **F** -Cargas debidas a fluidos de los cuales se conocen su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura (fuerza hidráulica)
  - **H** -Cargas debidas al empuje lateral del suelo de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal

Las combinaciones anteriores nos da una guía para considerar todas las cargas con sus combinaciones que actúan en una estructura

Es necesario diseñar las estructuras de madera para las cargas muertas (D), vivas (L), carga viva sobre la cubierta (Lr), carga de sismo (E) y de viento (W) pero hay algunas cargas que es muy poco probable que actúen sobre ellas como las cargas F, F, H y T. con lo cual, las combinaciones se simplifican de la siguiente manera:

<b>D</b>	<b>III.1.1a</b>
<b>D + L</b>	<b>III.1.2a</b>
<b>D + (Lr o G)</b>	<b>III.1.3a</b>
<b>D + 0.75 L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>III.1.4a</b>
<b>D + L + W</b>	<b>III.1.5a</b>
<b>D + 0.7E</b>	<b>III.1.6a</b>
<b>D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>III.1.7a</b>
<b>D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>III.1.8a</b>
<b>0.6D + W</b>	<b>III.1.9a</b>
<b>0.6D + 0.75E</b>	<b>III.1.10a</b>

El diseñador debe evaluar para caso específico las cargas y sus combinaciones

Aplicando la simplificación anterior en la siguiente **Tabla III.1a** se muestra las combinaciones típicas a ser utilizada en los elementos y sistemas estructurales

**Tabla III.1a**  
**Combinaciones típicas**

<b>Elemento o sistema</b>	<b>Combinación</b>
Vigas, viguetas, columnas, paredes interiores, cimentaciones (cargas verticales)	<b>D, D + L, D + (Lr o G), D + 0.75 L + 0.75 (Lr o G)</b>
Paredes exteriores, columnas (cargas verticales y laterales) Diafragmas de piso y cubierta, muros de corte	Las mismas anteriores más: <b>D + L + W, D + 0.7 E, D + 0.75 W + 0.75 L + 0.75 (Lr o G) D + 0.525 E + 0.75 L + 0.75 (Lr o G) 0.6 D + W, 0.6 D + 0.75 E</b>
Elementos del techo, armaduras vigas, paredes exteriores (cargas verticales y de viento)	<b>D + 0.75 (Lr o G) 0.6 D + W1*</b>
<b>W1*</b> - carga de succión del viento	

### **III.2 Combinación de la carga viva y muerta en superficies inclinadas**

La mayoría de los techos, así como las escaleras son inclinadas. A continuación se analiza cómo combinar las cargas vivas y muertas en estas superficies.

La carga viva se obtiene de los reglamentos como carga aplicada a una superficie horizontal, mientras la carga muerta es aplicada a la superficie inclinada

Sea las cargas aplicadas a un techo inclinado según la Figura **III.2a**

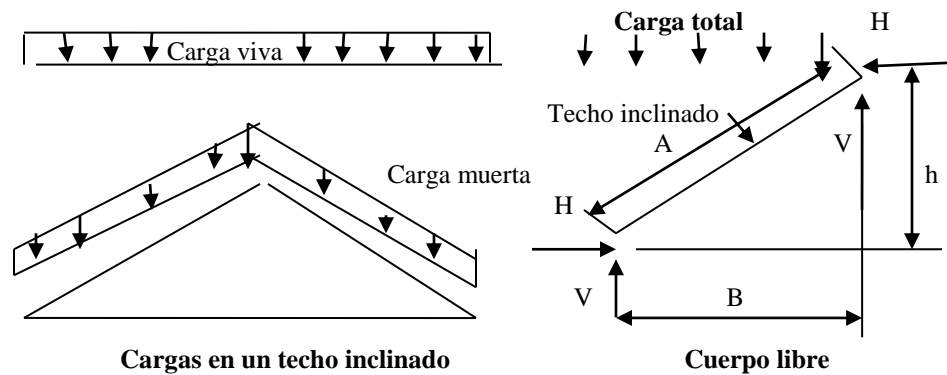


Figura III.2a Carga en un techo inclinado

Se convierte la carga muerta inclinada a una carga actuando en una superficie plana

La carga total actuando horizontalmente es: **carga total = D ( A / B ) + carga viva**

**D** - carga muerta actuando en la superficie inclinada

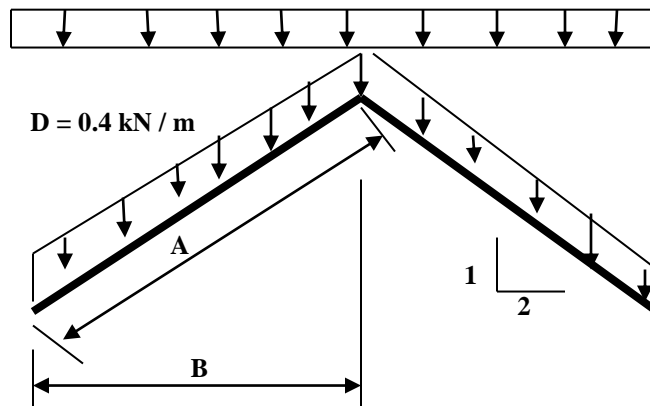
La carga horizontal es:

$$H = \{ \text{carga total} [B (B / 2)] \} / h \quad \text{III.2a}$$

En escalera se puede utilizar las fórmulas anteriores

#### Ejemplo de cálculo de cargas en una cubierta inclinada

$$L = 2.0 \text{ kN / m}$$



$$A = 7 \text{ m}$$

$$B = 6.3 \text{ m}$$

$$\text{carga total} = D ( A / B ) + \text{carga viva} = 0.4 ( 7 / 6.3 ) + 2.0$$

$$\text{Carga total} = 2.44 \text{ kN / m en superficie horizontal}$$

En el análisis y diseño de las estructuras de madera deberán reportarse los principios básicos de la mecánica estructural

Los esfuerzos producidos por las **cargas de servicio** aplicadas, serán calculados considerando los elementos como **homogéneos** y de **comportamiento lineal**

En el diseño de estructuras de madera todos los cálculos se harán con base en las dimensiones reales de los elementos utilizados, teniendo en cuenta las reducciones por secado y procesamiento de madera. Las dimensiones indicadas en el inciso **I.1** ya incluyen tales reducciones

En ningún caso se deben utilizar estructuras de madera cuando la temperatura a la cual van a estar sometidas excede **65° C**

#### III.2a Ejemplo de determinación de las solicitaciones verticales y horizontales en los elementos de un edificio de dos plantas

En este ejemplo se determinarán las cargas verticales y horizontales de un edificio para ser utilizado como oficinas (**Carga viva** igual a **2 kN/ m<sup>2</sup>**). En el **Capítulo XVII** se diseñaran los elementos

El edificio estará situado en la ciudad de **Valledupar**

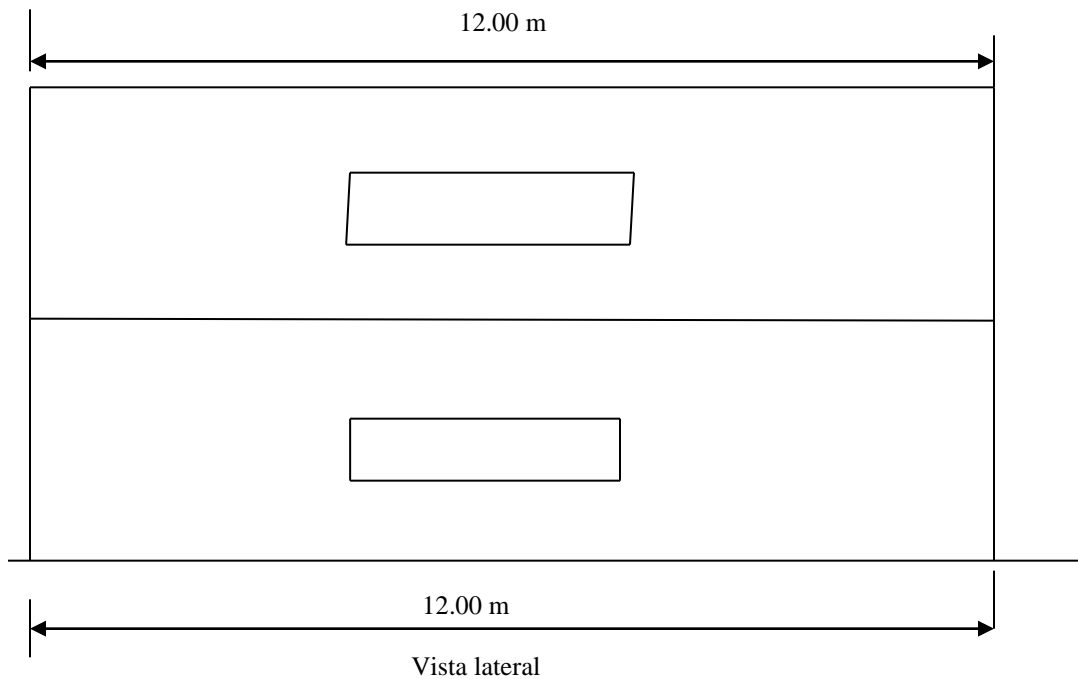
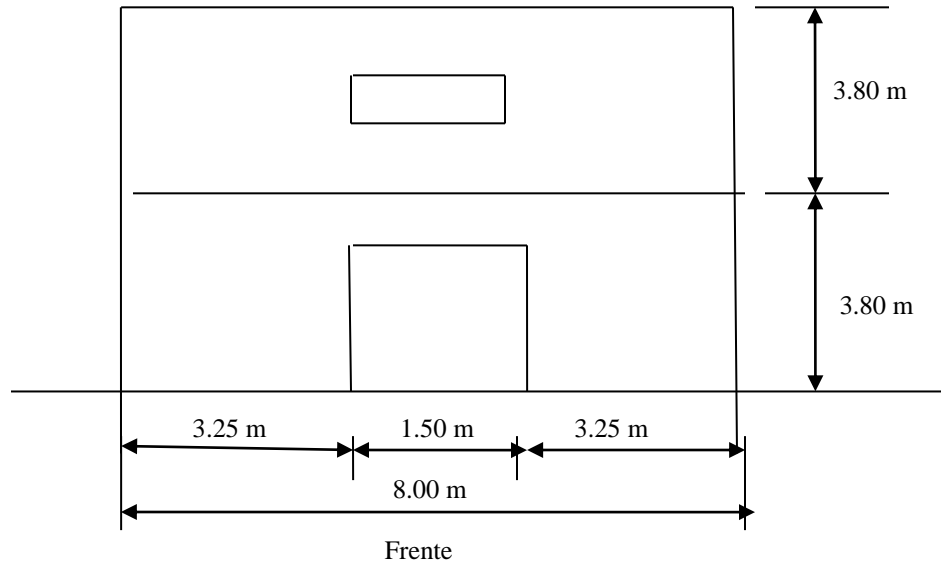
Para esta ciudad la **carga de viento** corresponde a la **Región 3** con una velocidad del viento de **v = 28 m/s (100km /h)**. **Figura B.6.4-1 del Reglamento**

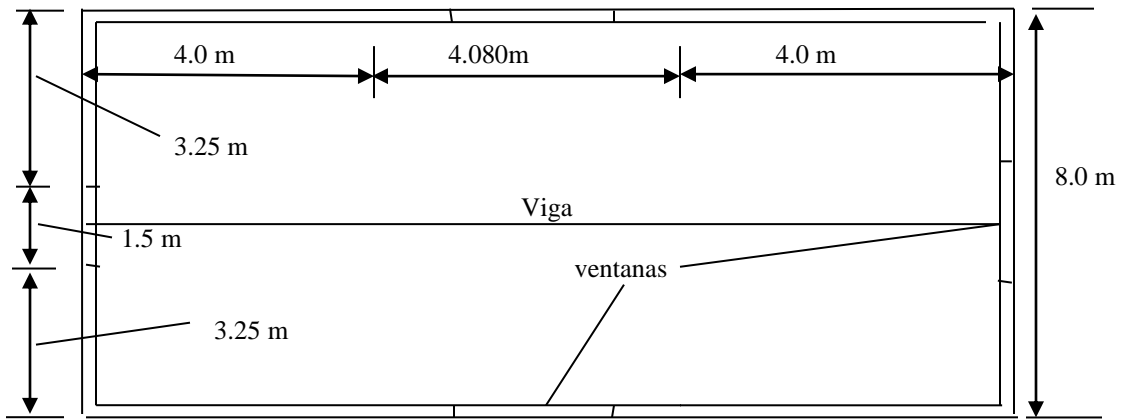
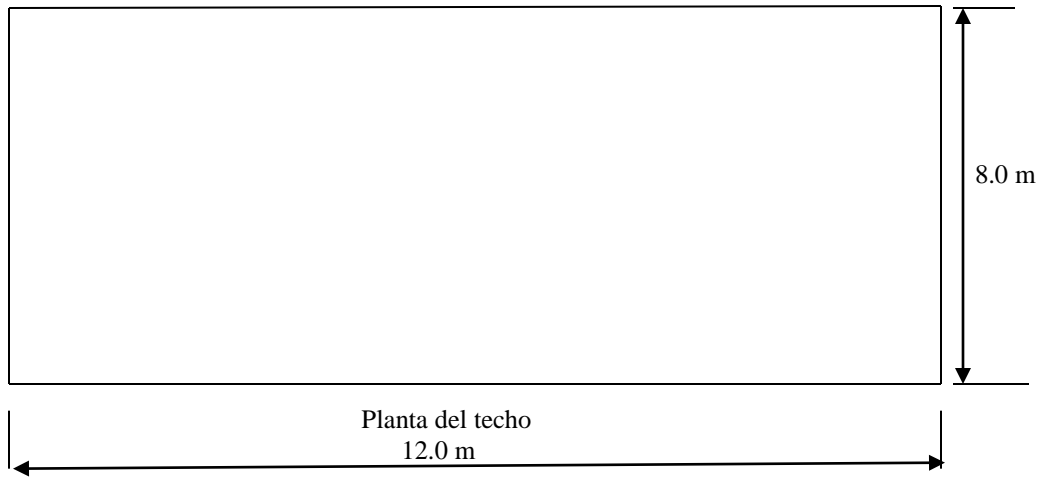
La **carga de sismo** corresponde a **Región 2**, con valores de **A<sub>a</sub>= 0.10y A<sub>v</sub> = 0.10**. **Figura.2.3-2 y Tabla A.2.3-2 del Reglamento**

Se utilizará **tablas** en el piso del segundo piso y en las paredes

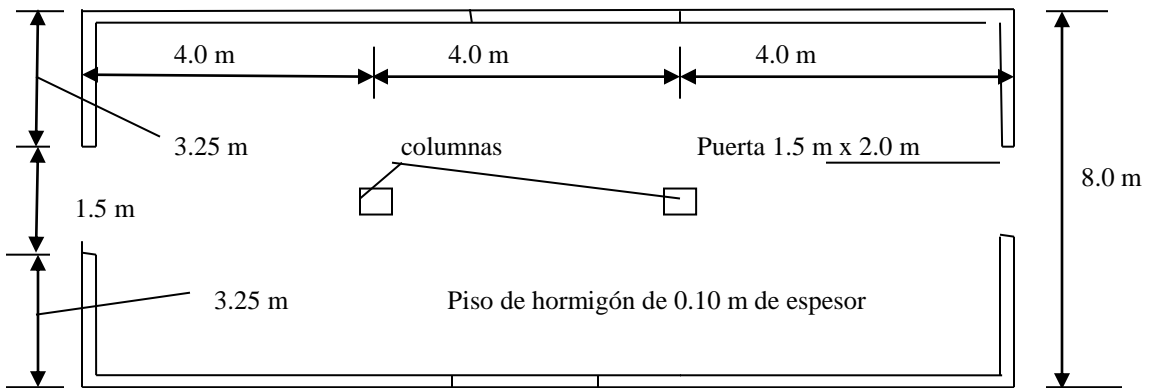
Se recomienda que cuando se utilicen tableros del mercado, las dimensiones del edificio deben ser compatibles con las dimensiones de estos

En las siguientes figuras se muestran las plantas y las elevaciones

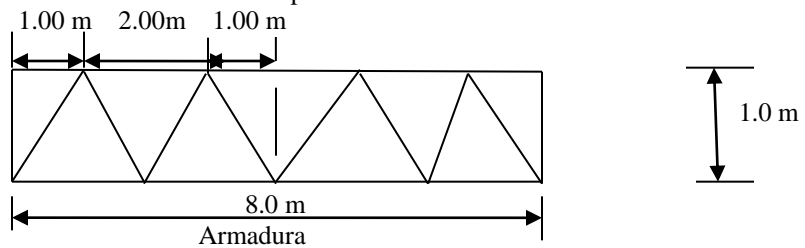




Planta del segundo nivel



Planta del primer nivel



El techo estará formado por capas de manto asfáltico, relleno, un entablado y una armadura espaciada a **0.60 m**

Las paredes estarán formado por tablas y pies derechos espaciados a **0.60 m**

Los pisos serán de tabla apoyados en viguetas

Habrà **2** columnas en el primer nivel

### EN EL TECHO

#### Cargas Permanentes

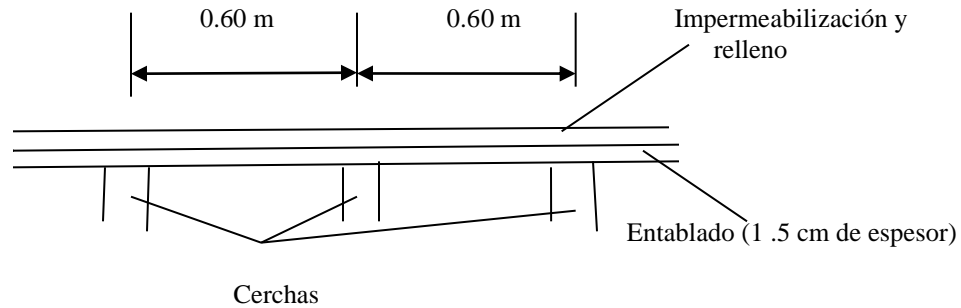
Impermeabilización y relleno	1.175 kN / m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Armadura	0.25 kN/m <sup>2</sup> (estimado)
Cielo raso (en cordón inferior de la armadura)	0.25 kN/ m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico (en cordón inferior de la armadura)	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Peso total de la carga muerta en el techo	<b>2.00 kN/m<sup>2</sup></b>

En el cordón superior de la armadura **1.50 kN/m<sup>2</sup>**

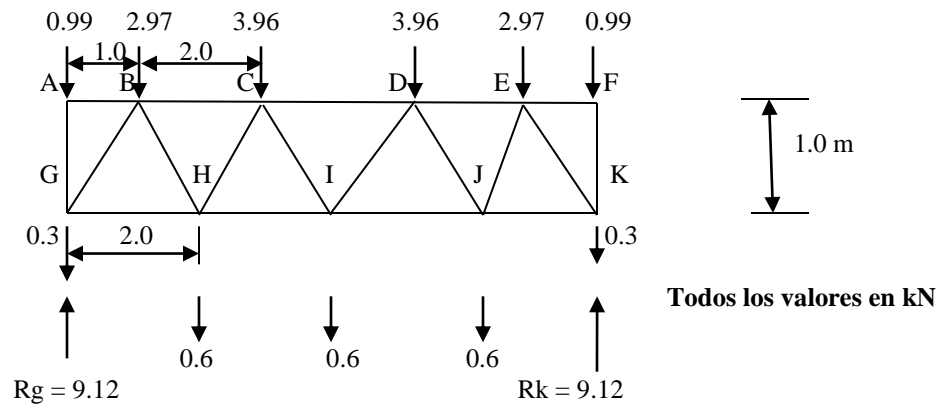
En el cordón inferior de la armadura **0.50 kN/m<sup>2</sup>**

Cargas vivas (temporales) = **1.80 kN/m<sup>2</sup>**

Granizo = **1.0 kN/m<sup>2</sup>**



### CERCHA



La carga muerta de los dos cordones es **2.0 kN/m<sup>2</sup>**

**Cordón superior**

La carga muerta es **1.50 kN/m<sup>2</sup>**

La carga viva es **1.8 kN/m<sup>2</sup>**

Granizo **1.0 kN/m<sup>2</sup>**

**Codón superior**

En el cordón superior la carga es **3.30 kN/m<sup>2</sup>** (carga muerta y carga viva), como las armaduras están espaciadas a 0.6 m, entonces la carga por metro lineal es  $q_s = 3.3 \times 0.6 = 1.98 \text{ kN/m}$  y la carga concentrada en los nudos A y F es  $1.98 \times 0.5 = 0.99 \text{ kN}$

En los nudos B y E es  $1.98 \times 1.5 = 2.97 \text{ kN}$

En los nudos C y D es  $1.98 \times 2.0 = 3.96 \text{ kN}$

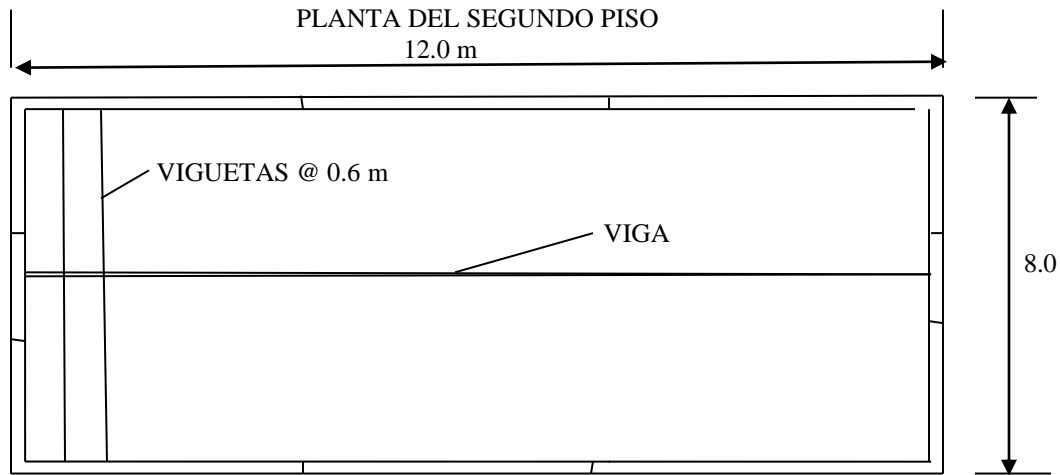
En el cordón inferior  $q_i = 0.5 \times 0.6 = 0.3 \text{ kN/m}$ . En los nudos H, I, J, la carga concentrada es:  $2 \times 0.3 = 0.6 \text{ kN}$

Solucionando la armadura, obtenemos que el elemento CD está sometido a una fuerza de compresión de: **CD = - 17.37 kN**, el HI con una fuerza de tracción, de **HI = 16.95 kN**, el AG = **0.99 kN**, el elemento GB con una fuerza de compresión de **GB = -11.07 kN**

**Elemento CD**

Además de la fuerza de compresión de **- 17.37 kN**, está sometido a un **momento flector** producto de la carga uniformemente repartida de **1.98 kN/m**. Este momento es:  $M = 2.01 \times 2.0^2 / 8 = 1.0 \text{ kN-m}$   
 Las solicitaciones de diseño son: carga de compresión de **CD = -17.37 kN** y momento de **M = 1.0 kN-m**

**SEGUNDO PISO**



Las cargas en este nivel son:

**Cargas permanentes**

Terminación	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Vigas	0.02 kN/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Divisiones	0.50 kN/m <sup>2</sup>

**Peso total de la carga muerta en el piso 1.295 kN/m<sup>2</sup>**

**Carga viva (temporal) en el piso**

**2.0 kN/m<sup>2</sup>**

**Entablado**

**La carga muerta en el entablado son: 0.275 kN/m<sup>2</sup> (terminación y entablado)**

**Carga viva (temporal) en el piso 2.0 kN/m<sup>2</sup>**

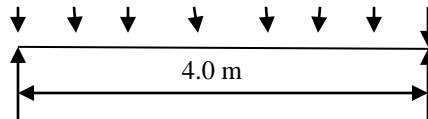
**Total = 2.275 kN/m<sup>2</sup>**

La luz libre es **lu = 0.50 m**

**Viguetas**

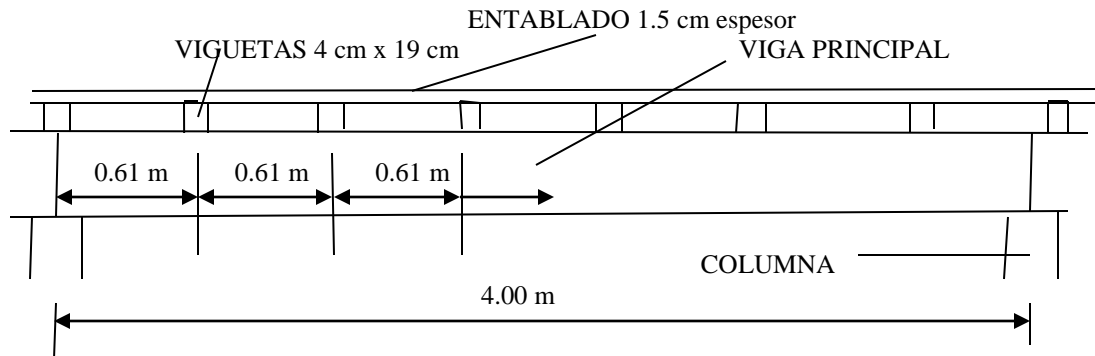
**Las cargas son: muerta 1.295 kN/m<sup>2</sup> carga viva: 2.0 k/m<sup>2</sup> luz = 4.0 m**

**La carga distribuida en la vigueta es  $q = (1.295 + 2.0) \times 0.6 = 1.977 \text{ kN / m} \approx 2.0 \text{ kN/m}^2$**   
**2.0 kN/m**

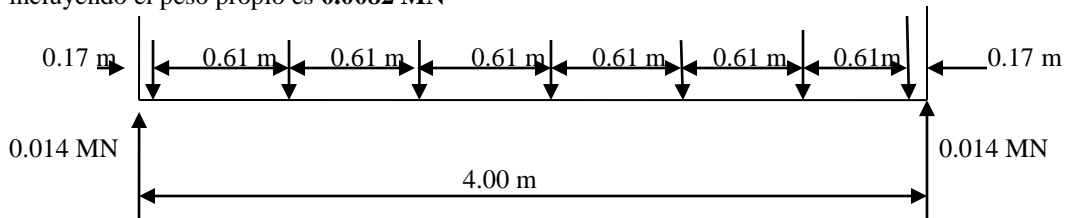


El momento en el centro de la luz es  $M = 2.0 \times 4.0^2 / 8 = 4 \text{ kN-m} = 0.004 \text{ MN-m}$   
 El cortante en los apoyos  $V = 2 \times 4 / 2 = 4 \text{ kN} = 0.004 \text{ MN}$

**VIGAS PRINCIPALES**

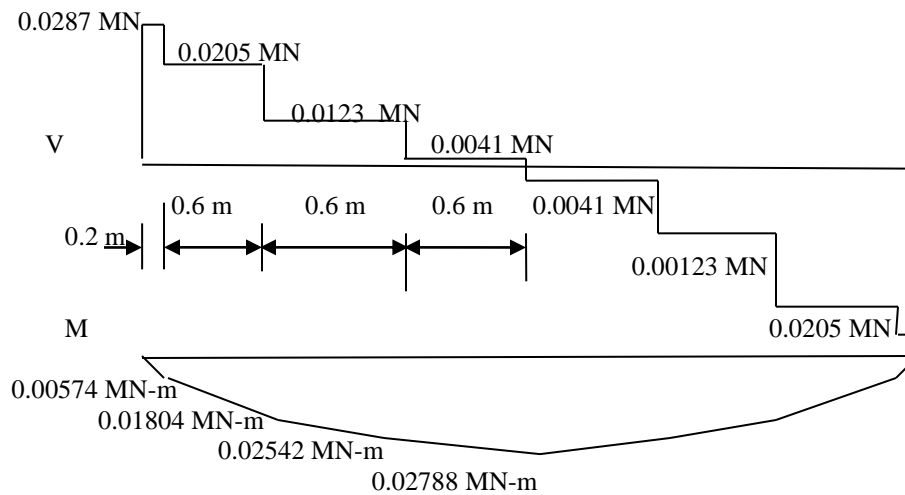


La carga que les transmite cada vigueta a las vigas es de **0.0024MN de carga viva y 0.0016 MN de carga muerta. La carga total es 0.004 MN y como se apoyan 2 viguetas la carga total es 0.008 MN** incluyendo el peso propio es **0.0082 MN**



**7 cargas de 0.0082MN**

El diagrama de cortante y momento flector se muestran a continuación



**COLUMNA**

La carga que les trasmite las vigas principales es  $2 \times 0.0287 = 0.0574 \text{ MN}$  Sin realizar la reducción por área tributaria

**PAREDES**

Los pies derechos están sometidos a las cargas verticales y a la carga de viento que actúa perpendicular a su plano.

Las cargas verticales que actúa en los pies derechos son:



## POR EL TECHO

$$\text{Área} = (8/2) \times 0.6 = 2.4 \text{ m}^2$$

### Cargas Permanentes

Impermeabilización y relleno	1.175 kN / m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Armadura	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Cielo raso (en cordón inferior de la armadura)	0.25 kN/ m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico (en cordón inferior de la armadura)	0.25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Peso total de la carga muerta en el techo</b>	<b>2.00 kN/m<sup>2</sup></b>

$$P(\text{Cargas permanentes techo}) = 2.4 \times 2 = 4.8 \text{ kN}$$

$$\text{Granizo} \quad \quad \quad 1.0 \text{ kN/m}^2$$

$$P(\text{granizo techo}) = 1.0 \times 2.4 = 2.4 \text{ kN}$$

$$\text{Cargas vivas (temporales)} \quad \quad \quad 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$P(\text{cargas vivas techo}) = 1.8 \times 2.4 = 4.32 \text{ kN}$$

### Paredes

$$\text{Área} = 3.8 \times 0.6 = 2.28 \text{ m}^2$$

$$\text{Tablas} \quad \quad \quad 0.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pies derecho} \quad \quad \quad 0.005 \text{ kN/m}^2$$

$$P(\text{tablas y pies derechos}) = (0.95 + 0.005) 2.28 = 2.177 \text{ kN}$$

## EN EL SEGUNDO NIVEL

$$\text{Área} = (4 / 2) \times 0.6 = 1.2 \text{ m}^2$$

### Cargas permanentes

Terminación	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Vigas	0.02 kN/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Divisiones	0.50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Peso total de la carga muerta en el piso del segundo nivel</b>	<b>1.295 kN/m<sup>2</sup></b>

$$P(\text{Cargas permanentes piso}) = 1.295 \times 1.2 = 1.55 \text{ kN}$$

$$\text{Carga viva (temporal) en el piso} \quad \quad \quad 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$P(\text{cargas vivas en piso}) = 2.0 \times 1.2 = 2.40 \text{ kN}$$

### Paredes

$$\text{Área} = (4 / 2) \times 0.6 = 1.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Tablas} \quad \quad \quad 0.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pies derechos} \quad \quad \quad 0.005 \text{ kN/m}^2$$

$$P(\text{tablas y pies derechos}) = (0.95 + 0.005) 2.28 = 2.177 \text{ kN}$$

Los pies derechos más cargados son los inferiores o sea, de la planta baja y los diseñaremos  
Las cargas axiales son:

### Carga muerta:

$$P(\text{Cargas permanentes techo}) = 4.80 \text{ kN}$$

$$P(\text{tablas y pies derecho}) = 2.17 \text{ kN}$$

$$P(\text{Cargas permanentes piso}) = 1.55 \text{ kN}$$

$$P(\text{tablas y pies derecho}) \text{ segundo nivel} = 2.177 \text{ kN}$$

$$\text{Carga axial por cargas muertas: } P(\text{muerta}) = 5.897 \text{ kN}$$

$$\text{Carga de granizo:} \quad \quad \quad \text{Carga axial por granizo } P(\text{granizo techo}) = 2.4 \text{ kN}$$

### Carga viva

$$P(\text{cargas vivas techo}) = 4.32 \text{ kN}$$

$$P(\text{cargas vivas en piso}) = 2.40 \text{ kN}$$

$$\text{Carga axial por carga viva } P(\text{viva}) = 6.72 \text{ kN}$$

Las solicitaciones de diseño son:

Carga axial por cargas muertas:  $P(\text{muerta}) = 5.89 \text{ kN}$

Carga axial por granizo  $P(\text{granizo techo}) = 2.40 \text{ kN}$

Carga axial por carga viva  $P(\text{viva}) = 6.72 \text{ kN}$

Total carga axial  $P = 15.01 \text{ kN}$

## CARGA DE VIENTO

Para calcular el Sistema Principal de Resistencia de Fuerza de Viento (SPRFV) sobre la edificación se utiliza el **Capítulo B.6 Fuerzas de viento del Reglamento**

Como el edificio cumple con el procedimiento simplificado (**B.6.4-1 y B.6.4-2 del Reglamento**), utilizaremos este método.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- 1- Se determina la velocidad del viento de la **Región** en la cual se encuentra el edificio según **Fig B.6.4-1 del Reglamento**
- 2- Se determina la altura media de la cubierta
- 3- Se determina la presión horizontal y vertical de acuerdo a la velocidad del viento, pendiente del techo, región y el área efectiva según figura **Fig B.6.4-2** para la **resistencia del sistema y B.6.4-3 para componentes y revestimientos**. La presión es aplicada a ambos lados del edificio en cada sentido
- 4- Se determina la presión **ps10** para **Exposición B**, con **h = 10.0 m** de la **Fig B 6.4-2** y **Kzt (factor topográfico)** según **B.6.5.7** y **factor de importancia (I)**, factor que tiene en cuenta el grado de amenaza a la vida humana y daños a la propiedad según **A.2.5 del Reglamento**
- 5- Determinar la presión neta (**ps**) sobre la edificación (suma de presión externa e interna) y se determina con la siguiente ecuación:

$ps = \lambda Kzt I ps10 \geq 0.40 \text{ kN/m}^2$  para zonas A, B, C y D y mientras en las zonas E, F, G y H se toma  $0 \text{ kN/m}^2$

$\lambda$  factor de ajuste y exposición según Fig B.6.4-2

Para Componentes y Revestimientos la presión neta:

$p_{\text{neto}} = \lambda Kzt I p_{\text{neto}10} \geq 0.40 \text{ kN/m}^2$  (para presión positiva) y  $-0.40 \text{ kN/m}^2$  (para presión negativa)

Para nuestro caso

- 1- Según **Fig B.6.4-2 del Reglamento** Región,  $v = 28 \text{ m/s}$  (**100 km/h**)
- 2- La altura media de la cubierta es **7.2 m**
- 3- Para  $v = 80 \text{ km/h}$ , inclinación de la cubierta de  $0^\circ$  con la **Fig B.6.4-2** obtenemos:
  - a) **Dirección transversal**  
Horizontal Zona A =  $0.29 \text{ kN/m}^2$  Zona B =  $-0.0 \text{ kN/m}^2$  Zona C =  $0.19 \text{ kN/m}^2$   
Zona D =  $-0.0 \text{ kN/m}^2$   
Vertical Zona E =  $-0.35 \text{ kN/m}^2$  Zona F =  $-0.20 \text{ kN/m}^2$  Zona G =  $-0.25 \text{ kN/m}^2$   
Zona H =  $-0.16 \text{ kN/m}^2$
  - b) **Dirección longitudinal**  
Es igual que dirección transversal debido que el techo es plano  
Determinación de a  
 $a \leq 0.1$  de la menor dimensión del edificio  $a = 0.1 \times 8.00 = 0.8 \text{ m}$   
 $a \leq 0.4 h$   $a = 0.4 \times 7.2 = 2.88 \text{ m}$   
 $a \geq 0.04$  de la menor dimensión horizontal  $a = 0.04 \times 8.00 = 0.32 \text{ m}$   
 $a \geq 0.9 \text{ m}$   
por lo tanto  $a = 0.9 \text{ m}$
- 4- Determine con la siguiente ecuación  $ps = \lambda Kzt I ps10$  la presión horizontal y vertical en la dirección transversal:  
De la figura B.6.4-2, obtenemos:

Horizontal Zona A = 0.29 kN/m<sup>2</sup> Zona B = - 0.0 kN/m<sup>2</sup> Zona C = 0.19 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona D = - 0.0kN/m<sup>2</sup>  
 Vertical  
 Zona E = - 0.35 kN/m<sup>2</sup> Zona F = - 0.20 kN/m<sup>2</sup> Zona G = - 0.25 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona H = - 0.16 kN/m<sup>2</sup>

**Presión horizontal**

Zona A  $ps = \lambda Kzt I ps10 = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.29 = 0.29 \text{ kN/m}^2 < 0.40 \text{ kN/m}^2$ , se toma 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona B  $ps = 0 \text{ k/kN/m}^2$   
 Zona C  $ps = \lambda Kzt I ps10 = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.19 = 0.19 \text{ kN/m}^2 < 0.40 \text{ kN/m}^2$ , se toma 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona D  $ps = 0 \text{ k/kN/m}^2$

**Presión vertical**

Zona E  $ps = \lambda Kzt I ps10 = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times - 0.35 = - 0.35 \text{ kN/m}^2 < 0.4 \text{ kN/m}^2$ . Se toma 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Como para las zonas F, G H es menor de - 0.4 kN/m<sup>2</sup> Se utiliza - 0.4 kN/m<sup>2</sup>

**b) Dirección longitudinal**

Es la misma por ser el techo plano

**Resumen**

*Transversal*

Zona A = 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona B = 0 k/kN/m<sup>2</sup>  
 Zona C = 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona D = 0 k/kN/m<sup>2</sup>  
 Zona E = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona F = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona G = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona H = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>

**Longitudinal**

Zona A = 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona B = 0 k/kN/m<sup>2</sup>  
 Zona C = 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona D = 0 k/kN/m<sup>2</sup>  
 Zona E = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona F = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona G = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Zona H = - 0.4 kN/m<sup>2</sup>

Las cargas concentradas en cada pared son las siguientes:

**Sentido transversal**

A la altura del techo  $(0.4 \times 12.0 \times 3.8/2) / 2 = 4.56 \text{ kN}$

A la altura del primer piso  $(0.4 \times 3.8 \times 12.0) / 2 = 9.12 \text{ kN}$

**Sentido longitudinal**

A la altura del techo  $(0.4 \times 8.0 \times 3.8/2) / 2 = 3.04 \text{ kN}$

A la altura del primer piso  $0.4 \times 3.8 \times 8.0/2 = 6.08 \text{ kN}$

**Determinamos la presión neta en el techo para el Sistema principal de Resistencia de fuerza de Viento (SPRFV)**

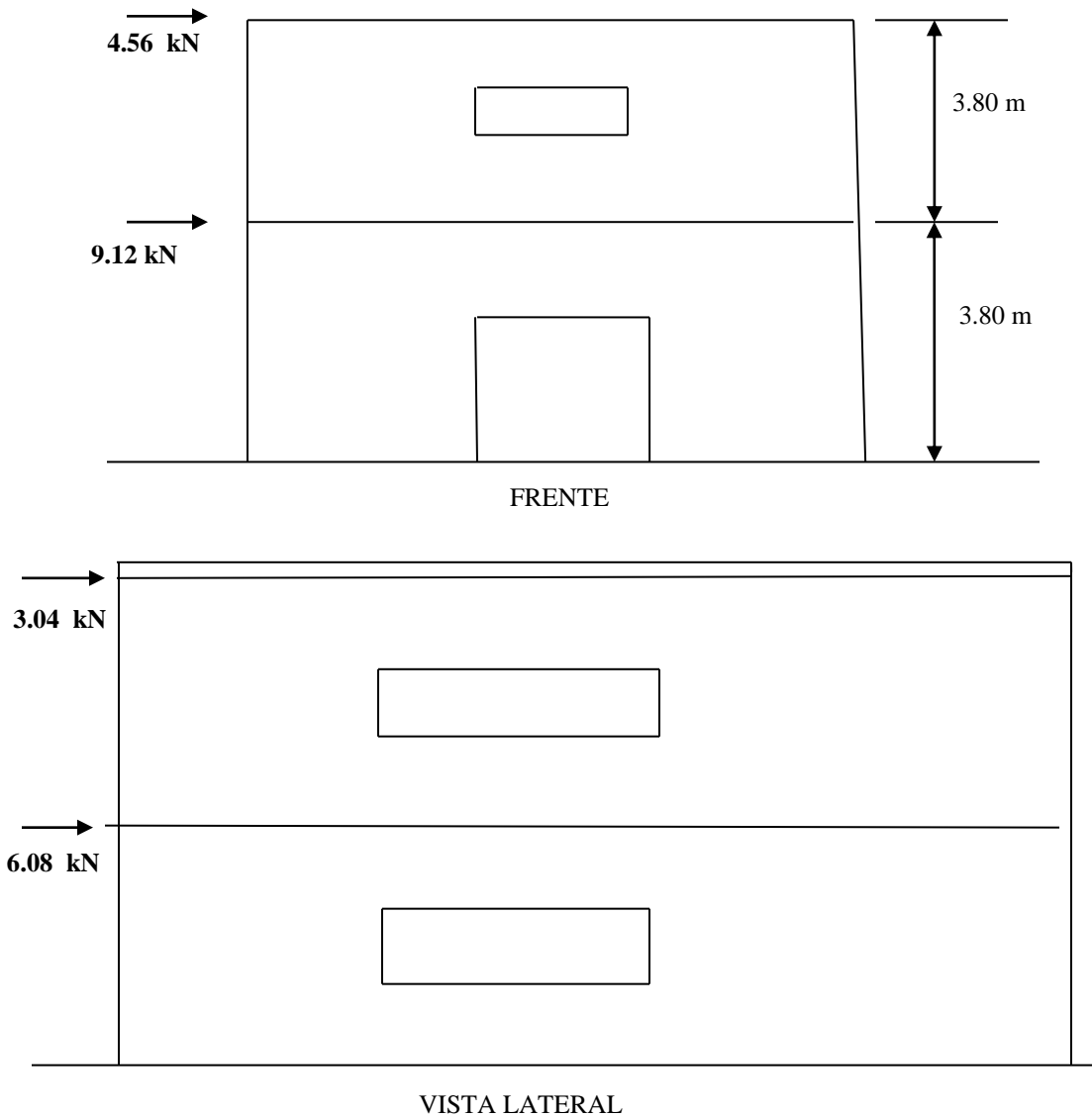
Todas las zonas tiene una **succión** de  $- 0.4 \text{ k/m}^2 \uparrow$

El peso de la carga muerta del techo es  $D = 1.5 \text{ kN/m}^2 \downarrow$

La combinación que se debe utilizar es:  $0.6 D + W = 0.6 \times 1.5 - 0.4 = 0.5 \text{ kN/m}^2$

La fuerza de viento no levanta el techo

**Carga de viento sobre las paredes (las cargas indicadas son sobre cada pared)**



**Componentes y Revestimiento**

Para los componentes y revestimientos (muros y cubierta) se utiliza el inciso **B.6.4.2.2** y la figura **B.6.4-3**

**Paredes**

Para pies derecho de las paredes: longitud de piso a piso = **3.8 m**

Espaciamiento de los pies derecho = **0.60 m**

Ancho efectivo según **B.6.2** =  $\text{luz} / 3 = 3.8 / 3 = 1.26 \text{ m}$

Área efectiva del viento =  $1.26 \times 3.8 = 4.79 \text{ m}^2$

**Armadura del techo**

Luz de la armadura = **8.0m**

Espaciamiento de la armadura = **0.60 m**

Ancho efectivo de la armadura, según **B.6.2** =  $\text{Luz} / 3 = 8.0 / 3 = 2.66 \text{ m}$

Área efectiva =  $8.0 \times 2.66 = 21.33 \text{ m}^2$

La presión de viento en las paredes y techo se obtiene según la **Tabla B.6-3**

Determinación de a

$$a \leq 0.1 \text{ de la menor dimensión del edificio} \quad a = 0.1 \times 8.0 = 0.8 \text{ m}$$

$$a \leq 0.4 h \quad a = 0.4 \times 7.2 = 2.88 \text{ m}$$

$$a \geq 0.04 \text{ de la menor dimensión horizontal} \quad a = 0.04 \times 8.0 = 0.32 \text{ m}$$

$$a \geq 0.9 \text{ m}$$

Se toma  $a = 0.9 \text{ m}$

De la figura B.6.4-3, obtenemos para  $v = 100 \text{ km/h}$  y área efectiva de  $4.32 \text{ m}^2$ .

**Paredes: zona final 0.30 y - 0.37 y zona interior 0.30 - 0.32**

Como los pies derechos en las paredes están espaciados a  $0.60 \text{ m}$  y el valor de  $a = 0.90 \text{ m}$  el primer pie derecho estará sometido a una carga de

$$ps = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.30 = 0.3 \text{ kN/m}^2 < 0.4 \text{ kN/m}^2 \text{ (valor mínimo)}$$

$$ps = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times (-0.37) = -0.37 \text{ kN/m}^2 < -0.4 \text{ kN/m}^2$$

**Como puede verse la zona interior tiene valores menores por lo cual todos los pies derecho deben diseñarse para una presión de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  y una succión de  $-0.4 \text{ kN/m}^2$**

La armadura también deben diseñarse para la succión de  $-0.4 \text{ kN/m}^2$

## CARGA DE SISMO

El método que utilizaremos es el **Método de la Fuerza Horizontal Equivalente del Capítulo A.4 del Reglamento**

El edificio está situado en **Región 2** y según **Tabla A.2.3-2** obtenemos  $A_a = 0.10$   $A_v = 0.10$ , el suelo es **Suelo D** y de la **Tabla A.2.4-3** obtenemos  $F_a = 1.3$ , de la **Tabla A.2.4-4** obtenemos  $F_v = 1.9$ , como es **Grupo I** de la **Tabla A.2.5-1** obtenemos  $I = 1.0$

El **período fundamental de la edificación T** lo hallaremos con la fórmula  $T_a = C_t h^\alpha$

De la **Tabla A.4.2-1**,  $C_t 0.049$ ,  $\alpha = 0.75$ ,

La **altura del edificio es 7.6 m**, entonces sustituyendo valores  $T_a = 0.049 \times 7.6^{0.75} = 0.224 \text{ seg}$

$$T_c = 0.48 A_v F_v / (A_a F_a) = 0.48 \times 0.1 \times 1.9 / (0.1 \times 1.3) = 0.70 \text{ seg}$$

Como  $T_a < T_c$  utilizamos  $S_a = 2.5 A_a F_a I = 2.5 \times 0.1 \times 1.3 \times 1.0 = 0.325$

El **cortante sísmico en la base V<sub>s</sub>** se obtiene con  $V_s = S_a g M$  A.4.3-1

Las **cargas a tomar en cuenta en los diferentes niveles son**

**Techo**

$$\text{carga muerta } 2.00 \text{ k/m}^2 \times 7.97 \times 12.24 = 195 \text{ kN}$$

$$\text{peso de las paredes } 0.955 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{la longitud de las paredes que se añaden al techo es } (2 \times 7.97 + 12.2 \times 2) \times 3.8 / 2 = 76 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de las paredes } 0.955 \times 76 = 5.73 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total del techo } 195 + 5.73 = 200 \text{ kN}$$

**Segundo nivel**

$$\text{carga muerta } 1.95 \times 7.97 \times 12.24 = 190.2 \text{ kN}$$

$$15\% \text{ de la carga viva } 0.15 \times 2.0 \times 7.97 \times 12.24 = 29.2 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de las paredes } 5.73 \times 2 = 11.46 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total en el segundo nivel: } 195 + 29.2 + 11.46 = 235 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total} = 195 + 235 = 430 \text{ kN}$$

$$V_s = S_a g M = 0.325 \times 430 \text{ kN} = 140 \text{ kN}$$

La **fuerza sísmica horizontal F<sub>x</sub>** es:  $F_x = C_{vx} V_s$  A.4.3-2

$$C_{vx} = m_x h_x^k / \sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)$$

$$k = 1.0 \text{ por ser } T_a < 0.5 \text{ seg, entonces } C_{vx} = m_x h_x^k / \sum_{i=1}^n (m_i h_i) \quad \begin{matrix} 210672 & 2371.2 \end{matrix}$$

$$F_{\text{techo}} = V_s m_x h_x^k / \sum (m_i h_i) = 140 \times 198 \times 7.6 / (7.6 \times 198 + 3.8 \times 228) = 88 \text{ kN}$$

$$F_2^\circ = 140 \times 228 \times 3.8 / 2371 = 51 \text{ kN}$$

El edificio es regular (no tiene irregularidades) por lo tanto  $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times R_o = R_o$

Según **Tabla A.3-2**, para paneles de cortante de madera  $R_o = 5.0$

$$R = 5.0$$

El valor de la fuerza de sismo reducida de diseño (la que utiliza en las combinaciones de carga) es:

$E = F_s / R$ , por lo cual la fuerza:

en el techo  $E_{techo} = 88 / 5 = 17.6 \text{ kN}$

en el 2° nivel  $E_2^\circ = 51 / 5 = 10.2 \text{ kN}$

**Para cada pared vertical:**

a la altura del techo  $E_{techo} = 17.6 / 2 = 8.8 \text{ kN}$  (hay dos paredes)

a la altura del 2° nivel  $E_2^\circ = 10.2 / 2 \approx 5.1 \text{ kN}$  (hay dos paredes)

### Comparación de la fuerza de sismo y viento en las combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas en que aparece **W** y **E** son las siguientes:

**D + H + F + 0.7E** III.1.6

**D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)** III.1.7

**D + H + F + 0.75 (0.7E) + 0.75L + 0.75 (Lr o G)** III.1.8

**0.6D + W + H** III.1.9

**0.6D + 0.75E + H** III.1.10

Con sólo **W** y **E** actuando, los máximos valores son: **W** y **0.75E**

#### A la altura del techo

$$E_{techo} = 0.75 \times 8.8 = 6.6 \text{ kN}$$

$$W = 4.56 \text{ kN}$$

gobierna el Sismo

#### A la altura del 2° nivel

$$2^\circ \text{ nivel } E_2^\circ = 0.75 \times 9.12 \text{ kN} = 6.84 \text{ kN}$$

$$W = 9.30 \text{ kN}$$

gobierna el Viento

### PAREDES

Para determinar la carga de sismo perpendicular a las paredes se utiliza la siguiente fórmula del inciso

#### A.8.2.1.1 del Capítulo A.8 del Reglamento

La aceleración horizontal  $a_i$ , expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso  $i$

$$a_i = A_a + (S_a - A_a) / h_{eq} \quad \text{para } h_i \leq h_{eq}$$

$$a_i = S_a \cdot h_i / h_{eq} \quad \text{para } h_i \geq h_{eq}$$

$$h_{eq} = 0.75 h_n$$

$h_n$  – altura desde la base hasta el nivel más alto de la edificación en metros

$h_i$  – altura del nivel  $i$  desde la base en metros

Para nuestro caso

$$h_n = 7.6 \text{ m}$$

$$\text{Segundo nivel } h_i = 3.8 \text{ m}$$

$$\text{techo } h_i = 7.6 \text{ m}$$

$$h_e = 0.75 h_n = 0.75 \times 7.6 = 5.7 \text{ m}$$

$$A_a = 0.1$$

$$S_a = 0.325$$

$$\text{Peso de las paredes} = 0.955 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para el techo } h_i > h_{eq} \quad a_i = S_a \cdot h_i / h_{eq} \quad a_i = 0.325 \times 7.6 / 5.7 = 0.433 \text{ g}$$

$$\text{Para el segundo nivel } h_i < h_{eq} \quad a_i = A_a + (S_a - A_a) / h_{eq} = 0.1 + (0.325 - 0.1) / 5.7 = 0.057 \text{ g}$$

$$\text{Carga en la pared desde el segundo nivel al techo} = 0.433 \times 0.955 = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

$$R = 5.0 \quad E = 0.41 / 5 = 0.082 \text{ kN/m}^2$$

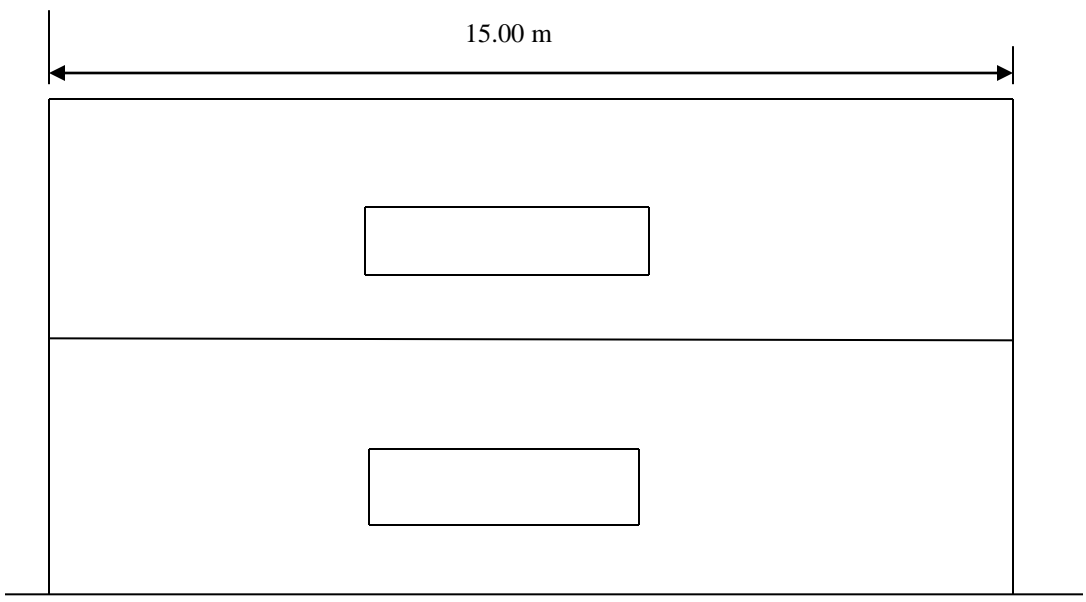
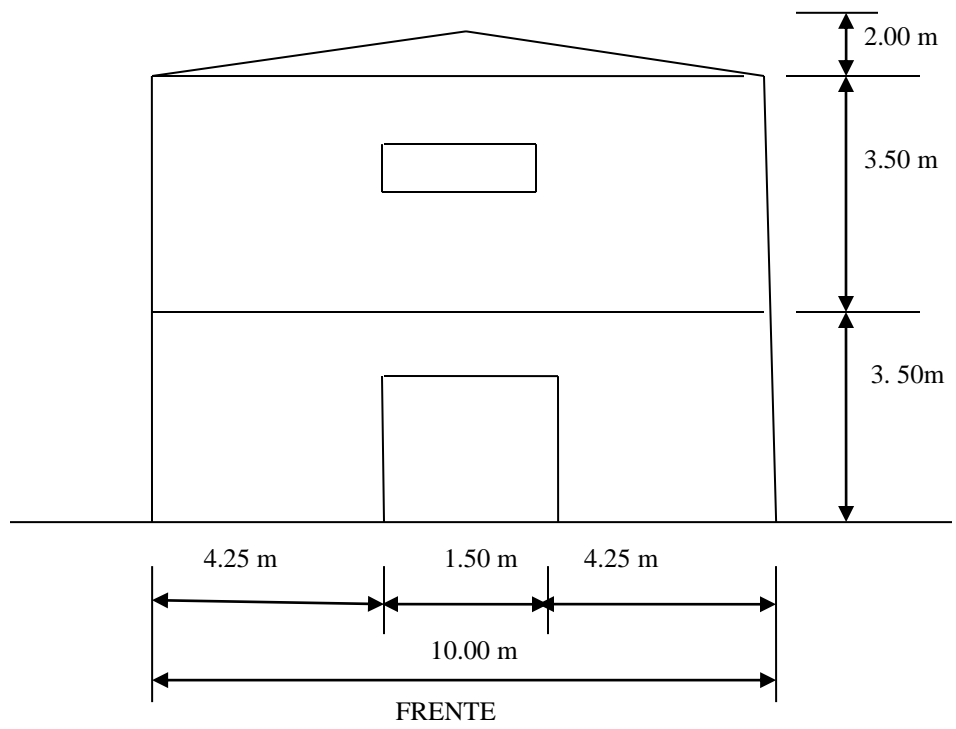
$$\text{Carga en la pared desde la base al segundo nivel} = 0.057 \times 0.955 = 0.054 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 0.054 / 5 = 0.01 \text{ kN/m}^2$$

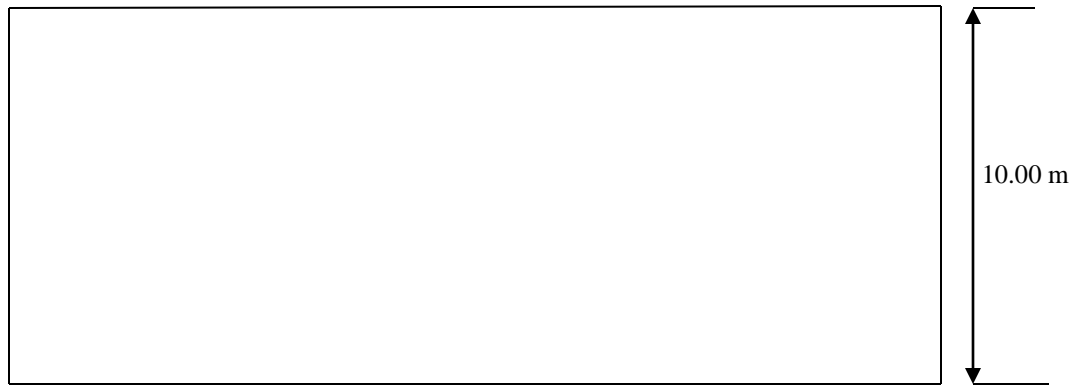
Nota: Como la zona sísmica es baja no es necesario considerar el artículo A3.6.3 del Reglamento

### III.3 PROBLEMAS PROPUESTOS

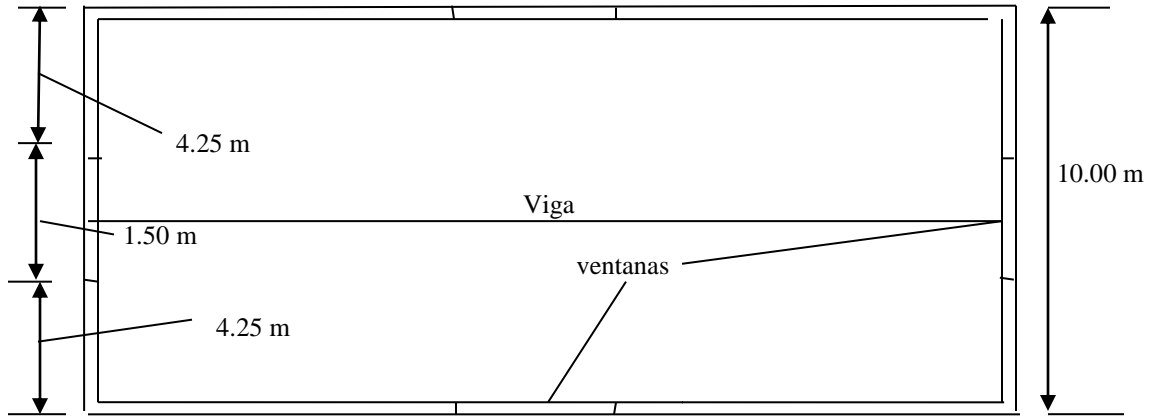
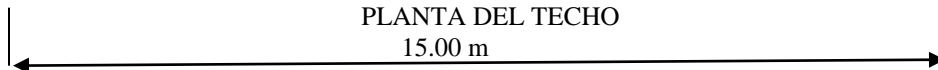
III.3.1 Determinar las solicitaciones verticales y horizontales en los elementos de un edificio de oficina de dos plantas según las figuras siguientes



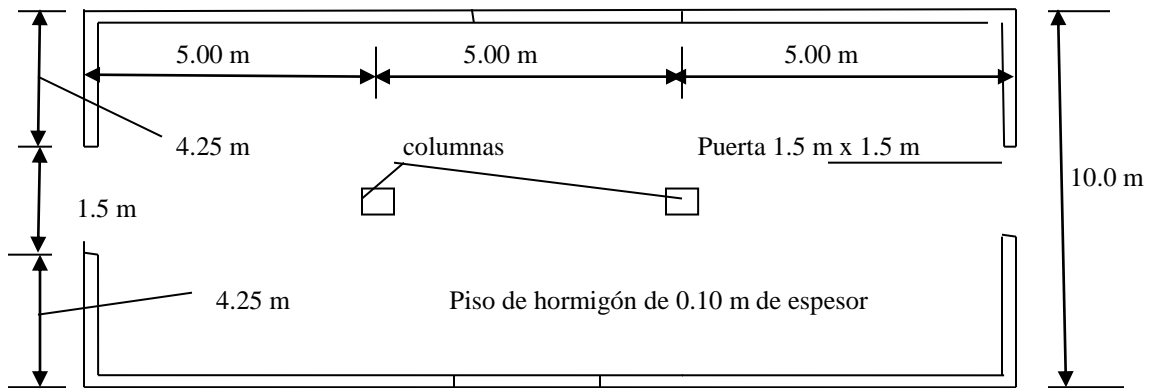
VISTA LATERAL



PLANTA DEL TECHO  
15.00 m

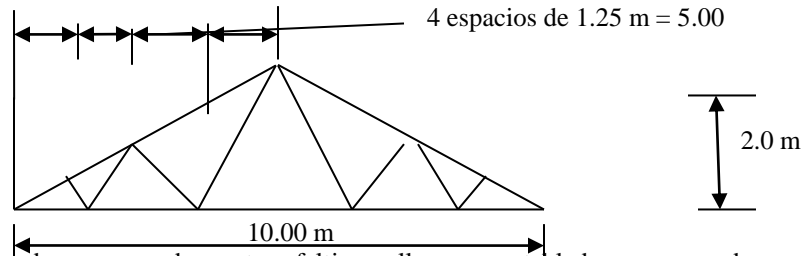


PLANTA DEL SEGUNDO NIVEL



PLANTA DEL PRIMER NIVEL





El techo estará formado por capas de manto asfáltico, relleno, un entablado y una armadura espaciada a **0.60 m**

Las paredes estarán formado por entablado y paral espaciados a **0.60 m**

Los pisos serán de entablado apoyados en viguetas

Habrà **3** columnas en el primer nivel

### EN EL TECHO

#### Cargas Permanentes

Impermeabilización y relleno	1.175 kN / m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Armadura	0.25 kN/m <sup>2</sup> (estimado)
Cielo raso (en cordón inferior de la armadura)	0.25 kN/ m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico (en cordón inferior de la armadura)	0.25 kN/m <sup>2</sup>

**En el cordón superior de la armadura 1.50 kN/m<sup>2</sup>**

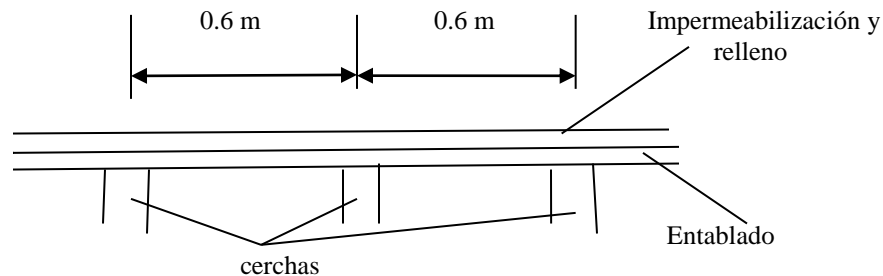
**En el cordón inferior de la armadura 0.50 kN/m<sup>2</sup>**

**Cargas vivas (temporales)**

**1.80 kN/m<sup>2</sup>**

**Granizo**

**1.0 kN/m<sup>2</sup>**



Las cargas en el segundo piso son:

#### Cargas permanentes

Terminación	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Vigas	0.02 kN/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Divisiones	0.50 kN/m <sup>2</sup>

**Carga viva (temporal) en el piso**

**2.0 kN/m<sup>2</sup>**

**CARGA DE VIENTO 33 m/s (120 Km / h)**

**Rugosidad del terreno B**

**CARGA DE SISMO IGUAL A LA DE LA CIUDAD DE MEDELLÍN (Zona de amenaza sísmica Intermedia)**

**Suelo D con Fa = 1.3**

**Factor de importancia**

## CAPÍTULO IV

## DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

### IV 1 General

Según el **Reglamento (G.3-1)** al utilizar las maderas colombianas hay que tener en cuenta que estas maderas son latifoliadas que tienen una relación **MOR/MOE** superior a las coníferas que se encuentran al norte de EEUU y Europa. Por lo cual las maderas colombianas si no son coníferas son más flexibles y se deforman más. En la actualidad se encuentran maderas colombianas como el pino caribe, pino patula que son coníferas, así como pinos importados como la radiat y el amarillo del sur

**MOR**- módulo de rotura

**MOE**- módulo elástico

Cuando los elementos son diseñados a flexión, se debe considerar lo siguiente:

- A) La deformación producida por las cargas
- B) La flexión y la estabilidad lateral del elemento
- C) El cortante a que está sometido
- D) El aplastamiento en el apoyo

Es conveniente no realizar cajas y perforaciones en las vigas. Cuando sea necesario se deben cumplir los siguientes requerimientos

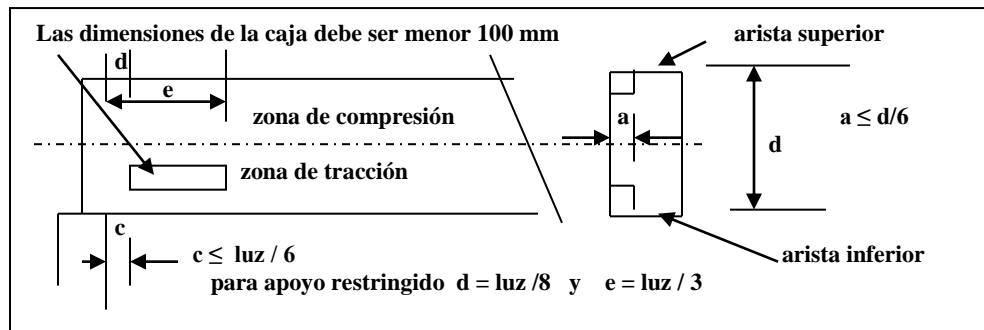
a) En las zonas de tracción, solamente se pueden realizar cajas con dimensiones de **100 mm** y la profundidad permitida en las aristas superiores e inferiores será de **1/6** de la altura total del elemento, si se superan este límite, se debe considerar la altura neta de la viga en el diseño

c) Cuando las vigas con apoyo simple se utilizan cajas, estas deben localizarse entre la cara del apoyo y el punto que corresponde a **1/6** de la luz

d) Cuando el apoyo sea restringido, la caja deberá localizarse entre las abscisas que corresponden a **1/8** y **1/3** de la luz

e) Las perforaciones con diámetro no mayor de **1/4** de la altura total de la viga, pueden ser localizados en los dos tercios medios de su altura y de la luz

f) La distancia entre los bordes de perforaciones no será menor que la altura del elemento y la distancia entre el borde de una perforación y el borde del elemento no será menor de **d/6**



En vigas cuya altura (d) sea mayor que su ancho (b) deberá investigarse la necesidad de proveer soporte lateral a las zonas comprimidas del elemento, según las siguientes recomendaciones:

### Conexiones

Los elementos y conectores deben ser colocados simétricamente en las conexiones a menos que la asimetría se tome en cuenta en los cálculos

### IV. 2 Deflexiones (deformaciones)

Las deformaciones es uno de los parámetros más importante en el diseño a flexión de vigas de madera debido a que las maderas colombianas son bastantes flexibles. Las deflexiones se calculan con las fórmulas corriente de la teoría elástica y si es el caso con el valor **E0.5** corregido por cortante  
Para vigas simplemente apoyadas y con carga uniformemente distribuida se utiliza la siguiente fórmula:

$$\Delta = 5 w l^4 / 384 E I \quad \text{IV 2.1}$$

Las deformaciones admisibles son las que se indican en la siguiente **Tabla IV2a (G.3.2-1)**

**Tabla IV2a Deformaciones admisibles  $\Delta$  en vigas (mm)**

Descripción	Cargas vivas l/k	viento o granizo l/k	Cargas totales l/k
<b>Elemento de techo / cubierta</b>			
<b>Cubierta inclinada</b>	(1)	(1)	(2)
<b>Cielo rasos de pañete o yeso</b>	1/360	1/360	1/300
<b>Otros cielos rasos</b>	1/300	1/240	1/240
<b>Sin cielo raso</b>	1/300	1/240	1/240
<b>Techos planos</b>	(1)	(1)	1/300
<b>Elementos de entrepisos</b>	1/360		1/300
<b>Pisos rigidizados</b>			1/360
<b>Muros exteriores y muros interiores</b>			
<b>Con acabado frágiles</b>		1/240	
<b>Con acabados flexibles</b>		1/240	
<b>Edificios industriales</b>			1/200
<b>Edificios provisionales</b>			1/160 (3)
<b>Formales para concreto</b>			1/360 ó 3 mm (3)
<b>Foros para columnas – vigas</b>			1/360 ó 1.6 mm (3)

(1) en función del tipo de cielo raso

(2) mediante evaluación de deformaciones totales a largo plazo, éstas no deben invertir pendientes de drenajes en techos, ni a áreas expuestas a lluvia o granizo

(3) considerando únicamente la deformación inicial  $\Delta_i$ , con  $w = D + L$ , con carga viva de construcción  $L = 240 \text{ kg/m}^2$ , si éstas interviene

**l-** luz del elemento a flexión

**k-** coeficiente de limitación de deflexión

Las deflexiones de las vigas, viguetas y entablados, se calcularán con **E0.5** para todos los casos. Para severas condiciones de servicio o riesgo muy alto se utilizará **E0.05**, según el juicio del diseñador

**Efecto del cortante**

Para elementos con  $l/d \leq 20$ , si se requiere, se debe realizar la corrección por cortante **Cc**, para el módulo de elasticidad **E0.5**, según la siguiente

**Tabla IV.2b (G.3.2-3)**

**Coeficiente de corrección Cc de E0.5, para vigas simplemente apoyadas con carga uniforme**

l/d	E/G = 15	E/ G = 16	E/G = 20	E/G = 25
7		0.76		
10	0.8741		0.8389	0.8065
12	0.9091	0.9000	0.8824	0.8571
14	0.9316		0.9108	0.8909
16	0.9467		0.9302	0.9143
18	0.9547	0.950 0	0.9441	0.9310
20	0.9653	0.9560	0.9542	0.9434

**E/G-** relación entre el **E0.5** y el módulo de rigidez del cortante **G**

#### **IV 2.1 Cálculo de la sección por deflexión (deformación)**

Según el **Reglamento ( G.3.2.5)**, para determinar la sección del elemento, se debe igualar la deflexión calculada para la carga ( $w$ ), según la siguiente **Tabla IV.2.1a** con la deflexión permitida ( $l/k$ ), y así obtener el momento de **Inercia** requerido

Para carga uniformemente distribuida, la deflexión es:  $\Delta_{cal} = 5 w l^4 / (384 EI)$ , y la deflexión permitida es:  $\Delta_{per} = l/k$ , igualando  $\Delta_{cal} = \Delta_{per}$ , entonces  $5 w l^4 / (384 EI) = l/k$  y despejando  $I$ , obtenemos:

$$I = 5 w l^3 / (384 E) \quad \text{IV 2.1a}$$

Tabla IV.2.1a (G.3.2-3)

Carga  $w'$  para calcular la sección del elemento

Condición de construcción	CH < 19% seca	CH > 19% húmeda
Condición de servicio	CH < 19%	CH > 19%, CH < 19%
Madera aserrada y laminada	1.5 D + L	1.8 D + L

### Deflexiones inmediatas

Las deformaciones inmediatas se deben calcular con las cargas  $w_{\Delta i}$  de la siguiente Tabla IV.2.1b y con las fórmulas de la teoría elástica

Tabla IV.2.1b (G3.2-4)

Cargas  $w_{\Delta i}$  para calcular las deflexiones inmediatas

Condición de construcción	CH < 19% seca	CH > 19% húmeda
Condición de servicio	CH < 19%	CH > 19%, CH < 19%
Madera aserrada y laminada	D + L	D + L

### Deflexiones diferidas

Las deformaciones diferidas se deben calcular con las cargas  $w_{\Delta f}$  de la siguiente Tabla y con las fórmulas de la teoría elástica

Tabla IV.2.1c (G.3.2-5)

Cargas  $w_{\Delta f}$  para calcular las deflexiones diferidas

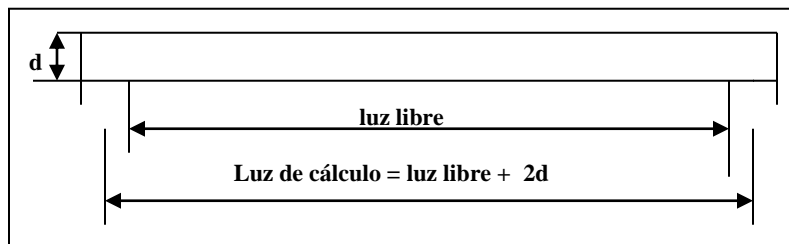
Condición de construcción	CH < 19% seca	CH > 19% húmeda
Condición de servicio	CH < 19%	CH > 19%, CH < 19%
Madera aserrada y laminada	1.5 D + L	1.8 D + L

En todos los casos se debe considerar para madera laminada CH < 16% como seca y CH > 16% como húmeda

## IV. 3. Flexión

### IV.3.1 Luz de cálculo

1. En vigas simplemente apoyadas la **luz de cálculo**, se considera, la luz libre entre caras de apoyo añadiéndole dos veces la altura de la viga



2. Para vigas continuas la **luz de cálculo** es la distancia centro a centro de apoyo

### IV.3.2 Esfuerzos de compresión y tracción

Los esfuerzos máximos de compresión y tracción deben determinarse en la sección de máximo momento para vigas de altura uniforme en su longitud. Si su altura no es uniforme debe determinarse la sección con máximos esfuerzos. En ningún caso los esfuerzos producidos por las solicitaciones pueden ser mayores que los esfuerzos admisibles modificados

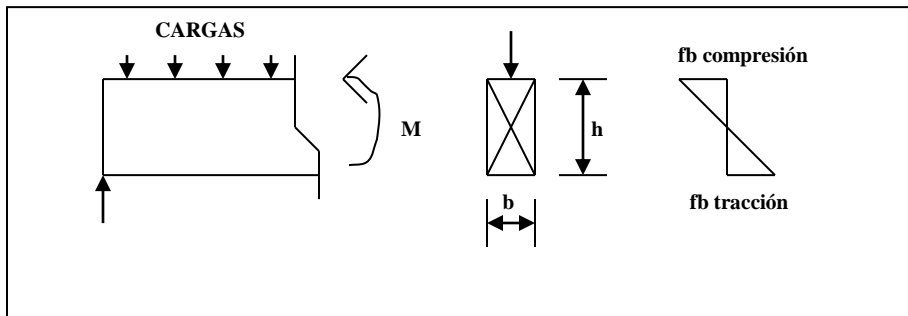
Debemos tener en cuenta que los esfuerzos producidos por flexión deben ser paralelos a la longitud del elemento y paralelo también al grano de la madera. La resistencia a tracción de la madera cuando está sometido a tracción perpendicular a los granos es muy pequeña y debe ser evitado

Los esfuerzos producidos por el momento flector son obtenidos utilizando la teoría elástica y se obtiene con la siguiente fórmula:

$$f_b = M c / I = M / S \leq F_b' \quad \text{IV.3.2.1}$$

- f<sub>b</sub>** – esfuerzo actuando por flexión
- M** – Momento en la viga
- c** – distancia desde el eje neutro a la fibra extrema
- I** – momento de inercia de la sección
- S** – módulo de la sección
- F<sub>b</sub>'** – esfuerzo admisible modificado

Para sección rectangular  $S = bd^2 / 6$       **b** – ancho de la viga      **d** – altura real de la viga  
 Para sección circular  $S = 0.928 r^3$       **r** – radio de la sección



### IV.3.3 Coeficientes de modificación de los esfuerzos admisibles particulares para flexión

Los coeficientes particulares de modificación de los esfuerzos admisibles para flexión son los indicados a continuación

#### IV. 3.3.1 Coeficiente de forma (CF)

Este coeficiente se refiere a las consideraciones de la forma del elemento, tanto de **ancho (b)**, **de alto (d)** y **de largo (l)** de los elementos rectangulares sometidos a flexión, tracción y compresión paralela.

Nota: el coeficiente **CF** está formado por dos factores **C<sub>d</sub>** y **C<sub>l</sub>** o sea, **CF = C<sub>d</sub> C<sub>l</sub>**

Los valores de **F<sub>b</sub>**, **F<sub>t</sub>** y **F<sub>c</sub>** se multiplican con los coeficientes de las siguientes **Tablas**

Tabla IV. 3.3.1a (G3.3-1)

Factor de ajuste **C<sub>d</sub>**, por medidas **d** y **b**, para **F<sub>b</sub>**, **F<sub>t</sub>** y **F<sub>c</sub>**. (Tabla G.3.3-1 del Reglamento Madera aserrada visualmente seleccionada como ES)

	(d) mm	F <sub>b</sub>		F <sub>t</sub>
		b mm	b mm	
		50-75	100	
Madera aserrada visualmente seleccionada como ES	50 a 100	1.15	1.15	1.15
	127	1.10	1.10	1.10
	150	1.10	1.10	1.10
	203	1.10	1.10	1.10
	254	1.00	1.00	1.10
Construcción normal EN	300	1.00	1.00	1.00
	50 a 100	1.00	1.00	1.00

Tabla IV 3.3.1b ( G.3.3.2)

l(m) longitud	Factor de ajuste por longitud Cl para Ft y Fc							
	3	4	5	6	7	8	9	10
Cl <sub>t</sub> tracción, flexión	1.00	0.94	0.90	0.87	0.84	0.80	0.80	0.78
C <sub>fc</sub> compresión	1.00	0.97	0.95	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89

Para cualquier otro valor de  $l > 10000 \text{ mm}$   $Cl = (3000 / l)^b$  III 2.3.1a

l- longitud en mm

**b = 0.2 para tracción y flexión**

**b = 0.1 para compresión**

Cuando la altura de un elemento rectangular que trabaja a flexión sea mayor de **300 mm** y tenga un espesor superior a **127 mm**, el esfuerzo admisible para flexión **F<sub>b</sub>** debe multiplicarse por el coeficiente **CF** que se calcula con la siguiente fórmula:

$$Cd = (300 / d)^{0.11} \quad \text{III 4.3.1.1} \quad (\text{G. 3.2-2})$$

**d** – altura real total de la viga en mm

Para vigas con sección circular de diámetro mayor de **350 mm**, o sección cuadrada cargada en el plano diagonal el coeficiente **C<sub>d</sub>** se determina con base en una sección cuadrada equivalente.

### Ejemplo

Calcular el Coeficiente de forma (CF), para un elemento de **d = 127 mm**, **b = 100 mm**, **l = 7.93 m**

De la Tabla de **C<sub>d</sub>** hallamos para **d = 127 mm** y **b = 100 mm**: Para **F<sub>b</sub>** **C<sub>db</sub> = 1.10** **C<sub>dt</sub> = 1.10**

De la Tabla de **Cl** hallamos para **l = 7.93m** **Cl<sub>t</sub> = 0.81** **C<sub>fc</sub> = 0.8** **C<sub>lc</sub> = 0.911**

Como **CF = C<sub>d</sub> Cl**, tenemos para **flexión** **1.10 x 0.81 = 0.891**

**tracción** **1.10 x 0.81 = 0.91**

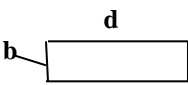
**compresión = 0.911**

### IV 3.3.2 Coeficiente de apoyo de cara ancha (Coeficiente de uso plano) (C<sub>fu</sub>)

Los esfuerzos de flexión (**F<sub>b</sub>**) en madera aserrada fueron determinados para el caso que las cargas son aplicadas a la cara menor de la viga,

Para madera aserrada clasificada visualmente de espesor de **50 mm a 100 mm**, cuando la carga es aplicada a la cara mayor debe aplicarse el coeficiente (**C<sub>fu</sub>**) al esfuerzo admisible de flexión **F<sub>b</sub>** según la siguiente **Tabla IV 3.3.2 (G.3.3.-3)**

**Tabla IV 3.3.2 ( G.3.3.-3)**  
**Coeficiente de modificación por flexión en el eje débil**

Lado ancho mm	espesor de la pieza		
	50 a 75 mm	100 mm	
50 – 75	1.00	-	
100	1.00	1.00	
127	1.05	1.05	
152	1.05	1.05	
200	1.05	1.05	
254	1.10	1.05	

### Ejemplo

Hallar el Coeficiente de apoyo de cara ancha (Coeficiente de uso plano) (**C<sub>fu</sub>**) para un elemento de **d = 200 mm** y **b = 50 mm** que la carga está aplicada en el eje débil, o sea en la cara (**d**)

De la **Tabla IV 3.3.2** con **d = 200 mm** y **b = 50 mm**, obtenemos **C<sub>fu</sub> = 1.05**

### IV 3.3.3 Estabilidad lateral y coeficiente de modificación CL

Es posible que la esbeltez del elemento obligue a reducir el esfuerzo admisible de flexión. Si la altura de la viga es mayor que su ancho  $d/b > 1$  se debe determinar si es necesario proveer apoyo lateral de la zona en compresión. El parámetro que mide la esbeltez de una viga es  $CL$ , que tiene en cuenta la reducción en la capacidad de carga de un elemento sometido a flexión, por efecto de la inestabilidad lateral, o pandeo lateral, que ocurre cuando la zona a compresión del elemento a flexión se comporta como una columna

**IV 3.3.3.1** Cuando la zona de compresión es soportada en toda su longitud evitando el pandeo lateral y sus apoyos y los puntos de carga de aplastamientos están restringidos a rotación,  $CL = 1.00$

En el caso de que la zona de compresión de las vigas está restringida por clavos uniendo la viga y el piso de madera se considera que  $CL = 1.0$

**IV 3.3.3.2** Cuando la altura ( $d$ ) de un elemento es mayor que su ancho ( $b$ ) debe colocarse soportes laterales en los puntos de apoyos para prevenir rotación y/o desplazamientos laterales de esos puntos, pero si no existen soportes laterales a lo largo de su longitud, la longitud no soportada ( $lu$ ) es la distancia entre esos puntos y el terminal de apoyo, o la longitud del voladizo. Cuando un elemento a flexión está provisto con soporte lateral para prevenir rotación y/o desplazamiento lateral en puntos intermedios, como también en los extremos de la viga, la longitud no soportada,  $lu$ , es la distancia entre tales puntos de soporte lateral intermedio y el eje del apoyo terminal

**IV 3.3.3.3** La longitud efectiva ( $le$ ) para luces simples o voladizos pueden determinarse según la siguiente **Tabla IV3.3.2a (Tabla G.3.3-4 del Reglamento)** o de las **Figuras IV3.3a (G.3.3-2 del Reglamento)**

El cálculo de ( $le$ ) se efectúa según la siguiente **Tabla IV.3.3.3a**, en donde  $lu$  es la longitud entre soportes laterales de la viga

**Tabla IV.3.3.3a (G.3.3-4)**  
**Longitud efectiva de vigas  $le$  (mm)**

	Voladizo (1)	cuando $(lu/d) < 7$	cuando $(lu / d) > 7$
A	Carga uniformemente repartida	$le = 1.33 lu$	$le = 0.90 lu + 3d$
B	Carga concentrada en los extremos libres	$le = 1.87 lu$	$le = 1.44 lu + 3d$
	Viga de una sola luz (1) y (2)		
C	Carga uniformemente repartida	$le = 2.06 lu$	$le = 1.63 lu + 3d$
D	Carga concentrada en el centro sin soporte intermedio	$le = 1.80 lu$	$le = 1.37 lu + 3d$
E	Carga concentrada en el centro sin soportes laterales intermedio		$le = 1.11 lu$
F	Dos cargas concentradas en los tercios con soportes laterales en los tercios		$le = 1.68 lu$
G	Tres cargas concentradas iguales y soportes laterales en 1/4		$le = 1.54 lu$
H	Cuatro cargas concentradas y soportes laterales en 1/5		$le = 1.68 lu$
I	Cinco cargas concentradas iguales y soportes laterales en 1/6		$le = 1.73 lu$
J	Seis cargas concentradas iguales y soportes laterales en 1/7		$le = 1.78 lu$
K	Siete o más cargas concentradas, regularmente distribuidas con soportes laterales en los puntos de aplicación		$le = 1.84 lu$
L	Momentos iguales en los extremos		$le = 1.84 lu$

(1) Para una sola luz o elemento en voladizo con condiciones de cargas no especificadas en la anterior **Tabla**

$le = 2.06$  cuando  $lu / d < 7$

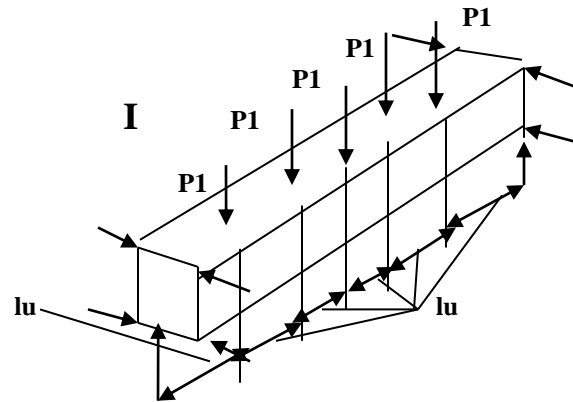
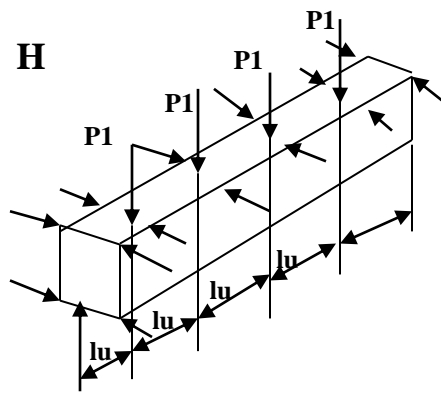
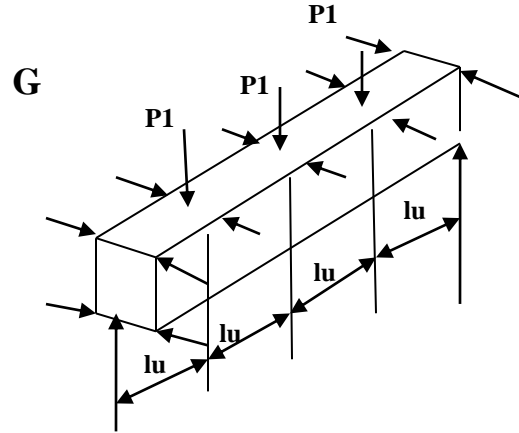
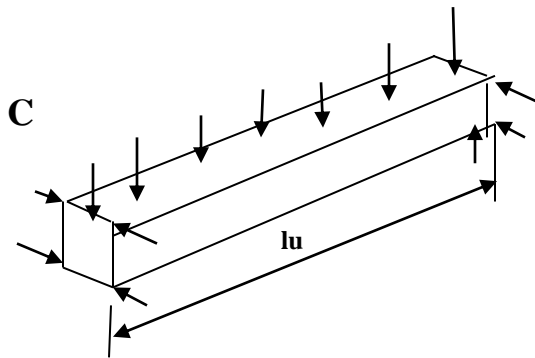
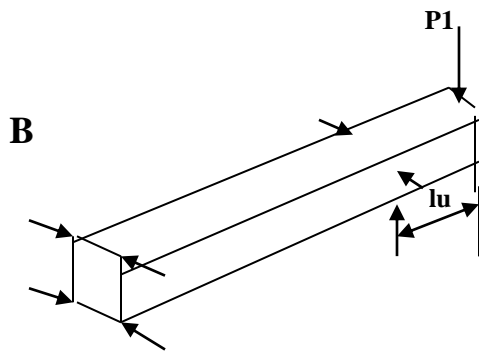
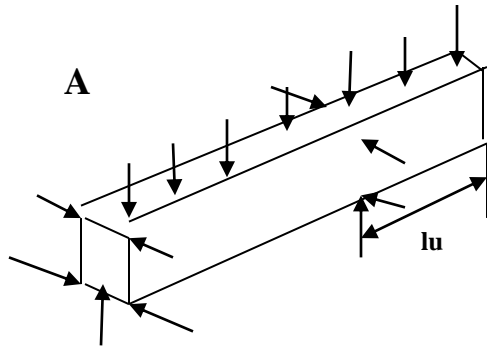
$le = 1.63 lu + 3d$  cuando  $7 < lu/d < 14.3$

$le = 1.84$  cuando  $lu / d > 14.3$

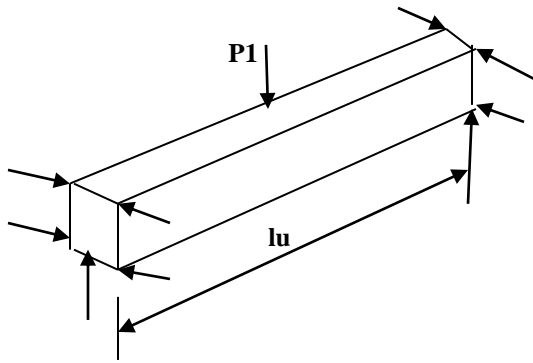
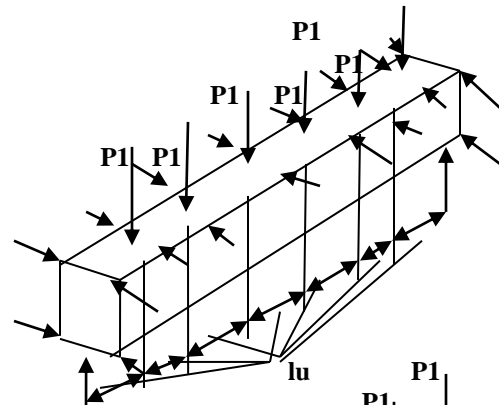
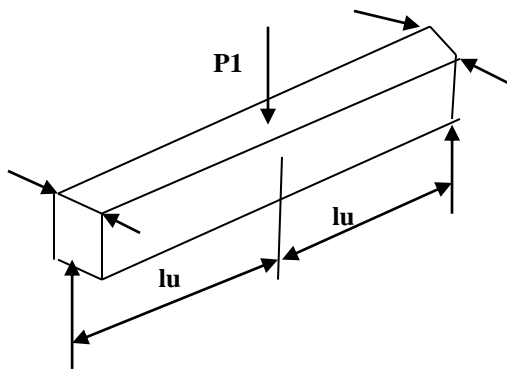
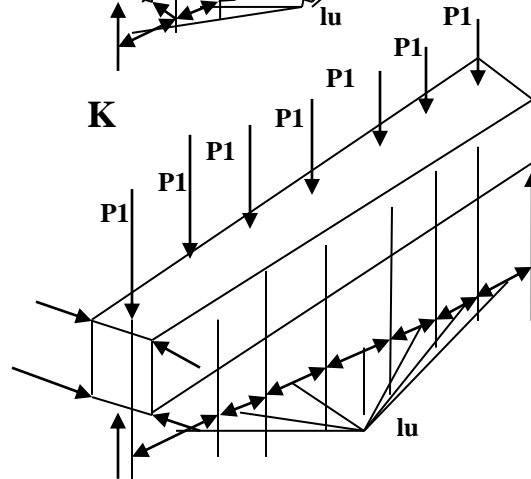
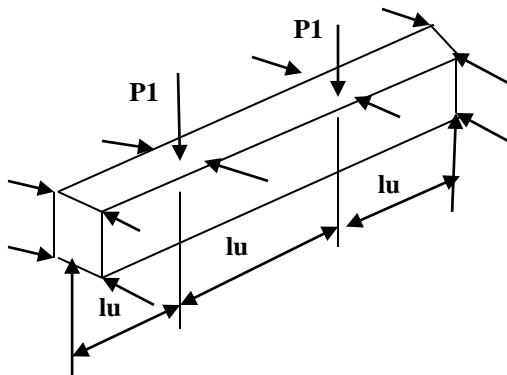
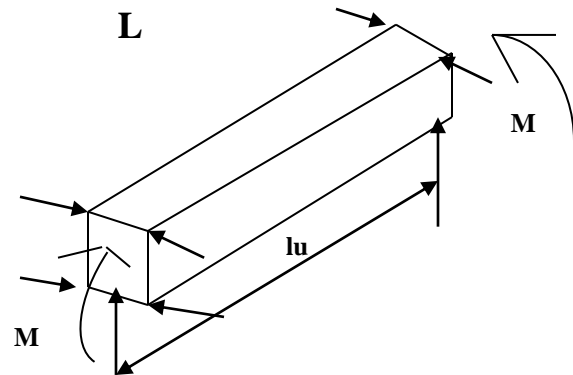
(2) En aplicaciones de múltiples luces usar valores tabulados o realizar un análisis de ingeniería

**Figuras IV3.3a (G.3.3-2 del Reglamento)**

Casos escogidos y soportes laterales  
(Véase Tabla IV.3.3.3a)





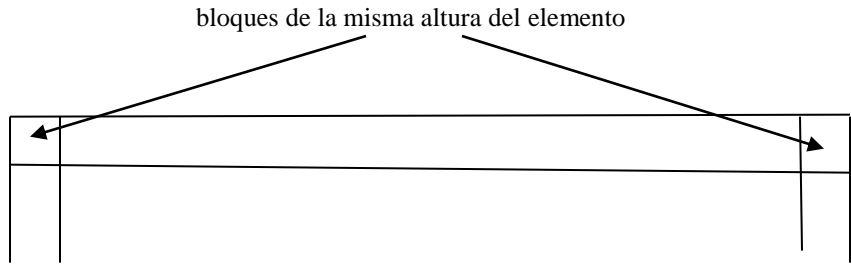
**D****J****E****K****F****L**

**IV 3.3.3.4 Condiciones de restricción lateral para los cuales el coeficiente de estabilidad de viga CL es igual a 1.00**

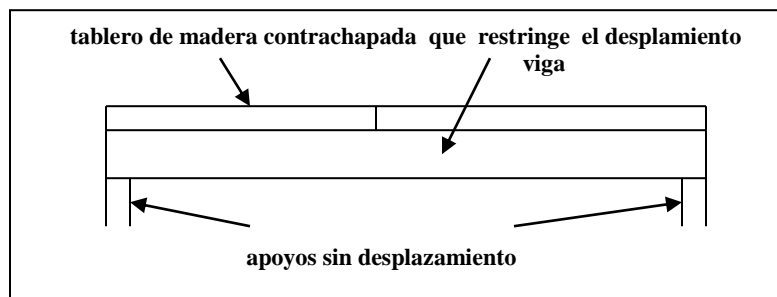
a) Si  $d/b \leq 2$  No se requiere soporte lateral

Ejemplo: elementos de 5 cm x 10 cm (2'' x 4''), 10 cm x 20 cm (4'' x 8'')

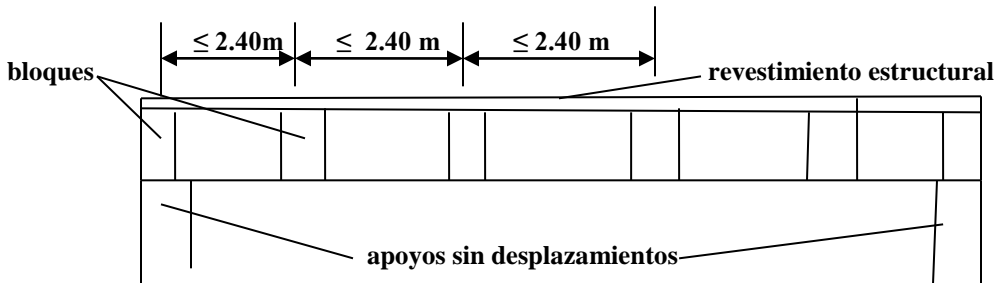
b) Si  $2 < d/b \leq 4$  se debe restringir el giro y el desplazamiento lateral en los apoyos. Para esto se acepta el uso de bloques de la misma altura del elemento, arriostramientos en (x), por fijación a otros elementos estructurales por medio de clavos o pernos, o por otros medios aceptables



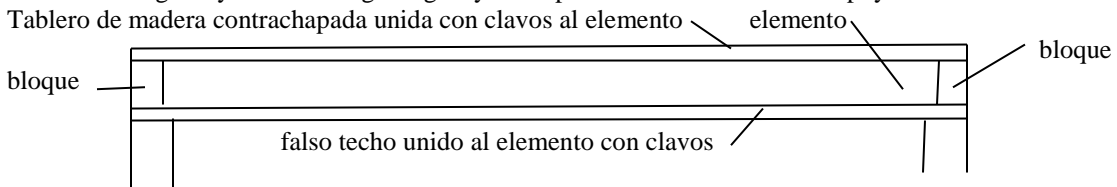
c) Si  $4 < d/b \leq 5$ , el borde a compresión del elemento debe ser soportado lateralmente en toda su longitud para prevenir el desplazamiento. Para esto se acepta el uso del revestimiento estructural del piso o techo, además, se debe restringir y el desplazamiento lateral de los apoyos



d) Si  $5 < d/b \leq 6$  se deben instalar arriostramiento en (x) o bloques de la misma altura del elemento a intervalos que no excedan **2.40 m**. El borde a compresión del elemento debe ser soportado lateralmente en toda su longitud con el uso del revestimiento estructural del piso o techo y se debe restringir el giro y desplazamiento lateral en los apoyos



e) Si  $6 < d/b \leq 4$ , Los bordes superior e inferior del elemento deben contar con un soporte lateral continuo en toda su longitud y debe restringir el giro y el desplazamiento lateral en los apoyos



**IV 3.3.3.4.1** Si un elemento está sometido a flexión y carga axial, la relación **d/b no debe ser mayor de 5**. Si un borde está firmemente soportado en toda su longitud, y si bajo todas las condiciones de carga el borde no sostenido del elemento está a tracción, la relación **d/b** no será mayor de **6**

**IV 3.3.3.4.2** Cuando algunos postes o columnas reposen sobre vigas, se deberá proveer arriostroamiento lateral para la viga en el sitio donde ocurra

**IV 3.3.3.4.3 Relación de esbeltez**

El parámetro que mide la esbeltez de una viga se calcula con la siguiente expresión:

$$RB = \sqrt{[le d / b^2]} \quad \text{IV 3.3.3.4a} \quad (\text{G. 3.3-4})$$

**RB** – parámetro que mide la esbeltez de una viga

**b** – ancho de la viga en mm

**h** – altura de la viga en mm

**le** – longitud efectiva de la viga en mm

El cálculo de **le** se efectúa según la **Tabla IV3.3.2a (Tabla G.3.3-4 del Reglamento)**, donde **lu** es la longitud entre soportes laterales de la viga

**IV 3.3.3.1.4 Coeficiente de estabilidad lateral (CL)**

Este coeficiente se determina con la siguiente fórmula:

$$CL = \{[1 + (FBE / Fb'')] / 1.9\} - \sqrt{\{[1 + (FBE / Fb'')] / 1.9\}^2 - (FBE / Fb'') / 0.95} \quad \text{IV 3.3.3.4b} \quad (\text{G. 3.2-5})$$

**CL**- coeficiente de esbeltez para vigas rectangulares, para vigas circulares **CL = 1.00**

**Fb''** - coeficiente admisible de flexión multiplicados por todos los coeficiente excepto **Cfu, CL, CV**

$$Fb'' = Fb \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_{in} \cdot C_r \quad \text{IV 2.3.3.4c} \quad \text{MPa}$$

$$FBE = 1.20 E'_{min} / RB^2 \quad \text{IV 2.3.3.4d} \quad \text{MPa}$$

**FBE** – esfuerzo de flexión crítico **MPa**

**E' min**- módulo de elasticidad mínimo modificado

**RB** – relación de esbeltez de la viga

Según todo lo anterior, hay dos formas de considerar la estabilidad lateral de las vigas para evitar el pandeo de la misma:

- 1- arriostar la zona en compresión según **condición de restricción lateral para los cuales el coeficiente de estabilidad de viga CL es igual a 1.00**
- 2- Aplicar el coeficiente de modificación **CL**

**Ejemplo**

**Determinar el coeficiente CL de una viga que tiene d = 29 cm b = 9 cm, la longitud sin soporte es de lu = 4.50 m. La viga es en voladizo**

**Madera Palo Palma (ES3)**

**E' min = 5500 MPa**

**Fb = 23.0 MPa**

**d/b = 29/9 = 3.22 se debe restringir el desplazamiento**

**Para esta viga**

**lu / d = 450 / 29 = 15.52 > 7, entonces, según Tabla IV.3.3.3a (caso A)**

**le = 0.90 lu + 3d = 0.90 x 450 + 3 x 29 = 492 cm**

$$RB = \sqrt{[le d / b^2]} \quad \text{IV 2.3.3a} \quad (\text{G. 3.2-4})$$

$$RB = \sqrt{[492 \times 29 / 9^2]} = 13.27 < 50$$

$$FBE = 1.20 E'_{min} / RB^2 \quad \text{IV 2.3.3d}$$

$$FBE = 1.20 \times 5500 / 13.27^2 = 37.48 \text{ MPa}$$

$$Fb'' = Fb \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_{in} \cdot C_r \quad \text{IV 2.3.3c}$$

**Consideremos  $C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_{in} \cdot C_r = 1.0$**

**Fb'' = Fb  $C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_{in} \cdot C_r = 23.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 23.0 \text{ MPa}$**

$$CL = \{[1 + (FBE / Fb'')] / 1.9\} - \sqrt{\{[1 + (FBE / Fb'')] / 1.9\}^2 - (FBE / Fb'') / 0.95} \quad \text{III 2.3.3b} \quad (\text{G. 3.2-5})$$

**CL = 0.934**

#### IV 4. Cortante

Cuando un elemento está sometido a cortante, el esfuerzo máximo se debe calcular a una distancia del apoyo igual a la altura ( $d$ ). En los voladizos el esfuerzo máximo se debe calcular en la cara del apoyo. Se debe tener en consideración la distribución no uniforme de estos esfuerzos en la sección, no debiendo ser mayor que el máximo esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras,  $Fv'$ , del grupo de madera estructural especificado. La resistencia al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor, y por lo tanto no requiere de verificación

El esfuerzo cortante paralelo a las fibras en una **viga rectangular** se calcula con la siguiente fórmula:

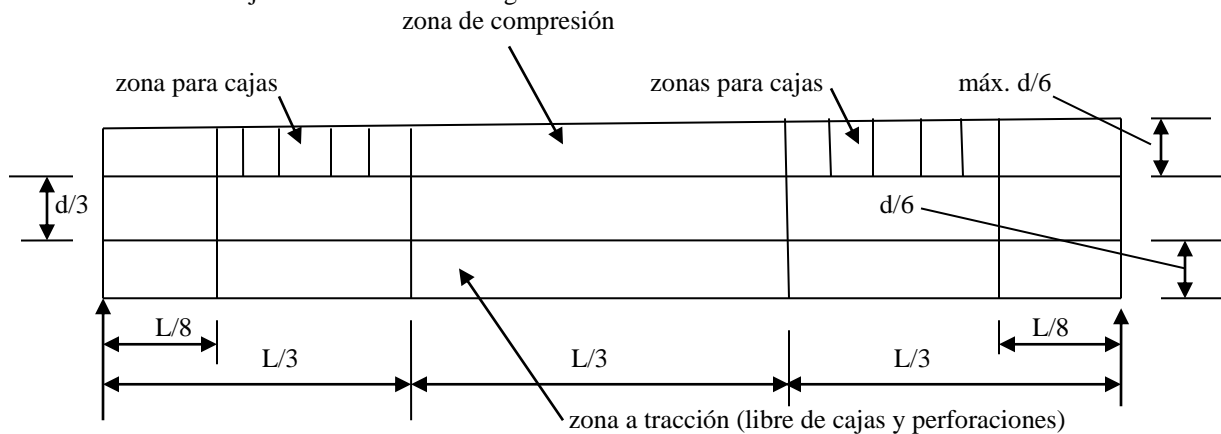
$$fv = 3 V / (2 d b) \leq Fv' \quad \text{IV 4a} \quad (\text{G. 3.4-1})$$

El esfuerzo cortante paralelo a las fibras en vigas de **sección circular** se calcula con la siguiente fórmula:

$$Fb = 4V / [3\pi (R^2)] \leq Fv' \quad \text{IV 4b} \quad (\text{G. 3.4-2})$$

##### IV.4.1 Especificaciones de cajas

Cuando existan cajas se debe realizar lo siguiente:



##### Indicaciones para cajas

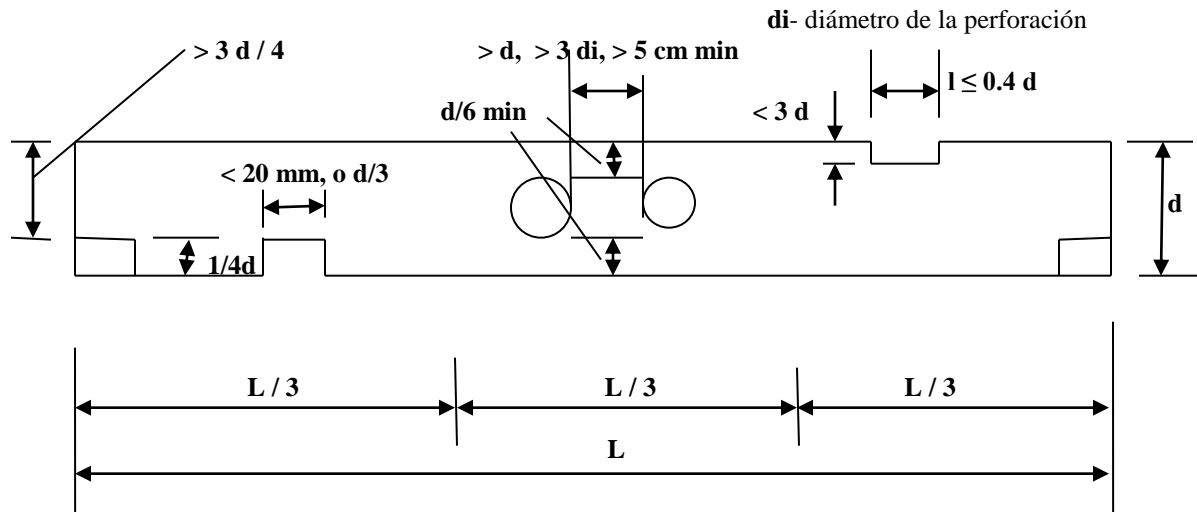
Las indicaciones para cajas en vigas aserradas a flexión son las siguientes:

- No se permitirá cajas en la zona de tracción, cuyo ancho neto sea igual o mayor de **90 mm (100 mm nominal)**. Ver figura anterior
- Se permiten cajas en el extremo del elemento en la zona inferior, cuando éstas se utilizan para colocar un soporte. La altura de estas cajas no pueden ser superior a  **$1/4 (d)$**
- En vigas de una luz, las cajas en el borde a compresión, deben colocarse en los tercios extremos
- En vigas continuas, la caja en canto superior deberá localizarse a la mayor distancia definida entre:
  - Las abscisas que corresponden a  **$1/8$  y  $1/4$**  de la luz, o
  - a una distancia igual a,  **$2 d$**  del punto de inflexión del momento hacia el centro de la viga
- La máxima dimensión horizontal de una caja en un elemento a flexión, deberá ser la menor entre **200 mm, o  $d/3$**
- La máxima profundidad de una caja de un elemento a flexión debe ser  **$d/6$**
- La distancia entre los bordes de perforaciones deberá ser la mayor de de las distancias definidas por:
  - La altura del elemento
  - 3** diámetros de la perforación, o
  - 150 mm**. La distancia entre el borde de la perforación y el borde del elemento no será menor de  **$d/6$**
- Las cajas en madera estructural laminada, en la zona de tracción de elemento a flexión, solamente se permitirá en el terminal del elemento para apoyo de un soporte y la profundidad de la caja será la menor entre  **$3'' (7.62 \text{ mm})$  y  $d/10$**
- En las zonas de compresión no se permitirán cajas, con excepción en las terminales de los elementos, dentro del tercio exterior de la luz y la altura de la caja será inferior a  **$0.4 d$** , con la excepción

de un corte rebajado que no excederá a  $0.66 d$  y tendrá una altura máxima de  $3 d$ . Para vigas rebajadas, donde la rebaja se extiende dentro del tercio medio de la luz, especiales consideraciones de diseño serán requeridas

$d$  – altura del elemento

Un acartelamiento gradual de la profundidad de una caja en vez de un corte rectangular reduce la tendencia de concentración de esfuerzo



Cuando se presenten grietas o acebolladuras aceptables en la sección de diseño según lo establecido en **Tabla G 1 3-1** del Reglamento (ver página 6 de este libro) para efectos del cálculo el ancho del elemento se debe reducir igual a la proyección de la grieta o acebolladura. El efecto de las cajas en la capacidad de corte del elemento deberá estudiarse según lo siguiente:

#### IV.4.2 Vigas cajeadas o adelgazadas

En general deben evitarse practicar cajas o adelgazamientos en la zona a tracción de la viga. De ser necesario de hacer cajas en el apoyo, su profundidad no será mayor de a la cuarta parte de la altura de la viga según **Las indicaciones para cajas en vigas aserradas a flexión**

#### IV.4.3 Cajas en vigas a flexión de sección rectangular

Para calcular los esfuerzos de cortante en las entalladuras se puede utilizar la fórmula siguiente

$$\text{Para la zona de tracción: } V_r' = [(2/3) F_v' b d_n] (d_n / d)^2 \quad \text{IV 4.3a}$$

$V_r'$  - fuerza ajustada para diseño, en N

$F_v'$  - esfuerzo admisible modificado en corte paralelo a la fibra en MPa

$d$  - peralte total de la viga en mm

$d_n$  - peralte de la viga en la entalladura en mm

$b$  - ancho de la viga en mm

#### IV.4.4 Cajas en vigas de sección circular

Para calcular los esfuerzos de cortante en las entalladuras se puede utilizar la fórmula siguiente

$$\text{Para la zona de tracción: } V_r' = [(2/3) F_v' A_n] (D_n / D)^2 \quad \text{IV 4.4 a}$$

$V_r'$  - fuerza ajusta para diseño, en N

$F_v'$  - esfuerzo admisible modificado en corte paralelo a la fibra en MPa

$A_n$  - área neta de la sección transversal del elemento donde ocurre la caja en mm<sup>2</sup>

$D$  - diámetro de la sección circular sin tener en cuenta la caja en mm

$D_n$  - diámetro de la sección circular menos la altura de la caja o incisión en mm

#### IV.4.5 Otras secciones

Para otras secciones, con cajas o incisiones en la zona a tracción, la capacidad modifica a cortante  $V_r'$  se

debe basar en análisis convencionales de ingeniería que tengan en cuenta las concentraciones de esfuerzos en cajas, reducciones o adelgazamientos

#### IV.4.6 Cajas o rebajas en el apoyo

En elementos rectangulares a flexión, que tengan cajas o rebajamientos en el apoyo en la zona a compresión como se muestra en la siguiente figura, la fuerza  $Vr'$  se calcula con la siguiente fórmula:

$$Vr' = [(2/3) Fv' b \{d - [(d - dn) / d] e'\}] \quad \text{IV 4.6a}$$

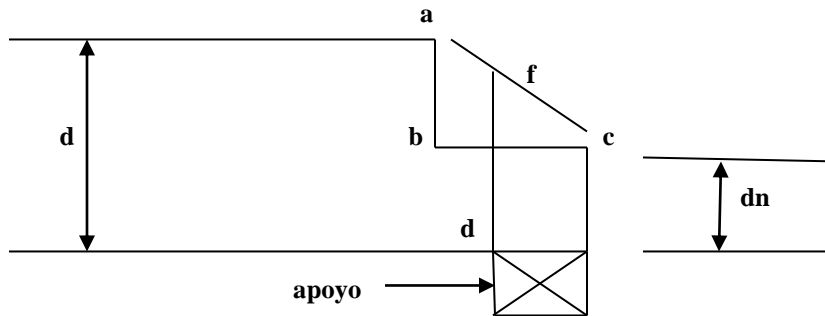
**d**- peralte total de la viga

**dn** - peralte de la viga en la entalladura

**e'** - distancia horizontal en mm desde la cara interior del apoyo a la entalladura y debe ser menor o igual a

**dn**-. Si  $e' > dn$ , entonces se utiliza  $e' = dn$  para calcular  $fv'$  utilizando la fórmula IV 4.1

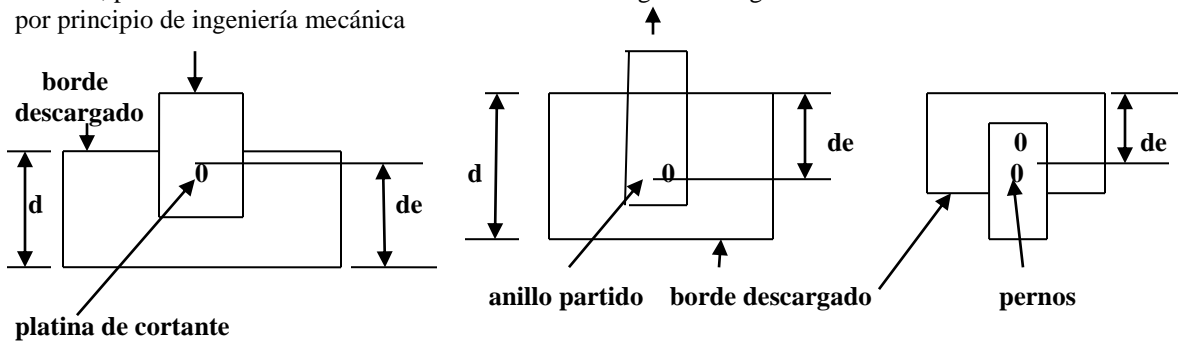
Si el terminal de la viga es rebajado según la línea **a-c**, **dn** será medido desde el borde interno del soporte y será igual a la distancia **d-f**



Cajas en el apoyo

#### IV.4.7 Altura efectiva de miembros de conexiones

Cuando las conexiones en miembros a flexión están sometidos a anillos partidos, conectores de placas para cortante, pasadores con tuercas como se muestran en las siguientes figuras. La fuerza cortante se determina por principio de ingeniería mecánica



A

B

C

#### Altura efectiva de miembros de conexiones

Cuando la conexión está **menos de cinco veces la altura**, ( $< 5d$ ), del elemento desde su extremo, el diseño del cortante ajustado,  $Vr'$ , será calculado con la siguiente fórmula:

$$Vr' = (2/3) Fv' b de (de / d)^2 \quad \text{IV 4.7a}$$

Para anillos partidos o conectores de placa para cortante (**de**) será la altura del elemento menos la distancia del borde descargado del elemento, hasta el borde más cercano, del más cercano partido o conector de placa para cortante figuras **A** y **B**. Cuando la conexión es atornillada o empernada, la distancia (**de**) será tomada desde el centro del pasador o tornillo como muestra la figura **C**

Cuando la conexión está a **más de cinco veces la altura**, ( $> 5d$ ) del elemento medida desde el extremo del mismo,  $Vr'$ , será calculada con la siguiente fórmula:

$$Vr' = 2 Fv' b de / 3 \quad \text{IV 4.7b}$$

Se debe tener especial atención en el diseño a cortante las vigas de luz corta fuertemente cargadas, donde los esfuerzos cortantes son especialmente críticos

#### IV .5 Aplastamiento

Los esfuerzos de compresión en la dirección perpendicular a las fibras deberán verificarse en los apoyos y otros puntos donde se tengan cargas concentradas en áreas pequeñas. La fuerza admisible de aplastamiento en los apoyos se calculará con la fórmula:

$$fp = N / An \leq Fp' \quad \text{IV .5.1 (G.3.5-1)}$$

**Fp'**- esfuerzo admisible modificado a compresión perpendicular a la fibra, en MPa

$$Fp' = Cm Ct Ci Cb Fp \quad \text{IV.5.2}$$

**Fp** – esfuerzo admisible a compresión

**Cm** – Coeficiente de contenido de humedad

**An**- área de aplastamiento

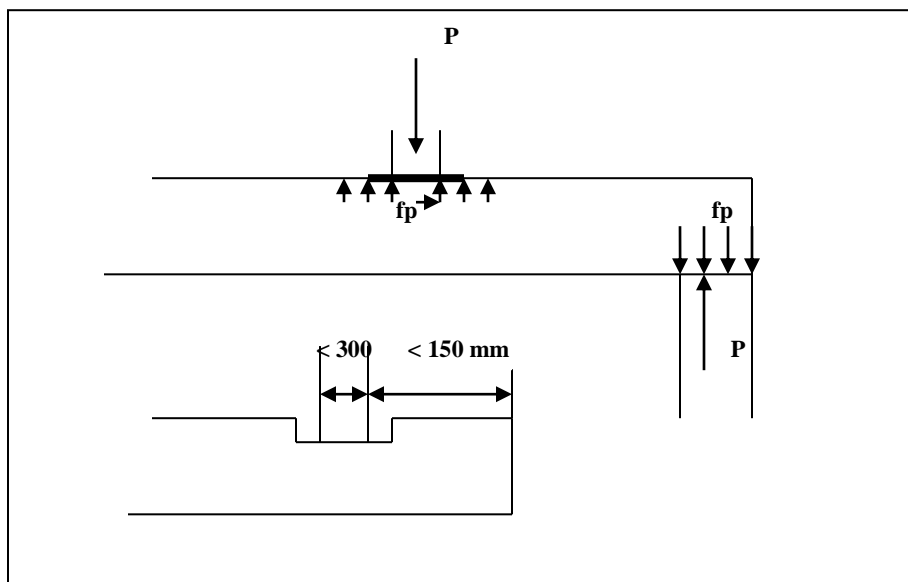
Para apoyos menores de **150 mm** en longitud y que se encuentren a más de **75 mm** del extremos del elemento, el esfuerzo admisible modificado **Fp'** puede incrementarse multiplicándolo por el factor **Cb**

$$Cb = (lb + 9.53) / lb \quad \text{IV 5.3 (G.3.5-2)}$$

**lb** – longitud del apoyo en **mm**, medida a lo largo de la fibra de la madera

El factor **Cb** para apoyos de longitudes correspondientes a áreas pequeñas como platinas y arandelas, puede ser como se muestra en la siguiente **Tabla IV.5.3 (G.3.5-1)**

longitud de apoyo, (mm)	12.5	25	38	50	75	100	300
<b>Cb</b>	<b>1.75</b>	<b>1.38</b>	<b>1.25</b>	<b>1.19</b>	<b>1.13</b>	<b>1.10</b>	<b>1.00</b>



Para arandelas circulares la longitud de apoyo es igual al diámetro. Para viguetas soportadas por otras viguetas y clavadas a ellas, el esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse en un **50%**. Cuando se presenten disminuciones en el ancho efectivo del área de soporte de un elemento (por ejemplo arista faltante), el esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras se calculará teniendo en cuenta estas disminuciones

No se permitirán sistemas de apoyos que introduzcan esfuerzos de tensión en la dirección perpendicular a las fibras

#### IV.6 Cargas inclinadas

Cuando la dirección sea inclinada respecto a la dirección de la fibra de la madera, (ángulo diferente a **0 ó 90** grados) la fuerza admisible de diseño será calculada con la fórmula de **Hankinson**

$$F_{\theta}' = F_c' F_p' / (F_c' \sin^2 \alpha + F_p' \cos^2 \alpha) \quad \text{IV.6.1} \quad (\text{G.3.5-3})$$

$F_{\theta}'$  = esfuerzo admisible a compresión para un ángulo  $\theta$

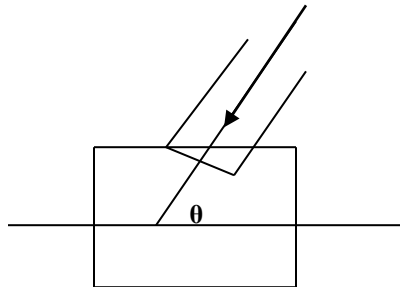
$F_c'$  - fuerza admisible paralela a la fibra modificada por todos los factor excepto el de estabilidad de columna **CP**

$$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_i$$

$F_p'$  – fuerza admisible perpendicular a la fibra modificado

$$F_p' = F_p C_M C_t C_i C_b$$

$\theta$ - ángulo entre la dirección de la fuerza y la dirección de la fibra



#### IV.7 Deformabilidad por aplastamiento

La deformabilidad perpendicular al grano de un elemento sometido a carga uniforme, perpendicular a la fibra y que se encuentre cargado y soportado en toda su área, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Delta d = f_p d / E' p^{0.5} \quad \text{IV.7a} \quad \text{G.3.5-4}$$

$\Delta d$ - deformabilidad perpendicular al grano

$f_p$  – esfuerzo de cálculo de compresión perpendicular a la fibra

$d$  – altura del elemento

$E' p^{0.5}$ - módulo de elasticidad promedio modificado para carga perpendicular al grano

#### IV .8. Pasos a seguir para el diseño de vigas

- 1- Halle la luz de cálculo del elemento según **IV.3.1**
- 2- Calcule las cargas, sus efectos y determinar las combinaciones de las cargas  
Estime el peso propio de la viga, para las viguetas no es necesario por el valor tan pequeño que tiene y en la mayoría de los casos se asume con la carga distribuida por metro cuadrado del piso o cubierta y también calcule la cargas muertas y vivas para la comprobación de las deformaciones
- 3- Determine el Grupo de la Madera y esfuerzos permisible
- 4- Halle la sección aproximada por deflexión (deformación) según inciso **IV.2.1 Cálculo de la sección por deflexión (deformación)**  
 $I = 5 w' k l^3 / (384 E)$  o asuma una sección



- 5- Con la sección determinada en el paso anterior, halle todos los factores que deben aplicarse a los esfuerzos **Fb, Ft, Fv, Fp, Fc E y Emin**

**Coefficientes de modificación**

<b>Flexión</b>	$Fb' = Fb CD Cm Ct CL CF Cfu Cin Cr CDG$	<b>II.5.2</b>
<b>Tracción paralela a la fibra</b>	$Ft' = Ft CD Cm Ct CF Cin CDG$	<b>II.5.3</b>
<b>Cortante paralelo a la fibra</b>	$Fv' = Fv CD Cm Ct Cin$	<b>II.5.4</b>
<b>Compresión perpendicular a la fibra</b>	$Fp' = Fp Cm Ct Cin Cb$	<b>II.5.5</b>
<b>Compresión paralelo a la fibra</b>	$Fc' = Fc CD Cm Ct CF Cin Cp CDG$	<b>II.5.6</b>
<b>Módulo de elasticidad longitudinal</b>	$E' = E Cm Ct Cin CT Cr$	<b>II.5.7</b>
<b>Emin'</b>	$Emin Cm Ct Cin CT$	<b>II.5.8</b>

- 6 - Compruebe que la sección cumple las deflexiones permisibles  
 7 - Compruebe que la sección cumple con el momento flector aplicado al elemento  
 $fb = M c / I = M / S \leq Fb'$  **IV.3.2.1**

Si  $fb \leq Fb'$  la sección es aceptable

Si  $fb \geq Fb'$  la sección no es aceptable, debiendo seleccionar una sección mayor y repita los cálculos

- 8- Compruebe la viga a cortante, según **IV 4. Cortante**

Determine el valor del cortante en la cara del apoyo y a una distancia igual a la altura del elemento y determine el valor del cortante a utilizar, si hay cargas concentradas dentro de la distancia **d**, se debe utilizar el cortante en la cara del apoyo

Determine  $fv = 1.5 V / An$

Si  $fv \leq Fv'$  la sección es aceptable

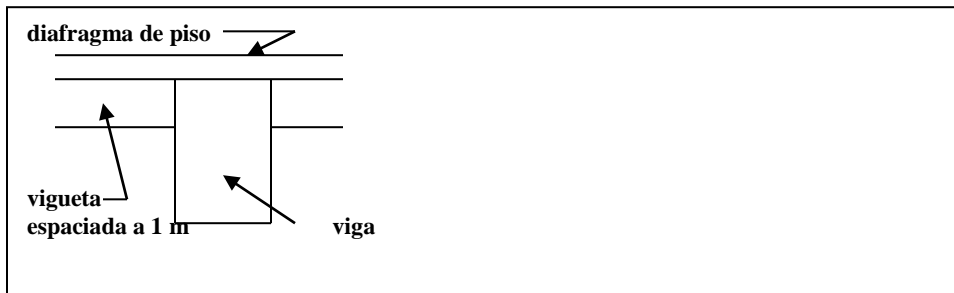
Si  $fv \geq Fv'$  la sección no es aceptable

- 9 - Determine el aplastamiento según **IV.5, IV.6 y IV.7**

**IV .9 Ejemplo de diseño de una viga**

Determinar la sección de una viga de entrepiso de 4.0 m de luz libre. La carga muerta es de 4.5 kN/ m y la carga viva de 7.0 kN/m

La viga está arriostra en toda su longitud



Utilizaremos madera **Caimo ES2** ( $Fb = 28.5$  MPa,  $Ft = 20.$  MPa,  $Fc = 22.0$  MPa,  $Fp = 4.3$  MPa,  $Fv = 2.0$  MPa,  $E0.5 = 18000$  MPa,  $E0.05 = 13250$  MPa,  $Emin = 7130$ MPa

Según **Tabla II.4 a** (Tabla G.2.2-1) y **Tabla II.4 b** (Tabla G.2.2-2)

**CH = 15 %**

En este ejemplo utilizaremos la secuencia del inciso **IV .8. Pasos a seguir para el diseño de vigas**

- 1- Calcule las cargas, sus efectos y determinar las combinaciones de las cargas  
 Estime el peso propio de la viga, para las viguetas no es necesario por el valor tan pequeño que tiene y en la mayoría de los casos se asume con la carga distribuida por metro cuadrado del piso o cubierta y también calcule la cargas muertas y vivas para la comprobación de las deformaciones

**Asumimos la luz de cálculo :  $4.0 + 2 \times 0.3 = 4.60$  m**

Según **Tabla IV.2.1a** con **CH < 19%**, condición de servicio, la carga  $w' = 1.5 D + L$

$w' = 1.5 \times 4.5 + 7.0 = 13.75$  kN/m = **0.01375 MN/m**

con  $I = 5 w' k l^3 / (384 E 0.5)$  IV 2.1a determinamos la sección aproximada

$$I = 0.00029 \text{ m}^4 = 29044.5 \text{ cm}^4$$

Un elemento de 15 cm x 30 cm tiene  $A = 450 \text{ cm}^2$ ,  $I_x = 33750 \text{ cm}^4$ ,  $S_x = 2250 \text{ cm}^3$

Utilizaremos esta viga de 15 cm x 30 cm, con  $I_x = 33750 \text{ cm}^4$

Considerando el peso propio del elemento de 0.5 kN /m, peso de carga muerta es 5.0 kN /m

$$w' = 1.5 \times 5.0 + 7.0 = 14.5 \text{ kN /m} = 0.0145 \text{ kN / m}$$

Considerando este nuevo valor de carga muerta, el momento de inercia  $I_x$  necesario es:

$$I = 5 \times 0.0145 \times 300 \times 4.60^3 / (384 \times 16700) = 0.00033013 \text{ m}^4 = 33013.0 \text{ cm}^4$$

Por lo cual podemos utilizar la viga de 15 cm x 30 cm

Con la sección determinada en el paso anterior, halle todos los factores que deben aplicarse a los esfuerzos  $F_b$ ,  $F_t$ ,  $F_v$ ,  $F_p$ ,  $F_c$  E y  $E_{min}$

#### Coeficientes de modificación

Flexión	$F_b' = F_b C_D C_M C_t C_L C_F C_{fu} C_{in} C_r C_{DG}$	II.5.2
Tracción paralela a la fibra	$F_t' = F_t C_D C_M C_t C_F C_{in} C_{DG}$	II.5.3
Cortante paralelo a la fibra	$F_v' = F_v C_D C_M C_t C_{in}$	II.5.4
Compresión perpendicular a la fibra	$F_p' = F_p C_M C_t C_{in} C_b$	II.5.5
Compresión paralelo a la fibra	$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_{in} C_p C_{DG}$	II.5.6
Módulo de elasticidad longitudinal	$E' = E C_M C_t C_{in} C_T C_r$	II.5.7
$E_{min}' = E_{min} C_M C_t C_{in} C_T$		II.5.8

$C_M = 1.0$  según II.5.2 Coeficiente por contenido de humedad ( $C_M$ )  $CH < 19\%$

$C_t = 1.0$  según II 5. 3 Coeficiente de temperatura ( $C_t$ )  $T \leq 37.8^\circ\text{C}$

$C_i = 1.0$  no hay incisión

$C_D = 1.0$  por ser D + L

$C_L = 1.0$ , debido a que la zona de compresión es soportada en toda su longitud, según IV3.3.3

#### Cálculo de CF

Determinación de  $C_d$

El valor de  $C_d$ , se obtiene de la Tabla IV. 3.3.1a, para  $d = 300 \text{ mm}$  y  $b = 150 \text{ mm}$  utilizaremos  $C_d = 1.0$

#### Cálculo de $C_l$

La longitud es 4.6 m

$C_{lt}$  (tracción, flexión) = 0.916 (interpolando)

$C_{cf}$  compresión = 0.958

$C_F = C_d C_l$

Para flexión  $C_F = 1.0 \times 0.916 = 0.916$

Para tracción  $C_F = 1.0 \times 0.916 = 0.916$

Para compresión  $C_F = 1.0 \times 0.958 = 0.958$

$C_{fu} = 1.0$  La viga está sometida por las cargas en la cara menor

$C_i = 1.0$  No hay incisión

$C_r = 1.0$  No hay acción de conjunto

$C_T = 1.0$

$E' = E 0.5 C_M C_t C_i C_T$

$E' = 16700 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 16700 \text{ MPa}$

#### Comprobación de la deformación

La deformación por carga viva es:

La deformación por carga viva es  $\Delta l = 5 w l L^4 / 384 E' I$

$$\Delta l = 0.0072 \text{ m} = 0.724 \text{ cm}$$

$\Delta l_{adm} = l / 360 = 460 / 360 = 1.277 \text{ cm} > \Delta l = 0.724 \text{ cm}$  Se cumple

La deformación por carga total es:  $\Delta l = 5 w L^4 / 384 E' I =$

$$\Delta l = 0.0124 \text{ m} = 1.24 \text{ cm}$$

$\Delta l_{adm} = l / 300 = 460 / 300 = 1.53 \text{ cm} > \Delta l = 1.24 \text{ cm}$  Se cumple

### Comprobación por flexión

$$F_b' = F_b C_D C_M C_t C_L C_F C_{fu} C_{in} C_r C_{DG} \quad \text{II.5.2}$$

$$F_b' = 26.106 \text{ MPa}$$

El momento flector en el centro de la luz es:  $M = w l^2 / 8 = 0.012 \times 4.6^2 / 8 = 0.03174 \text{ MN}\cdot\text{m}$

El esfuerzo es:

$$f_b = M / S \leq F_b' \quad \text{IV.3.2.1}$$

$$S = 0.00225 \text{ m}^3$$

$$f_b = 0.03174 / 0.00225 = 14.1 \text{ MPa} \leq F_b' = 26.106 \text{ MPa} \quad \text{Se cumple}$$

La viga resiste el momento flector

### Comprobar la viga a cortante viga, según IV 4. Cortante

El cortante a una distancia  $d/2$  de la cara del apoyo es:  $w l/2 - w d = 0.012 \times 4.0 / 2 - 0.012 \times 0.3 =$

$$V = 0.0364 \text{ MN}$$

$$F_v' = F_v C_D C_M C_t C_i \quad \text{II.5.4}$$

$$F_v' = 2.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 2.0 \text{ MPa}$$

El esfuerzo cortante paralelo a las fibras en una **viga rectangular** se calcula con la siguiente fórmula:

$$f_v = 3 V / (2 d b) \leq F_v' \quad \text{IV 4a} \quad (\text{G. 3.4-1})$$

$$f_v = 1.21 \text{ MPa} \leq F_v'$$

La sección resiste el cortante

### 8-Determine el aplastamiento según IV.5, IV.6 y IV.7

Los esfuerzos de compresión en la dirección perpendicular a las fibras deberán verificarse en los apoyos y otros puntos donde se tengan cargas concentradas en áreas pequeñas. La fuerza admisible de aplastamiento en los apoyos se calculará con la fórmula:

$$f_p = N / A_n \leq F_p' \quad \text{IV .5.1} \quad (\text{G.3.5-1})$$

$$F_p' = F_p C_M C_t C_i C_b \quad \text{II.5.5}$$

$$F_p' = 4.3 \text{ MPa} \quad N = 0.024 \text{ MN} \quad A_n = 0.15 \times 0.05 = 0.0075 \text{ m}^2$$

$$f_p = 0.024 / 0.0075 = 3.2 \text{ MPa} \leq F_p' \quad \text{Se cumple}$$

### IV.10 Comprobación de una viga de madera

Comprobar la viga de la figura que está sometida a una carga muerta puntual de **15 kN** en el centro de la luz

Utilizaremos madera **ES3 (Guacamayo)**  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,

$F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$  **CH 15 %**

La viga tiene una sección de  $b = 9 \text{ cm}$  y  $h = 29 \text{ cm}$   $A = 261.0 \text{ cm}^2$   $S = 1261.0 \text{ cm}^3$   $I_x = 18129.8 \text{ cm}^4$

La luz libre de la viga es **4 m**

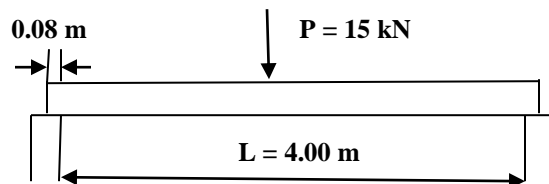
La temperatura es **37 grados centígrados**. La viga está arriostrada en el centro y en los apoyos.

La humedad es normal

La longitud de apoyo es **0.08 m**

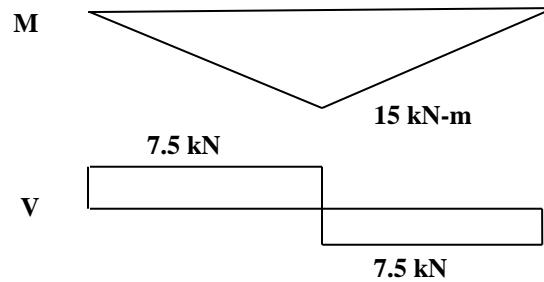
Desprecie el peso propio de la viga

Por condiciones tecnológicas la deformación admisible es **0.01 m = 1 cm**



$$M = P L / 4 = 15 \times 4 / 4 = 15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = P / 2 = 15 / 2 = 7.5 \text{ kN}$$



### Coeficientes de modificación

<b>Flexión</b>	$Fb' = Fb \ C_D \ C_m \ C_t \ C_L \ C_F \ C_{fu} \ C_{in} \ C_r \ C_{DG}$	<b>II.5.2</b>
<b>Tracción paralela a la fibra</b>	$Ft' = Ft \ C_D \ C_m \ C_t \ C_F \ C_{in} \ C_{DG}$	<b>II.5.3</b>
<b>Cortante paralelo a la fibra</b>	$Fv' = Fv \ C_D \ C_m \ C_t \ C_{in}$	<b>II.5.4</b>
<b>Compresión perpendicular a la fibra</b>	$Fp' = Fp \ C_m \ C_t \ C_{in} \ C_b$	<b>II.5.5</b>
<b>Compresión paralelo a la fibra</b>	$Fc' = Fc \ C_D \ C_m \ C_t \ C_F \ C_{in} \ C_p \ C_{DG}$	<b>II.5.6</b>
<b>Módulo de elasticidad longitudinal</b>	$E' = E \ C_m \ C_t \ C_{in} \ C_T \ C_r$	<b>II.5.7</b>
<b>Emin'</b>	$E_{min}' = E_{min} \ C_m \ C_t \ C_{in} \ C_T$	<b>II.5.8</b>

#### Por flexión

$$Fb' = Fb \ C_D \ C_m \ C_t \ C_L \ C_F \ C_{fu} \ C_{in} \ C_r \ C_{DG} \quad \text{II.5.2}$$

$Fb'$  – Esfuerzo admisible modificado a flexión

$C_D$  – coeficiente de duración de carga      $C_D = 0.90$ , debido que la carga será aplicada por más de 10 años

$C_m$  – coeficiente de contenido de humedad      $C_m = 1.0$

$C_r$  – coeficiente de redistribución de carga      $C_r = 1.0$  no hay redistribución de Carga

$C_L$  – coeficiente de modificación por esbeltez      $C_L = 1.0$   $d/b = 29 / 9 = 3.22$  Se restringe el desplazamiento en los apoyos y en el centro

$C_{fu}$  – coeficiente de apoyo en cara ancha      $C_{fu} = 1.0$  porque se apoyará en la cara estrecha

$C_i$  – Coeficiente de incisión      $C_i = 1.0$  no hay incisión

$C_F$  – Coeficiente de forma

$C_F = C_d \ C_l$  De IV. 3.3.1      $C_d = 1.0$       $C_l = 0.94$

$C_F = 1.0 \times 0.94 = 0.94$

$C_t$  – coeficiente de temperatura      $C_t = 1.0$  temperatura 37 grados centígrados

$$Fb' = 23.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 19.458 \text{ MPa}$$

El esfuerzo en la viga es  $f_b = M / S = 0.015 / 0.001261 = 11.89 \text{ MPa} < Fb'$

La viga resiste por flexión

#### Cortante

$$Fv' = Fv \ C_D \ C_m \ C_t \ C_i \ C_c \quad \text{III.5.3} \quad Fv' = 1.6 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 1.44 \text{ MPa}$$

$$V = 0.0075 \text{ MN}$$

El cortante admisible es:  $V_{adm} = Fv' \ b \ h / 1.5$      III 5.1

$$V_{adm} = 1.44 \times 0.09 \times 0.29 / 1.5 = 0.025 \text{ MN} > V \ 0.0075 \text{ MN} \quad \text{Se cumple}$$

#### Aplastamiento

La longitud de apoyo es 0.08 m

$$Fp' = Fp \ C_m \ C_t \ C_i \ C_b \quad \text{II.5.5}$$

$$Fp' = 3.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 3.8 \text{ MPa}$$

La fuerza admisible de aplastamiento en los apoyos se calculará con la fórmula:

$$N = Fp' \ A_n$$

$$N = 3.8 \times 0.09 \times 0.08 = 0.02736 \text{ MN} = 27.36 \text{ kN} > 7.5 \text{ kN} \quad \text{Se cumple}$$

Por Deformación

$$E' = E \cdot 0.5 \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_i \cdot C_T \cdot C_c \quad \text{II.5.7}$$

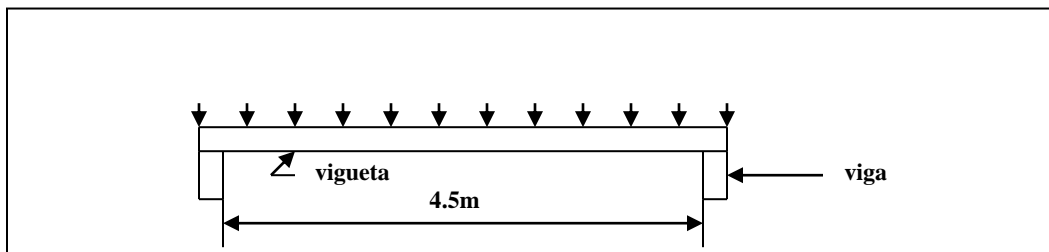
$$E' = 14000 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 14000 \text{ MPa}$$

Toda la carga es carga muerta

$$\Delta l = PL^3 / 48 EI = 0.015 \times 4.0^3 / 48 \times 14000 \times 0.00018129 = 0.0078 \text{ m} = 0.78 \text{ cm} < 1.0 \text{ cm} \text{ Se cumple}$$

#### IV.11 PROBLEMAS PROPUESTOS

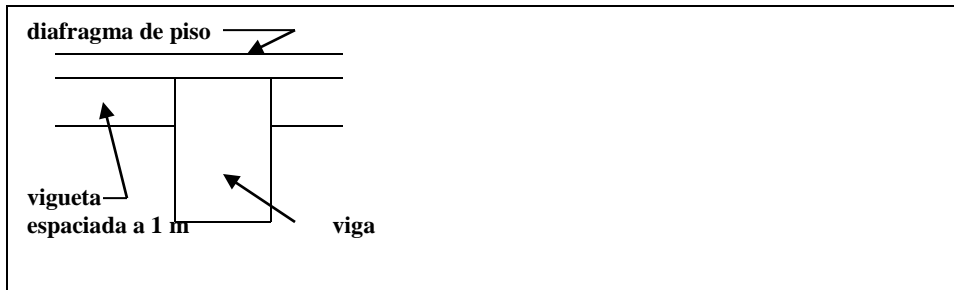
- IV.11.1 ¿Cuándo los elementos son diseñados a flexión que consideraciones deben tenerse?
- IV.11.2 ¿Que requerimientos se deben cumplir al realizar cajas en las vigas ?
- IV.11.3 ¿Qué formula se debe emplear para calcular el momento de inercia necesario de un elemento sometido a una carga uniforme y el elemento es simplemente apoyado?
- IV.11.4 ¿Cómo debe calcularse las deformaciones inmediatas?
- IV.11.5 ¿Cómo debe calcularse las deformaciones diferidas ?
- IV.11.6 ¿Cuál es la luz de cálculo para los elementos a flexión ?
- IV.11.7 Donde deben determinarse los esfuerzos máximo de compresión y tracción de elementos sometidos a flexión de altura uniforme y variable
- IV.11.8 ¿Cuáles son los coeficientes de modificación de los esfuerzos admisibles particulares para flexión
- IV.11.9 Calcular el Coeficiente de forma (CF), para un elemento de  $d = 110 \text{ mm}$ ,  $b = 80 \text{ mm}$ ,  $l = 6.00 \text{ m}$
- IV.11.10 Hallar el Coeficiente de apoyo de cara ancha (Coeficiente de uso plano) (Cfu) para un elemento de  $d = 250 \text{ mm}$  y  $b = 70 \text{ mm}$  que la carga está aplicada en el eje débil, o sea en la cara (d)
- IV.11.11 Determinar el coeficiente CL de una viga que tiene  $d = 30 \text{ cm}$   $b = 10 \text{ cm}$ , la longitud sin soporte es de  $l_u = 4.00 \text{ m}$ . La viga es simplemente apoyada. Madera ES2. Los coeficientes que no se puedan determinar considérelos igual a 1.00
- IV.11.12 ¿Cuáles consideraciones y las fórmulas se deben tener en cuenta para calcular el esfuerzo cortante de una viga sometida a flexión para sección rectangular y circular?
- IV.11.13 ¿Cuáles son las indicaciones para cajas en vigas aserradas a flexión ?
- IV.11.14 ¿Cuáles son las fórmulas para calcular los esfuerzos de cortante en las entalladuras de vigas rectangulares sometidas a flexión?
- IV.11.15 ¿Cuáles son las fórmulas para calcular los esfuerzos de cortante en las entalladuras se vigas de sección circular sometidas a flexión?
- IV.11.16 ¿Cuáles son las fórmulas para calcular los esfuerzos de cortante en las entalladuras se vigas de otras secciones sometidas a flexión ?
- IV.13.17 ¿Cuáles son las fórmulas a utilizar en elementos rectangulares a flexión, que tengan cajas o rebajamientos en el apoyo en la zona a compresión
- IV.11.18 ¿Cuáles son las alturas efectivas de miembros de conexiones?
- IV.11.19 ¿Cuáles son las fórmulas a utilizar para las conexiones?
- IV.11.20 ¿Cuáles son las fórmulas para calcular y donde debe verificarse los esfuerzos de compresión en la dirección perpendicular a las fibras?
- IV.11.21 ¿Cuál es la fórmula para calcular la deformabilidad perpendicular al grano de un elemento sometido a carga uniforme, perpendicular a la fibra y que se encuentre cargado y soportado en toda su área?
- IV.11.22 ¿Cuáles son los pasos a seguir para el diseño de vigas?
- IV.11.23 Diseñar una vigueta que soporta las cargas indicadas. Las viguetas están espaciadas a  $0.25 \text{ m}$ . La carga muerta es  $0.8 \text{ kN/m}^2$  y la viva es  $2.2 \text{ kN/m}^2$ . Temperatura normal. Luz libre de la vigueta  $4.5 \text{ m}$



Utilizar madera ES3 (Palo Palma)

Considerar igual a 1.0 los coeficientes de modificación que no puedan obtenerse por falta de datos

IV.11.24 Determinar la sección de una viga de 3.5 m de luz libre. La carga muerta es de 1.8 kN/ m y la carga viva de 2.5 kN/m



Utilizar madera ES3

CH 15 %

Considerar igual a 1.0 los coeficientes de modificación que no puedan obtenerse por falta de datos

## CAPÍTULO V

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FUERZA AXIAL

#### V.1 General

Cuando un elemento está solicitado en dirección coincidente con el eje longitudinal que pasa por el centro de su sección transversal debe ser diseñado a fuerza axial  
Los esfuerzos actuantes en la sección **ft** (**esfuerzo de tracción**) y **fc** (**esfuerzo de compresión**), no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles modificados **Ft'** y **Fc'**, respectivamente

#### V.2 Elementos sometidos a TRACCIÓN AXIAL

La resistencia de un elemento sometido a **tracción axial paralelo a la fibra** no sobrepasará la carga admisible de tracción paralela al grano, (**Ft**), y compresión (**Fc**) definidos en la **Tabla II.4 a (Tabla G.2.2-1)** para el grupo de madera especificado, afectados por los correspondientes coeficientes de modificación de la **Tabla II.5.8a** según:

$$ft = T / An \leq Ft' \quad \text{V.2.1 (G.4.2-1)}$$

**T** – fuerza de tracción

**An** – área neta del elemento

$$An = Ab - \Sigma Ah$$

**Ab** – área bruta del elemento

$\Sigma Ah$  – suma del área proyectada de los huecos en la sección crítica

**Ft'** – esfuerzo a tracción admisible modificado de tracción paralela al grano

$$\text{Tracción paralela al grano} \quad Ft' = Ft \cdot CD \cdot Cm \cdot Ct \cdot CF \cdot Cin \cdot CDG \quad \text{II.5.3}$$

**Pasos a seguir para el diseño de elementos sometidos a tracción axial**

- 1- Determine la fuerza de tracción
- 2- Determine la madera a utilizar y sus propiedades
- 3- Determine  $Ft' = Ft \cdot CD \cdot Cm \cdot Ct \cdot CF \cdot Cin \cdot CDG$  II.5.3
- 4- Asuma los huecos para los tornillos, si la unión es por medio de tornillo
- 5- Halle el Área neta con  $\dot{A} = T / Ft'$
- 6- Determine el área bruta
- 7- Seleccione las dimensiones del elemento de la tabla de elementos preferenciales
- 8- Diseñe las conexiones
- 9- Compruebe el esfuerzo con  $ft = T / \dot{A}_{neta}$
- 10- Si  $ft < Ft'$  la sección es correcta  
Si  $ft > Ft'$  la sección NO es correcta, entonces aumente la sección y realice los cálculos nuevamente

#### V.2.1 Ejemplo de diseño de un elemento sometido a tracción axial

Un elemento de una armadura de techo está sometido a una fuerza de tracción de 155 kN

$N = 0.155$  MN. El largo del elemento es 3.0 m

Utilizaremos madera Cañabravo ES3 con  $Fb = 23.0$  MPa,  $Ft = 17.0$  MPa,  $Fc = 19.0$  MPa,

$Fp = 3.8$  MPa,  $Fv = 1.6$  MPa,  $E0.5 = 14000$  MPa,  $E0.05 = 11000$  MPa,  $Emin = 5500$  MPa

$CH = 12\%$

**CD** – coeficiente de duración de carga  $CD = 0.90$ , debido que la carga será aplicada por más de 10 años

**Cm** – coeficiente de contenido de humedad  $Cm = 1.0$

**Ci** – Coeficiente de incisión  $Ci = 1.0$  no hay incisión,  $CDG = 1.0$  (la carga no está inclinada)

**CF** – Coeficiente de forma, Asumiremos  $CF = 1.10$

**Ct** – coeficiente de temperatura  $Ct = 1.0$  temperatura  $37^\circ C$

$Ft' = Ft \cdot CD \cdot Cm \cdot Ct \cdot CF \cdot Ci \cdot CDG$  II.5.3

$$F_t' = 17.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0 = 16.83 \text{ MPa}$$

asumiremos que el hueco para el tornillo es 12 mm

$$A_n = T / F_t' = 0.155 / 16.83 = 0.0092 \text{ m}^2 = 92.1 \text{ cm}^2$$

Utilizando un elemento de 7.5 cm x 15 cm,  $A = 112 \text{ cm}^2$

El área de los huecos es  $2 \times 4 \times 1.2 = 9.6 \text{ cm}^2$ , por lo cual el  $A_b$  requerida es  $101 + 9.6 = 110.9 \text{ cm}^2$

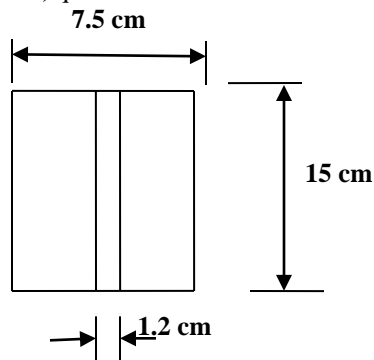
el área bruta del elemento seleccionado es  $A_b = 112 \text{ cm}^2 > A_b$  requerida

Ahora comprobamos el coeficiente de forma  $C_F$

Para este elemento de la **Tabla IV.3.3.1a**, tenemos  $C_d = 1.1$

De la **Tabla IV.3.3.1b**, con el elemento de 3.0 m de largo  $C_l = 1.0$

Entonces  $C_F = C_d \times C_l = 1.1 \times 1.0 = 1.10$ , que concuerda con el asumido



**Nota:** Los diseños que inducen esfuerzos de tracción perpendicular al grano deben ser evitados. En caso contrario se deberá el uso de esfuerzo mecánico capaz de resistir tales esfuerzos

## VV. Elementos sometidos a COMPRESIÓN AXIAL

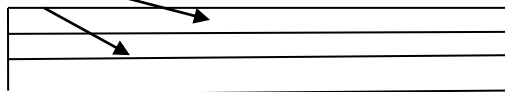
El Reglamento define como **columna** a un elemento que está sometido a carga de compresión paralela a la fibra, cualquiera que sea su localización en la estructura y clasifica la misma según su forma constructiva:

- a) **Columna simple sólida:** La que está conformada por un elemento de madera sólido o una pieza de madera estructural laminada encolada

**Elemento de madera sólido**



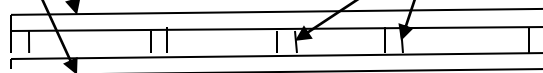
**Láminas encoladas**



- b) **Columna espaciada:** Conformada por dos o más piezas individuales separadas entre sí y ensambladas en los extremos y puntos interiores por bloques o tapas unidas por adhesivos, conectores de anillos partidos, pasadores, pernos, grapas, tornillos tirafondos y clavos

**Piezas de madera**

**elementos de unión**



- c) **Columna armada:** Es la que está conformada por varias piezas individuales macizas de madera, de similares características, unidas entre sí, por pernos, tornillos adhesivos o clavos

**Pieza de unión (perno, tornillo)**





• **V.3.1 Longitud efectiva**

La longitud efectiva de una columna se determina con la siguiente fórmula:

$$l_e = k_e l_u \quad \text{V.3.1.1}$$

**$k_e$**  – coeficiente de longitud efectiva, según la siguiente **Tabla V.3.1 (G.4.3-1)**

**$k_{e1}$** - teórico

**$k_{e2}$** - recomendado cuando las condiciones son aproximadas

**$l_u$**  – longitud no soportada lateralmente de la columna en la dirección considerada

**Tabla V.3.1a (G.4.3-1)**  
**Longitud efectiva de columnas ( $l_e$ )**

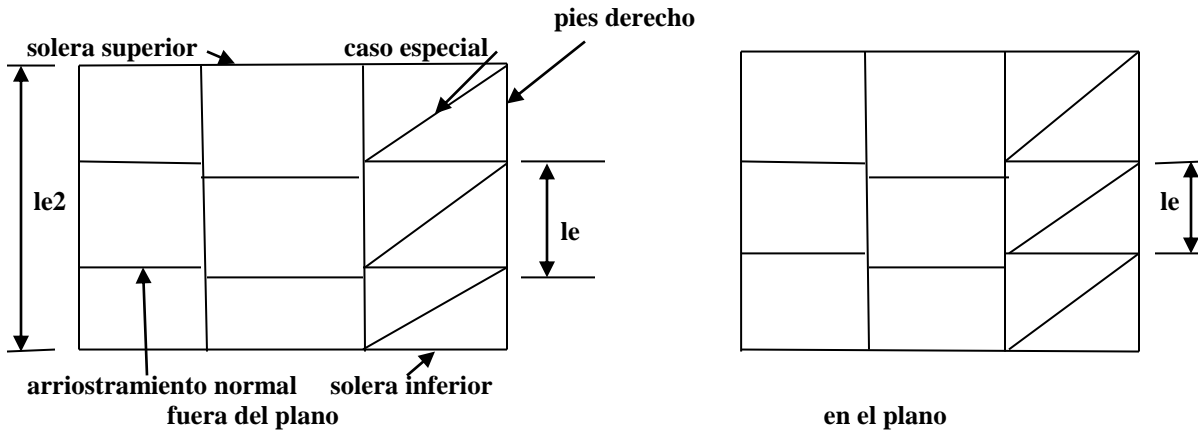
Condición de los apoyos	$k_{e1}$	$k_{e2}$
1-Ambos extremos empotrado	0.50	0.65
2-Impedido de desplazamiento en ambos extremos y uno de ellos impedido de rotar	0.70	0.85
3-Articulados ambos extremos	1.0	1.0
4-Un extremo empotrado y el otro impedido de rotar, pero libre de desplazamiento	1.0	1.2
5-Un extremo empotrado y el otro parcialmente libre de rotar y libre de desplazamiento	1.5	1.5
6-Un extremo articulado y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento	2.0	2.4
7-Empotrado en un extremo y el otro libre de rotar y libre de desplazamiento	2.0	2.1

**$l_u$**  – longitud no soportada lateralmente de la columna

**V.3.2 Entramados de pies derecho**

En un entramado, los pies derechos deben estar arriostrados adecuadamente en el plano del mismo. Deberá contener por lo menos un travesaño horizontal intermedio o garantizar el arriostramiento por medio del revestimiento (entablado o tablero) adecuadamente conectado a los pies derechos

Para entramados cuyos pies derechos están arriostrados lateralmente por elementos intermedios, se deberá considerar como longitud efectiva en el plano del mismo a la longitud entre arriostramientos intermedios ( **$l_e$** ). La longitud efectiva fuera del plano del entramado, no será menor que la altura del mismo ( **$l_{e2}$** )



### V.3.3 Esbeltez de las columnas

La esbeltez de las columnas macizas se considera como la definida por la fórmula:

$$\lambda = le / r \sqrt{12} \quad \text{IV.3.3.1} \quad (\text{G.4.3-2})$$

El cálculo se hará para las dos direcciones principales y se utilizará el  $\lambda$  mayor

$\lambda$  – esbeltez de la columna. Debe ser  $\lambda \leq 50$ , excepto durante la construcción que podrá ser  $\lambda \leq 75$ ,

$le$  – longitud efectiva de la columna en la dirección considerada

$r$  – radio de giro de la sección

$$r = \sqrt{I / A}$$

$I$  – momento de inercia de la sección

$A$  – área de la sección

#### Relación de esbeltez ( $\lambda$ )

Sección circular  $\lambda = le / 0.866 D$        $D$  - diámetro de la sección

Sección cuadrada  $\lambda = l(e1, e2) / d$        $d$  - lado del cuadrado

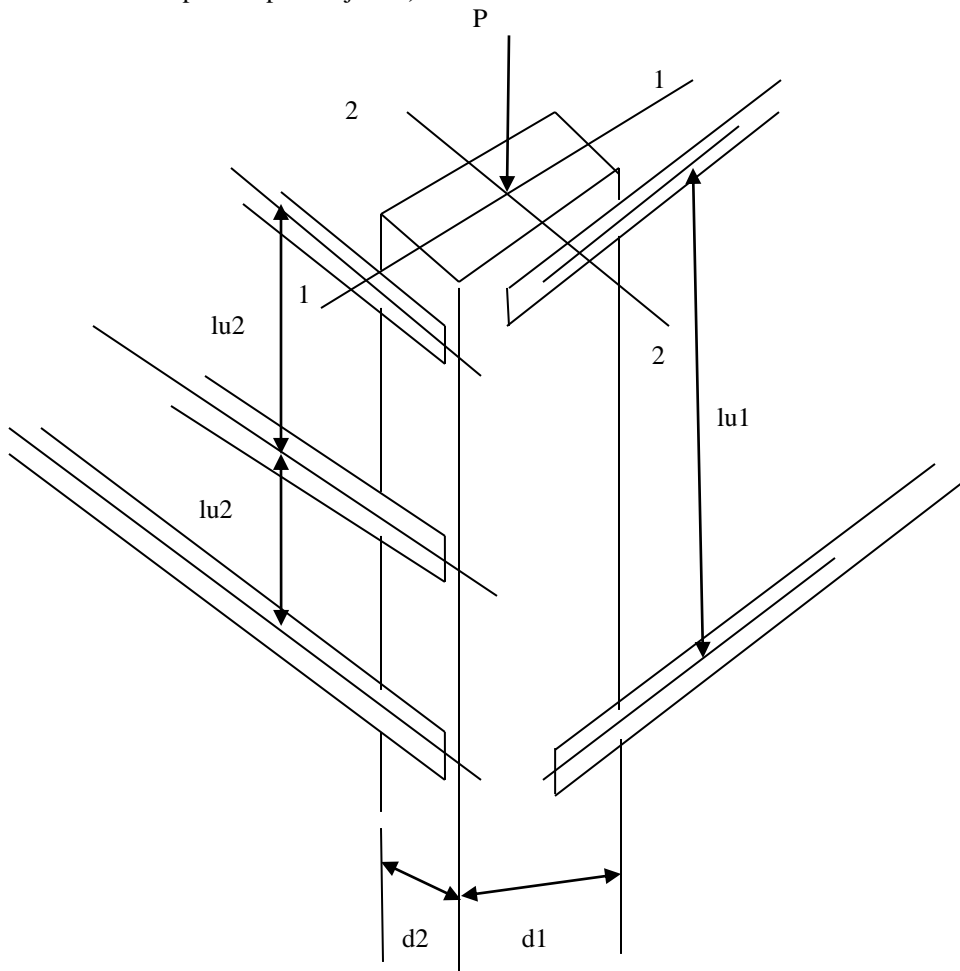
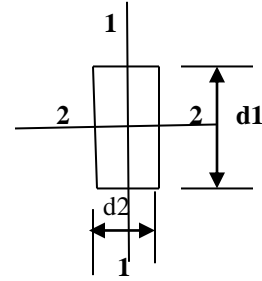
Sección rectangular

En el sentido del eje 1-1  $\lambda = le1 / d1$

En el sentido del eje 2-2  $\lambda = le2 / d2$        $d1$  - lado mayor       $d2$  - lado menor

Cualquier sección  $\lambda = le / r \sqrt{12}$

El valor de  $d$  es la dimensión de la columna perpendicular al eje de pandeo. Para el pandeo por el eje 2-2, se utiliza  $d1$ . Para el pandeo por el eje 1-1, se utiliza  $d2$



Columna con arriostramientos desiguales

### V.3.4 Coeficiente de estabilidad de la columna Cp

El coeficiente de estabilidad de la columna se calcula con la siguiente fórmula:

$$C_p = \left\{ \left[ 1 + \left( \frac{F_{ce}}{F_c^*} \right) / 2c \right] - \sqrt{\left\{ \left[ 1 + \left( \frac{F_{ce}}{F_c^*} \right) / 2c \right]^2 - \left( \frac{F_{ce}}{F_c^*} \right) / c \right\}} \right\} \quad \text{V.3.4.1}$$

**Fc\*** es el esfuerzo admisible a compresión paralelo al grano multiplicado por todos los factores de modificación excepto Cp

**Compresión paralelo al grano**  $F_c^* = F_c C_D C_M C_t C_{i_n} C_{D_G}$  II.5.6

**Fce-** esfuerzo crítico

Valores de c y Fce

	cuadrada	madera aserrada rectangular	cualquier sección	madera rojiza redonda	madera laminada laminada
c	0.80	0.80	0.8	0.85	0.90
Fce	$0.822 E'_{\min} / \lambda^2$	$0.822 E'_{\min} / \lambda^2$	$\pi^2 E'_{\min} / (l_e/r)^2$	$0.822 E'_{\min} / \lambda^2$	$0.822 E_y'_{\min} / \lambda^2$

$E'_{\min}$  – módulo de elasticidad mínimo modificado para madera laminada en MPa

Cuando un elemento es soportado en toda su longitud  $C_p = 1.0$

### V.3.5 Cargas admisibles en las columnas

La carga admisible para columna sometida a carga axial centrada se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_a = F_c' A_n \quad \text{V.3.5.1 (G.4.3-5)}$$

**Pa** – carga admisible de la columna

**Fc'**- esfuerzo admisible modificado a compresión paralela al grano  $F_c' = F_c^* C_p$

**An-** área neta de la columna

Si la **columna no tiene perforaciones, el área neta es el área bruta de la columna. Si la columna tiene alguna perforación, el área usada** en el cálculo de **Pa** dependerá de la localización del hueco y de la posibilidad de que la columna pueda pandearse en ese sitio, según las siguientes consideraciones:

- Si la perforación se encuentra ubicada en un punto debidamente arriostrado, el área bruta podrá ser utilizada en la comprobación de la columna, con reducción por esbeltez entre los puntos de arriostramiento. Adicionalmente la columna deberá ser comprobada como columna corta, con su área reducida por la perforación pero sin tener en cuenta su esbeltez
- Si la perforación se encuentra localizada en la zona no arriostrada de la columna, el área neta deberá ser usada al comprobar la estabilidad de la columna

#### V.3.5a Pasos a seguir en el diseño de columna sometida a carga axial

- 1- Calcule la carga axial que estará sometido el elemento
- 2- Determine que madera va utilizar
- 3- Asuma una sección
- 4- Calcule el Coeficiente de estabilidad de la columna Cp (V.3.4)
- 5- Determine  $C_D C_M C_t C_{i_n} C_{D_G}$
- 6- Calcule  $F_c' = F_c C_D C_M C_t C_{i_n} C_{D_G} C_p$  (II.5.6)
- 7- Calcule  $P_a = F_c' A_n$  (V.3.5.1)
- 8- Si  $P_a \geq P$ , la sección es satisfactoria  
Si  $P_a \leq P$ , la sección No es satisfactoria y se debe aumentar la sección o la calidad de la madera

### V.3.5.1 Ejemplo del diseño de una columna sometida a compresión axial

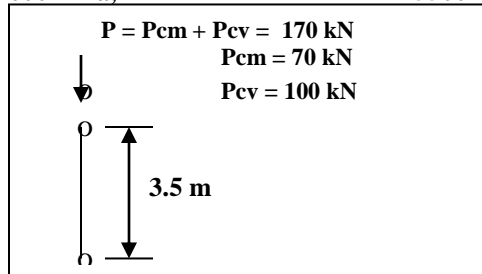
Diseñar la columna de la figura, en la mitad de su luz, se utilizará madera Tamarindo ES3

$F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,

$E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,

$E_{min} = 5500 \text{ MPa}$

CH 12 %



Pcm- carga muerta

Pcv- carga viva

El diseño de una columna es un método de tanteo, debido a que primero debemos conocer la esbeltez de una columna, para lo cual necesitamos conocer su sección, y eso es lo que queremos determinar.

Trataremos con una sección de **150 x 150 mm**

La longitud efectiva es:  $l_e = k_e l_u = 1.0 \times 3.5 = 3.5 \text{ m}$

La esbeltez es:  $\lambda = l_e / d = 3.5 / 0.15 = 23 < 50$ , se cumple

$F_c = 19.0 \text{ MPa}$

CD = 1.0 combinación carga muerta y viva

$C_m = 1.0$  CH = 12%

$C_t = 1.0$  T = 25°C

$C_F = C_d C_i = 1.10 \times 0.98 = 1.078$

$C_i = 1.0$  no hay incision

$E_{min} = 5500 \text{ MPa}$   $E_{min}' = E_m C_m C_t C_i = 5500 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 5500 \text{ MPa}$

$F_{ce} = 0.822 E'_{min} / (\lambda)^2 = 0.822 \times 5500 / (23^2) = 8.546 \text{ MPa}$

$F_c^* = F_c C_D C_m C_t C_F C_i = 19.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 = 20.48 \text{ MPa}$

$F_{ce} / F_c^* = 8.546 / 20.48 = 0.417$

$c = 0.8$  para madera aserrada

$C_p = \{ [1 + (F_{ce} / F_c^*)] / 2c \} - \sqrt{ \{ [1 + (F_{ce} / F_c^*)] / 2c \}^2 - (F_{ce} / F_c^*) / c } }$  V.3.4.1

Sustituyendo valores

$C_p = 0.373$

$F_c' = F_c C_D C_m C_t C_F C_i C_p$  (II.5.6)

$F_c' = 19.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 \times 0.373 = 7.64 \text{ MPa}$

$P_a = F_c' A_n$  (V.3.5.1) 225

$P_a = 7.64 \times 0.0225 = 171.89 \text{ kN} > 170 \text{ kN P}$  Se cumple

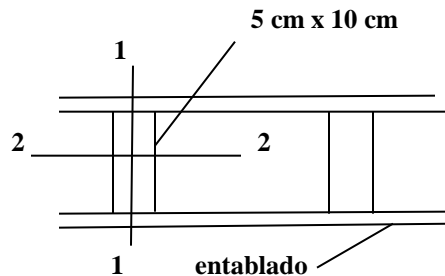
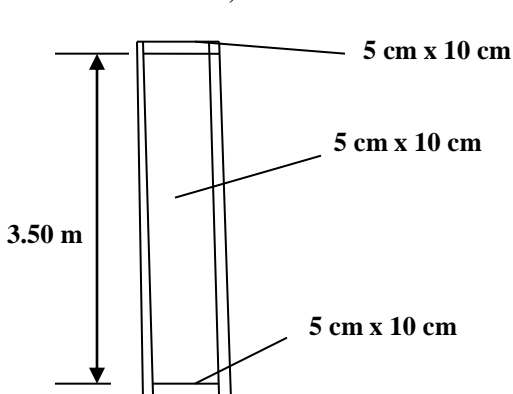
### V.3.5.2 Capacidad de carga de un paral de una pared

Determine la carga que resiste el paral de la pared de la figura. No hay flexión.

Considere  $C_m = 1.0$ ,  $C_t = 1.0$ ,  $C_i = 1.0$ . La madera es Tamarindo ES3

$F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,

$E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{min} = 5500 \text{ MPa}$



El entablado provee soporte lateral en el eje 2-2

$l_e = 3.5 \text{ m}$  La esbeltez es:  $\lambda = l_e / d = 3.5 / 0.10 = 35 < 50$ , se cumple

$$E'_{\min} = E_m C_m C_t C_i C_T = 5500 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 5500 \text{ MPa}$$

$$c = 0.8$$

$$F_{ce} = 0.822 E'_{\min} / (\lambda)^2 = 0.822 \times 5500 / (35^2) = 3.69 \text{ MPa}$$

$$F_{c^*} = F_c C_D C_m C_t C_F C_i = 19.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 = 20.48 \text{ MPa}$$

$$F_{ce} / F_{c^*} = 3.69 / 20.48 = 0.18$$

$c = 0.8$  para madera aserrada

$$C_p = \{ [1 + (F_{ce} / F_{c^*})] / 2c \} - \sqrt{ \{ [1 + (F_{ce} / F_{c^*})] / 2c \}^2 - (F_{ce} / F_{c^*}) / c } \quad \text{V.3.4.1}$$

$$C_p = 0.1728$$

$$F_{c'} = F_c C_D C_m C_t C_F C_{in} C_p \quad \text{(II.5.6)}$$

$$F_{c'} = 19.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 \times 0.1728 = 3.539 \text{ MPa}$$

$$P_a = F_{c'} A_n \quad \text{(V.3.5.1)}$$

$$P_a = 3.539 \times 0.005 = 0.01769 \text{ MN} = 17.69 \text{ kN}$$

### Aplastamiento

Como el apoyo es típico para todos los pies derecho, es posible que alguno de ellos se encuentren a menos de **75 cm** del extremos consideraremos conservativamente como  $C_b = 1.0$

El esfuerzo a compresión perpendicular a las fibras se obtiene con:

$$f_p = N / A_n \leq F_{p'} \quad \text{IV .5.1 (G.3.5-1)}$$

Tomaremos a  $N = P_a = 0.01769 \text{ MN}$

$$f_p = 0.01769 / 0.005 = 3.538 \text{ MPa}$$

$$F_{p'} = C_m C_t C_i C_b F_p \quad \text{IV.5.2}$$

$$F_{p'} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 3.8 = 3.8 \text{ MPa} > f_p \quad \text{Se cumple}$$

La carga que resiste el paral es  $P_a = 0.01769 \text{ MN} = 17.69 \text{ kN}$

### V.3.6 Columnas adelgazadas

En las columnas de sección rectangular adelgazadas en un extremo o en ambos extremos, la dimensión representativa ( $d$ ) para cada cara de la columna se calcula con la siguiente fórmula:

$$d = d_{\min} + (d_{\max} - d_{\min}) \{ a - 0.15 [ 1 - (d_{\min} / d_{\max}) ] \} \quad \text{V.3.6.1 (G.4.3-6)}$$

$d$ - dimensión de la cara de la columna en mm

$d_{\min}$  - la dimensión mínima de la cara de la columna considerada en mm

$d_{\max}$  - la dimensión máxima de la cara de la columna considerada en mm

$a$ -condición de soporte, es aplicable cuando  $d_{\min} / d_{\max} \geq 1/3$

Para el caso de columnas redondas, se asume como los diámetros  $D$ ,  $D_{\min}$  y  $D_{\max}$

#### Condiciones de soporte

**Extremo largo empotrado, extremo pequeño no soportado**

Caso 7 de la Tabla- V.3.1a (G.4.3-1)  $a = 0.7$

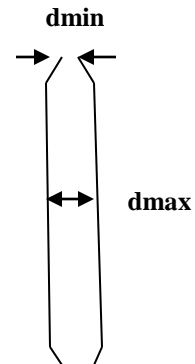
**Extremo pequeño fijo, extremo largo no soportado o**

simplemente soportado, Caso 6 Tabla- V.3.1a (G.4.3-1)  $a = 0.3$

**Ambos extremos simplemente soportados, caso 3 Tabla- V.3.1a (G.4.3-1)**

Adelgazamiento hacia un extremo  $a = 0.5$

Adelgazamiento hacia ambos extremos  $a = 0.7$



$$\text{Para todas las otras condiciones} \quad d = d_{\min} + [(d_{\max} - d_{\min}) / 3] \quad \text{V.3.6.2 (G.4.3-7)}$$

El cálculo de  $C_p$ , estará basado en la dimensión representativa  $d$ . Además  $f_c$  en cualquier sección transversal de la columna rebajada, tomando la **mínima** dimensión de la columna, no excederá, el esfuerzo admisible modificado para compresión axial paralela a la fibra  $F_c'$  multiplicado por todos los factores de modificación excepto el factor de estabilidad  $C_p$

$$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_{in}$$

Después de determinar la dimensión representativa ( $d$ ) en cada cara, el cálculo es igual a la de las columnas sin adelgazamiento

### V.3.6a Pasos a seguir en el diseño de columnas adelgazadas sometida a carga axial

- 1- Calcule la carga axial que estará sometido el elemento
- 2- Determine que madera va a utilizar
- 3- Asuma una sección y determine el valor de:  
 $d = d_{min} + (d_{max} - d_{min})\{a - 0.15[1 - (d_{min}/d_{max})]\}$  V.3.6.1 (G.4.3-6)
- 4- Determine  $C_D C_M C_t C_F C_{in}$
- 5- Calcule el Coeficiente de estabilidad de la columna  $C_p$  (V.3.4)
- 6- Calcule  $F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_{in}$
- 7- Calcule  $P_a = F_c' A_n$  (V.3.5.1)

8 – Si  $P_a \geq P$ , la sección es satisfactoria

Si  $P_a \leq P$ , la sección No es satisfactoria y se debe aumentar la sección o la calidad de la madera

### V.3.6b Ejemplo de cálculo del valor representativo de ( $d$ ) de una columna adelgazada

Calcular la dimensión  $d$  de una columna adelgazada que tiene en su dimensión menor **300 mm** y en dimensión mayor **450 mm**, hacia ambos extremo simplemente apoyada en los dos extremos. **caso 3**

Como es **caso 3**,  $a = 0.7$

$$d = d_{min} + (d_{max} - d_{min})\{a - 0.15[1 - (d_{min}/d_{max})]\} \quad \text{V.3.6.1}$$

$$d = 300 + (450 - 300)\{0.7 - 0.15[1 - (300/450)]\} = 412.5 \text{ mm}$$

### V.3.7 Columnas espaciadas

El **Reglamento** trata las columnas conformadas por piezas separadas por bloques de espaciamientos  $a/t \leq 3$  de la figura V.3.7a (G.4.3-3) A,B,C o con tapas de unión, figura V.3.7a (G.4.3-3) D, E con espaciamiento  $3 < a/t \leq 6$ .

Las especificaciones de la construcción de estas columnas son las siguientes:

- a) Todas las piezas deberán tener la misma sección transversal y propiedades mecánicas, sin juntas, uniones o traslajos y la longitud de cada pieza será la longitud de la columna
- b) Los tacos separadores, tapas de unión y sus conectores se deberán diseñar considerando el esfuerzo de cortante  $V_d = P/60 C_p$ , la cual será detallada posteriormente
- c) El número de tramos deberá ser  $\geq 3$ , o sea, que existan por lo menos cuatro bloques separadores o cuatro tapas y con uniones transversales en los puntos tercios de la longitud de la columna
- d) La unión transversal de cada de cada bloque o tapa con las piezas dispondrá al menos dos conectores, dos pernos o cuatro clavos
- e) Si se utilizan tacos encolados, la longitud de estos, será al menos dos veces la distancia libre entre piezas individuales
- f) Cuando  $a/t \leq 2$  se prescindirá el cálculo a momento flector de la fuerza de cortante,  $F_{vef}$ , que se induce sobre los tacos separadores

#### V.3.7.1 Requisitos de diseño

Las columnas espaciadas con bloques separadores o tapas de unión se calcularán de acuerdo con V.3.2 (G.4.3.3) **Entramados de pies derechos**, pero en los elementos **A, B, C, D y E** de la **Figura V.3.7a (G.4.3-3)**, el pandeo con respecto al eje principal **x-x (en el sentido y-y)** se verificará de acuerdo con las siguientes fórmulas:

$$F_{CE} = 0.822 E'_{min} / (\lambda_{efx} / \sqrt{12})^2 \quad \text{V.3.7.1 (G.4.3.8)}$$

$$\lambda_{\text{efx}} = \sqrt{\{(l_{\text{ex}}/ r_x)^2 + (6n C_f l_{p1}^2) / t^2\}} \quad \text{V.3.7.2 (G.4.3.9)}$$

$\lambda_{\text{efx}}$ - esbeltez eficaz de la sección transversal con respecto al eje x-x (en el sentido y-y)

$l_{\text{ex}}$ - longitud efectiva de la sección total respecto a x-x en mm

$r_x$ - radio de giro calculado, considerando el momento de inercia total de la pieza referido al eje x-x en mm

$n$ - números de piezas individuales que conforman la sección transversal del elemento compuesto

$l_{p1}$ - longitud de pandeo de la pieza individual, definida como la distancia los centros de uniones transversales **Figura V.3.7a (G.4.3-3)**

$t$ - espesor de las piezas individuales en mm

$E'_{\text{min}}$ - módulo de elasticidad mínimo longitudinal modificado en MPa

$C_f$  – coeficiente de flexibilidad, de acuerdo con la siguiente Tabla **V.3.7a (G.4.3-4)**

**V.3.7a (G.4.3-4)**

**Coefficiente de flexibilidad de uniones  $C_f$**

Tipo de unión transversal	medio de unión	$C_f$
Bloques separadores	adhesivos	1.0
	conectores de anillos partidos	2.5
	clavos, tornillos tirafondos	3.0
	pernos con reaprietes	3.0
Tapas de unión	adhesivos	3.0
	clavos	4.5

Se debe cumplir que:

- a)  $l_{p1} \leq 60 t / \sqrt{12}$
- b)  $l_{p1} \leq l_{\text{ex}} / 3$
- c) Si  $l_{p1} \leq 30 t / \sqrt{12}$ , se debe considerar  $l_{p1} = 30 t / \sqrt{12}$

### V.3.7.2 Pandeo respecto al eje y-y

En este caso la sección transversal compuesta se debe considerar como una pieza simple, con momento de inercia igual a la suma de los momento de inercia de las piezas individuales

### V.3.7.3 Capacidad cortante de conectores

Sobre los medios de unión transversal de estos elementos, bloques, separadores o tapas de unión, actúa un flujo de corte  $F_{\text{vef}}$  que se calcula con la fórmula **V.3.7.4 (G.4.3.11)**, y que actúa según **Figura V.3.7b (G.4.3-4)**. **Suposiciones relativas a los puntos de acción de las fuerzas de cortante y flujos de cortante en piezas compuestas con tapas de unión**

$$V_d = P / 60 C_p \quad \text{V.3.7.3 (G.4.3.10)}$$

y sobre la unión transversal de estos elementos, bloques, separadores, o tapas de unión, actúa un flujo de corte  $F_{\text{vef}}$  que se calcula con la fórmula **V.3.7.4 (G.4.3.11)** y que actúa según la **Figura V.3.7b (G.4.3-4)**

$$F_{\text{vef}} = C_n V_d l_{p1} / a_1 \quad \text{V.3.7.4 (G.4.3.11)}$$

**Tabla V.3.7a (G.4.3.5)**

**Coefficiente  $C_n$  para calcular  $F_{\text{vef}}$**

$n$	2	3	4	5
$C_n$	0.5	0.25	0.20	0.15
Cálculo $F_{\text{vef}}$	$F_{\text{vef}}$	$F_{\text{vef}}$	$F_{\text{vef}}$	$F_{\text{vef}}$

$P$ - Carga axial de diseño de la columna en N

**Vd**- fuerza cortante en N

**Cn**- coeficiente por cantidad de pieza para el cálculo de **Fvef**

**lp1**- distancia entre los ejes de bloques espaciados o tapas de unión en mm

**Cp**- coeficiente de estabilidad lateral de la columna

**a1**- mitad de la distancia entre ejes de piezas individuales en mm

**Fvef**- flujo de cortante efectivo en bloques espaciadores o tapas de unión en N

### V.3.7c Pasos a seguir en el diseño de columnas espaciadas sometida a carga axial

- 1- Calcule la carga axial que estará sometido el elemento
- 2- Determine que madera va utilizar y los esfuerzos admisibles
- 3- Asuma un tipo de columna según **Figura V.3.7a (G.4.3.3) Columnas compuestas espaciadas**
- 4- Asuma la sección de los elementos de la columna siguiendo los requerimientos de construcción y además debe cumplirse que:

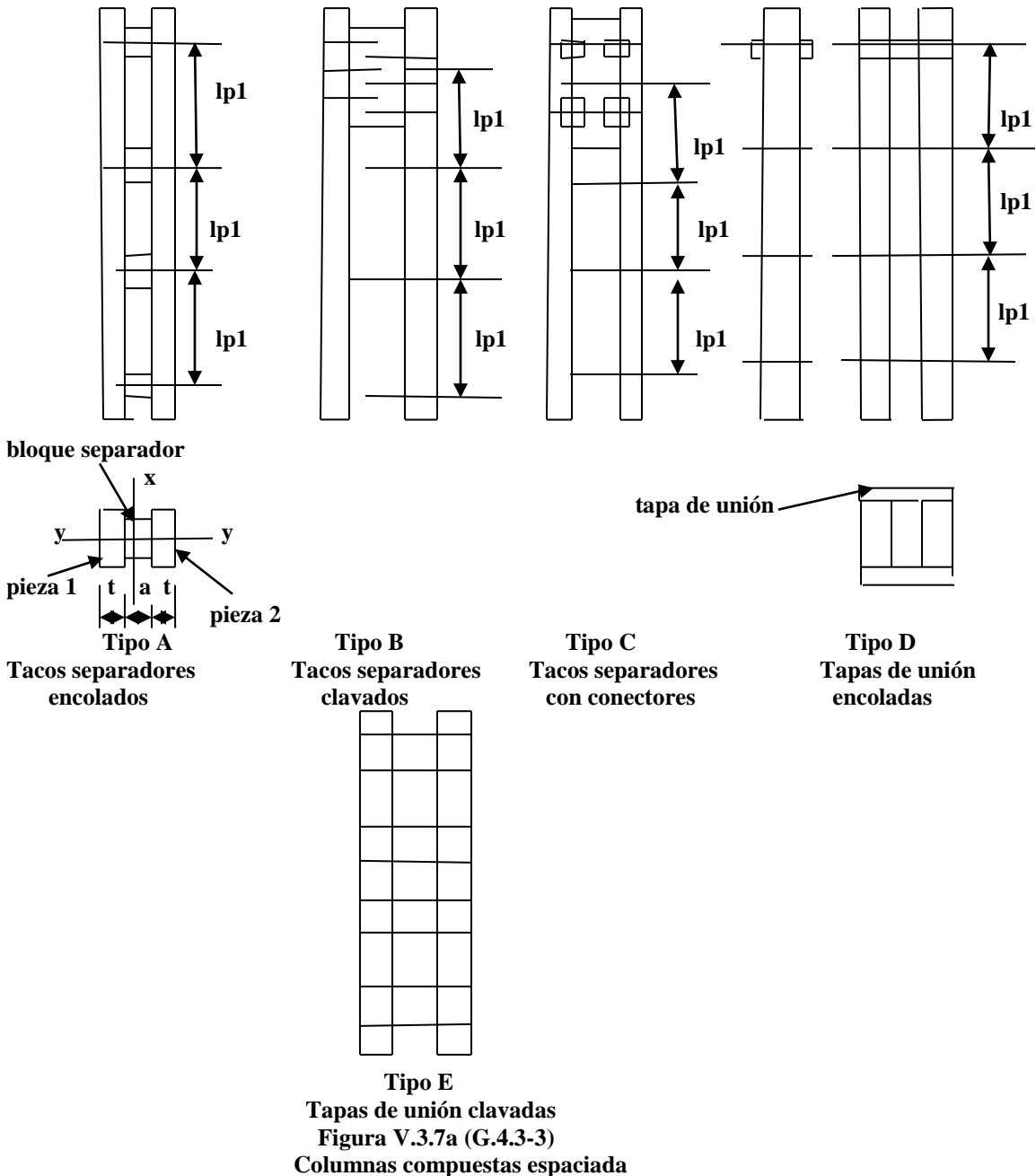
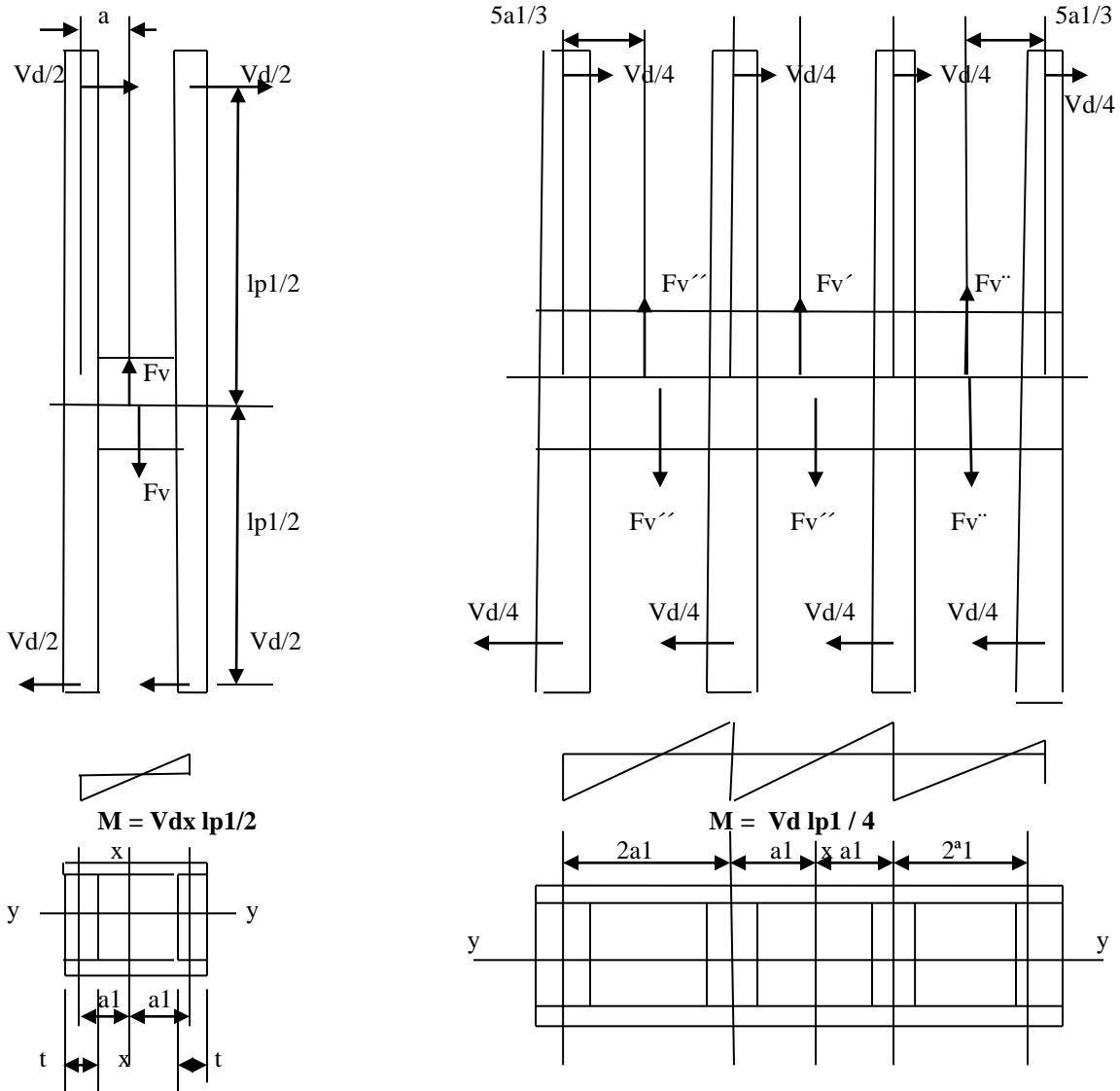


Figura V.3.7a (G.4.3-3) Columnas compuestas espaciada





**V.3.7b (G.4.3-4). Suposiciones relativas a los puntos de acción de las fuerzas de cortante y flujos de cortante en piezas compuestas con tapas de unión**

- a)  $lp1 \leq 60 t / \sqrt{12}$
- b)  $lp1 \leq lex / 3$
- c) Si  $lpi \leq 30 t / \sqrt{12}$ , se debe considerar  $lpi = 30 t / \sqrt{12}$
- 5- Calcule la carga axial que estará sometido el elemento
- 6- Determine que madera va utilizar y los esfuerzos admisibles
- 7- Asuma un tipo de columna según **Figura V.3.7a (G.4.3.3) Columnas compuestas espaciadas**
- 8- Asuma la sección de los elementos de la columna siguiendo los requerimientos de construcción y además debe cumplirse que:

- d)  $lp1 \leq 60 t / \sqrt{12}$
- e)  $lp1 \leq lex / 3$
- f) Si  $lpi \leq 30 t / \sqrt{12}$ , se debe considerar  $lpi = 30 t / \sqrt{12}$

5-Determine  $CD$   $Cm$   $Ct$   $CF$   $Ci$

6- Para el eje x-x, Calcule el Coeficiente de estabilidad de la columna  $Cp$  (V.3.4) considerando:

$$FCE = 0.822 E'_{min} / (\lambda cfx / \sqrt{12})^2 \quad V.3.7.1 (G.4.3.8)$$

$$\lambda_{cfx} = \sqrt{\{(l_{ex}/r_x)^2 + (6n C_f l_p^2)/t^2\}} \quad \text{V.3.7.2 (G.4.3.9)}$$

7- Calcule  $F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_{ii} C_p$  (II.5.6)

8- Calcule  $P_a = F_c' A_n$  (V.3.5.1)

9- Si  $P_a \geq P$ , la sección es satisfactoria en ese eje

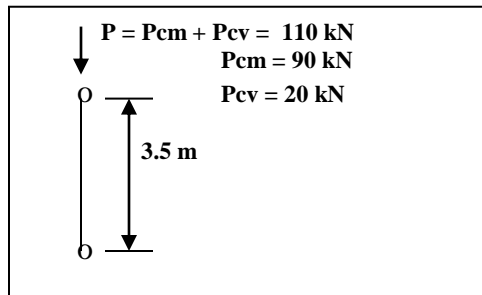
Si  $P_a \leq P$ , la sección No es satisfactoria y se debe aumentar la sección o la calidad de la madera

10- Determine el pandeo en el eje y-y

11- Compruebe si la columna resiste la carga en el eje y-y

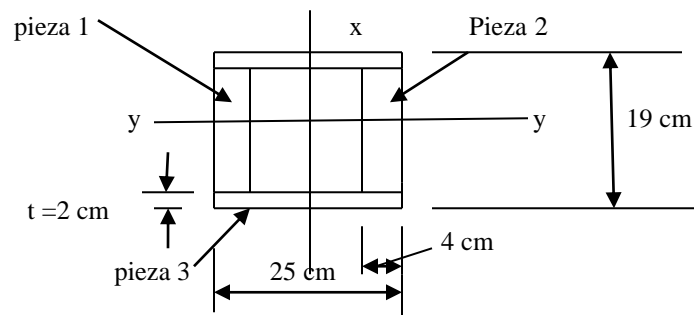
12- Determine la Capacidad cortante de conectores

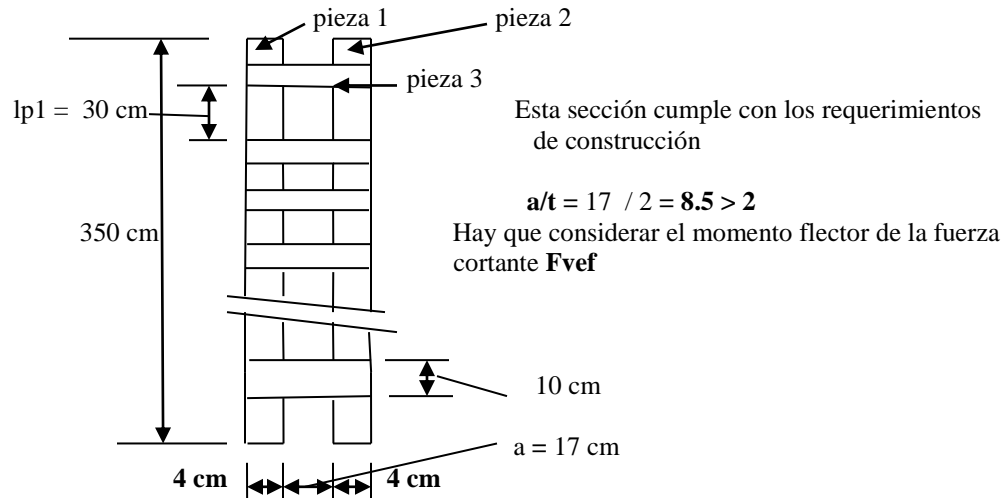
**V.3.7d Diseñar la columna espaciada de la figura, se utilizará madera Nazareno ES1 CH 12 %**



### Solución

- 1- Calcule la carga axial que estará sometido el elemento  
**La carga axial es 110 kN**
- 2- Determine que madera va utilizar y los esfuerzos permisibles  
**Se utilizará madera ES1**, por lo cual se deben utilizar los siguientes valores de diseño  
 **$F_b = 29.5 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 21.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 6.0 \text{ MPa}$ ,  
 $F_v = 2.0 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 18000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 13250 \text{ MPa}$ ,  $E_{min} = 7130 \text{ MPa}$  CH 12 %**
- 3- Asuma un tipo de columna según Figura V.3.7a (G.4.3.3) **Columnas compuestas espaciadas**  
Asumimos **Tipo E**
- 4- Asuma la sección de los elementos de la columna siguiendo los requerimientos de construcción y además debe cumplirse que:
  - a)  $l_{p1} \leq 60t / \sqrt{12} = 60 \times 2 / \sqrt{12} = 34.6 \text{ cm}$  **Se cumple**
  - b)  $l_{p1} \leq l_{ex} / 3$   
 $l_{ex} = k_e l_u = 1.0 \times 350 = 350 \text{ cm}$  **columna simplemente apoyada y sin soporte intermedio**  
 $l_{ex} / 3 = 350 / 3 = 116.6 \text{ cm}$   
 $l_{p1} = 30 \text{ cm} < 116.6$  **se cumple**
  - c) Si  $l_{p1} \leq 30t / \sqrt{12}$ , se debe considerar  $l_{p1} = 30t / \sqrt{12}$   
 $l_{p1} > 30t / \sqrt{12} = 17.3$ , se toma  $l_{p1} = 30 \text{ cm}$





5-Determine CD Cm Ct CF Ci

CD = 1.0 combinación carga muerta y viva

Cm = 1.0 CH= 12 %

Ct = 1.0 T = 20° C

CF = Cd CL = 1.10 x 0.98 = 1.078

Ci = 1.0 no hay incision

Emin = 7130 MPa

6- Para el eje x-x, Calcule el Coeficiente de estabilidad de la columna Cp (V.3.4) considerando:

$$FCE = 0.822 E' \min / (\lambda cfx / \sqrt{12})^2 \quad \text{V.3.7.1 (G.4.3.8)}$$

$$\lambda cfx = \sqrt{\{(lex/ rx)^2 + (6 n Cf lp1^2) / t^2\}} \quad \text{V.3.7.2 (G.4.3.9)}$$

$\lambda cfx$ - esbeltez eficaz de la sección transversal con respecto al eje x-x

$lex$ - longitud efectiva de la sección total respecto a x-x en mm = 3500 mm

$rx$ - radio de giro calculado, considerando el momento de inercia total de la pieza referido al eje x-x en mm

$$Ix = 2(Io + A r^2) = 2(b h^3/12 + A r^2) = 2(15 \times 4^3/12 + 15 \times 4 \times 10.5^2) = 13390 \text{ cm}^4$$

$$rx = \sqrt{Ix / A} = 13390 / (2 \times 15 \times 4) = 10.56 \text{ cm} = 105.6 \text{ mm}$$

$n$ - números de piezas individuales que conforman la sección transversal del elemento compuesto = 2

$Cf$  - coeficiente de flexibilidad, de acuerdo con la Tabla V.3.7a (G.4.3-4)  $Cf = 4.5$  unión con clavo

$lp1 = 30 \text{ cm} = 300 \text{ mm}$

$t = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm}$

$$\lambda cfx = 64.31$$

$$FCE = 0.822 E' \min / (\lambda cfx / \sqrt{12})^2 = 17.00 \text{ MPa}$$

$$Fc^* = Fc CD Cm Ct CF Ci = 23.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 = 24.79 \text{ MPa}$$

$$FCE / Fc^* = 17.0 / 24.79 = 0.6857$$

$$Cp = [(1 + (Fce / Fc^*)) / 2 c] - \sqrt{\{[(1 + Fce / Fc^*) / 2c]^2 - ((Fce / Fc^*) / c)\}} \quad \text{II.3.6a}$$

$$Cp = 0.549$$

7- Calcule  $Fc' = Fc CD Cm Ct CF Ci Cp$  (II.5.6)

$$Fc' = 23.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 \times 0.549 = 13.61 \text{ MPa}$$

8- Calcule  $Pa = Fc' An$  (V.3.5.1)

$$Pa = 13.61 \times 2 \times 0.15 \times 0.04 = 0.1633 \text{ MPa} = 16.31 \text{ kN}$$

9 - Si  $Pa \geq P$ , la sección es satisfactoria en ese eje

Si  $Pa \leq P$ , la sección No es satisfactoria y se debe aumentar la sección o la calidad de la madera

$$Pa = 163.32 \text{ kN} > P = 110 \text{ kN} \quad \text{Es satisfactoria}$$

10-Determine el pandeo en el eje y.-y

$$lu = 1.75 \text{ m}$$

$$l_{ey} = k_e l_u = 1.0 \times 3.50 = 3.50 \text{ m}$$

$$I = 2(bh^3/12) = 2 \times 4 \times 15^3/12 = 2250 \text{ cm}^4 \quad A = 2 \times 15 \times 4 = 120 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{2250/120} = 4.33 \text{ cm} \quad \lambda = l_{ey} / r\sqrt{12} = 350 / 4.33\sqrt{12} = 23.36 \text{ cm}$$

$$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_p \quad \text{IV 3.2.6}$$

$$C_D = 1.0 \text{ combinación carga muerta y viva}$$

$$C_M = 1.0 \text{ CH} = 16\%$$

$$C_t = 1.0 \quad T = 20^\circ \text{ C}$$

$$C_F = C_d C_L = 1.10 \times 0.98 = 1.078$$

$$C_i = 1.0 \text{ no hay incisión}$$

$$E_{min} = 7130 \text{ MPa}$$

$$F_c = 23.0 \text{ MPa}$$

$$F_{ce} = 0.822 E'_{min} / (\lambda)^2 = 10.74 \text{ MPa}$$

$$F_c^* = F_c C_D C_M C_t C_F C_i = 23.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 = 24.79 \text{ MPa}$$

$$F_{ce} / F_c^* = 10.74 / 24.79 = 0.43$$

$c = 0.8$  para madera aserrada

$$C_p = [(1 + (F_{ce} / F_c^*)) / 2c] - \sqrt{\{(1 + (F_{ce} / F_c^*)) / 2c\}^2 - ((F_{ce} / F_c^*) / c)} \quad \text{II.3.6a}$$

Sustituyendo valores

$$C_p = 0.38$$

11-Compruebe si la columna resiste la carga en el eje y-y

$$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_p \quad \text{II.5.6}$$

$$F_c' = 23.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.078 \times 1.0 \times 0.38 = 9.42 \text{ MPa}$$

$$P_a = F_c' A_n \quad \text{(V.3.5.1)}$$

$$P_a = 9.42 \times 0.012 = 0.113 \text{ MN} = 113 \text{ kN} > P 110 \text{ kN Se cumple}$$

12-Determine la capacidad cortante de conectores

Los clavos de unión se deben calcular según la fuerza producida por la siguiente fórmula:

$$V_d = P / 60 C_p \quad \text{V.3.7.3 (G.4.3.10)}$$

$$V_d = 110\,000 / 60 \times 0.61 = 3005 \text{ N}$$

$$\text{Y para cada extremo } V_{d1} = 3005 / 2 = 1502.5 \text{ N}$$

Posteriormente en otro Capítulo se explicará cómo hallar el tipo y cantidad de clavos necesarios para resistir esta fuerza

Sobre las tapas de unión, actúa un flujo de corte  $F_{vef}$  que se calcula con la fórmula:

$$F_{vef} = C_n V_d l_{p1} / a_1 \quad \text{V.3.7.4 (G.4.3.11)}$$

$$F_{vef} = 0.5 \times 3005 \times 300 / 105 = 4292 \text{ N}$$

El travesaño (pieza3) se calcula para un cortante de  $V_d = F_{vef} = 4292 \text{ N}$  y un momento flector de:

$$M = V_d l_{p1} / 2 = 3005 \times 0.30 / 2 = 450.7 \text{ N-m}$$

### V.3.8 Columnas armadas

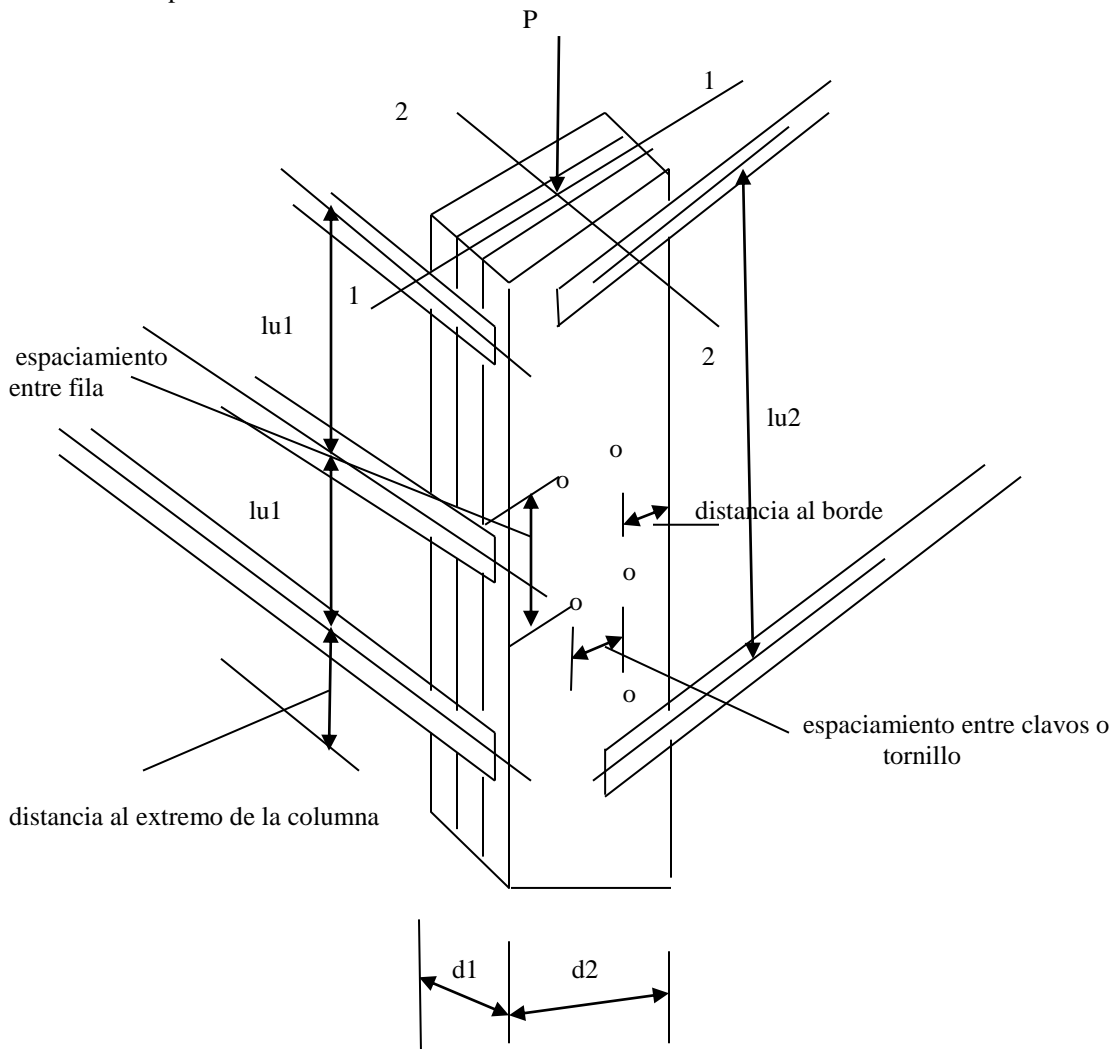
El **Reglamento** trata el diseño de las columnas armadas que están unidas con clavos o tornillos o pernos y con dos a cinco laminaciones o piezas

Si se utiliza pegantes adhesivos efectivos como para madera estructural laminada encolada, se puede considerar que la sección desarrolla una acción compuesta total, lo que es decir, no existirán deformaciones relativas entre laminaciones. Para el caso de madera laminada encolada, el cálculo se realiza como una columna maciza

Según el **Reglamento** los requisitos de construcción son los siguientes:

- Cada laminación debe tener igual sección transversal y un espesor mínimo de  $t \geq 38 \text{ mm}$
- Todos los elementos deben tener la misma altura (**d**)
- Las caras entre las laminaciones deben tener un contacto total
- Todos los elementos tendrán la longitud completa de la columna, en una pieza sin traslapes ni juntas
- Las columnas deberán construirse con laminaciones o piezas de igual o similares características de resistencia, pero cuando se utilicen con laminaciones de diferentes especies, resistencia o espesor,

- se deberá tomar el esfuerzo a compresión admisible modificado ( $F_c'$ ) y el módulo de elasticidad para estabilidad de vigas y columnas ( $E'_{min}$ ) correspondiente al de más débil de las laminaciones
- f) Para mejorar las laminaciones se podrá juntar las piezas con una combinación de pegantes y clavos o pasadores



Relación de esbeltez con respecto al eje 1-1 (en el sentido de 2-2) es  $\lambda_1 = K_e l_1 / d_1$

Relación de esbeltez con respecto al eje 2-2 (en el sentido 1-1) es  $\lambda_2 = K_e l_2 / d_2$

### V.3.8.1 Coeficiente de estabilidad para columnas armadas $C_p$

Se calculará  $C_p$  de acuerdo con la fórmula V.3.8a (G.4.3-13) tomándose el menor valor de  $C_p$  para el cálculo de  $F_c'$ . En la columna armada,  $F_c'$  de la columna armada no será menor  $F_c'$  de las laminaciones individuales, diseñadas como columnas sólidas individuales

$$C_p = K_f \left\{ \left[ \frac{1 + (F_{ce} / F_c')}{2c} \right] - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{ce} / F_c')}{2c} \right]^2 - \left( \frac{F_{ce} / F_c'}{c} \right)} \right\} \quad \text{V.3.8a (G.4.3-13)}$$

$C_p$  – coeficiente de estabilidad de la columna

$c$  – coeficiente  $c = 0.8$  para madera aserrada y  $c = 0.9$  para madera laminada

$F_{ce}$  – esfuerzo crítico de pandeo para elementos a compresión

$F_c'$  – esfuerzo admisible modificado a compresión paralela en MPa

$K_f = 0.6$  cuando se emplean clavos y el pandeo es en la dirección perpendicular al plano de contacto de las

piezas (en el sentido del eje 2-2) ( $\lambda_1 = l_{e1} / d_1$ )

$K_f = 0.75$  cuando se utilizan pernos y el pandeo es en la dirección perpendicular al plano de contacto de las piezas (en el sentido del eje 2-2 es  $\lambda_1 = l_{e1} / d_1$ )

$K_f = 1.0$  cuando se emplean clavos o pernos y el pandeo es en el plano paralelo a la cara de contacto (en el sentido 1-1) es  $\lambda_2 = l_{e2} / d_2$

$C_p$  se calculará con  $l_{e1}/d_1$  y  $l_{e2}/d_2$  y para el cálculo de carga admisible de la columna se utilizará el menor valor de  $C_p$

### V.3.8.2 Capacidad cortante de las conexiones

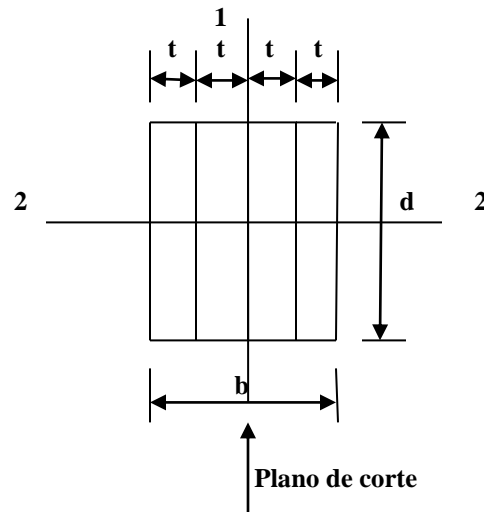
Las conexiones se deben diseñar suponiendo un esfuerzo de corte de magnitud constante a lo largo de la pieza y se calculará de acuerdo con:

$$V_d = P / 60 C_p \quad \text{V.3.8b (G.4.3.14)}$$

$P$ - fuerza de diseño de la columna en N

$V_d$ - fuerza cortante en N

$C_p$ - coeficiente de estabilidad lateral de la columna



**Sección transversal de la columna armada**

Cuando el pandeo alrededor del eje 1 (en sentido del eje 2-2) gobierna el diseño, el flujo de cortante será calculado de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_{v,efi} = K_f Q_i V_d / I_1 b \quad \text{V.3.8c (G.4.3.15)}$$

$F_{v,efi}$ - flujo de cortante efectivo en el plano de corte 1, en  $N/mm^2$

$Q_i$ - primer momento de área, evaluado en el plano de corte 1 en  $mm^3$

$V_d$ - fuerza cortante en N

$I_1$ - momento de inercia de la sección compuesta alrededor del eje 1 en  $mm^4$

$K_f$ - coeficiente del material

$l_{e1} = K_{e1} l_{u1}$ , longitud efectiva de pandeo alrededor del eje 1 en mm

$l_{e2} = K_{e2} l_{u2}$ , longitud efectiva de pandeo alrededor del eje 2 en mm

El Reglamento tiene las siguientes especificaciones de columnas armadas con clavos:

- Los clavos adyacentes se instalan desde lados opuestos de la columna
- Los clavos deberán penetrar por lo menos  $\frac{3}{4}$  del espesor de la última pieza
- La distancia desde el extremo de la columna hasta el clavo más cercano deberá estar entre **15D** y **18D**, siendo **D** el diámetro del clavo
- El espaciamiento entre centro a centro de los clavos deberá ser igual o mayor a **20D** y menor o igual 6 veces el espesor del elemento más delgado
- El espaciamiento entre filas de clavos debe estar entre **10D** y **20D**
- La distancia al borde deberá estar entre **5D** y **20D**

- g) Se deberán instalar dos o más filas longitudinales cuando la altura (**d**) de la columna sea mayor de 3 veces el espesor (**t**) del elemento más delgado
- h) Cuando se requiera únicamente una fila longitudinal de clavos, los clavos adyacentes deberán ser alternados

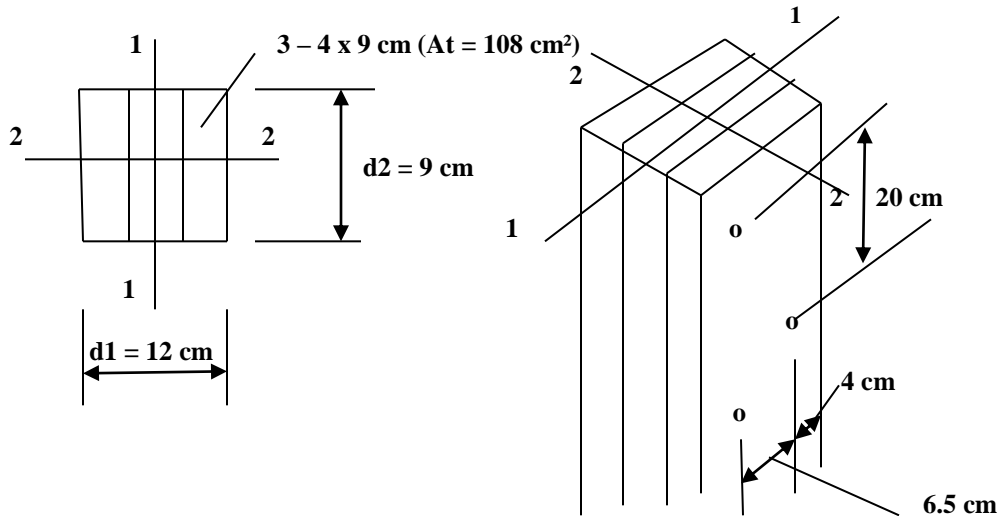
### Especificaciones de columnas armadas conectadas por pernos

El **Reglamento** tiene las siguientes especificaciones para columnas armadas con pernos:

- a) Se deberá proveer una platina metálica o una arandela entre la cabeza del perno y el elemento de madera y entre éste y la tuerca
- b) Las roscas deben ser apretadas para garantizar que las caras adyacentes están en contacto
- c) Para madera con  $DB \leq 600 \text{ kg/m}^3$  se deberá proveer una distancia al extremo del elemento entre **7D** y **8.4D**, siendo **D** el diámetro del perno. Para estas maderas se deberá proveer una distancia al extremo del elemento entre **5D** y **6D**
- d) El espaciamiento centro a centro entre pernos de una misma fila deberá ser mayor o igual a **4D** y menor o igual a **6** veces el espesor del elemento más delgado
- e) El espaciamiento entre filas de pernos deberá estar entre **1.5D** y **10D**
- f) Las distancias al borde deberán estar entre **1.5D** y **10D**
- g) Se instalará dos o más filas longitudinales de pernos si la altura (**d**) de la columna es mayor de **3** veces el espesor del elemento más delgado
- h) El espaciamiento entre filas de pernos deberá estar entre **1.5D** y **10D**
- i) Las distancias al borde deberá estar entre **1.5D** y **10D**
- j) Se deberán instalar dos o más filas longitudinales cuando la altura (**d**) de la columna sea mayor de **3** veces el espesor (**t**) del elemento más delgado

#### V.3.8.2.1 Ejemplo de hallar la carga admisible de una columna armada

**Determinar la carga admisible de una columna rectangular armada. La longitud de la columna es 3.00 m. Se utilizará madera Tamarindo ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{min} = 5500 \text{ MPa}$  CH 12 %**



$CF(F_c) = 1.1$  (por carga axial paralela al grano)

$C_m = 1.0$  humedad normal

$C_t = 1.0$  temperatura normal

La longitud efectiva es:  $l_e = k l_u = 1.0 \times 3.0 = 3.00 \text{ m}$  (para columnas de edificios normalmente se considera articulada en los dos extremos)

$C_D = 1.0$

$C_i = 1.0$  asumido

Relación de esbeltez con respecto al eje 1-1(en el sentido de 2-2) es:

$$\lambda_1 = K e_1 l u_1 / d_1 = 1.0 \times 3.0 \times 0.12 = 25 < 50$$

Relación de esbeltez con respecto al eje 2-2 (en el sentido 1-1 es:

$$\lambda_2 = K e_2 l u_2 / d_2 = 1.0 \times 3.0 \times 0.09 = 33.33 < 50$$

gobierna  $\lambda_2$

$$E_{min}' = E_{min} C_m C_t C_i = 5500 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 5500 \text{ MPa}$$

$c = 0.8$  para madera aserrada

$F_{ce}$  – esfuerzo crítico de pandeo para elementos a compresión

$$F_{ce} = 0.822 E'_{min} / (\lambda)^2 = 0.822 \times 5500 / (33.33)^2 = 4.07 \text{ MPa}$$

$$F_{c}'' = F_c C_D C_M C_t C_F C_i = 19.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 = 20.9 \text{ MPa}$$

$K_f = 1.0$  cuando se emplean clavos o pernos y el pandeo es en el plano paralelo a la cara de contacto

$$C_p = K_f \left\{ \left[ \frac{1 + (F_{ce} / F_c'')}{2c} \right] - \sqrt{\left[ \left( \frac{1 + (F_{ce} / F_c'')}{2c} \right)^2 - \left( \frac{F_{ce} / F_c'}{c} \right) \right]} \right\} \quad \text{V.3.8a (G.4.3-13)}$$

$$F_{ce} / F_c' = 4.07 / 20.9 = 0.194$$

$$C_p = 0.43$$

$$F_c' = F_c'' C_p = 20.9 \times 0.43 = 8.987 \text{ MPa}$$

$$P_{adm} = F_c' A_t = 8.987 \times 0.0108 = 0.0158 \text{ MN}$$

La carga admisible es 0.0158 MN

### V.3.9 Aplastamiento de elementos a compresión

Los esfuerzos de compresión actuantes paralelo al grano ( $f_c$ ) que se desarrollen en los extremos de los elementos comprimidos se deben basar en el área neta del elemento y no deben exceder al esfuerzo de referencia para diseño a paralela al grano,  $F_c$ , afectado por los coeficientes de modificación aplicables excepto  $C_p$

### V.3.10 Acortamiento de elementos a compresión axial ( $\Delta_{de}$ )

Los elementos a compresión axial están sometidos a un acortamiento en su sentido longitudinal que se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$\Delta_{de} = P l u / A_n E'_{0.5} \quad \text{V.3.10 (G.4.5-1)}$$

$P$ - carga axial en N

$\Delta_{de}$ - acortamiento en el sentido longitudinal en mm

$l u$ - longitud no soportada de la columna en mm

$A_n$ - área neta de la sección de la columna en  $\text{mm}^2$

$E'_{0.5}$  – módulo de elasticidad  $E_{0.5}$  modificado paralelo a las fibras en MPa

En cada junta de conexión horizontal y en cada junta diagonal se considerará en el cómputo de asentamiento un valor de  $J = 1.6 \text{ mm}$  para trabajos normales de carpintería y  $J = 0.8$  para trabajos cuidadosos

#### V.3.10.1 Ejemplo de cálculo de acortamiento de una columna sometida a compresión axial

Calcular el acortamiento de la columna armada del inciso anterior

$$P = 15800 \text{ N} \quad l u = 3000 \text{ mm} \quad A_n = 10800 \text{ mm}^2$$

$$E'_{0.5} = E_{0.5} C_m C_t C_i = 14000 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 14000 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{de} = P l u / A_n E'_{0.5} \quad \text{V.3.10}$$

$$\Delta_{de} = 15800 \times 3000 / 10800 \times 14000 = 0.31 \text{ mm}$$

El acortamiento longitudinal es 0.31 mm

### V.3.11 Madera de sección circular (rolliza). Especificaciones adicionales

El **Reglamento** trata elementos de sección circular como postes, pilotes o componentes de estructuras, que hayan sufrido el proceso mecánico de descortezado únicamente

**Determinación de los esfuerzos de diseño**



Para el diseño se deben determinar las condiciones de humedad de fabricación y de uso de acuerdo con la **Tabla V.3.11.1 (G.4.6-1)**

**Tabla V.3.11.1 (G.4.6-1)**

**Consideraciones para la determinación de esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad y dimensiones de la sección circular**

CH % Fabricación e Instalación	CH % En servicio	Estado de esfuerzo y Módulo de elasticidad a usar	Condición para diseño de uniones	Dimensionamiento de la sección
CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%
CH > 19%	CH < 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%
CH < 19%	CH < 19%	CH < 19%	CH < 19%	CH < 19%
CH < 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH > 19%	CH < 19%

Fi CH < 19%

CH > 19% Húmedo      CH < 19% Seco

**Factores de modificación**

**- Por duración de la carga (Cd)**

Factores superiores a **1.6** no se aplicarán a elementos que hayan sido sometidos a tratamiento de preservación que impliquen presión o vacío, o a tratamiento contra incendio

**- Por preservación (Cpv)**

Cuando el elemento haya sido sometido a tratamiento de inmunización que impliquen presión y vacío, sus esfuerzos deberán ser reducidos según **Tabla V.3.11.2 (G.4.6.2-1)**. Aplicable únicamente a eucaliptos lóbulos

**Tabla V.3.11.2 (G.4.6.2-1)**

**Coefficiente por tratamiento de conservación**

Esfuerzo admisible	Valor de Cpv
Flexión Fb, Compresión paralela Fc, Compresión perpendicular Fp, Cortante Fv, Tracción paralela Ft y Módulo de elasticidad E0.05	0.9
	0.9

**- Por desgastamiento o alisadura ( Ckd)**

Si el elemento de madera es desbastado por medio mecánico para obtener forma cilíndrica o cónica, los esfuerzos deberán ser multiplicados por los valores de la **Tabla V.3.11.3 (G.4.6.2-2)**

**Tabla V.3.11.3 (G.4.6.2-2)**

**Coefficiente por desgastamiento**

Parámetro de resistencia	Ckd
Flexión Fb	0.95
Compresión paralela Fc	0.95
Compresión perpendicular Fp	1.00
Cortante Fv	1.00
Tracción paralela Ft	0.95
Módulo de elasticidad paralelo E	1.00

**- Por humedad (Cm)**

Cuando los elementos sean utilizados en estado húmedo (**CH > 19%**) los valores de esfuerzos deberán ser multiplicados por los valores de la **Tabla V.3.11.4 (G.4.6.2-3)**

**Tabla V.3.11.4 (G.4.6.2-3)**  
**Coefficiente de modificación por estado húmedo (CH > 19%)**

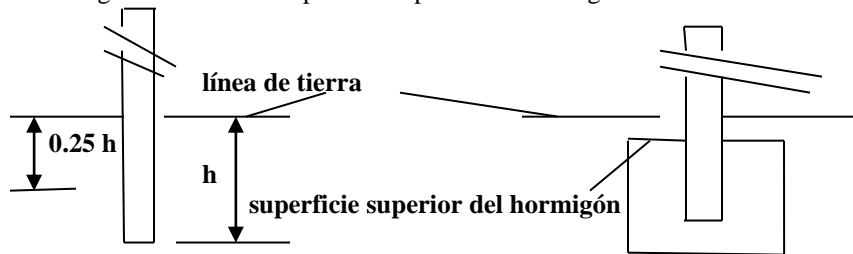
Parámetro de resistencia	Cm
Flexión Fb	0.75
Compresión paralela Fc	0.70
Compresión perpendicular Fp	0.80
Cortante Fv	0.80
Tracción paralela Ft	0.75
Módulo de elasticidad paralelo E	0.80

**- Por estabilidad lateral (CL)**

En secciones circulares el coeficiente **CL = 1.0** y **Cp** se calculará según: **V.3.4 Coeficiente de estabilidad de la columna Cp**

El momento máximo para elementos empotrados se deberá considerar lo siguiente:

- a) En terreno compacto : a **0.25** de la profundidad de empotramiento bajo la línea de tierra
- b) En hormigón: a ras con la superficie superior del hormigón



**h-** profundidad de empotramiento

**Terreno compacto**

**En hormigón**

**- Esfuerzo de compresión paralela**

Se deben cumplir las siguientes condiciones:

a)  $f_c = P / A_{ne} \leq F_c'$  V.3.11.4a (G.4.6.2-1)

**f<sub>c</sub>**- esfuerzo actuante de compresión paralelo en el extremo superior del poste, en **MPa**

**P**- Carga de compresión axial aplicada al poste, en **N**

**A<sub>ne</sub>**- área neta en el extremos superior del poste en **mm<sup>2</sup>**

**F<sub>c</sub>'**- esfuerzo admisible modificado en compresión paralela a las fibras sin incluir **C<sub>p</sub>**, en **MPa**

b)  $f_c = P / A_{crit} \leq F_c'$  V.3.11.4b (G.4.6.2-2)

**A<sub>crit</sub>**- área de la sección crítica. Si el poste tiene sección constante, corresponde a su sección. Si tiene inercia variable, **A<sub>crit</sub>** corresponderá al área de la sección transversal indicadas en la **Tabla V.3.11.5 (G.4.6.2-4)**

**F<sub>c</sub>'**- esfuerzo admisible modificado en compresión paralela al grano incluyendo **C<sub>p</sub>**, en **MPa**

**- Por área de apoyo**

Los esfuerzos admisibles a compresión perpendicular a la madera redonda, postes y pilotes deberán ser afectados por el factor de área **C<sub>b</sub>**, especificado en la **Tabla V.3.11.6 (G.4.6.2-5)**

**-Por forma C<sub>F</sub>**

Cuando el elemento estructural, poste o pilote exceda en diámetro **D > 34 mm**, el valor **F<sub>b</sub>**, será multiplicado por el factor  $C_F = (340 / D)^{(1/9)}$  V.3.11.4c (G.4.6.2-8)

**D**- diámetro de la sección transversal en **mm**

Tabla V.3.11.5 (G.4.6.2-4)  
Ubicación de la sección crítica

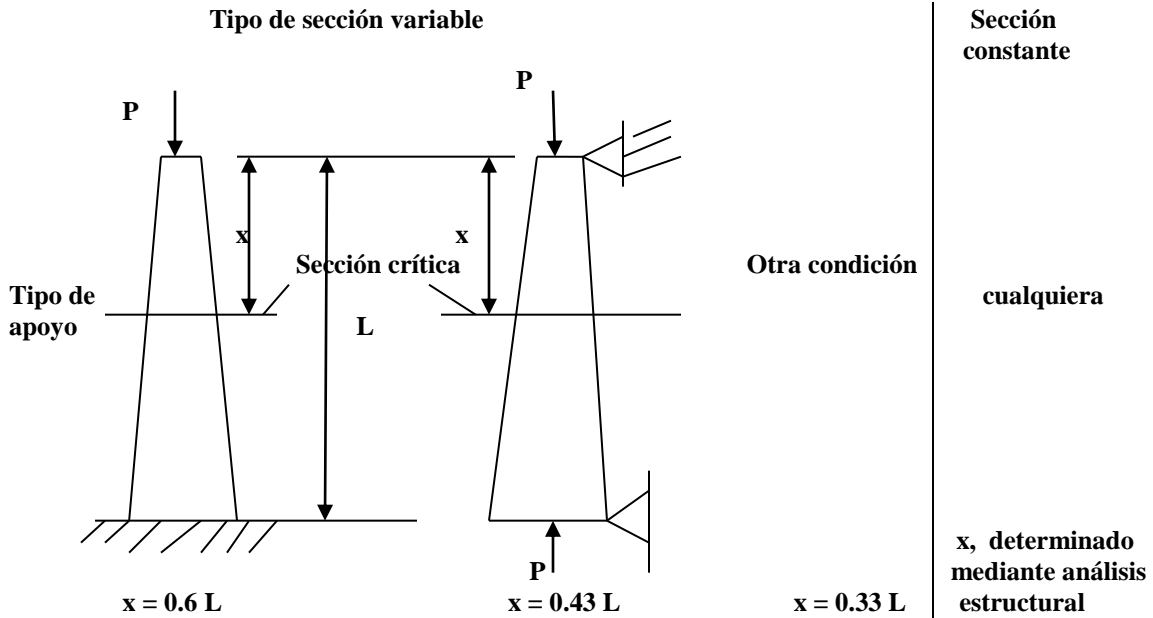


Tabla V.3.11.6 (G.4.6.2-5)

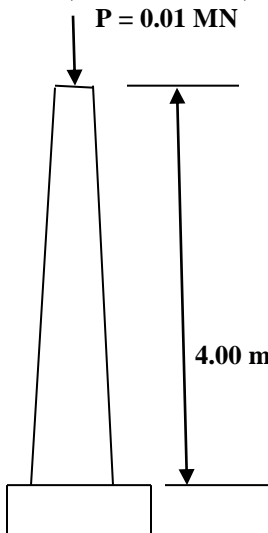
Coefficiente de modificación para madera rolliza seleccionada visualmente

Coeficiente	Parámetro de resistencia								
		$Fb' = Fb x$	$Ft' = Ft x$	$Fv' = Fv x$	$Fc' = Fc x$	$Fp' = Fp x$	$E'0.5$	$E'0.05$	$Emi$
CD	permanente	0.9	0.9	0.9	0.9	-	-	-	-
	2 meses	1.15	1.15	1.15	1.15	-	-	-	-
	7 días	1.25	1.25	1.25	1.25	-	-	-	-
	Viento y Sismo	1.60	1.60	1.60	1.60	-	-	-	-
	Impacto	2.00	2.00	2.00	2.00	-	-	-	-
Ct	Temperatura °C								
	$t < 37.8$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$37.8 < t < 51.7$								
	CH > 19	0.70	0.90	0.70	0.70	0.70	0.90	0.90	0.90
CH < 19	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90	0.90	
	$51.7 < t < 65$								
	CH > 19	0.50	0.90	0.50	0.50	0.50	0.90	0.90	0.90
	CH < 19	0.70	0.90	0.70	0.70	0.70	0.90	0.90	0.90
CF		V.3.11.4c							
CP					V.3.4				
Cb						Tabla IV.5.3			
Ckd		0.95	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00
$Cm > 19\%$		0.75	0.75	0.80	0.70	0.80	0.80	0.80	0.80

V.4Ejemplo de diseño de un poste cilíndrico

Diseñar un poste de 4.00 m de largo que está sometido a una carga vertical permanente aplicada en el tope de 0.01 MN, desprecie el peso del poste. El poste está empotrado en hormigón como muestra la siguiente figura

Se utilizará madera Tamarindo ES3 con  $F_b = 23.0$  MPa,  $F_t = 17.0$  MPa,  $F_c = 19.0$  MPa,  $F_p = 3.8$  MPa,  $F_v = 1.6$  MPa,  $E_{0.5} = 14000$  MPa,  $E_{0.05} = 11000$  MPa,  $E_{min} = 5500$  MPa



$CH = 18\%$   $T = 35^\circ C$

a) Hallemos los coeficiente de modificación de los esfuerzos permisibles

$C_D = 0.9$  por ser la carga permanente

$C_t = 1.0$  por ser la temperatura  $t < 37.8^\circ C$

El valor de

	$F_b$	$F_t$	$F_v$	$F_c$	$F_p$	$E'_{0.5}$	$E'_{0.05}$	$E_{min}$
$C_{kd}$	0.95	0.95	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00

$C_m = 1.0$  por ser  $CH = 18\% < 19\%$

$C_i = 1.00$  no hay incisión

$F_c^* = F_c C_D C_m C_t C_{kd}$  V.3.4.2

$F_c^* = 19.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.00 \times 0.95 = 16.24$  MPa

$c = 0.85$  madera rolliza (cilíndrica)

$l_e = k_e l_u = 2.1 \times 4.00 = 8.40$  m

Suponemos  $D = 0.20$  m en el tope

Sección circular  $\lambda = l_e / 0.866 D = 8.40 / 0.866 \times 0.20 = 48.49 < 50$

$F_{ce} = 0.822 E'_{min} / \lambda^2$

$F_{ce} = 0.822 \times 5500 / 48.49^2 = 1.92$  MPa

$F_{ce} / F_c^* = 1.92 / 17.1 = 0.11$

$C_p = \{ [1 + (F_{ce} / F_c^*)] / 2c \} - \sqrt{ \{ [1 + (F_{ce} / F_c^*)] / 2c \}^2 - (F_{ce} / F_c^*) / c } }$  V.3.4.1

$C_p = 0.063$

b) Hallemos la sección

En el tope con la siguiente fórmula hallemos el diámetro necesario

a)  $f_c = P / A_{ne} \leq F_c'$  V.3.11a (G.4.6.2-1)

Despejando  $A_{ne}$ , tenemos:  $A_{ne} = P / F_c'$

$P$ - Carga de compresión axial aplicada al poste, en N

$A_{ne}$ - área neta en el extremo superior del poste en  $mm^2$

$F_c'$ - esfuerzo admisible modificado en compresión paralela a las fibras sin incluir  $C_p$ , en MPa

$F_c' = F_c C_D C_t C_{kd} C_m$

$F_c' = 19.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 = 16.245$  MPa

$A_{ne} = P / F_c' = 10000 / 16.245 = 615.57 mm^2 = 6.1557$   $cm^2$

$D = \sqrt{4A_{ne} / \pi} = \sqrt{4 \times 6.1557 / \pi} = 2.799$   $cm \approx 2.8$   $cm$  en el tope

b)  $f_c = P / A_{crit} \leq F_c'$  V.3.11b (G.4.6.2-2)

El área crítica está a  $x = 0.6 L = 0.6 \times 4.0 = 2.4$  m del tope

$F_c' = F_c C_D C_t C_p C_{kd} C_m$

$F_c' = 1.023$  MPa

$A_{crit} = P / F_c' = 10000 / 1.023 = 9775.2$   $mm^2 = 97.75$   $cm^2$

$D = \sqrt{4A_{crit} / \pi} = 11.156$   $cm \approx 11.1$   $cm$  a 2.4 m del tope

Con un empotramiento de 0.4 m, el poste debe tener un diámetro de 18.01 cm en la parte inferior

## V.5 PROBLEMAS PROPUESTOS

V.5.1 Cuales son los pasos a seguir para el diseño de elementos sometidos a tracción axial

V.5.2 Un elemento de una armadura de techo está sometido a una fuerza de tracción de 160 kN  
 $N = 0.160 \text{ MN}$ .

Utilizar madera ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  
 $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{min}} = 5500 \text{ MPa}$  CH 15 %

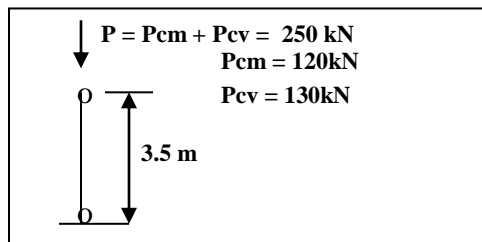
CD – coeficiente de duración de carga  $CD = 0.90$ , debido que la carga será aplicada por más de 10 años

$C_m = 1.0$

Ci – Coeficiente de incisión  $C_i = 1.0$  no hay incisión

V.5.3 Cuales son los pasos a seguir en el diseño de columna sometida a carga axial

V.5.4 Diseñar la columna de la figura, se utilizará madera ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  
 $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  
 $E_{\text{min}} = 5500 \text{ MPa}$  CH 15 %



V.5.5 Cuales son los pasos a seguir en el diseño de columna adelgazada sometida a carga axial

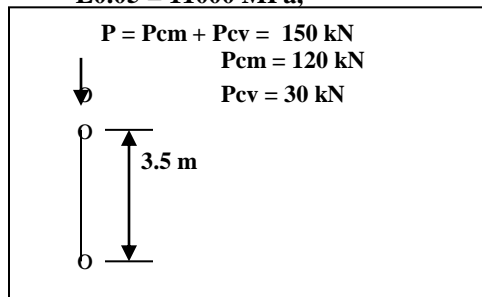
V.5.6 Calcular la dimensión  $d$  de una columna adelgazada que tiene en su dimensión menor 400 mm y dimensión mayor 450 mm,

V.5.7 Cuales son las especificaciones de la construcción de las columnas espaciadas

V.5.8 Cuales son los requisitos de diseño de columnas espaciadas

V.5.9 Cuales son los pasos a seguir en el diseño de columnas espaciadas sometida a carga axial

V.5.10 Diseñar la columna espaciada de la figura, se utilizará madera ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  
 $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  
 $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{min}} = 5500 \text{ MPa}$  CH 15 %



V.5.11 Determinar la carga admisible de una columna rectangular armada. La longitud de la columna es 4.00 m. Se utilizará madera ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,

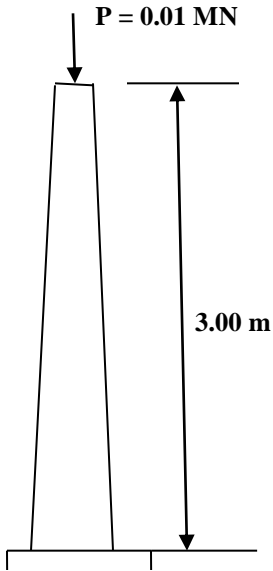
$F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{min}} = 5500 \text{ MPa}$  CH 15 %

V.5.12. Calcular el acortamiento de la columna armada del inciso anterior

V.5.13 Como se determinan los esfuerzos de diseño de columna circular

V.5.14 Diseñar un poste de 3.00 m de largo que está sometido a una carga vertical permanente aplicada en el tope de 0.01 MN, desprecie el peso del poste. El poste está empotrado en hormigón como muestra la siguiente figura

Se utilizará madera ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{min}} = 5500 \text{ MPa}$



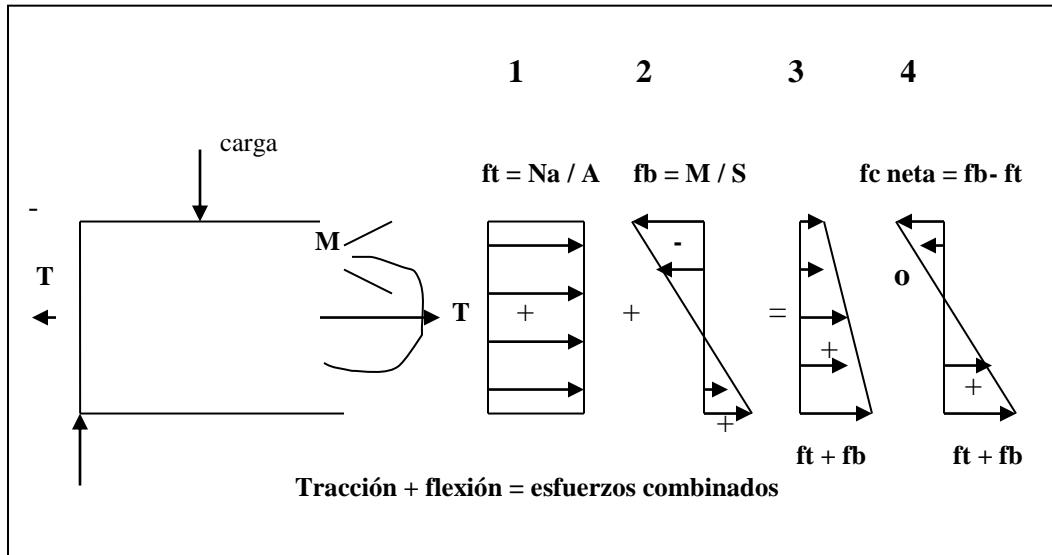
$CH = 18\%$     $T = 35^\circ \text{ C}$

$CD = 0.9$  por ser la carga permanente  
 $Ct = 1.0$  por ser la temperatura  $t < 37.8^\circ \text{ C}$   
 $CF = 1.00$   
 $Ci = 1.00$  no hay incisión

## CAPITULO VI

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL DE TRACCIÓN

Cuando un elemento es sometido a un momento flector y una carga de tracción, toma las combinaciones de esfuerzos que se representan según la figura siguiente:



Se considera **Tracción positivo y Compresión negativo en los diagramas**

En el diagrama 1 se muestra los esfuerzos producidos por la **carga axial de tracción (ft)** (toda la sección está a **tracción con un valor uniforme**)

En el diagrama 2 se muestra los esfuerzos producido por el **momento flector (fb)**, (parte de la sección está a **compresión y parte a tracción**).

Al sumar estos dos efectos puede producirse lo siguiente:

- a) Si los esfuerzos a **tracción (ft)** son superiores a los de **flexión (fb)** se obtiene el diagrama 3, en la cual toda la sección está a **tracción**, con valor variable
- b) Si los esfuerzos a **tracción (ft)** son inferiores a los de **flexión (fb)** se obtiene el diagrama 4, en la cual una zona está a **compresión fc neta(-)** y la otra a **tracción (ft + fb) (+)**

**Cuando se produce el diagrama 3 se debe analizar la siguiente fórmula:**

$$\left(\frac{ft}{Ft'}\right) + \left(\frac{fb}{Fb^*}\right) \leq 1.0 \quad \text{VI.1} \quad (\text{G. 5.1-1})$$

que se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{Na}{A} Ft' + \frac{M1}{S} Fb^* \leq 1.0 \quad \text{VI.1a}$$

**ft**- esfuerzo actuante de tracción paralela al grano según cálculo en **MPa** =  $Na / A$

**Ft'** – esfuerzo admisible a tracción modificado

$$Ft' = Ft \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_f \cdot C_i \quad \text{II.5.3}$$

**fb**- esfuerzo actuante de flexion modificado paralela al grano según cálculo en **MPa**

**Fb\***–esfuerzo admisible a flexión modificado con todos los factores, excepto **CL**, debido a que como toda la sección está a tracción, el elemento no está susceptible a pandearse

$$Fb^* = Fb \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_f \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \quad \text{VI.1b}$$

**Cuando se produce el diagrama 4 o sea, una zona en compresión y otra en tracción se debe realizar lo siguiente:**

$$\left(\frac{fc \text{ neta}}{Fb^{**}}\right) = \left(\frac{fb - ft}{Fb^{**}}\right) \leq 1.0 \quad \text{VI.2}$$

$$(fb - ft) = - \left(\frac{M1}{S}\right) + \left(\frac{Na}{A}\right)$$

$$\left[ - \left(\frac{M1}{S}\right) + \left(\frac{Na}{A}\right) \right] / Fb^{**} \leq 1.0 \quad \text{VI.2 a}$$

**fb** – esfuerzo actual en compresión por flexión paralelo al grano, según cálculo  $fb = M1 / S1$

**ft** – esfuerzo actual en tracción paralelo al grano  $ft = Na / A$

**Fb\*\*** – esfuerzo permisible modificado, donde debe utilizarse el coeficiente **CL**

Para este caso se debe considerar el coeficiente de estabilidad **CL**, debido que puede ocurrir que **esfuerzos** de compresión en el borde superior

$$Fb^{**} = Fb' = Fb CD Cm Ct Cf Ci Cr CL Cfu \quad \text{VI.2.c (para madera aserrada)}$$

Cuando ocurre la **flexión oblicua con tracción** se debe cumplir que:

$$(ft / Ft') + (fb1 / Fb1^*) + (fb2 / Fb2^*) \leq 1.0 \quad \text{VI. 3 (G.5.1-3)}$$

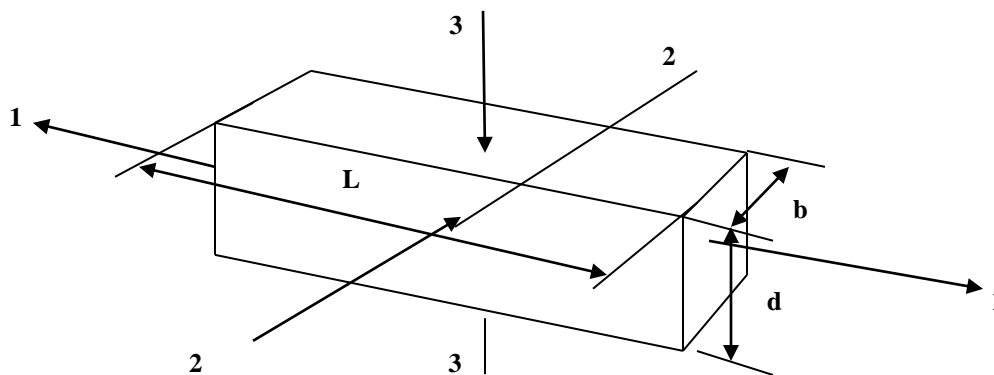
$$ft = Na / A \quad fb1 = M1 / S1 = 6 M1 / b d^2 \quad fb2 = M2 / S2 = 6 M2 / d b^2$$

**M1**- momento según en el plano 3-1      **M2** – momento según el plano 2-1

$$[(fb1 - ft) / Fb1^{**}] \leq 1.0 \quad \text{VI. 4 (G.5.1-4)}$$

$$[(fb2 - ft) / Fb2^{**}] \leq 1.0 \quad \text{VI. 5 (G.5.1-5)}$$

Los subíndices indican los ejes sobre los cuales se produce la flexión



**Flexión combinada y tracción axial**

### VI.1. Pasos a seguir en el diseño de elementos sometidos a flexión y tracción

#### 1- Hallar el área neta (**An**) en los extremos articulados

En el extremo del elemento donde se reduce el área del elemento debido a los agujeros para colocar los tornillos, se debe considerar el área neta  $An = Ab - \sum Ah$  y la fuerza de Tracción solamente, debido a que no existe momento flector

$$An \geq Na / Ft'$$

**Ab** –área (bruta) del elemento sin agujeros

$\sum Ah$  - **sumatoria** de las áreas de los agujeros

**Na** – Fuerza de tracción

$Ft' = Ft CD Cm Ct Cf Ci$

#### 2- Hallar el área necesaria por flexión en el punto de máximo flector (**M1**)

Si no se asume una sección, realícese lo siguiente

Para hallar el área necesaria se halla el módulo de la sección (**S1**) necesaria

$$S1 = 1.2 M1 / Fb'$$

**Nota:** el valor de 1.2 es para considerar la carga axial

**M1**- momento flector máximo

**Flexión**  $Fb' = Fb CD Cm Ct CL CF Cfu Ci Cr$  II.5.2

#### 3- Comprobación de Tracción (**Na**) con flexión (**M1**)

Se comprueba con:

$$(ft / Ft') + (fb / Fb^*) \leq 1.0 \quad \text{VI.1 ó} \quad (Na / A Ft') + (Ma / S1 Fb^*) \leq 1.0 \quad \text{VI.1a (G. 5-1)}$$



$$Ft' = Ft C_d C_m C_t C_F C_i \quad \text{II.5.3}$$

$$Fb^* = F_b C_D C_m C_t C_F C_{fu} C_i C_r \quad \text{VI.1b}$$

4- Comprobación de tracción menos flexión

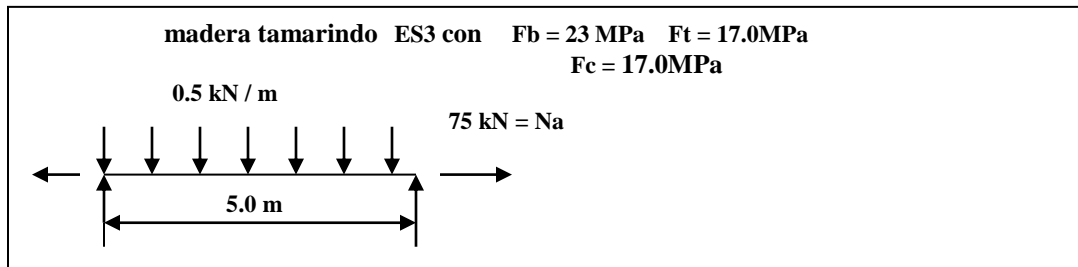
$$(f_c \text{ neta} / Fb') = (fb - ft) / Fb^{**} \leq 1.0$$

$$Fb^{**} = Fb' = F_b C_D C_m C_t C_F C_i C_r C_L C_{fu} \quad \text{VI.2.c (para madera aserrada)}$$

$fb$  – esfuerzo actual en compresión por flexión  $fb = M_1 / S_1$   
 $ft$  – esfuerzo actual en tracción paralelo al grano  $ft = N_a / A$   
**Si no se cumple todo lo anterior aumentese la sección**

### V I.2 Ejemplo de un elemento sometido a flexión y tracción

Sea el elemento inferior de una armadura que está sometido a las cargas que se indican en la figura



Empezaremos utilizando un elemento de sección nominal de  $50 \times 200 \text{ mm}$  ( $40 \times 190 \text{ mm}$ )  
 $A_b = 0.0076 \text{ m}^2$   $S_1 = 0.00024 \text{ m}^3$

1. Comprobemos la fuerza axial en el extremo, en el cual el momento flector es igual a **cero**

Consideremos que el agujero para el tornillo a utilizar es de  $0.02 \text{ m}$

$$A_n = 0.0076 - (0.02 \times 0.04) = 0.0068 \text{ m}^2$$

$$Ft' = Ft C_D C_m C_t C_F C_i \quad \text{II.5.3}$$

Para simplificar consideraremos que todos los factores de modificación son iguales a **1.00**

$$Ft' = 17.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 17.0 \text{ MPa}$$

$$ft = N_a / A_n = 0.075 / 0.0068 = 11.03 \text{ MPa} < Ft' \quad \text{Se cumple}$$

2. Determinemos en el punto donde el momento flector es mayor

$$ft = N_a / A_b = 0.075 / 0.0076 = 9.868 \text{ MPa} < Ft' \quad \text{Se cumple}$$

El momento como viga simplemente apoyada es :  $M_1 = 0.5 \times (5)^2 / 8 = 1.5625 \text{ kN} = 0.0015625 \text{ MN}$

$$fb = M_1 / S_1 = 0.0015625 / 0.00024 = 6.51 \text{ MPa}$$

Hallemos  $Fb' = F_b C_D C_m C_t C_L C_F C_{fu} C_i C_r \quad \text{II.5.2}$

$$Fb' = 23 \text{ MPa} > fb = 6.51 \text{ MPa}$$

Ahora analizaremos la combinación de esfuerzos

$$Fb^{**} = Fb' = F_b C_D C_m C_t C_F C_i C_r C_L C_{fu} \quad \text{VI.2.c}$$

$$Fb^{**} = Fb' = 23 \text{ MPa}$$

$$(ft / Ft') + (fb / Fb^{**}) \leq 1.0$$

$$(9.868 / 17.0) + (6.51 / 23) = 0.58 + 0.38 = 0.86 < 1.0 \quad \text{Se cumple}$$

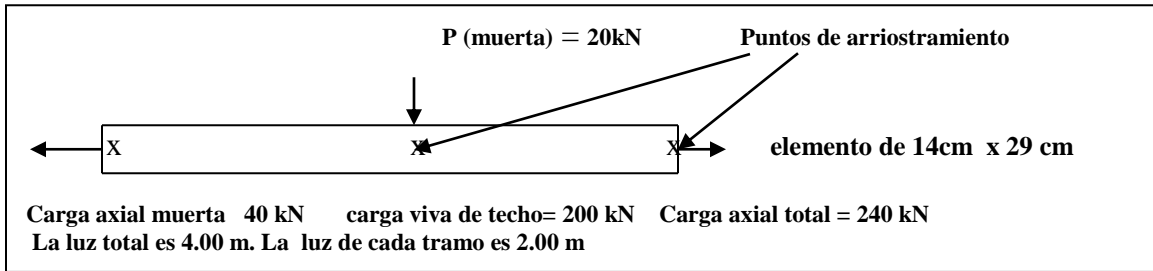
$$(fb - ft) / Fb^{**} \leq 1.0 \quad \text{VI.2}$$

$$(6.51 - 11.03) / 23 = -0.196 \leq 1.0 \quad \text{Se cumple}$$

Como los esfuerzos de  $ft$  son mayores que  $fb$  la sección está completamente a tracción. Estamos en **Caso 3 Diagrama 3**

### VI.2a Ejemplo de un elemento sometido a flexión y tracción

Sea el elemento inferior de una armadura que está sometido a las cargas que se indican en la figura. Está arriostrado en el centro de la luz



madera tamarindo ES3 con  $F_b = 23 \text{ MPa}$   $F_t = 17.0 \text{ MPa}$   
 $F_c = 17.0 \text{ MPa}$

Se considera que todos los factores de modificación son iguales a 1.0

$$A_b = 0.0406 \text{ m}^2 \quad I_1 = (\text{ancho} \times \text{altura}^3) / 12 = (0.14 \times 0.29^3) / 12 = 0.0002845 \text{ m}^4$$

$$I_2 = (\text{altura} \times \text{ancho}^3) / 12 = (0.29 \times 0.14^3) / 12 = 0.0000663 \text{ m}^4$$

$$S_1 = (\text{ancho} \times \text{altura}^2) / 6 = (0.14 \times 0.29^2) / 6 = 0.00196 \text{ m}^3$$

$$S_2 = (\text{altura} \times \text{ancho}^2) / 6 = (0.29 \times 0.14^2) / 6 = 0.000947 \text{ m}^3$$

Peso propio = 0.30 kN / m

$$F_t' = F_t C_D C_M C_t C_F C_i$$

$$N_a = 240 \text{ kN} = 0.44 \text{ MN} \quad F_t' = 17.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 17.0 \text{ MPa}$$

$$F_b^{**} = F_b' = F_b C_D C_M C_t C_F C_i C_r C_L C_{fu} = 21.0 \text{ MPa}$$

$$M_1 = P l / 4 + \text{peso propio} \times l^2 / 8 = 20 \times 4 / 4 + 0.30 \times 4^2 / 8 = 20.6 \text{ kN-m} = 0.0406 \text{ MN-m}$$

$$f_b = M_1 / S_1 = 0.0206 / 0.00196 = \pm 10.51 \text{ MPa}$$

$$f_t = N_a / A = 0.24 / 0.0406 = +5.91 \text{ MPa}$$

$$F_b^* = 23.0 \text{ MPa}$$

$$\text{Debe cumplirse que } (N_a / A F_t') + (M_1 / S_1 F_b^*) \leq 1.0$$

$$5.91 / 17.0 + 10.51 / 23.0 = 0.347 \pm 0.456 = 0.80 \leq 1.0 \quad \text{Se cumple}$$

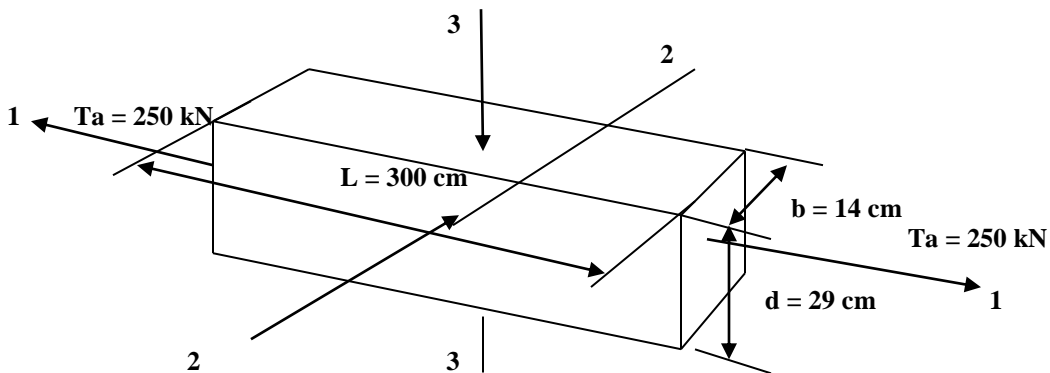
$$(f_b - f_t) / F_b^{**} \leq 1.0 \quad \text{VI.2}$$

$$F_b^{**} = 23.0$$

$$(10.51 - 5.91) / 23.0 = 0.20 \leq 1.0 \quad \text{Se cumple}$$

### VI.2b Ejemplo de un elemento sometido a flexión oblicua y tracción

Un elemento está sometido a una carga axial de total de 250 kN (carga viva y muerta) y un momento  $M_1 = 20 \text{ kN-m}$  (en el plano 1-3) y  $M_2 = 10 \text{ kN-m}$  (en el plano 2-1)



Flexión combinada y tracción axial

Se utilizará madera Choiba ES1 con  $F_b = 29.5 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 21.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 6.0 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 2.0 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 18000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 13250 \text{ MPa}$ ,  $E_{min} = 7130 \text{ MPa}$   
 $CH = 15 \%$

Determinar la sección del elemento

Solución:

Consideraremos un elemento de  $14 \times 29 \text{ cm}$

$$A_b = 0.0406 \text{ m}^2 \quad I_1 = (\text{ancho} \times \text{altura}^3) / 12 = (0.14 \times 0.29^3) / 12 = 0.0002845 \text{ m}^4$$

$$I_2 = (\text{altura} \times \text{ancho}^3) / 12 = (0.29 \times 0.14^3) / 12 = 0.0000663 \text{ m}^4$$

$$S_1 = (\text{ancho} \times \text{altura}^2) / 6 = (0.14 \times 0.29^2) / 6 = 0.00196 \text{ m}^3$$

$$S_2 = (\text{altura} \times \text{ancho}^2) / 6 = (0.29 \times 0.14^2) / 6 = 0.000947 \text{ m}^3$$

Determinamos  $C_D$   $C_m$   $C_t$   $C_F$   $C_i$

$C_D = 1.0$  combinación carga muerta y viva

$C_m = 1.0$   $CH < 19\%$

$C_t = 1.0$  temperatura =  $30^\circ\text{C}$

De IV. 3.3.1  $C_F = C_d$   $C_L = 1.08 \times 1.0 = 1.08$

$C_i = 1.0$  no hay incisión

Cálculo de  $C_{fu}$

Para las cargas aplicada en el plano 3-1  $C_{fu} = 1.00$

Para la carga aplicada en el plano 2-1  $C_{fu}$  es según IV 3.3.2  $C_{fu} = 1.05$

$C_r = 1.0$

Cálculo de  $C_L$

Según IV 3.3.3 Estabilidad lateral y coeficiente de modificación  $C_L$

Para las cargas aplicada en el plano 3-1

$$d/b = 29 / 14 = 2.07 \approx 2.0 \text{ No requiere soporte lateral } C_L = 1.0$$

Para la carga aplicada en el plano 2-1

$$b/d = 14 / 29 = 0.48 < 2.0 \text{ No requiere soporte lateral } C_L = 1.0$$

Cuando ocurre la flexión oblicua con tracción se debe cumplir que:

$$(f_t / F_t') + (f_{b1} / F_{b1}^*) + (f_{b2} / F_{b2}^*) \leq 1.0 \quad \text{VI. 3 (G.5.1-3)}$$

$$f_t = N_a / A \quad f_{b1} = M_1 / S_1 = 6 M_1 / b d^2 \quad f_{b2} = M_2 / S_2 = 6 M_2 / d b^2$$

$M_1$  - momento según en el plano 3-1  $M_2$  - momento según el plano 2-1

$$[(f_{b1} - f_t) / F_{b1}^{**}] \leq 1.0 \quad \text{VI. 4 (G.5.1-4)}$$

$$[(f_{b2} - f_t) / F_{b2}^{**}] \leq 1.0 \quad \text{VI. 5 (G.5.1-5)}$$

$$f_t = N_a / A = 0.25 / 0.0406 = 6.15 \text{ MPa}$$

$$f_{b1} = M_1 / S_1 = 6 M_1 / b d^2 = 6 \times 0.02 / 0.14 \times 0.29^2 = 10.19 \text{ MPa}$$

$$f_{b2} = M_2 / S_2 = 6 M_2 / d b^2 = 6 \times 0.01 / 0.29 \times 0.14^2 = 10.55 \text{ MPa}$$

$$F_t' = F_t C_D C_m C_t C_F C_i \quad \text{II.5.3}$$

$$F_t' = 21.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.08 \times 1.0 = 22.68 \text{ MPa}$$

Cálculo de  $F_b^*$

$$F_b^* = F_b C_D C_m C_t C_F C_{fu} C_i C_r \quad \text{VI.1b}$$

Para las cargas aplicada en el plano 3-1

$$F_{b1}^* = 29.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.08 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 31.86 \text{ MPa}$$

Para la carga aplicada en el plano 2-1

$$F_{b2}^* = 29.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.08 \times 1.05 \times 1.0 \times 1.0 = 33.45 \text{ MPa}$$

$$(f_t / F_t') + (f_{b1} / F_{b1}^*) + (f_{b2} / F_{b2}^*) \leq 1.0 \quad \text{VI. 3}$$

$$(6.15 / 22.68) + (10.19 / 31.86) + (10.55 / 33.44) = 0.91 < 1.0 \text{ Se cumple}$$

$$F_b^{**} = F_b' = F_b C_D C_m C_t C_F C_i C_r C_L C_{fu} \quad \text{VI.2.c (para madera aserrada)}$$

$$F_{b1}^{**} = F_b' = 29.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.08 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 31.86 \text{ MPa}$$

$$F_{b2}^{**} = F_b' = F_b C_D C_m C_t C_F C_i C_r C_L C_{fu}$$

$$F_{b2}^{**} = F_b' = 29.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.08 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.05 = 33.45 \text{ MPa}$$

$$[(f_{b1} - f_t) / F_{b1}^{**}] \leq 1.0 \quad \text{VI. 4}$$

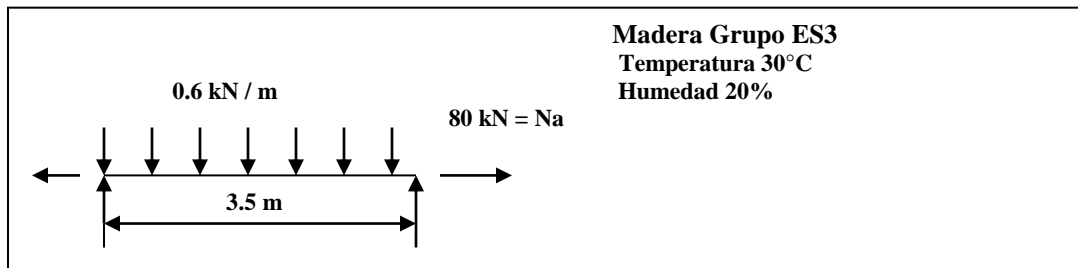
$$[(10.19 - 6.15) / 31.86] = 0.126 < 1.0 \text{ Se cumple}$$

$[(f_{b2} - f_t) / F_{b2}^{**}] \leq 1.0$  VI. 5  
 $[(10.55 - 6.15) / 33.45] = 0.131$  Se cumple  
 Podemos utilizar la sección de 14 x 29 cm

### VI.3 PROBLEMAS PROPUESTOS

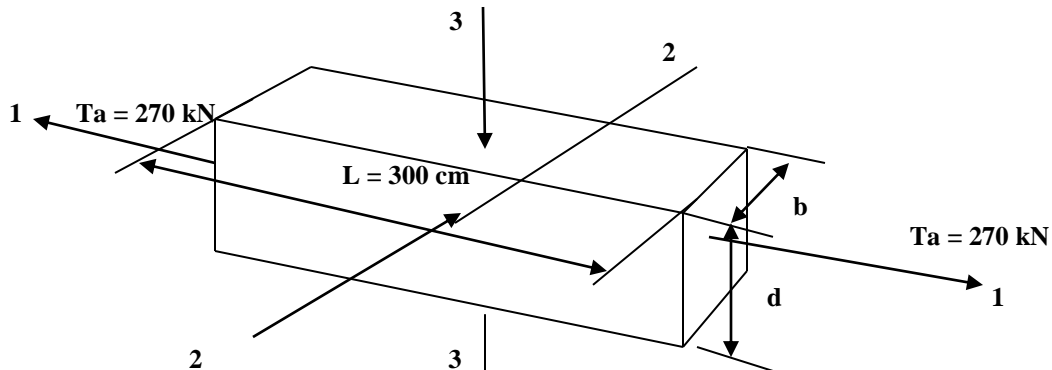
VI.3.1 Cuales son los pasos a seguir en el diseño de elementos sometidos a flexión y tracción

VI.3.2 Sea el elemento inferior de una armadura que está sometido a las cargas que se indican en la figura



Diseñar el elemento

VI.3.3 Un elemento está sometido a una carga axial de total de 270 kN (carga viva y muerta) y un momento  $M_1 = 25$  kN-m (en el plano 1-3) y  $M_2 = 15$  kN-m (en el plano 2-1)



#### Flexión combinada y tracción axial

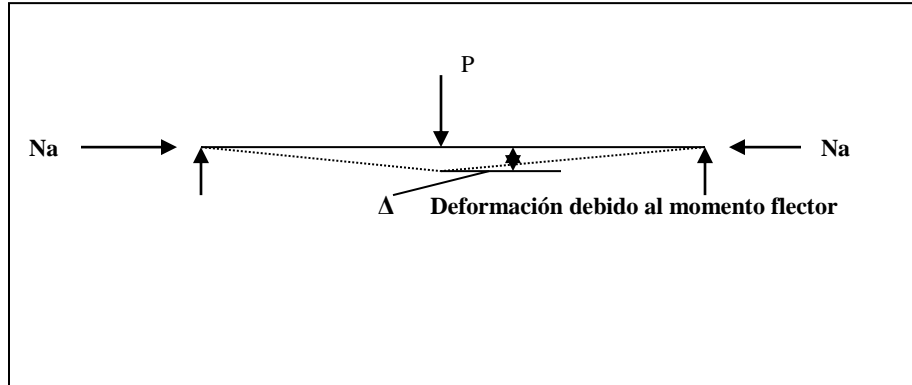
Se utilizará madera ES1  $F_b = 29.5$  MPa,  $F_t = 21.0$  MPa,  $F_c = 23.0$  MPa,  $F_p = 6.0$  MPa,  
 $F_v = 2.0$  MPa,  $E_{0.5} = 18000$  MPa,  $E_{0.05} = 13250$  MPa,  $E_{min} = 7130$  MPa  $CH = 15\%$   
 Determinar la sección del elemento

## CAPITULO VII

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS A CARGAS COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN (FLEXO COMPRESIÓN)

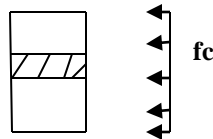
Cuando un elemento está sometido a **flexión y carga axial de compresión**, el elemento trabaja como **columna** y como **viga**

Si el momento flector actúa simultáneamente con una carga axial de compresión, un momento adicional es producido. Este momento se produce debido a que el momento por las cargas transversales deforma el elemento un cierto valor  $\Delta$  y el momento adicional es  $N_a \Delta$  (**efecto P- $\Delta$** )



En este caso debe realizarse las siguientes comprobaciones

#### 1- Carga axial en el área neta



La compresión en el área neta ocurre en la conexión del elemento, o sea, en los extremos, y el factor  $C_p$  es  $C_p = 1.0$ , debido a que no puede haber pandeo en el extremo de conexión, entonces:

$$f_c = N_a / A_{neta} \leq F_c' \quad \text{VI 5.4}$$

$f_c$  – esfuerzo de compresión

$N_a$ - carga axial

$F_c'$  - esfuerzo a compresión permisible paralelo al grano (considerando  $C_p = 1.0$ )

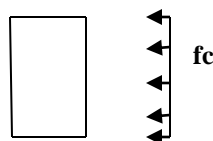
$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_p C_i$

$A_n$  – área neta de la sección

$$A_n = A_{bruta} - \sum A_{huecos} \quad \text{VI 5.5}$$

$\sum A_{huecos}$  – suma de las áreas de los huecos para colocar los tornillos perpendiculares a la carga

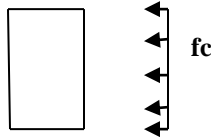
#### 2- Compresión en el área bruta



La compresión en el área bruta se determina donde no existen huecos, normalmente en el centro del elemento, el factor  $C_p$  debe ser calculado, la ecuación requerida es

$$f_c = N_a / A_b \leq F_c' \quad \text{VII.1}$$

### 3- Flexión pura



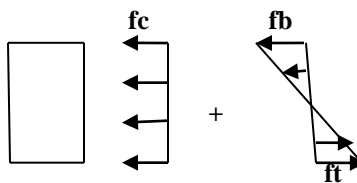
La flexión pura ocurre en el punto de máximo momento, la ecuación requerida es

$$f_c = M / S_1 \leq F_b' \quad \text{VII.2}$$

$f_c$  – esfuerzo de compresión por flexión  
 $M$  – momento flector  
 $S_1$  – módulo de la sección  
 $F_b'$  – esfuerzo permisible

$$F_b' = F_b C_D C_m C_t C_L C_F C_i C_r C_{fu}$$

### 4- Flexión más compresión



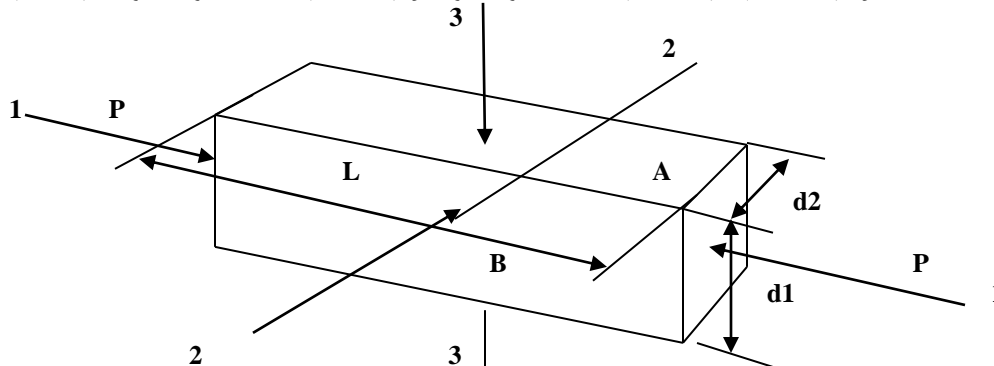
La flexión y compresión ocurre en el punto de momento máximo donde el momento ampliado ocurre  $N_a \Delta$  (efecto  $P-\Delta$ )

Para la combinación de carga axial y momento uniaxial en el plano 1-3 la ecuación es:

$$(f_c / F_c')^2 + \{f_b / \{F_b' [1 - (f_c / F_{ce1})]\}\} \leq 1.0 \quad \text{VII.3}$$

La fórmula general de interacción para el caso de fuerza de compresión axial más momento biaxial según el **Reglamento** es la siguiente:

$$(f_c / F_c')^2 + \{f_b / \{F_b' [1 - (f_c / F_{ce1})]\}\} + \{f_b / \{F_b' [1 - (f_c / F_{ce2}) - (f_b / F_{be})^2]\}\} \leq 1.0 \quad \text{VII.4}$$



**Flexión combinada y compresión axial**

$f_c < F_{ce1} = 0.822 E'_{min} / (L_{e1} / d_1)^2$  VII.5 (G.5-2) Para flexión axial con carga en la cara angosta o flexión biaxial (fórmula de Euler para pandeo en el plano 1-3)

$f_c < F_{ce2} = 0.822 E'_{min} / (L_{e2} / d_2)^2$  VII.3 (G.5- 3) Para flexión axial con carga en la cara ancha o flexión biaxial (fórmula de Euler para pandeo en el plano 1-2)

$f_{b1} < F_{be} = 1.20 E'_{min} / (RB)^2$  VII.4 (G.5- 4) Para flexión biaxial  
 $(RB)^2 = L d_1 / d_2 < 50$  VII.5

$f_c$ - esfuerzo actuante por compresión axial paralela a la fibra en MPa

$f_{b1}$ - esfuerzo de flexión actuante por carga colocada en la cara angosta (A) del elemento en MPa

$f_{b2}$ - esfuerzo de flexión actuante por carga colocada en la cara ancha (B) del elemento en MPa

$L_{e1}$ - longitud efectiva 1

$d_1$ - dimensión de la cara ancha, altura en mm

$d_2$ - dimensión de la cara angosta, ancho en mm

RB -relación de esbeltez como viga

$F_b' = F_b C_D C_m C_t C_F C_i C_r C_L C_{fu}$  (para madera aserrada)

$F_c' = F_c C_D C_m C_t C_F C_i C_p$  II.5.6

Para el cálculo del factor  $C_p$  de columna y el esfuerzo  $F_c'$  se debe utilizar el mayor de los valores de pandeo de los planos 1-3 ( $L_{e1} / d_1$ ) y 1-2( $L_{e2} / d_2$ ), debido a que el elemento puede pandearse en el sentido de mayor esbeltez de pandeo. Para mayor esbeltez de pandeo ( $k L_e / r$ ) menor es el valor de  $C_p$

Cuando el elemento está completamente arriostrado  $C_p = 1.0$ , para otros casos se debe utilizar:

$$C_p = (1 + (F_{ce} / F_{c*}) / 2c) - \sqrt{\{(1 + (F_{ce} / F_{c*}) / 2c)^2 - ((F_{ce} / F_{c*}) / c)\}} \quad V.3.4.1$$

$$F_{c*} = F_c C_D C_m C_t C_F C_i \quad V.3.4.2$$

Valores de c y  $F_{ce}$

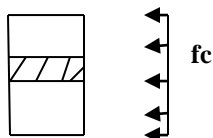
	madera aserrada			madera rojiza	madera laminada
	cuadrada	rectangular	cualquier sección	redonda	laminada
c	0.80	0.80	0.8	0.85	0.90
$F_{ce}$	$0.822 E'_{min} / \lambda^2$	$0.822 E'_{min} / \lambda^2 (1.2)$	$\pi^2 E'_{min} / (l_e/r)^2$	$0.822 E'_{min} / \lambda^2$	$0.822 E_y'_{min} / \lambda^2$

$E'_{min} = E_{min} C_m C_t C_i$

$E_y'_{min}$  – módulo de elasticidad mínimo modificado para madera laminada en MPa

Cuando se diseña elementos a flexo compresión se debe comprobar lo siguiente, además debe tenerse en cuenta que valor del factor  $C_D$ , debe considerarse para cada combinación de carga:

### 3- Carga axial en el área neta



La compresión en el área neta ocurre en la conexión del elemento, o sea, en los extremos, y el factor  $C_p$  es  $C_p = 1.0$ , debido a que no puede haber pandeo en el extremo de conexión, entonces:

$$f_c = N_a / A_{neta} \leq F_c' \quad VI 5.4$$

$f_c$  – esfuerzo de compresión

$N_a$ - carga axial

$F_c'$  - esfuerzo a compresión permisible paralelo al grano (considerando  $C_p = 1.0$ )

$F_c' = F_c C_D C_m C_t C_F C_p C_i$

An – área neta de la sección

$$A_n = A_{bruta} - \sum A_{huecos} \quad \text{VI 5.5}$$

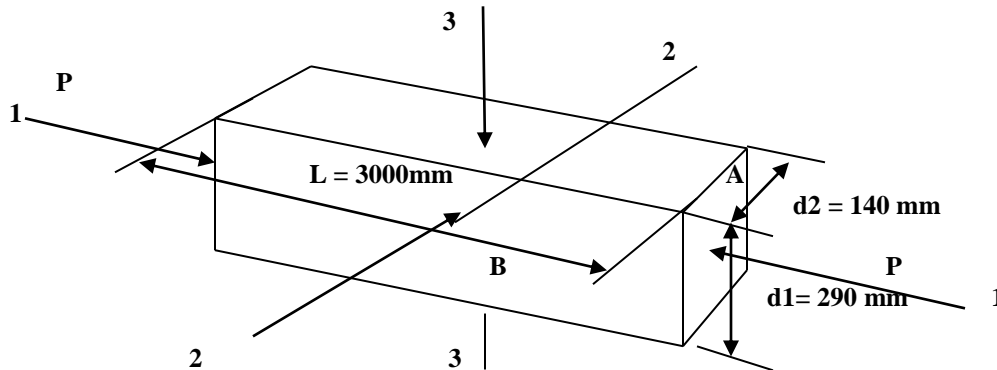
$\sum A_{huecos}$  – suma de las áreas de los huecos para colocar los tornillos perpendiculares a la carga

## VII.2 Pasos a seguir para diseño de columna sometido a carga axial y momento biaxial

- 1- Determine las solicitaciones
- 2- Determine la sección a utilizar
- 3- Determine la madera a utilizar y los esfuerzos admisibles
- 4- Determine los coeficientes de modificación
- 5- Compruebe la compresión en los extremos (área neta)
- 6- Compruebe la combinación de flexión biaxial y compresión

## VII.3 Ejemplo de elemento sometido a FLEXIÓN BIAxIAL Y CARGA AxIAL DE COMPRESIÓN

Diseñar la columna de la figura, se utilizará madera Palo Palma ES3 con  $F_b = 23.0$  MPa,  $F_t = 17.0$  MPa,  $F_c = 19.0$  MPa,  $F_p = 3.8$  MPa,  $F_v = 1.6$  MPa,  $E_{0.5} = 14000$  MPa,  $E_{0.05} = 11000$  MPa,  $E_{min} = 5500$  MPa CH 15 %



- 1- Determine las solicitaciones

Carga axial de total de 10 kN (carga viva y muerta) y un momento  $M_1 = 20$  kN-m (en el plano 1-3) y  $M_2 = 10$  kN-m (en el plano 2-1)

- 2- Determine la sección a utilizar

Trataremos con una sección de sección nominal de 140 x 290 mm  $d_1 = 290$  mm  $d_2 = 140$  mm

- 3- Determine la madera a utilizar y los esfuerzos admisibles

Se utilizará madera ES3  $F_b = 23.0$  MPa,  $F_t = 17.0$  MPa,

$F_c = 19.0$  MPa,  $F_p = 3.8$  MPa,  $F_v = 1.6$  MPa,  $E_{0.5} = 14000$  MPa,  $E_{0.05} = 11000$  MPa,

$E_{min} = 5500$  MPa CH = 15 %

- 4- Determine los coeficientes de modificación

$C_D = 1.0$  combinación carga muerta y viva II.5.1

$C_m = 1.0$  CH = 15 % II.5.2

$C_t = 1.0$  temperatura 40°C II.5.3

$C_i = 1.0$  no hay incisión II.5.4

$C_r = 1.0$  II.5.5

Cálculo de  $C_L$  IV 3.3.3

El Reglamento tiene dos métodos para considerar la estabilidad de una viga a flexión:

- 1- Por inspección, con lo cual obtendríamos

En sentido del plano 1-3

$$d_1 / d_2 = 290 / 140 = 2.07 \approx 2.0 \quad C_L = 1.0$$

En sentido plano 1-2

$$d_2 / d_1 = 140 / 290 = 0.48 \quad C_L = 1.0$$



## 2 Calculando CL

El parámetro que mide la esbeltez de una viga se calcula con la siguiente expresión

$$RB = \sqrt{[le d / b^2]} \quad \text{IV 3.3.3a} \quad (\text{G. 3.2-4})$$

$$lu = 3.00 \text{ m} \quad k = 1.0$$

para el plano 1-3  $lu/d1 = 3.00 / 0.29 = 10.34 > 7$ , entonces  $le = 1.37 lu + d1 = 1.37 \times 3.0 + 0.29 = 4.4 \text{ m}$

$$RB = \sqrt{[le d / b^2]} \quad \text{IV 3.3.3a}$$

$$RB = \sqrt{[440 \times 29 / 14^2]} = 8.06$$

$$Fb'' = Fb Cd Cm Ct Cf Ci Cr \quad \text{IV 2.3.3c} \quad \text{MPa}$$

$$Fb'' = 23.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 23.0 \text{ MPa} \quad (\text{ver cálculo de } Cf \text{ posteriormente})$$

$$FBE = 1.20 E'_{\min} / RB^2 \quad \text{IV 2.3.3d}$$

$$FBE = 1.20 \times 5500 / 8.06^2 = 101.5 \text{ MPa}$$

$$FBE / Fb'' = 101.5 / 23.0 = 4.41$$

**Coefficiente de estabilidad lateral (CL)**

Este coeficiente se determina con la siguiente fórmula:

$$CL = \{ [1 + (FBE / Fb'')] / 1.9 \} - \sqrt{ [1 + (FBE / Fb'')] / 1.9 \}^2 - (FBE / Fb'') / 0.95 } \quad \text{IV 3.3.3b} \quad (\text{G. 3.2-5})$$

$$CL = 0.993$$

### Cálculo de CF

### IV 3.3.1

En sentido del plano 1-3

$$\text{Para } Fb \quad CF = 1.0 \times 1.0 = 1.0$$

$$\text{Para } Ft \quad CF = 1.10 \times 1.0 = 1.10$$

$$\text{Para } FCC \quad CF = 1.0$$

En sentido del plano 1-2

$$\text{Para } Fb \quad CF = 1.15 \times 1.0 = 1.15$$

$$\text{Para } Ft \quad CF = 1.10 \times 1.0 = 1.10$$

$$\text{Para } FCC \quad CF = 1.0$$

### Cálculo de CPU

### IV 3.3.2

En sentido del plano 1-3  $CPU = 1.00$

En sentido del plano 1-2  $CPU = 1.05$

## 5- Compruebe la compresión en los extremos (área neta)

El área neta es  $0.0406 - 0.0011 = 0.039 \text{ m}^2$

En el apoyo no hay pandeo entonces  $Cp = 1.00$

$$FCC' = FCC Cd Cm Ct Cf Ci Cp = 19 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 19.0 \text{ MPa}$$

$$Fca = P / En = 0.01 / 0.039 = 0.256 \text{ MPa} < FCC' = 19.0 \text{ MPa} \text{ Se cumple}$$

## 6- Compruebe la combinación de flexión biaxial y compresión

$fca < Fice = 0.822 E'_{\min} / (Le / da)^2$  VII.2 (G.5-2) Para flexión axial con carga en la cara angosta o flexión biaxial (fórmula de Euler para pandeo en el plano 1-3)

$$fc = P / Ab = 0.01 / 0.0406 = 0.246 \text{ MPa}$$

$$Fce1 = 0.822 E'_{\min} / (Le1 / d1)^2 = 19.65 \text{ MPa} > fc \text{ Se cumple}$$

$fc2 < Fce2 = 0.822 E'_{\min} / (Le2 / d2)^2$  VII.3 (G.5-3) Para flexión axial con carga en la cara ancha o flexión biaxial (fórmula de Euler para pandeo en el plano 1-2)

$$Fce2 = 0.822 E'_{\min} / (Le2 / d2)^2 = 4.57 \text{ MPa} > fc \text{ Se cumple}$$

$$S1 = d2 d1^2 / 6 = 0.14 \times 0.29^2 / 6 = 0.002 \text{ m}^3$$

$$fb1 = M1 / S1 = 0.02 / 0.002 = 10.0 \text{ MPa}$$

$$S2 = d1 d2^2 / 6 = 0.29 \times 0.14^2 / 6 = 0.00095 \text{ m}^3$$

$$fb2 = M2 / S2 = 0.010 / 0.00095 = 10.52 \text{ MPa}$$

$$Fb1' = Fb Cd Cm Ct CL Cf Ci Cfu Cr = 23 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.993 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 22.84 \text{ MPa}$$

$$Fb2' = Fb C_D C_M C_t C_L C_F C_i C_{fu} C_r = 23 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.993 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 26.426 \text{ MPa}$$

$f_{b1} < F_{be} = 1.20 E'_{min} / (RB)^2$  VII.4 (G.5- 4) Para flexión biaxial

$$F_{be} = 1.20 E'_{min} / (RB)^2 = 1.20 \times 5500 / 8.06^2 = 101.5 \text{ MPa} > f_{b1} \text{ Se cumple}$$

$$(f_c/F_c)^2 + \{f_{b1}/ \{F_{b1}[1 - (f_c/F_{ce1})]\}\} + \{f_{b2}/ \{F_{b2}[1 - (f_c/F_{ce2}) - (f_{b1}/F_{be})^2]\}\} \leq 1.0 \text{ VII.1}$$

$$(0.246/8.15)^2 + \{10.0/ \{22.84 [1 - (0.246/19.65)]\}\} + 10.52/\{[26.26[1 - (0.246/4.57)] - (10.0/101.5)^2]\}$$

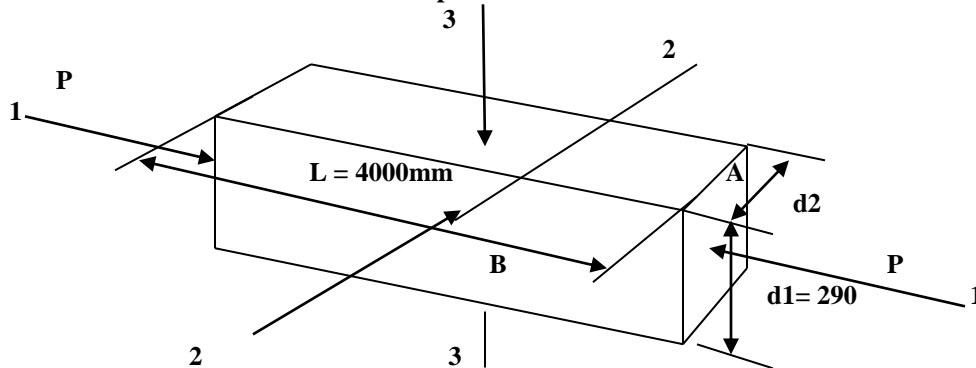
$$0.0009 + 0.44 + 0.42 = 0.85 < 1.0 \text{ Se cumple}$$

Se puede utilizar un elemento de 29 x 14 cm

## VII.4 PROBLEMAS PROPUESTOS

VII.4.1 Cuales son los pasos a seguir para diseño de columna sometido a carga axial y momento biaxial

VII.4.2 Diseñar la columna de la figura, se utilizará madera ES3  $F_b = 23.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 17.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 19.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 3.8 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.6 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 14000 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 11000 \text{ MPa}$ ,  $E_{min} = 5500 \text{ MPa}$  CH 15 % temperatura 30°C



Carga axial de total de 20 kN (carga viva y muerta) y un momento  $M_1 = 25 \text{ kN-m}$  (en el plano 1-3) y  $M_2 = 15 \text{ kN-m}$  (en el plano 2-1)

1- Determine la sección a utilizar

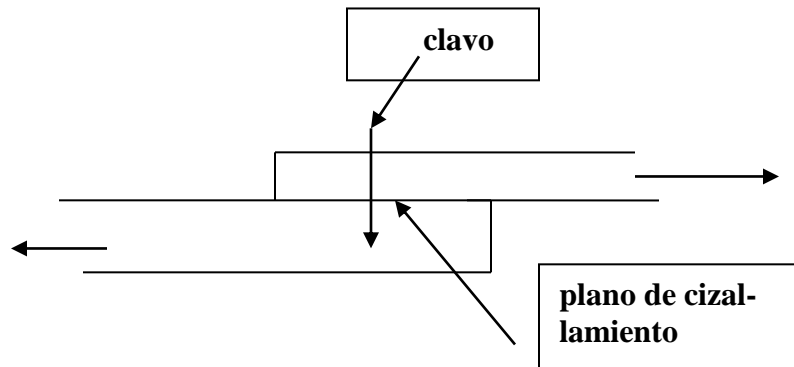
## CAPITULO IX

### DISEÑO DE UNIONES CLAVADAS

#### IX.1 Especificaciones

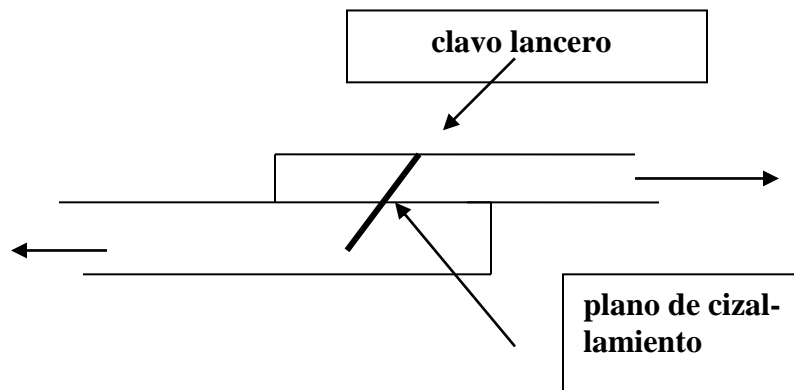
El Reglamento establece que las disposiciones son aplicables a uniones clavadas de dos o más elementos de madera estructural. Las uniones clavadas se reservan para solicitaciones relativamente bajas, su límite de utilización está determinado por el requerimiento de un número excesivo de clavos, incompatible con el tamaño de la unión y con la posibilidad de general rajaduras debido a su cercanía. Se debe especificar la calidad del acero de los clavos  $F_y$ , y se deberá el tipo de tratamiento anticorrosivo que debe tener los clavos. Las uniones estructurales cargadas lateralmente se fabricarán con clavos insertados preferiblemente en sentido normal a la fibra, los cuales servirán para resistir fuerzas aplicadas perpendicularmente a la longitud del clavo de acuerdo con la **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**,

Las cargas admisibles de la **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)** son para clavos comunes de alambre de acero, de sección circular, de caña lisa y punta de diamante. Estos valores podrán utilizarse para clavos de mayor resistencia u otro tipo de acabado, se debe especificar el  $F_y$  de los clavos que se requiera en el diseño **Cargas laterales**



#### Clavo lancero

Cuando no sea posible hincar clavos perpendicularmente a la fibra del elemento sostenido, pueden utilizarse clavos lanceros, también llamados de lacón, los cuales deberán ser introducidos en puntos ubicados a  $1/3$  de la longitud del clavo medida a partir del plano del plano de unión y formando un ángulo de aproximadamente de  $30^\circ$  con la dirección de la fibra



En uniones con clavos solicitados a extracción lateral se deberán colocar por lo menos cuatro clavos en cada uno en los planos de cortante que se presentan en una unión clavadas de más de dos piezas de madera, exigencia que no rige para revestimiento, entablados y contraviento

Las maderas que presenten dificultades al clavado deben taladrarse previamente con broca cuyo diámetro sea **0.75** veces el diámetro del clavo en madera de **Densidad Básica < 600 kg/m<sup>3</sup>** y con diámetro de **0.9** veces el diámetro del clavos para madera de **Densidad Básica > 600 kg/m<sup>3</sup>**. El pre taladrado se deberá ejecutar en la pieza que contiene la cabeza del clavo

El espesor mínimo de la pieza será de **7d** en piezas sin taladrado y **6d** con piezas con taladrado y con espesor mínimo de **18 mm** en clavo directo y **16 mm** en uniones con taladrado

La perforación guía deberá ejecutarse con broca **0.8d** del clavo, respetando la penetración mínima establecida según el caso se podrá incrementar en **20%** la capacidad admisible de carga del clavo

Si la penetración **p < 12d** en uniones de cortante simple o **p < 8d** en uniones de cortante múltiple, la capacidad admisible de carga será reducida por el factor de modificación **Cp1**

$$Cp1 = p / 12d \quad \text{para uniones de cortante simple} \quad \text{IX.1a} \quad (\text{G.6.7-1})$$

$$Cp1 = p / 8d \quad \text{para uniones de cortante múltiples} \quad \text{IX.1b} \quad (\text{G.6.7-2})$$

y no serán aceptadas penetraciones efectivas inferiores a **p = 6d** en uniones de cortante simple o **p = 4d** en uniones de cortante múltiples

La **capacidad admisible (Pem)** en uniones de cortante múltiple, de cada clavo, será calculado con la siguiente fórmula:

$$Pem = (m - 0.25) Pes \quad \text{IX.1c} \quad (\text{G.6.7-3})$$

**Pem**- capacidad de carga de un clavo en uniones de cortante múltiples en **N**

**m**- números de planos que atraviesa un clavo

**Pes**- capacidad de carga de un clavo en uniones de cortante simple en **N**

En uniones de cortante múltiple el clavado se deberá realizar desde ambos lados y será preferible que lo mismo se hiciera en cortante simple

En hileras de más de **10** clavos, la capacidad por clavo se reducirá en el **33%**, después de **10** clavos y se considerará un máximo de **30** clavos por hilera (**Cag**)

En uniones de tablas con elementos de sección circular, la capacidad admisible de los clavos se reducirá un **33%** y no se aceptará uniones clavadas entre piezas de sección circular

En uniones clavadas de tableros contrachapados fenólicos de al menos **4** chapas el espesor será, **t ≥ 4d**  
En uniones clavadas de tableros tipo formaleta el espesor del tablero será de **t ≥ 6d** cuidando de dejar el clavo a ras con la superficie del tablero

En uniones resistentes a flexión, rigen los valores de la **Tabla IX.1.1 (G.6.7-1)**, considerando únicamente la dirección de la fibra y todos los bordes cargados

En general los clavos se deberán alternar de acuerdo con la **figura IX.1.1 (G.6.7-1)** desplazándolas en un diámetro de clavo con respecto al gramil de clavado

El espaciamiento máximo entre clavos no deberá ser mayor de **40d** en la dirección paralela de la fibra, ni **20d**, en la dirección perpendicular de la fibra

La distribución del clavado deberá respetar lo indicado en la **Tabla IX.1.1 (G.6.7-1)**



d- diámetro del clavo

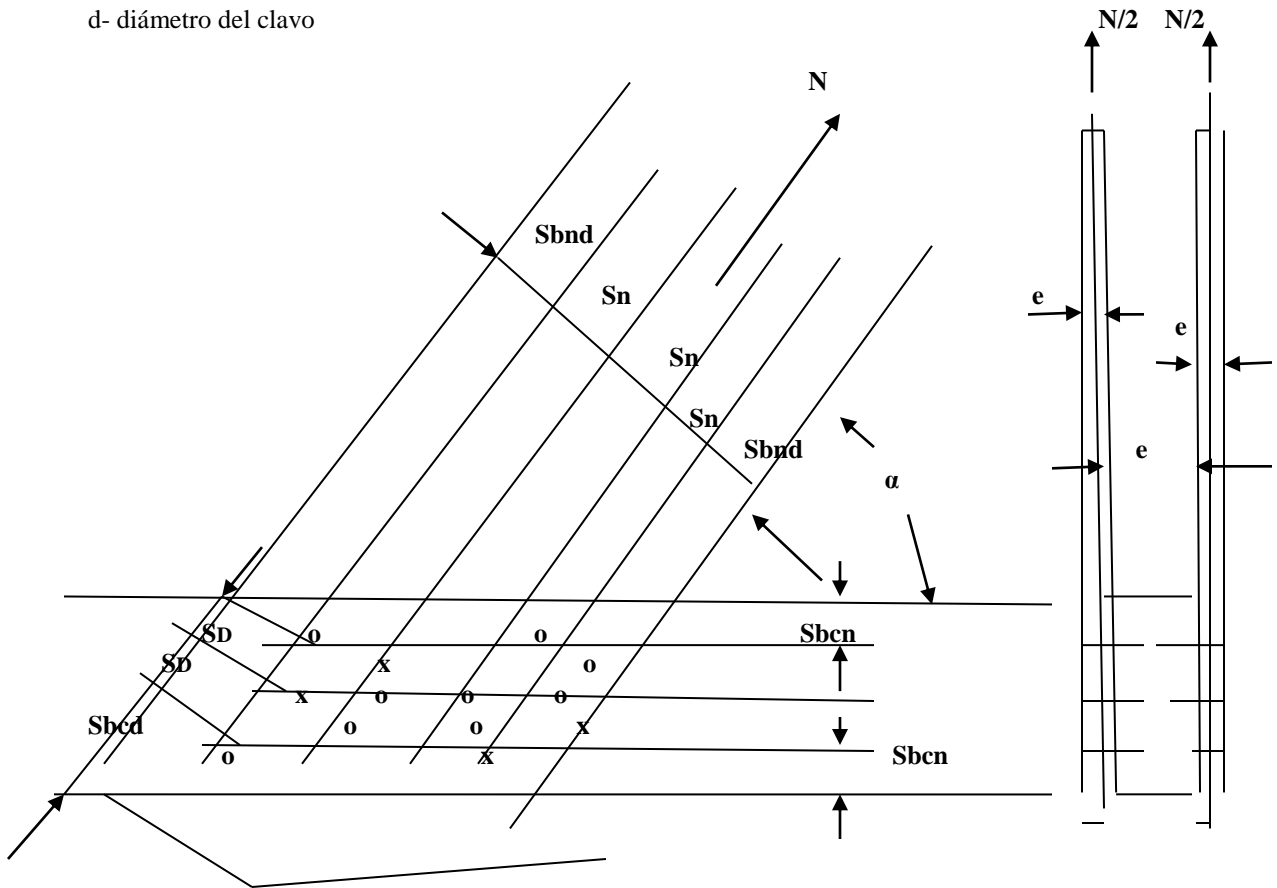
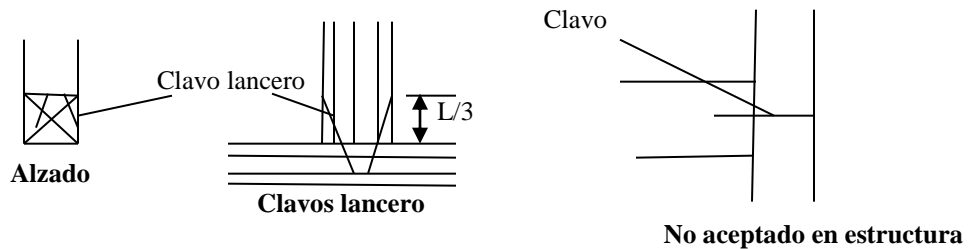


figura IX.1.1A (G.6.7-1B) Espaciamientos de clavos para cortante doble

Los clavos lancers se deberán colocar a  $30^\circ$  con la vertical y a una distancia de  $L/3$  del extremo de la pieza



### IX.1.1 Capacidad de las uniones clavadas

La capacidad de las uniones clavadas depende de la densidad de la madera, el contenido de humedad de la misma, del diámetro del clavo, de su orientación y de la longitud de penetración

La carga admisible en una unión clavada puede determinarse como la suma de las cargas admisibles para cada clavo considerado aisladamente, siempre que se cumplan los requisitos de espaciamiento y el centri-

de del grupo de clavos esté localizada aproximadamente sobre la línea de acción de la fuerza aplicada y se cumpla la penetración mínima de las especificaciones del **Reglamento**

Para clavos perpendiculares a las fibras y sometidos a cizallamiento simple se consideran como cargas admisibles por clavos dadas en la siguiente **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**, para cualquier ángulo. La carga admisible para un clavo sometido a cizallamiento doble se multiplica por **1.80** los valores de cizallamiento simple

Las cargas laterales admisibles de la **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)** se refieren a uniones construidas con madera seca (**CH ≤ 19%**). En uniones construidas con madera húmeda cuyo contenido de humedad sea mayor de **19%** y se tenga la certeza que continuarán en esa condición, la carga admisible puede ser multiplicada por **0.70**

La carga lateral admisible para clavos lanceros podrá tomarse como **0.83** de los valores de la **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**

**Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**  
**Carga admisible por clavo – cizallamiento simple**

Longitud		d(mm)	Carga admisible (N)			l/d	Penetraciones mínimas						
mm	pulg		DB>0.70	DB>0.56	DB>0.4		5d	6d	8d	10d	11d	16d	20d
			DB<0.7	DB<0.56			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
31.75	1-1/4	1.83	300	236	161	17.3	9.2	11.0	14.6	18.3	20.1	29.3	36.6
38.10	1-1/2	2.1	368	289	201	18.1	10.5	12.6	16.8	21.0	23.1	36.6	42.0
50.80	2	2.77	536	420	299	18.3	13.9	16.6	22.2	27.7	30.5	44.3	55.4
63.50	2-1/2	3.05	608	475	339	20.8	15.3	18.3	24.4	30.5	33.6	48.8	61.0
76.20	3	3.76	786	615	443	20.3	18.8	26.6	30.1	37.6	41.4	60.2	75.2
88.90	3-1/2	4.19	895	699	504	21.2	21.0	25.1	33.5	41.9	46.1	67.0	88.3
101.6	4	5.16	1140	889	645	19.7	25.8	31.0	41.3	51.6	56.8	82.6	103.2
127.0	5	5.59	1249	974	708	22.7	28.0	33.5	47.7	55.9	61.5	89.4	111.8
152.4	6	6.05	1365	1064	774	25.2	30.3	36.3	48.4	60.5	66.6	96.8	121.0
177.8	7	7.21	1657	1291	943	24.7	36.1	43.3	57.7	72.1	79.3	115.4	144.2
203.2	8	7.21	1658	1291	943	28.2	36.1	43.3	57.7	72.1	79.3	115.4	144.2

## IX.2 Uniones clavadas con platinas de acero

Las platinas de acero deberán tener el tratamiento anticorrosivo indicado en la **Tabla VIII.9.2 (G 6.4-2)** y deberán tener un espesor mínimo de **2 mm**. Se debe indicar la calidad del acero **fy** y se efectuará el diseño a flexión, cortante y aplastamiento de acuerdo con Estructuras Metálicas. Por el uso de platinas o láminas metálicas, los valores tabulados se incrementan en **Cpl = 25%**

## IX.3 Capacidad admisible modificada

La capacidad lateral a cortante definitiva de un clavo que forma parte de una unión está definida por su capacidad nominal, multiplicada por los coeficientes de reducción a que haya lugar. Esto es, según el **Reglamento**:

$$Pad = Pes \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot Cp \cdot Cag \cdot Cf \cdot Cpre \cdot Cpl \quad \text{IX.3a (G.6.11-1)}$$

**Pad** – capacidad a cortante admisible modificada en N

**Pes** – capacidad a cortante admisible, **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)** en N. Para doble cizallamiento multiplicar por **1.75**

**Cd** – coeficiente de modificación por duración de la carga

**Cm** – coeficiente de modificación por contenido de humedad

**Ct** – coeficiente de temperatura

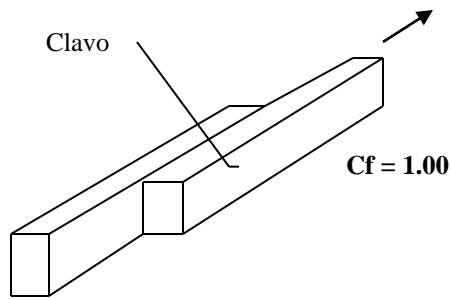
**Cp** – coeficiente de modificación por penetración del clavo

**Cag** – coeficiente de acción de grupo en hilera

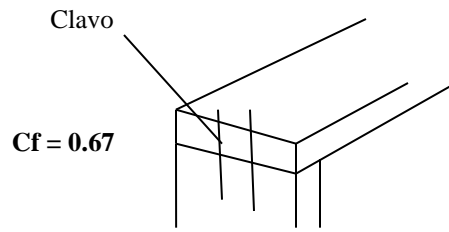
**Cf** – coeficiente por forma de colocación

**Cpre** – coeficiente por pre taladrado

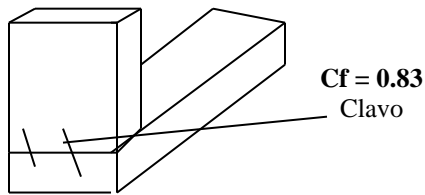
**Cpl-** coeficiente por uso de platinas laterales



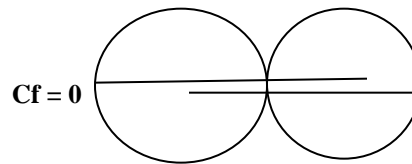
**Cortante simple perpendicular al grano**



**Cortante simple de clavo o tope paralelo a la grano de la madera que contiene la punta**



**Cortantes simple clavos**



**Cortante simple madera redonda**

**Figura IX.3.1 (G. 6.11-1) Coeficiente de forma**

#### **IX.4 Uniones con clavos sometidas a cargas de extracción directa**

La fuerza de extracción  $W$ , que puede desarrollar un clavo depende de la densidad de la madera, del contenido de humedad, del diámetro y la longitud del clavo y de la distancia de penetración del clavo que tiene la punta.

La fuerza de extracción directa admisible en condición seca, se determina con la expresión **IX.4.a (G.6.12-1)**, y para el caso de madera en condición húmeda, se reducirá de acuerdo con la **Tabla VIII.11.2a (G.6.6-1)**

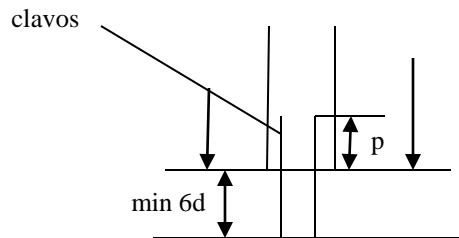
$$W = 4.4 DB d p \quad \text{IX.4.a (G.6.12-1)}$$

$W$ -carga de extracción en N

$DB$ - densidad básica del elemento principal

$d$ - diámetro del clavo

$p$ - penetración del clavo en el elemento que recibe la punta, en mm



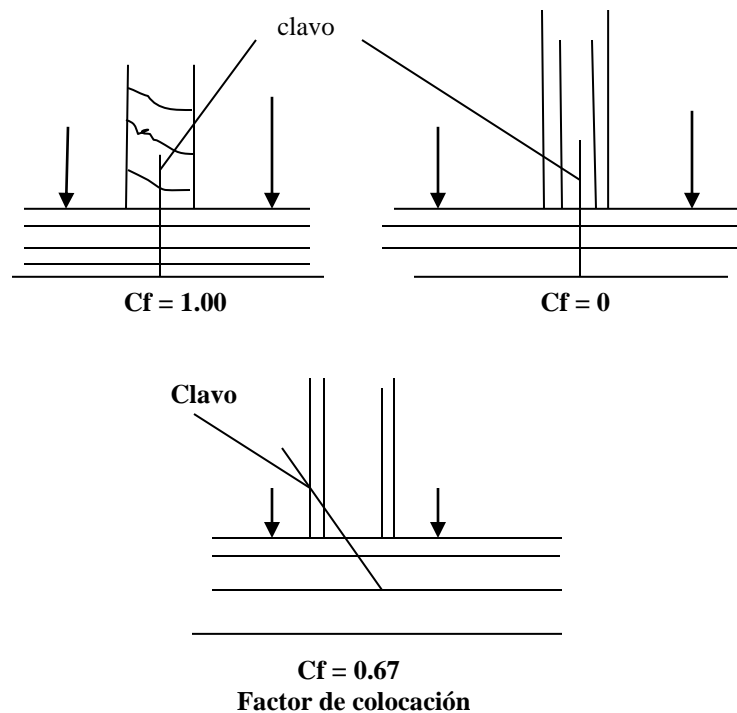
**Elemento principal- clavo con carga de extracción**



La fuerza de extracción modificada es:

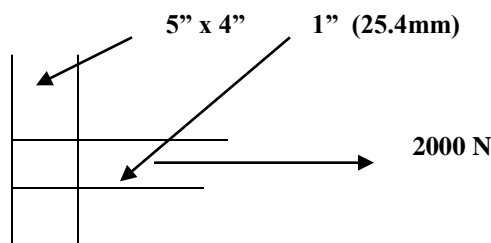
$$W' = W C_D C_M C_t C_f \quad \text{IX.4.b (G.6.12-2)}$$

IX.4.1 Coeficiente por forma de colocación



IX .5. Ejemplo. Determinar la capacidad resistente de una unión clavada

Determine el número de clavos comunes, que se requieren para la unión de la figura  
Densidad básica de la madera DB = 560 (Bijo Redondo)



De la Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1) hallamos con madera Bijo Redondo (densidad básica)DB = 0.56, un clavo de diámetro 3.05 y longitud 63.50 mm tiene una carga admisible de 475 N

Pes = 475 N

$C_D = 1.00$  Carga muerta y viva

$C_M = 0.7$  por ser CH = 20%

$C_t = 1.00$  por temperatura  $t = 36^\circ\text{C}$

La longitud de penetración es:  $63.5 - 25.4 = 38.1 \text{ mm}$   $12.5 d = 12.5 \times 3.05 = 38.1 \text{ mm}$

$C_p = 1.0$  por cizallamiento simple y  $p > 12 d$

$C_{ag} = 1.0$  será menos de 12 clavos en hilera

$C_f = 1.00$  Cortante simple perpendicular al grano

$C_{pre} = 1.00$

Cpl= 1.00 No hay platinas

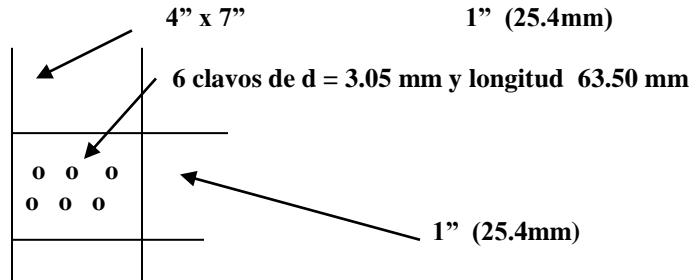
La carga admisible modificada es:  $P_{ad} = P_{es} C_D C_M C_t C_p C_{ag} C_f C_{pre} C_{pl}$  IX.3a (G.6.11-1)

$P_{ad} = 475 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 332.5 \text{ N}$

Número de clavos =  $2000 / 332.5 = 6.01$  clavos

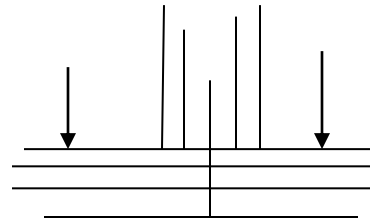
espaciamiento  $11d = 33.55 \text{ mm}$

distancia al borde =  $16d = 48.8 \text{ mm}$



IX .6 Determinar la carga que resiste la unión de la figura

madera DB = 560 g/m, (Bijo Redondo), un clavo de diámetro 3.05 y longitud 63.50 mm



Solución:

Como  $C_f = 0.00$ . Esta unión no resiste carga

#### IX .6 PROBLEMAS PROPUESTOS

IX .6.1 ¿Qué es un clavo lancero?

IX.6.2 Si la penetración  $p < 12d$  en uniones de cortante simple o  $p < 8d$  en uniones de cortante múltiple. Como se tiene en cuenta lo anterior?

IX.6.3 Como se calcula la capacidad admisible ( $P_{em}$ ) en uniones de cortante múltiple de cada clavo?

IX.6.4 Como se debe respetar a distribución del clavado?

IX.6.5 Como se obtiene la capacidad de las uniones clavadas?

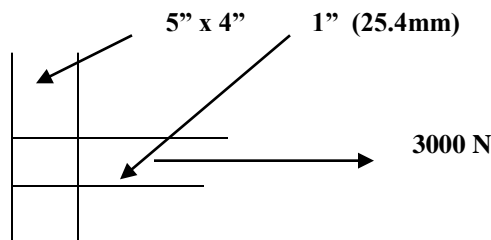
IX.6.6 Como se halla la capacidad admisible modificada?

IX.6.7 ¿De qué depende la fuerza de extracción  $W$  de un clavo?

IX.6.8 ¿Como se halla la fuerza de extracción directa admisible en condición seca, y en condiciones húmeda?

IX.6.9 Determine el número de clavos comunes, que se requieren para la unión de la figura

madera DB = 500  $C_D = 1.0$   $CH = 22\%$



## CAPITULO X

### DISEÑO DE UNIONES EMPERNADAS

#### X.1 Introducción

Este capítulo se refiere a uniones empernadas de dos o más elementos de madera o a uniones de elementos de madera con platinas metálica. Las uniones empernadas se utilizan cuando las solicitaciones sobre la conexión son relativamente grandes, requiriendo por lo tanto el uso de pernos, normalmente acompañados de platinas de acero

#### X.2 Perforaciones en la madera

Se recomienda que las perforaciones para los pernos se ejecuten con un diámetro que permita una fácil colocación, según la **Tabla X.2 a (G.6.13-1)** sin desgarrar las paredes de perforación y sin producir astillamiento en el extremo

**Tabla X.2 a (G.6.13-1)**  
**Diámetro de la perforación respecto al diámetro del perno, en mm**

Diámetro del perno en mm	Contenido de humedad en condición de servicio			
	CH = 6%	CH = 12%	CH = 15%	CH ≥ 20%
$d \leq 20$	1.6	0.8	0.8	0.8
$20 < d \leq 24$	2.5	1.6	0.8	0.8
$24 < d \leq 30$	1.5	1.6	1.6	0.8

#### X.3 Dimensiones de las arandelas

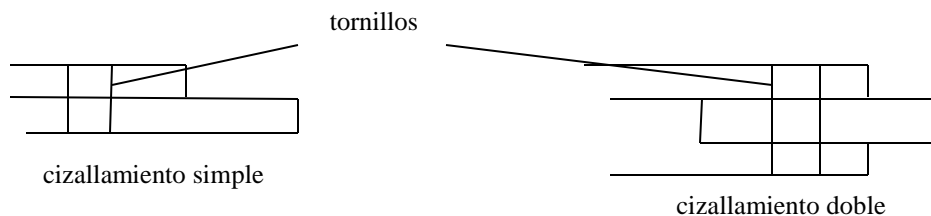
En toda unión empernada que carezca de platina laterales de acero se deberán utilizar arandelas entre la madera y la cabeza del perno y entre la madera y la tuerca, de acuerdo con la **Tabla X.2 b (G.6.13-2)**

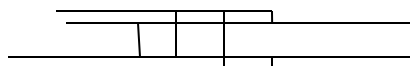
**Tabla X.2 b (G.6.13-2)**  
**Dimensiones mínimas de arandelas para uniones empernadas estructurales**

Diámetro del perno, d mm	10	12	16	20	> 20
Espesor de la arandela en mm	5	5	6	6	8
Diámetro externo arandelas circulares mm	50	55	65	75	90
Lado, arandela cuadrada en mm	45	50	60	65	85

Los pernos y platinas de las conexiones empernadas deberán ser de acero estructural con esfuerzo de fluencia no menor de **230 MPa**. Se debe indicar la calidad del acero de estos elementos,  **$f_y$** , como la resistencia mínima a tracción de estos elementos para la tornillería e se indicará el tipo de protección anticorrosivade acuerdo con la **Tabla VIII.9.2 (G 6.4-2)**

Las tuercas deben ser compatibles con los pernos, por lo que se recomienda utilizar una tuerca, cuya carga de prueba sea igual o mayor que la resistencia a tracción del perno a ensamblar, para evitar que las tuercas se desgarran, antes que los tornillos se fracturen. Los elementos metálicos deben ser diseñado a cortante, flexión, tracción y aplastamiento de acuerdo con Estructuras Metálica





cizallamiento doble con platina

Todos los elementos metálicos utilizados en uniones empernadas construidas con madera húmedas o sometidas a condiciones ambientales desfavorables deben tener un tratamiento anticorrosivo, correspondiente con la **Tabla VIII.9.2 (G 6.4-2)**. Este tratamiento debe ser también recomendado cuando por condiciones arquitectónicas no se desee la aparición de óxido en las superficies de la madera

Cuando los pernos sean apretados, por lo menos una rosca deberá sobresalir por encima de la tuerca. Se deberá tener cuidado de no sobre apretar la tuerca para no generar aplastamiento de la madera

#### X.4 Cargas admisibles nominales

Las cargas admisibles para uniones empernadas sometidas a **cizallamiento doble** se determinarán a partir de los valores **P** y **Q** dados en la siguiente **Tabla X.4b (G.6.13-3)** en función del grupo de densidad básica **DB** especificada, del diámetro del perno (**d**) y de longitud (**l**) definida como el menor valor entre el espesor del elemento central y dos veces el espesor del elemento lateral más delgado

Los valores de **P** indicados serán utilizados cuando la fuerza en la unión sea **paralela a las fibras**, tanto del **elemento central como de los elementos laterales**. Las cargas admisibles cuando la fuerza es **paralela a las fibras del elemento central pero perpendicular a las fibras de los elementos laterales, o viceversa se indican como Q**. Las cargas admisibles **P** y **Q** corresponden a dos condiciones límites. Si la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central, pero forma un ángulo  $\alpha$  con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible se determina según la fórmula de **Hankinson**

Las cargas admisibles en la **Tabla X.4b (G.6.13-3)** son representativas de madera con un contenido de humedad inferior al **19%** y que se mantiene seca durante su tiempo de servicio. Cuando se emplean más de dos filas de pernos con platinas laterales de madera verde sometida a tracción paralela a la fibra es recomendable el uso de platinas individuales por fila, para evitar las rajaduras por contracción perpendiculares a la fibra

Si el contenido de humedad de la madera en el momento de construirse la unión es mayor del **19%**, pero durante el tiempo de servicio puede secarse los valores tabulados se multiplican por el coeficiente de reducción por contenido de humedad, **C<sub>m</sub> = 0.40**, a no ser que la unión cumpla con lo siguiente:

El coeficiente de reducción de **0.40** no deberá aplicarse a uniones de un solo perno ni a las que tengan dos o más pernos en una sola fila paralela a la dirección de la fibra. También se excluyen las uniones conformadas por dos o más filas de pernos a la dirección de la fibra, con platinas separadas para cada fila

En los nudos con 4 o más miembros, cada plano de corte será evaluado como una conexión de cizallamiento simple. El valor del nudo se calculará con el valor más bajo así obtenido, multiplicado por el número de plano de corte

Las cargas admisibles de la **Tabla X.4b (G.6.13-3)** corresponden a uniones **de un solo perno**. Cuando una unión requiera **más de dos pernos en línea paralela a la dirección de la carga**, la carga admisible de la unión se obtendrá multiplicando los valores admisibles por perno obtenidos de dicha **Tabla**, por el **número de perno** y por un **coeficiente de reducción por grupo, C<sub>g</sub>**, que puede estimarse así:

a) Uniones con elementos laterales de madera:  $C_g = 1.00 - 0.08 (np - 2)$  X.4.1 (G.6-13-1)

b) Uniones con elementos laterales de acero:  $C_g = 1.00 - 0.07 (np - 2)$  X.4.2 (G.6-13-2)

**np** – número de pernos en cada fila

Se puede obtener el valor de **C<sub>g</sub>** de la siguiente **Tabla X.4 a (G.6.13-4)**

Coeficiente de reducción por grupo, C<sub>g</sub>

Clase de unión	Número de pernos por línea				
	2	3	4	5	6
uniones con elementos de madera	1.0	0.92	0.84	0.76	0.68
uniones con elementos de acero	1.0	0.92	0.87	0.80	0.73

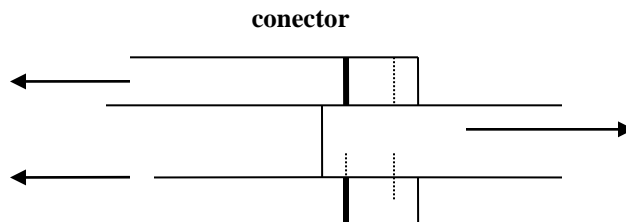
**Nota:** En caso de existir varias filas de pernos paralelas a la dirección de la carga, el coeficiente de reducción por grupo deberá calcularse para cada fila en forma independiente

Nota: La carga admisible para un perno sometido a simple cizallamiento será la mitad (1/2) de la carga tabulada o calculada para una unión en doble cizallamiento, considerando (l) como el doble del espesor del elemento más delgado

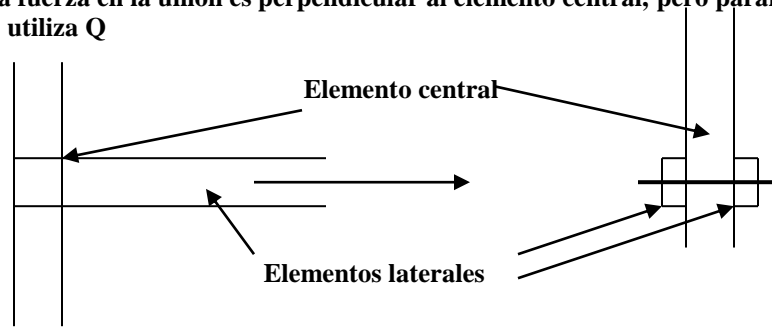
Tabla X .4 b (G.6.13-3)

Cargas admisibles para uniones empennadas con doble cizallamiento CH < 19%.  $f_y \geq 230$  MPa

				DB > 0.70		DB > 0.55 DB < 0.70		DB > 0.40 DB < 0.55	
l (mm)	d(mm)	l/d	(l x d) (mm)^2	P (N)	Q(N)	P(N)	Q(N)	P(N)	Q(N)
20	6.3	3.2	127	1950	880	1310	580	750	340
	9.5	2.1	191	2970	1010	1960	670	1130	390
	12.7	1.6	254	3960	1170	2610	780	1510	450
	15.9	1.3	318	4950	1310	3260	880	1880	510
30	6.3	4.8	189	2290	1240	1790	880	1130	510
	9.5	3.2	285	4380	1520	2940	1010	1690	590
	12.7	2.4	381	5940	1760	3920	1170	2260	680
	15.9	1.9	477	7430	1980	4890	1320	2820	770
40	6.3	6.3	254	2560	1440	2000	1140	1280	680
	9.5	4.2	381	4910	2010	3860	1340	2260	780
	12.7	3.1	508	7790	2340	5220	1560	3010	910
	15.9	2.6	635	9900	2640	6530	1750	3760	1020
	19.0	2.1	760	11880	2990	7830	1990	4520	1160
50	9.5	5.3	476	5360	2260	4200	1680	2680	980
	12.7	3.9	635	8510	2930	6530	1950	3750	1140
	15.9	3.1	794	12170	3300	8160	2190	4700	1280
	19.0	2.6	952	14850	3740	9790	2480	5640	1450
65	9.5	6.82	619	5940	2600	4630	2060	2970	1270
	12.7	5.12	825	9430	3450	7390	2530	4710	1480
	15.9	4.10	1032	13500	4280	10610	2850	6110	1660
	19.0	3.41	1238	18090	4860	12730	3230	7340	1880
80	9.5	8.40	762	6450	2890	5010	2350	3180	1560
	12.7	6.30	1060	10240	3850	7990	3030	5110	1820
	15.9	5.04	1270	14650	4810	11480	3510	7310	2050
	19.0	4.20	1524	19630	5950	15440	3970	9030	2310
90	9.5	9.44	858	6760	3080	5230	2530	3290	1690
	12.7	7.09	1143	10720	4090	8350	3260	5350	2050
	15.9	5.69	1429	15350	5120	12000	3950	7660	2300
	19.0	4.72	1714	20570	6330	16140	4470	10160	2610
100	9.5	10.5	950	7040	3250	5440	2700	3390	1810
	12.7	7.9	1270	11180	4330	8690	3480	5550	2270
	15.9	6.3	1590	16000	5410	12480	4260	7990	2560
	19.0	5.3	1900	21440	6690	16790	4970	10700	2900



**Cizallamiento doble, la fuerza en la unión es perpendicular al elemento central, pero paralela a los elementos laterales, se utiliza Q**



### X.5 Cargas admisibles modificadas

La carga admisible modificada de una unión emperrada está definida por su capacidad nominal, multiplicada por los coeficientes de reducción a que haya lugar.

$$P' = P C_D C_g C_m C_{pl} C_g \dots \dots \text{IX.5.1 (G.6.13-5)}$$

$$Q' = Q C_D C_g C_m C_{pl} C_g \dots \dots \text{IX.5.2 (G.6.13-6)}$$

**P' y Q' son las cargas admisibles modificadas . P y Q los valores de la Tabla X .4 b (G.6.13-3)**

**C<sub>D</sub>**– coeficiente de modificación por duración de la carga

**C<sub>g</sub>** – Coeficiente de reducción por grupo

**C<sub>m</sub>**- coeficiente de modificación por contenido de humedad

**C<sub>pl</sub>** – coeficiente de modificación por elementos laterales. Úsese **1.25** para platinas laterales de acero y **1.0** para elementos laterales de madera

**C<sub>g</sub>**- coeficiente de acción de grupo

Cuando la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo  $\alpha$  con la dirección de las fibras de los elementos laterales o viceversa, la carga admisible modificada, N' se calcula con:

$$N' = (P' Q') / [P' (\text{sen } \alpha)^2 + Q' (\text{cos } \alpha)^2] \quad \text{IX.2.3 (G.6-7)}$$

a partir de los valores modificados P' y Q'

**Obsérvese que los valores admisibles de las fuerzas paralelas y perpendiculares a la fibra, P' y Q' deberán ser multiplicados por los coeficientes aplicables según el caso, antes de utilizar la fórmula**

### X.6 Espaciamiento y distancia de los pernos

El espaciamiento de los pernos y las distancias entre ellos y los bordes de los elementos de madera deberán ser suficientes para permitir que cada perno desarrolle toda su capacidad resistente. Los valores admisibles de la **Tabla X .4 b (G.6.13-3)**, se dan bajo el supuesto que han sido respetados los requisitos mínimos dados a continuación, referentes a distancias a la pinta, a un borde o arista lateral y separación centro a centro de los pernos:

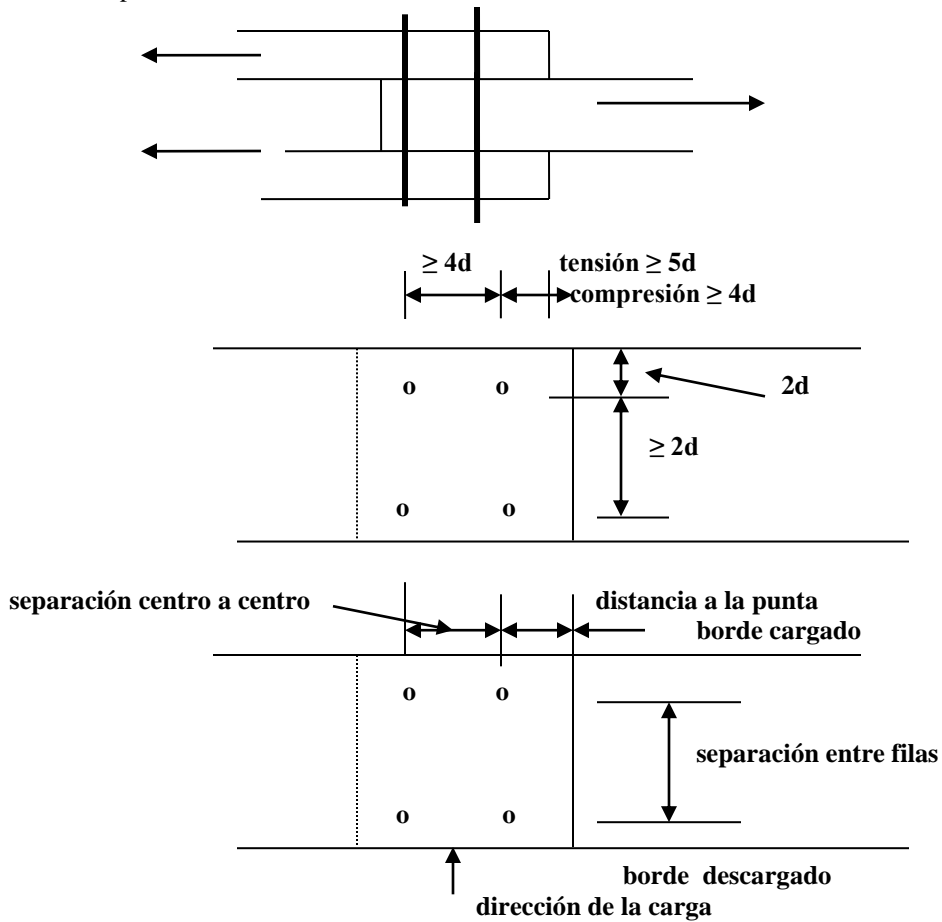
**Tabla X.6a (G.6.13-5)**  
**Espaciamento mínimo para pernos**

Elementos cargados paralelamente al grano	a lo largo del grano	espaciamento entre pernos	4d
		distancia al extremo en tracción	5d
		distancia al extremo en compresión	4d
	perpendicularmente a la dirección del grano	espaciamento entre líneas de perno	2d
		distancia a os bordes	2d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	a lo largo del grano	espaciamento entre líneas de pernos para $l/d \leq 2$	$s = 2.5d$
		para $l/d \geq 6$	$s = 5d$
		para $2 < l/d < 6$	$2.5d < s < 5d$
	perpendicularmente a la dirección del grano	espaciamento entre pernos	4d
	distancia al borde cargado	4d	
	distancia al borde no cargado	2d	

**Si el espaciamento entre líneas es mayor de 12.5 cm es recomendable utilizar elementos laterales para cada fila**

**l-** espesor del elemento central en uniones de tres elementos o en uniones simples el doble del menor espesor de los elementos laterales

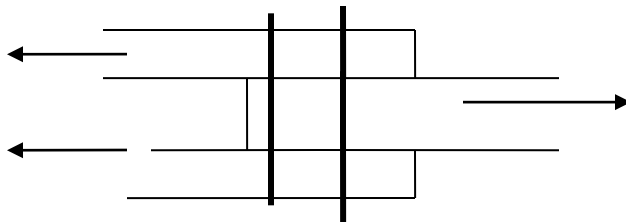
**d-** diámetro del perno



**Tabla X.6b (G.6.13-6)**  
**Espaciamento mínimo en uniones pernadas**

Compresión		perno	compresión				
	4d	φ cm	4d	4d	2d	2d	
	4d	3/8''	0.95	3.8	3.8	1.9	1.9
	4d	1/2''	1.27	5.08	5.08	2.54	2.54
		5/8''	1.59	6.36	6.36	3.18	3.18
		3/4''	1.90	7.60	7.60	3.80	3.80
Tracción		perno	tracción				
	5d	3/8''	0.95	4.75	3.8	1.9	1.9
	4d	1/2''	1.27	6.36	5.08	2.54	2.54
	4d	5/8''	1.59	7.95	6.36	3.18	3.18
		3/4''	1.90	9.50	7.60	3.80	3.80

**X.7 Ejemplo.** Determinar la carga que resiste la unión de la figura. Se utiliza 4 pernos de 9.5 mm.  $l = 80$  mm. La madera DB = 0.56 (Bijo Redondo), los pernos son de 23 MPa. La humedad es menor del 19% y se mantiene seca en su tiempo de servicio



De Tabla X .4 b (G.6.13-3), para  $l=80$  mm,  $d = 9.5$  mm y madera DB = 0.56, y como la carga es paralela las fibras del elemento central y los elementos laterales utilizamos solamente  $P = 5010$  N

Como los elementos laterales son de madera  $C_{pl} = 1.00$

Como la unión tiene más de un perno, de la Tabla X .4 a (G.6.13-4) de coeficiente de reducción por grupo, tenemos:

$C_g = 1.0$  Para cada fila de pernos

$C_D = 1.0$   $C_t = 1.0$

$C_{pl} = 1.0$

$$P' = P C_D C_g C_m C_{pl} C_g \dots \dots IX.5.1 \quad (G.13-5)$$

$$P' = 5100 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 5100 \text{ N por perno}$$

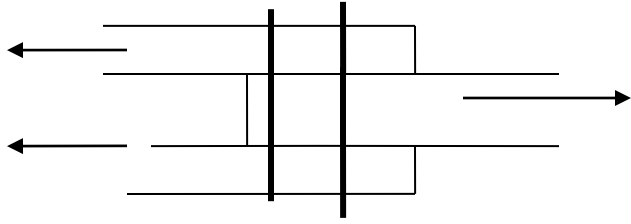
Como tenemos 4 Perno la unión resiste =  $4 \times 5100 = 20400$  N

## X.8 PROBLEMAS PROPUESTOS

**X.8.1** Como deben ejecutarse las perforaciones en la madera para los pernos?

**X.8.2** Determinar la carga que resiste la unión de la figura. Se utiliza 4 pernos de 9.5 mm.  $l = 80$  mm. La madera DB = 0.60. los pernos son de 23 MPa. La humedad es menor del 25% y se mantiene humedad en su tiempo de servicio





## CAPITULO XI

### DISEÑO DE OTROS TIPOS DE UNIONES

El **Reglamento** permite otros tipos de uniones en estructuras de madera, tales como tornillos, anillos partidos, adhesivos, conectores multiclavos de lámina galvanizada con dientes integrales conectores de láminas galvanizadas con clavos especiales, etc, siempre y cuando los fabricantes y constructores cumplan con normas aceptadas internacionalmente, mientras se establezcan las normas nacionales correspondientes

#### XI.1 Tornillos tirafondos

Los tirafondos sometidos a carga laterales y a extracción deberán instalarse con perforaciones guías para evitar rajaduras en el elemento de madera. Las perforaciones guías deberán realizarse como se indica a continuación

- La perforación para la zona de tirafondo que no tiene rosca (vástago) deberá realizarse del mismo diámetro y profundidad del vástago
- La perforación guía para zona de tirafondo que tiene rosca deberá tener la misma profundidad de la zona roscada y el diámetro definido a continuación

**Tabla CIA (G.6.14-1)**

<b>Densidad básica de la madera</b>	<b>Diámetros para perforaciones guía en la parte roscada de un tirafondo</b>
<b>DB &gt; 600 g/m<sup>3</sup></b>	<b>Diámetro de la perforación guía</b> <b>65% - 85% del diámetro del vástago</b>
<b>500 g/m<sup>3</sup> &lt; DB &lt; 600 g/m<sup>3</sup></b>	<b>60% - 70% del diámetro del vástago</b>
<b>DB &lt; 500 m<sup>3</sup></b>	<b>40% - 70%</b>

No se requerirán las perforaciones guías en tirafondos con diámetros iguales o inferiores a **9.5mm (3/8´´)** cuando estos sean solicitado a extracción en madera < 500 g/m<sup>3</sup>, si se garantiza cumplimiento con los espaciamientos mínimos indicados en la **Tabla XI.b (G.6.14-2)**

**Tabla XI.b (G.6.14-2)**

**Requisitos de espaciamientos para tirafondos solicitados a extracción con respecto al diámetro del vástago (D)**

<b>Tipo de desplazamiento</b>	<b>Mínimas distancias recomendada</b>
<b>Distancia al borde</b>	<b>1.5D</b>
<b>Distancia al extremo</b>	<b>4D</b>
<b>Espaciamiento entre conectores</b>	<b>4D</b>

La porción roscada del tirafondo debe ser instalada en su perforación guía con una llave de tuerca, es decir por torque. En ningún caso se permitirá martillado. También se permite el uso de lubricantes en la rosca del tirafondo o en la perforación para facilitar la instalación, pero no se permite ningún incremento en la capacidad del conector

El tirafondo debe tener una profundidad mínima de cuatro veces el diámetro del vástago más la longitud de la punta

Los tirafondos sometidos a cargas laterales deberán localizarse a las distancias mínimas indicadas en la **Tabla XI.b (G.6.14-2)**. Los tirafondos sometidos a carga de extracción deberán tener los espaciamientos de la **Tabla XI.b (G.6.14-2)**

#### XI.2 Tornillos golosos

Los tornillos sometidos a extracción deberán instalarse con perforaciones guías para evitar rajaduras en el elemento de madera. Las perforaciones guías deberán tener el diámetro que se indican en la **Tabla XI.2a (G.6.15-1)**

**Tabla XI.2a (G.6.15-1)**  
**Diámetros para perforaciones guía para tornillos**

<b>Densidad básica de la madera</b>	<b>Diámetro de la perforación guía</b>
<b>DB &gt; 600 g/m<sup>3</sup></b>	<b>90% del diámetro de la raíz</b>
<b>500 g/m<sup>3</sup> &lt; DB &lt; 600 g/m<sup>3</sup></b>	<b>70% del diámetro del vástago</b>
<b>DB &lt; 500 m<sup>3</sup></b>	<b>No se requiere</b>

Los tornillos sometidos a carga laterales deberán instalarse con perforaciones guías para evitar rajaduras en el elemento de madera. Las perforaciones guías deberán realizarse como se indica a continuación

- Las maderas con **DB > 600 g/m<sup>3</sup>** la parte de la que recibe el vástago deberá realizarse a un diámetro semejante al del vástago. La perforación guía que recibe la porción roscada deberá tener un diámetro semejante al diámetro de la raíz del tornillo
- Para maderas con **DB ≤ 600 g/m<sup>3</sup>**, la parte de la perforación guía que recibe el vástago deberá tener un diámetro equivalente a **7/8 diámetro** el del vástago. La perforación guía que recibe la porción roscada deberá tener un diámetro equivalente a **7/8 diámetro** en la raíz del tornillo

Los tornillos deberán instalarse en su perforación guía por torque utilizando un destornillar u otra herramienta semejante. En ningún caso se permitirá martillado También se permite el uso de lubricantes en la rosca del tirafondo o en la perforación para facilitar la instalación, pero no se permite ningún incremento en la capacidad admisible del conector

Los tornillos deberán tener una penetración mínima de **6** el diámetro del vástago

Cada unión deberá tener un mínimo de 3 tornillos

Los tornillos sometidos a cargas laterales deberán localizarse a las distancias mínimas indicadas en la **Tabla IX.1.1 (G.6.7-1)** utilizando las provisiones para clavos con perforación guía. Los tornillos sometidos a extracción se colocarán a las distancias mínimas indicados para clavos **Tabla IX.1.1 (G.6.7-1)**

### **XI.3 PROBLEMAS PROPUESTOS**

**XI.3.1 Que otros tipos de uniones permite el Reglamento en estructuras de madera?**

**XI.3.2 Como deben instalarse los tirafondos sometidos a carga laterales y a extracción?**

**XI.3.3 Como deben localizarse los tornillos sometidos a cargas laterales?**

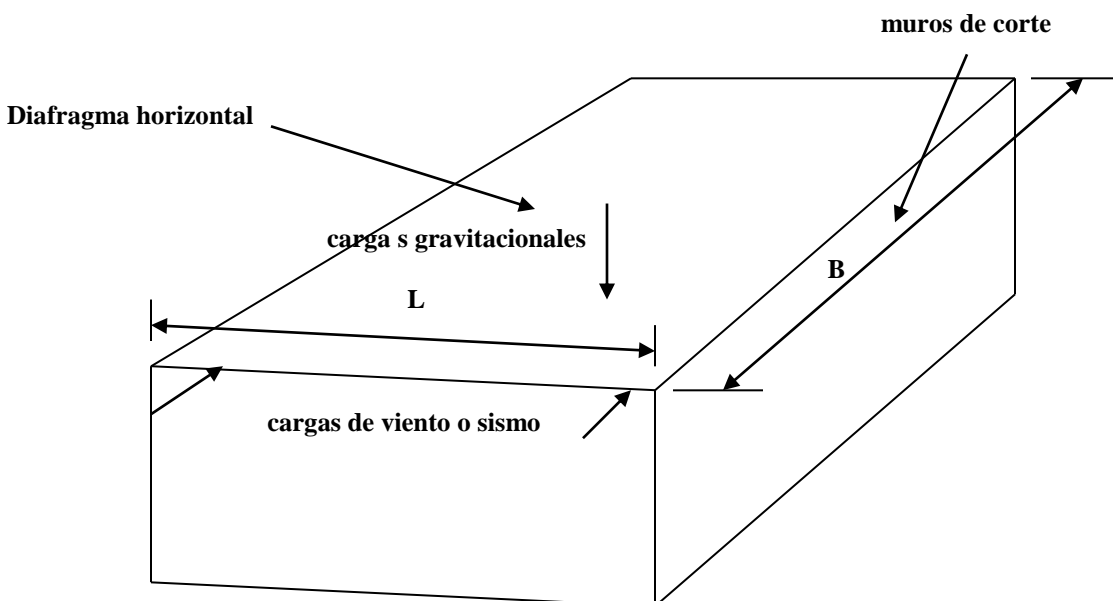
## CAPITULO XII

### DIAFRAGMAS HORIZONTALES Y MUROS DE CORTE

#### XII.1 General

Las prescripciones de este capítulo se refieren a diafragmas horizontales y muros de corte, esto es, a los elementos que resisten fuerzas cortantes en su plano, habitualmente rectangulares y relativamente delgadas. Los muros de corte están colocados verticalmente, como paredes y tabiques, mientras que los diafragmas están dispuestos horizontalmente, como pisos o techos

El conjunto de diafragma y muros de corte deberán diseñarse para resistir adecuadamente las cargas laterales aplicadas, tales como acciones de viento o sismo, además de las cargas gravitacionales que les corresponden



La capacidad resistente a cargas laterales de los diafragmas y muros de corte depende de la disposición y distanciamientos del entramado, del tipo de revestimiento y de su sistema de fijación

Los diafragmas y muros de corte deberán ser suficientemente rígidos para limitar los desplazamientos laterales, reducir la amplitud de vibraciones y proporcionar arriostros a otros elementos de la estructura, evitando su pandeo lateral

Las uniones de los diafragmas y muros de corte, entre si y con otros elementos deberán ser adecuados para resistir las fuerzas cortantes

En caso de existir aberturas en los diafragmas o muros de corte, éstas deberán reforzarse con elementos adicionales de igual sección transversal a la de los elementos cortados. Los refuerzos se diseñarán y detallarán para transferir la totalidad de la fuerza cortante a los elementos que enmarcan

El Reglamento permite para calcular la capacidad resistente a cargas laterales de los diafragmas y muros de corte utilizar el **Método de Longitud Equivalente** que se indica en inciso **XI.3 Muros de corte (G.7.3.6 del Reglamento)** y también permite utilizar el **Capítulo 10 del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino**

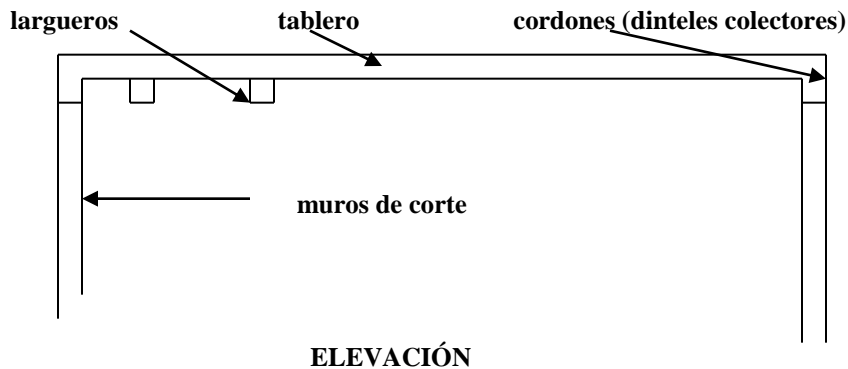
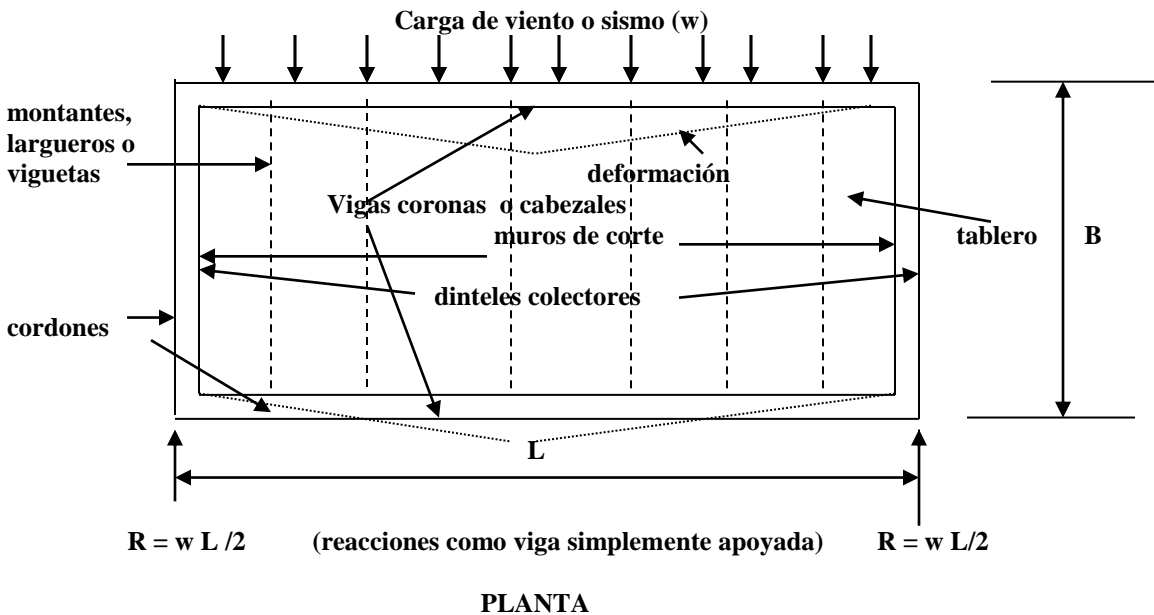
## XII.2 Diafragmas horizontales

Un diafragma puede definirse como un conjunto estructural horizontal o ligeramente alejado de la horizontal, de espesor pequeño respecto a sus otras dos dimensiones, que tiene la capacidad de trabajar bajo fuerzas contenidas en su propio plano

El diafragma se diseñará como una viga horizontal que se flexiona entre los elementos verticales del sistema de resistencia a las fuerzas laterales, sean éstos muros de corte u otro sistema. El diseño se hará tanto en la dirección longitudinal como en la transversal e incluirá las debidas comprobaciones de resistencia a flexión y cortante

Los elementos que conforman un diafragma deben estar debidamente ensamblados para asegurar el trabajo conjunto. Estos elementos se clasifican así:

- tableros**, que constituyen el recubrimiento del piso o la cubierta
- los montantes, largueros o viguetas**, que soportan el recubrimiento
- Los cordones**, que enmarcan el diafragma y forman parte del sistema de resistencia en el plano. Normalmente son elementos perimetrales o interiores, identificados como vigas coronas o dinteles colectores



### XII.2.1 Tableros

Los tableros tienen la responsabilidad de resistir la fuerza cortante y usualmente están hechos con láminas contrachapadas o aglomerados, tableros, tablas o listones de espesor mínimo de **15 mm**.

El espesor de los tableros normalmente es determinado por las cargas verticales. El dimensionamiento de los tableros dependerá también tanto de su resistencia al corte como del sistema de unión a los elementos portante, factores que por lo general controlarán el diseño, exigiendo condiciones especiales según sea la disposición de los elementos

Los tableros se clasifican en **confinados y no confinados**. **Tableros Confinados son aquellos que tienen todos sus bordes perimetrales apoyados en forma continua sobre largueros o elementos más rígidos. Tableros No Confinados son aquellos que poseen dos bordes paralelos sin soporte continuo de tales elementos**

El sistema de fijación del recubrimiento a los largueros y a los cordones o elementos perimetrales se diseñará para transferir la totalidad de la fuerza cortante:

El espaciamiento máximo de los clavos en los tableros **no confinados** será de:

- **15 cm (6 pulg)** en los bordes apoyados
- a lo largo de los apoyos intermedios **250mm centro a centro en pisos y 300 mm centro a centro en cubierta** [excepto cuando los soportes están espaciados a **120 cm (48 pulg)** o más que se requiere a **15 cm (6 pulg)**

En los tableros **confinados** el espaciamiento es el mismo

### **XII.2.2 Largueros o entramados portantes**

Los elementos utilizados en el entramado portante de los diafragmas horizontales tendrán un espesor mínimo de **40 mm** y una altura suficiente para resistir adecuadamente la flexión y el corte a que se vean sometido. Su diseño corresponderá a un elemento solicitado por flexión y carga axial

### **XII.2.3 Vigas coronas o cabezales**

La determinación de las fuerzas axiales en un punto de las vigas corona deberá ser el resultado de igualar el momento flector en ese punto del diafragma, a un par conformado por las vigas corona actuando como cordones, con un brazo igual a la distancia entre ellas, es decir, entre los centroides de sus secciones transversales. Normalmente gobernará el diseño a tensión (tracción) por cuanto los esfuerzos admisibles a compresión son ligeramente mayores que los de tensión, pero deberán comprobarse los posibles efectos de esbeltez en el cordón solicitado a compresión. En cualquier caso, deberán analizarse los cordones o vigas coronas trabajando a tensión y a compresión pues la dirección de la fuerza aplicada puede cambiar de sentido

Cuando las vigas coronas no estén conformadas por un solo elemento, deberán ser diseñadas para las fuerzas axiales producidas por el máximo momento flector existente en el diafragma, independientemente de su ubicación. Teniendo en cuenta que las fuerzas axiales son usualmente el resultado de fuerzas sísmicas o de viento, para efectos de diseño se puede utilizar un coeficiente de duración de carga **C<sub>D</sub> = 1.33**

### **XII.2.4 Dinteles colectores**

Cuando las vigas coronas son paralelas a la dirección de la fuerza aplicada, se convierten en dinteles colectores de la fuerza cortante transmitida por el diafragma. Si tales vigas coronas se encuentran soportadas directamente por muros cortantes, deberán conectarse a ellos para una transmisión adecuada del esfuerzo cortante. Por otro lado, si las vigas coronas se localizan como puentes de una abertura del diafragma, deberá coleccionar la fuerza cortante para transmitirla al sistema de resistencia de fuerzas laterales cuando encuentren su apoyo. Ello indica que las vigas coronas deberán ser diseñadas para la condición más crítica entre su trabajo como cordón del par resistente a flexión y su trabajo como colectora de fuerza cortante, en caso de existir aberturas en el diafragma

### **XII.2.5 Comportamiento estructural del diafragma horizontal**

Los diafragmas deben ser analizados en el sentido transversal y longitudinal para las cargas horizontales (Ej. viento y sismo) y para las cargas verticales que puedan estar sometidos (ej. Carga muerta, viva u otras)

Supongamos que el diafragma de la Figura **XII.2.5a** está sometido a una carga **w**, uniformemente distribuida.

Entonces se puede considerar que el diafragma actúa como una viga horizontal, apoyada en los **dinteles colectores**, en el cual el **tablero resistirá el cortante y las vigas coronas actuarán como dos cordones**,

uno sometido a tracción y el otro a compresión, con un brazo igual a distancia entre los centroides (**B**) de los dos **cordones (a y b)**

$$T = C = M / B$$

donde **M** es el máximo momento flector ( $M = w l^2 / 8$ )

**Los dinteles colectores** se diseñan para transmitir la reacción del diafragma horizontal a los **muros de corte**, el esfuerzo de cortante es  $v = V/B$ , donde **V** es la fuerza cortante y **B** es la longitud del dintel

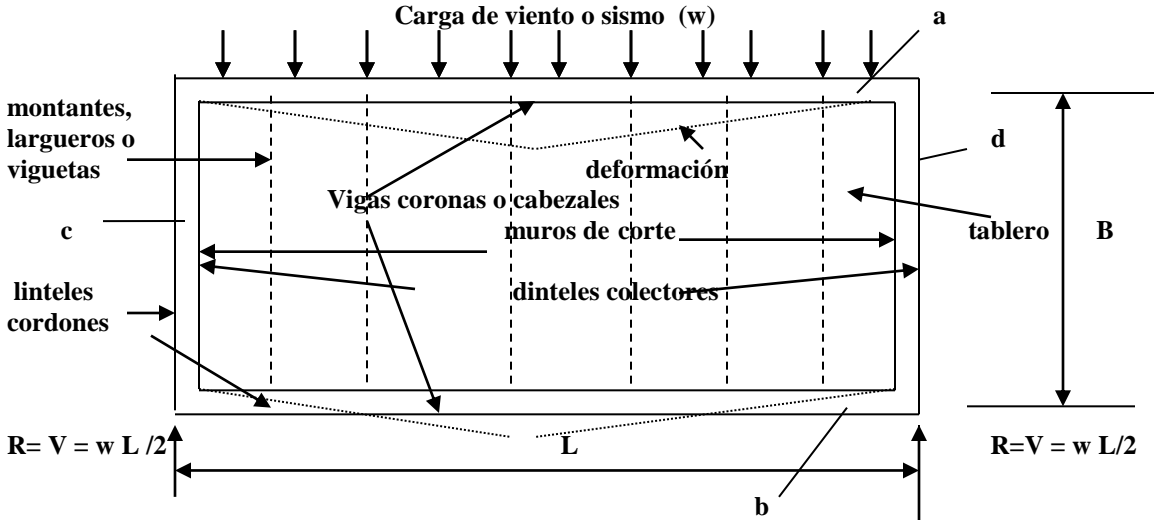
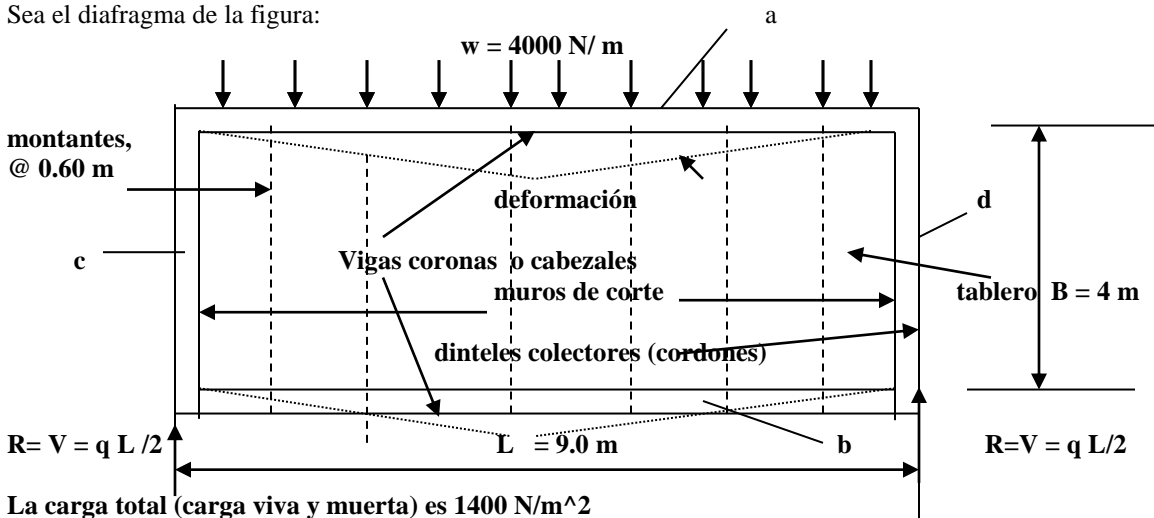


Figura XI.2.5a

### XII.2.6 Ejemplo. Diseño de un diafragma horizontal

Sea el diafragma de la figura:



La carga total (carga viva y muerta) es  $1400 \text{ N/m}^2$

#### Tablero

Utilizaremos tablas de  $15 \times 250 \times 3000 \text{ mm}$  de madera (Pino chaquiro) Grupo ES6, dispuesto de la siguiente forma:

$$q = 1400 \times 0.25 = 350 \text{ N/m}$$

$$M = q l^2 / 10 = 350 \times (0.6)^2 / 10 = 12.6 \text{ N-m}$$

$$V = 350 \times 0.6 / 2 = 105 \text{ N}$$

$$V = 350 \times 0.6 / 2 = 105 \text{ N}$$

bordes no confinados

Hallemos el valor de los esfuerzos admisibles, del epígrafe:

### III.2 Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad longitudinal

Tabla II.4 a

Grupo	Fb	Ft	Fc	Fp	Fv
ES6	12.5	9.0	10.0	1.5	1.3

Para los esfuerzos admisibles modificado a flexión (**Fb'**) utilizamos:

$$\text{Flexión } Fb' = Fb C_D C_m C_t C_L C_F C_{fu} C_i C_r \quad \text{II.5.2}$$

**Fb'** – Esfuerzo admisible modificado a flexión

**Fb** – esfuerzo admisible a flexión

**CD** – coeficiente de duración de la carga (II. 5.1)

**Cm** – coeficiente de contenido de humedad (II 5. 2)

**Ct** – coeficiente de temperatura (II. 5.3)

**CL** – coeficiente de estabilidad (esbeltez) lateral de vigas ( IV 3.3.3)

**CF** – coeficiente de forma ( IV.3.3.1)

**Cfu** -coeficiente de apoyo de cara ancha (IV 3.3.2)

**Ci** – coeficiente de incisión (II 5.4)

**Cr** - coeficiente de redistribución de cargas (acción conjunta) (II 5. 5)

**Cp** – coeficiente de estabilidad de columna(V. 3.4.1)

**CT** – coeficiente de rigidez al pandeo (para E solamente (II.5.6)

**Cb** – coeficiente de área de soporte

En nuestro caso:

$$Fb = 12.5 \text{ MPa} \quad C_D = 1.0 \quad C_m = 1.0 \quad C_r = 1.10 \text{ (acción conjunta)} \quad C_t = 1.0 \quad C_L = 1.0$$

$$C_F = 1.0 \quad C_{fu} = 1.0$$

$$Fb' = 12.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.10 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 13.75 \text{ MPa}$$

$$\text{El momento que resiste la sección es: } M_r = Fb' b h^2 / 6 = 13.75 \times 0.25 \times (0.015)^2 / 6 =$$

$$M_r = 0.0001289 \text{ MN-m} = M_r = 128.9 \text{ N-m} > M = 12.6 \text{ N-m} \quad \text{Resiste}$$

Cortante

$$\text{El cortante admisible es: } V_{adm} = Fv' b h / 1.5 \quad \text{III 5.1} \quad (\text{G. 3-10})$$

$$Fv' = 1.43 \text{ MPa}$$

$$V_{adm} = 1.43 \times 0.25 \times 0.015 / 1.5 = 0.003575 \text{ MN} = 3575 \text{ N} > V = 105 \text{ N} \quad \text{Resiste}$$

El aplastamiento en el apoyo no es necesario comprobarlo en este caso

Deformación

La deformación en este caso la consideraremos como carga viva

$$\Delta = 5 q L^4 / 384 E' I$$

$$E'_{prom} = 9000 \text{ MPa}$$

$$\Delta = 5 \times 350 \times 0.6^4 / (384 \times 9000000000 \times (0.25 \times 0.015^3/12)) =$$

$$\Delta = 0.00093 \text{ m} < \Delta_{adm} = L / 480 = 0.00125 \text{ m}$$

Largueros (Montantes)

$$L = 4.0 \text{ m} \quad q = 1400 \times 0.6 = 840 \text{ N/m} \quad M = q l^2 / 8 = 840 \times 4^2 / 8 = 1680 \text{ N-m} \quad 0.00168 \text{ MN-m}$$

$$V = q L / 2 = 840 \times 4 / 2 = 1680 \text{ N}$$

Al hallar **Fb'**, el valor de **CD** = 1.33 (carga de viento) **Fb'** = 16.62 MPa

$$\text{Por flexión, la sección necesarias: } h = \sqrt{(6M / Fb' b)} = \sqrt{(6 \times 0.00168 / 16.62 \times 0.04)} =$$

$$h = 0.123 \text{ m} = 123 \text{ mm} . \text{ Hemos considerado } b = 0.04 \text{ m} = 4 \text{ cm. Utilizamos una sección de } 4 \times 14 \text{ cm}$$

$$\text{Por cortante esta sección resiste: } V_{adm} = Fv' b h / 1.5 = 1.73 \times 0.04 \times 0.14 / 1.5 = 0.006458 \text{ MN} =$$

$$V_{adm} = 6458 \text{ N} > V \text{ resiste}$$

$$\text{Deformación } \Delta = 5 q L^4 / 384 E' I = 5 \times 840 \times 4^4 / (384 \times 9000000000 \times 0.04 \times 0.14^3/12) =$$

$$\Delta = 0.001357 \text{ m} < \Delta_{adm} = L / 480 = 0.008 \text{ m}$$



Aplastamiento  $N = Fp' A = (1.99) 0.04 \times 0.1 = 0.008 \text{ MN} = 8000 > N = V = 105 \text{ N}$   
 con un apoyo mínimo de  $0.04 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$   
 Por lo cual podemos utilizar una sección de  $b = 40 \text{ mm}$  y  $h = 14 \text{ mm}$

#### Análisis de la fuerza transversal al diafragma

La fuerza lateral es perpendicular a la unión continua del panel y perpendicular al borde no confinado

$$w = 4000 \text{ N/m}$$

$$M = wL^2 / 8 = 4000 \times 9^2 / 8 = 40500 \text{ N-m} \quad V = w l / 2 = 4000 \times 9 / 2 = 18000 \text{ N}$$

El esfuerzo cortante por unidad de longitud es:  $v = V / B = 18000 / 4 = 4500 \text{ N/m}$

La fuerza en las vigas coronas:  $T = C = M / B = 40500 / 4.0 = 10125 \text{ N}$

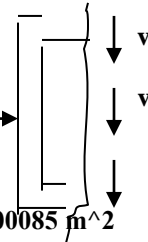
dinteles colectores

El diseño de las vigas coronas dependen del material que se utilice, en este ejemplo consideremos que es una viga de madera, entonces:  $Ft' = 11.97 \text{ MPa}$

para la fuerza axial de tracción, el área necesaria es  $A = T / Ft' = 0.010125 / 11.97 = 0.00085 \text{ m}^2$

para la fuerza axial de compresión  $A_{\text{nes}} = T / Fc' = 0.010125 / 13.3 = 0.00076 \text{ m}^2$

Utilizaremos una viga de  $40 \text{ mm} \times 140 \text{ mm}$ ,  $A = 0.0056 \text{ m}^2$ , para igualarlo a los montantes



El tablero resiste un cortante de  $V_{\text{adm}} = Fv' B h / 1.5 = 1.73 \times 4.0 \times 0.15 / 1.5 = 692 \text{ MN} = 572000 \text{ N}$   
 que es mayor del cortante aplicado

En este ejemplo, hemos considerado que las vigas coronas están completamente arriostradas, por lo cual no pueden tener pandeo

Unión entre las tablas y la viga corona

Un clavo de  $d = 3.05 \text{ mm}$ ,  $l = 63.5 \text{ mm}$ , resiste  $332.5 \text{ N}$

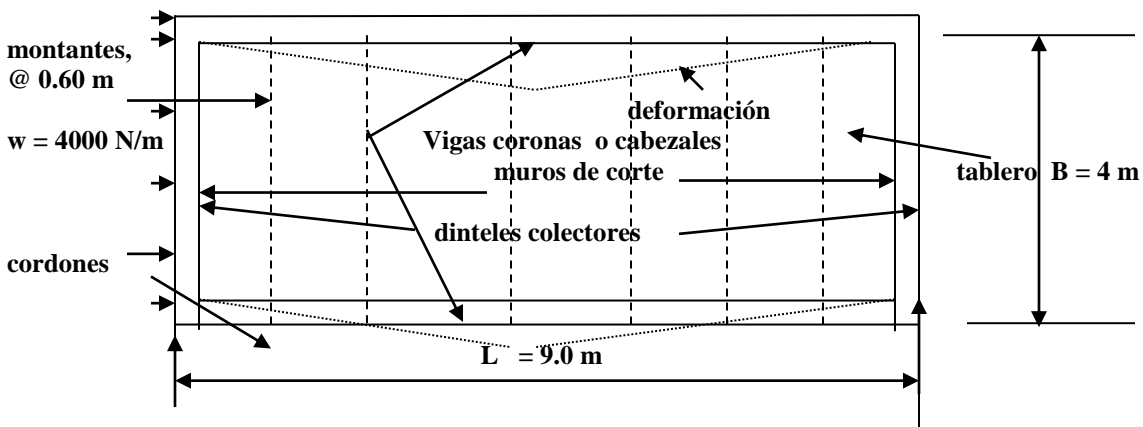
La cantidad de clavo será:  $18000 / 332.5 = 54$  clavos, que deben ser espaciados a:  $@ = 400 / 54 = 7.40 \text{ cm} \approx 8.0 \text{ cm}$ , con una penetración de  $63 - 15 = 48 \text{ mm} >$  penetración mínima  $= 11 \times d = 11 \times 2.6 = 28.6 \text{ mm}$

De la misma forma puede hallarse la distribución de los clavos en los otros montantes, teniendo en cuenta el cortante que le corresponde

#### Dinteles colectores

Los dinteles colectores normalmente forman parte del muro de corte y debe diseñarse cuando se diseñe el mismo

#### Análisis de la fuerza longitudinal al diafragma

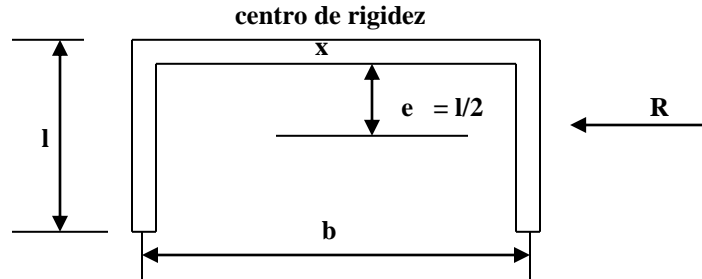


$$M = w l^2 / 8 = 4000 \times 4^2 / 8 = 8000 \text{ N-m} \quad V = w l / 2 = 4000 \times 4 / 2 = 8000 \text{ N}$$

$T = C = M / L = 8000 / 9 = 888.9 \text{ N}$ , que es menor que cuando la fuerza horizontal es en el sentido transversal. Por lo cual para unificar el diseño utilizaremos la misma viga de  $40 \text{ mm} \times 140 \text{ mm}$

### XII.2.7 Flexibilidad de los diafragmas de madera

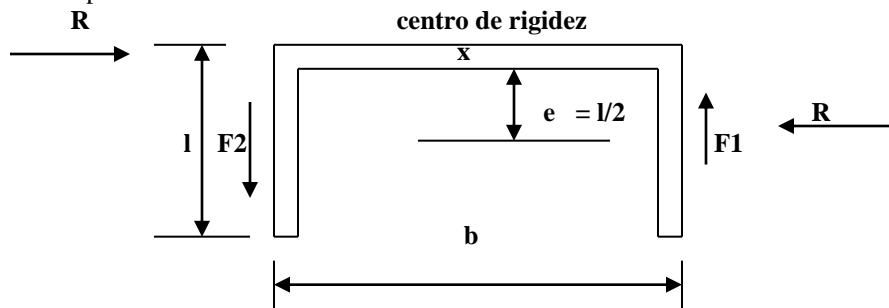
Los diafragmas de madera se consideran flexibles, o sea, que aunque exista una excentricidad entre el centro de rigidez del diafragma y la carga aplicada no se produce momento torsor. En el caso de que un lado del edificio no exista muro de corte, se producen fuerzas adicionales como se muestra a continuación.



Sea el edificio que se muestra en la figura anterior, sometida a una carga horizontal **R**, con una excentricidad **e**, con respecto al centro de rigidez. Entonces el muro del fondo debe resistir toda la fuerza **R** y en los muros laterales unas fuerzas **F**

La torsión que se produce es:  $T = Re$

Las fuerzas en las paredes son:  $F1 = F2 = T/b = R e / b$



### XII.2.8 Distribución de las fuerzas laterales en los muros de corte

Los muros a veces tienen aberturas producto de puertas y ventanas, entonces las fuerzas laterales son soportadas por los segmentos efectivos del muro.

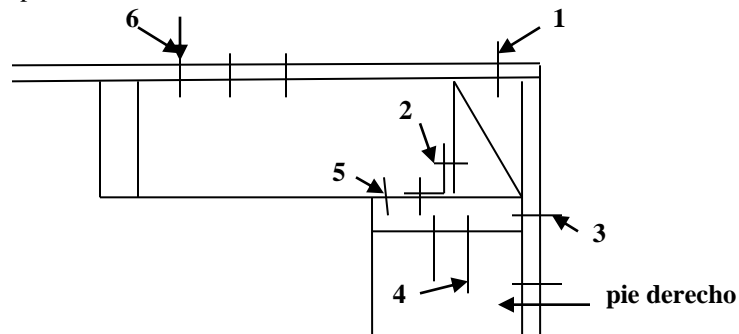
En muros de madera se asume que la fuerza en un panel es directamente proporcional a su longitud, por lo tanto, el esfuerzo unitario de cortante es igual en todos los paneles. La relación altura / ancho (**h/b**) debe ser menor de 3 y que todos los paneles deben tener la misma altura

### XII. 2.9 Anclaje del diafragma al muro de corte

Se necesitan diferentes detalles para anclar los diafragmas horizontales a los muros de corte. A continuación se mostraran algunos de esos detalles:

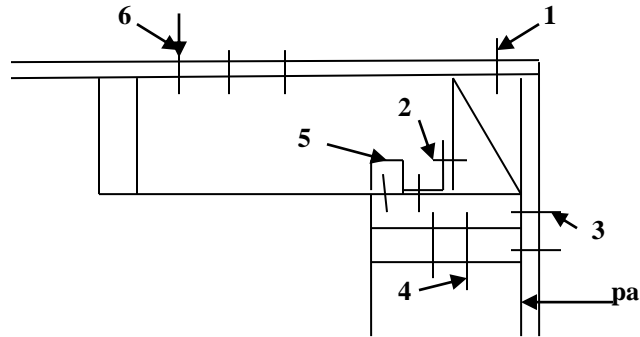
#### Anclaje del muro transversal

- a) Anclajes para las fuerzas paralelas al muro



- 1 – clavos para transferir la cargas a la unión
- 2 – anclaje para transmitir la carga de la unión a l angular metálico
- 3- clavos para transmitir la carga al muro
- 4- clavos para transmitir la reacción al tope del pie derecho
- 5 – clavos para prevenir la rotación de la junta
- 6 – clavos para unir el recubrimiento (entablado) del piso a las vigas

**Anclaje del muro longitudinal**



**XII.2.10 Ejemplo de anclaje de diafragma al muro de corte**

Diseñar el anclaje de un muro transversal de un edificio con las siguientes cargas:  
 Cortante unitario:  $v = 3000 \text{ N/m}$       viento =  $2000 \text{ N/m}$

**Fuerzas paralelas al muro**

- 1- Conexión # 1. Se diseña los clavos para resistir  $3000 \text{ N/m}$
- 2- Conexión # 2. Se asume el ancho del diafragma de  $5 \text{ m}$   
 $V = v b = 3000 \times 10 = 30000$ .

Se diseña los tornillos para resistir  $3000 \text{ N}$

**Fuerzas perpendicular al muro**

- 4 -Conexión # 4.  
 Consideremos que:  
 $\text{Pad} = 3216 \text{ N / clavo}$   
 $\text{Pad} = 2 \times 3216 = 6432 \text{ N / paral (paral)}$   
 La carga en una conexión de un paral es la fuerza por metro en el muro por el espaciamiento del paral

$$P = \text{carga de viento por espaciamiento del paral}$$

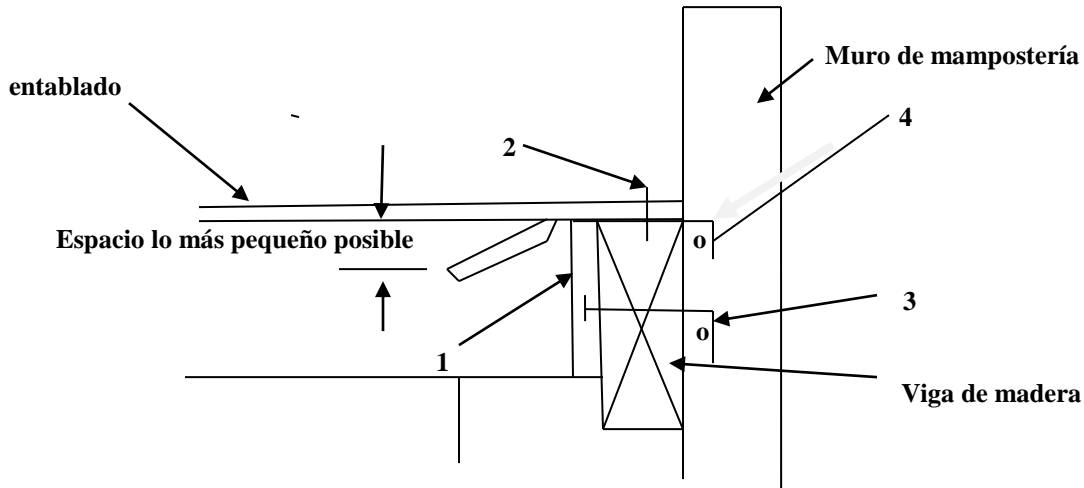
$$P = 2000 \times 2.5 = 5000 \text{ N / Paral} < P = 6432 \text{ N / pje derecho}$$

- 5- Conexión # 5 Considerando que esta conexión esta espaciada  $0.60 \text{ m}$   
 La carga es: carga de viento por conexión =  $2000 \times 0.6 = 1200 \text{ N}$   
 Considerando que un clavo resiste  $640 \text{ N}$   
 Cantidad de clavo  $1200 / 640 = 1.87 >$  Se colocan dos clavos
- 6- Conexión # 6 Carga por conexión  $1200 \text{ N (de 5)}$   
 Asumiendo que cada clavo resiste  $720 \text{ N}$  (incluyendo todos los factores de corrección)

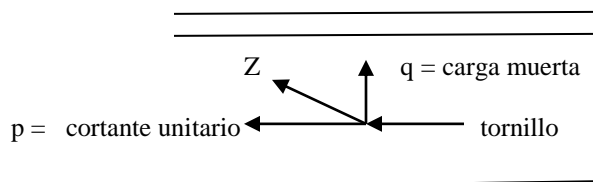
**Cantidad de clavo =  $1200 / 720 = 1.66$ . Se colocan 2 clavos**

## XII. 2.11 Detalles de conexiones

### a) Unión de diafragma a muros de mampostería con parapeto



- 1 - **Cargas verticales**- Las cargas muertas y cargas vivas son transferidas desde el diafragma al muro con anclaje metálico
- 2 – El esfuerzo unitario de cortante del diafragma paralelo al muro con clavos
- 3 – Las cargas verticales y el esfuerzo de cortante unitario de **1 y 2** son transferido al muro con anclajes metálicos. Este anclaje se debe diseñar para la resistencia en la pared de mampostería y la viga de madera. Las cargas que se deben considerar son:
  - a) Carga vertical (Carga muerta y carga viva del techo).
  - b) Carga muerta y más fuerza paralela al muro. Carga de nieve si es aplicable debe ser incluida



Para el cálculo se:

Asume el tamaño y espaciamiento del tornillo de anclaje

Se calcula la carga muerta y el esfuerzo unitario de cortante que tributa al tornillo

Se determina la fuerza resultante y el ángulo que forma con la horizontal

Se compara la resultante con la carga admisible

4 – La carga lateral perpendicular al muro es llevada por el diafragma al anclaje en el muro u otro tipo de anclaje

### XII. 2.11a Ejemplo de unión entre un muro con parapeto y el diafragma

Diseñar la unión que se mostró en la figura anterior

#### Cargas

Cargas muerta **CM = 1000 N/ m**

Carga viva **CV = 9000 N/m**

Cortante unitario del diafragma **v = 5000 N /m (paralela al muro)**

Carga de sismo **Cs = 2000 N/m**

## Anclajes

1-Las vigas están espaciadas a **0.5 m**

Reacción de la viga al muro (**CM + CV**) = (1000 + 9000) 0.6 = **6000 N**

Se selecciona un anclaje metálico con una capacidad mayor que **6000 N** de los manuales

2 – Se calcula los tornillos necesario para unir el entablado a la viga de madera para la carga **v= 5000 N/m**

3 – Se asume un anclaje de  $\frac{3}{4}$ " espaciado a 0.8 m. Se compara este anclaje para dos casos de carga:

a) Carga muerta y Carga viva : (1000 + 9000) 0.8 = **8000 N/ tornillo**

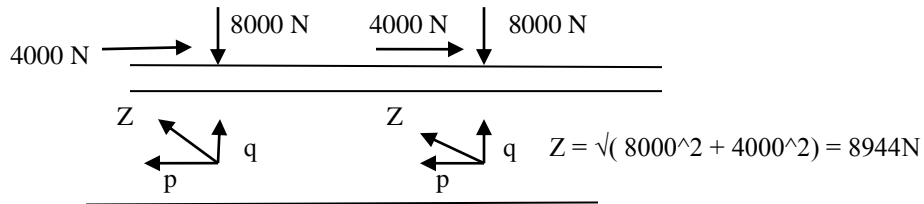
La capacidad del anclaje a un muro de mampostería de  $f_m' = 105 \text{ MPa}$  es **8100 N/tornillo** > **8000 N**

Se chequea la capacidad de este anclaje a la viga de madera para este caso de carga a simple Cortante

b) Carga muerta y fuerza lateral

La carga perpendicular al grano de la madera es **q = CM= 1000 x 0.8 = 8000 N /tornillo**

La carga paralela al grano **5000 x 0.8 = 4000 N/tornillo**



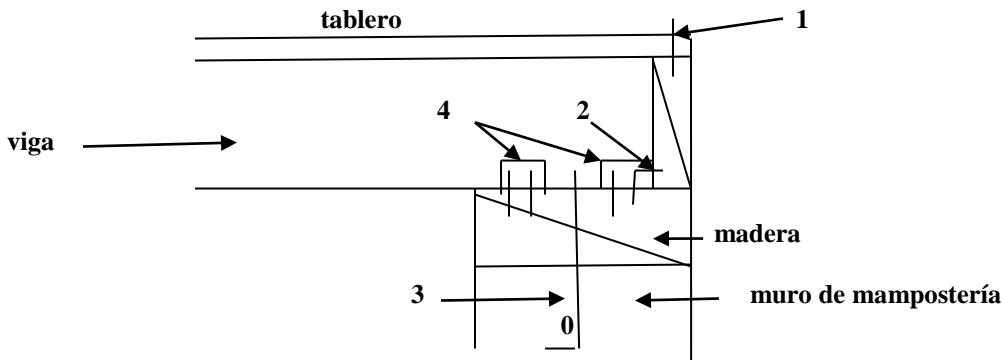
Como la carga es viento se puede aumentar la capacidad del tornillo anclado en el muro de mampostería en un **33%** entonces: **1.33 x 8100 = 10773 N > Z**

Ahora se debe comprobar el tornillo en la viga de madera con estas cargas

4-Se debe proveer anclajes en cada en cada miembro del techo, suponiendo que están espaciados a

**1.0 m** perpendicular al muro **F = Cs x 1.0 = 2000 x 1.0 = 2000 N**. Se selecciona un anclaje al muro del manual de un suministrador

### b) Anclaje de un diafragma al tope de un muro de mampostería



Conexión típica al tope de un muro de mampostería

Fuerza paralela al muro (cortante del diafragma)

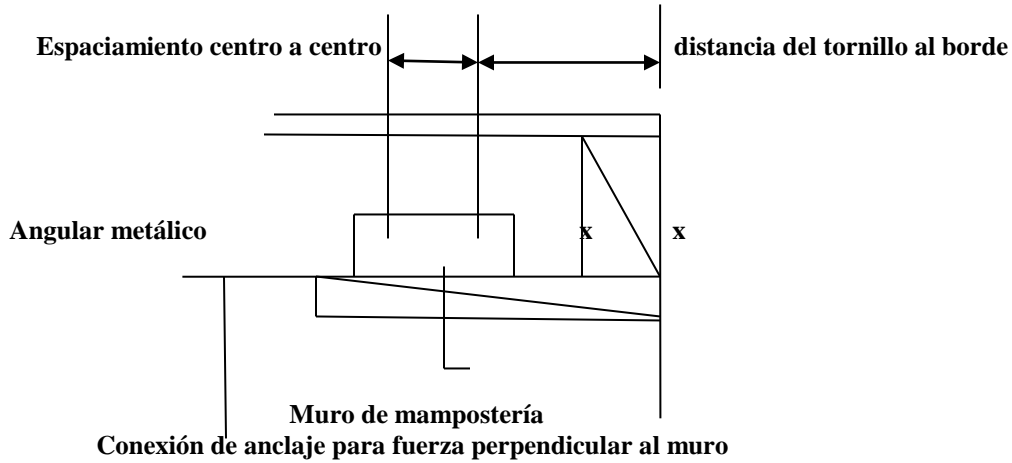
- 1- Clavos para transferir el cortante unitario del diafragma a la unión
- 2- Conexión para transferir el cortante al angular metálico
- 3- Conexión para transferir el cortante al muro

Fuerzas perpendicular al muro (viento, sismo, etc.)

- 3- La fuerza lateral perpendicular al muro es transferido del angular de muro al tornillo de Anclaje

**4- Unión del angular del muro a la estructura. Debe tenerse en cuenta que no se permite que el anclaje no debe tener esfuerzo de tracción**

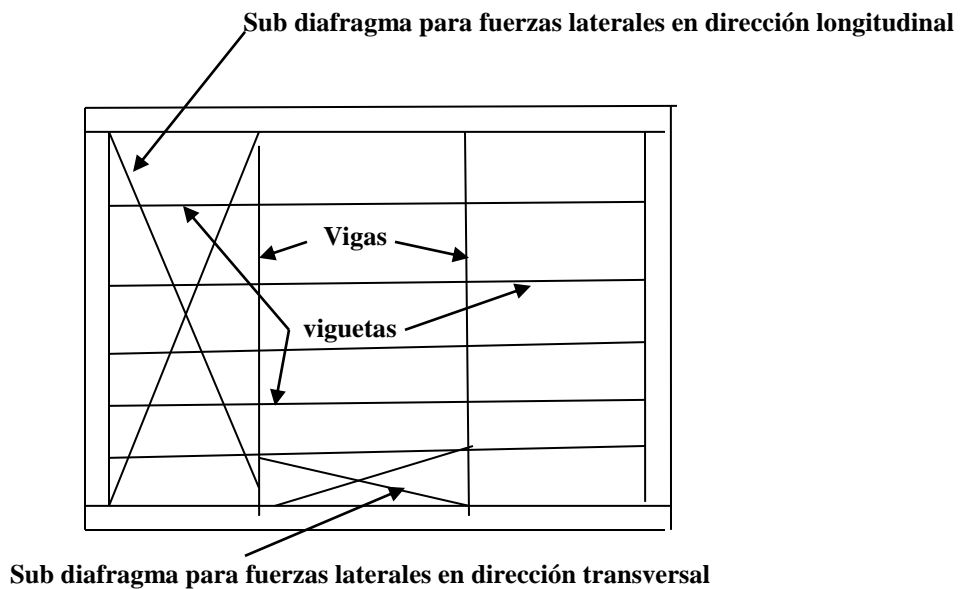
A continuación se muestra otro tipo de unión que elimina la fuerza de tracción



**XII .2.12 Anclajes de sub diafragma a muros de hormigón o mampostería**

Cuando la estructura del piso en un diafragma horizontal es continua a través de todo el edificio, el diafragma naturalmente tiene continuidad entre los cordones del mismo, pero esto sucede en edificios pequeños, aun en el caso de diafragmas continuos, si las vigas están en una dirección, es posible que en la otra dirección no sea continuo

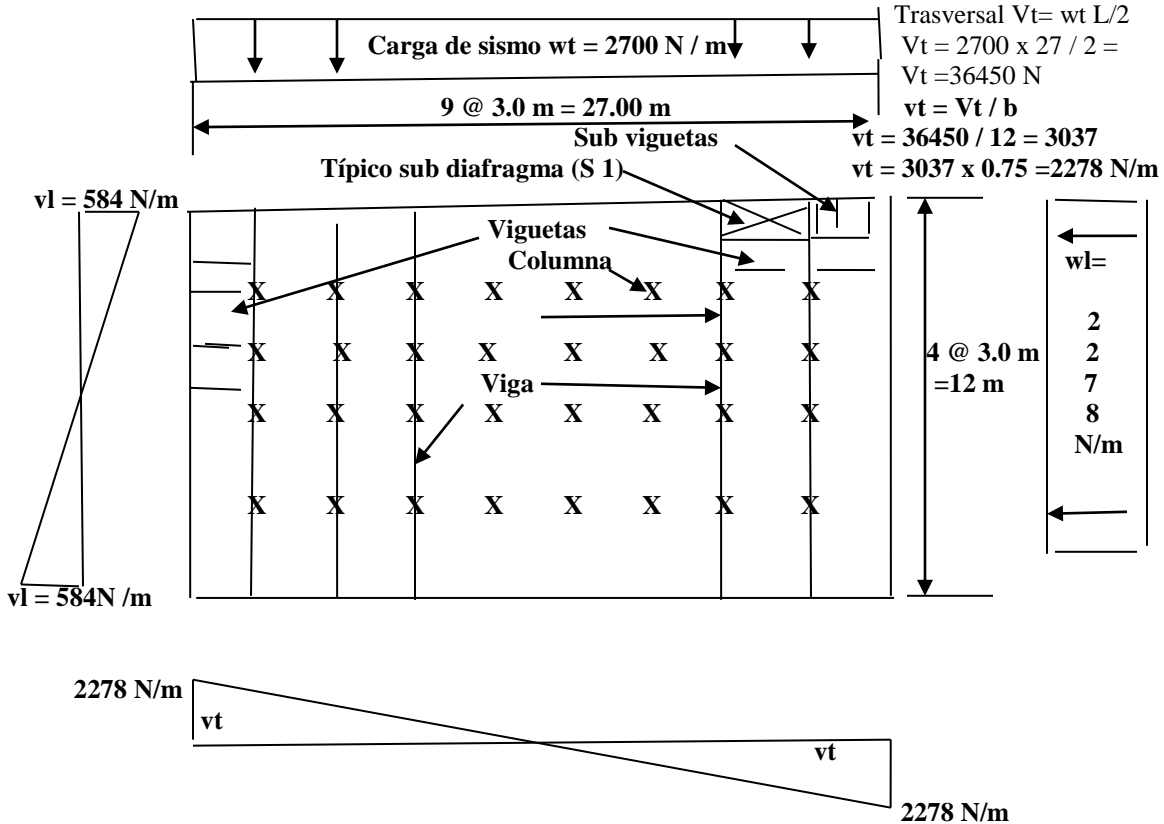
Por lo anterior se hace necesario crear sub diafragma, que no es más que una parte del diafragma que es utilizada para desarrollar un adecuado anclaje al muro de hormigón o mampostería



## XII.2 13 Ejemplo de anclaje sub diafragma a muros de mampostería

Sea el diafragma que se muestra a continuación, el cual debe ser diseñado para la carga de sismo en los dos sentidos, la altura del edificio es 4.00 m, por lo cual la altura tributaria es  $h = 4 / 2 = 2 \text{ m}$

Carga muerta =  $400 \text{ m}^2$  Carga muerta de la pared =  $4000 \text{ N/m}^2$



Longitudinal  $V_l = w_l L / 2 = 3500 \times 12.0 / 2 = 21000 \text{ N}$   $v_l = 21000 / 27 = 778 \text{ N/m}$

$V_l = 778 \times 0.75 = 584 \text{ N/m}$

Nota:  $v_t$  y  $v_l$  se multiplican por 0.7 debido a que la carga de cortante se debe a la carga de sismo solamente Ver inciso II.1

### Unión del entablado con vigas

Con los valores de cortantes unitarios  $v_t$  y  $v_l$ , se obtiene la cantidad de clavos que se necesitan para unir el entablado a las vigas y viguetas

### Anclajes del sub diafragma (S 1) longitudinal a la pared de mampostería

Suponemos que la fuerza sísmica para la pared es  $F_p = 0.48 W_p = 0.48 \times 4000 = 1920 \text{ N/m}^2$

$W_p$ - peso de la pared

La fuerza de anclaje de la reacción del techo, se obtiene de  $F_p$  x el área tributaria de la altura de la pared ( $h/2$ )

$w_{t1} = 1920 \times 2 = 3840 \text{ N/m}$ , la cual se debe multiplicar por 0.75

$w_t = 3840 \times 0.75 = 2995 \text{ N/m}$

Relación luz- ancho =  $1 / 1 = 1 < 2.5$  Se cumple

Para el S 1 (3.0 m x 3.0 m) en el tramo central (13.5 m) el esfuerzo unitario crítico es:

$\text{Max } V = w_l / 2 = 2995 \times 3 / 2 = 4492.5 \text{ N}$

$v = V / b = 4492.5 / 3 = 1497.5 \text{ N/m} < 4770 \text{ N/m}$  Se cumple

Calculo de los anclajes

Vigas

$$T = 2700 \times 3.0 = 8100 \text{ N}$$

La unión de las vigas a las columnas debe diseñarse para el valor de T anterior

Subviguetas están espaciadas a **1.0 m** .Los anclajes de las subviguetas se diseñan para una fuerza de

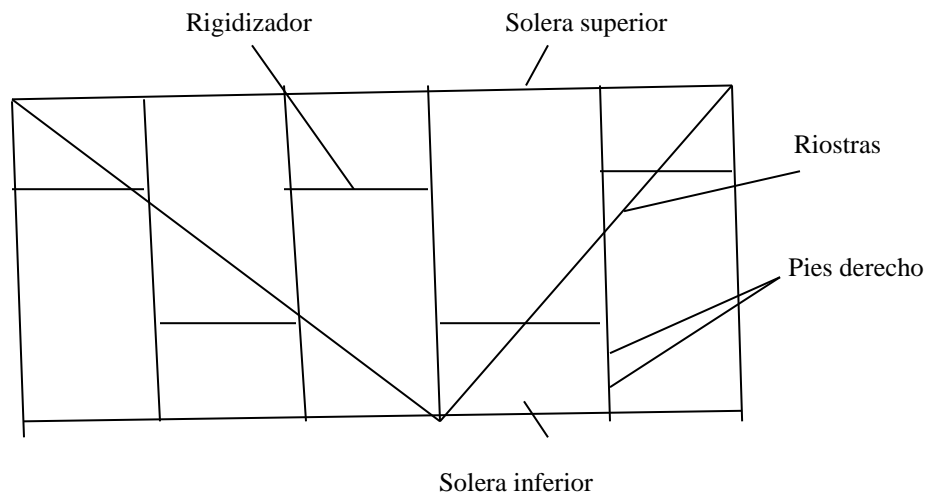
$$T = 2700 \times 1.0 = 2700 \text{ N}$$

Otros subdiagramas se diseñan de la misma forma

### XII.3 Muros de corte

Los muros de corte constituyen los elementos verticales del sistema resistente de la edificación, y normalmente transmiten las cargas verticales. Además, soportan los diafragmas horizontales y son los encargados de llevar a los niveles inferiores las cargas horizontales que actúan en su mismo plano y que son originadas por sismo, viento u otras cargas gravitacionales

Un muro de corte está constituido por un entramado de pies-derecho, soleras superior e inferior, arriostras y rigidizadores intermedios cuando sea necesario, y algún tipo de revestimiento por una o por ambas caras. La separación de los pies derechos y el espesor del revestimiento determinan, junto con las arriostras, la rigidez y la resistencia a caras horizontales del muro. La fuerza horizontal actuante determina el diseño de la unión con las soleras. Sus dimensiones definirán el régimen de transferencia y el diseño de los anclajes a la cimentación. El espaciamiento entre anclajes deberá ser menor de **2 m**. Ningún eslabón de la cadena de diseño o comprobaciones podrá suprimirse



**Elementos de muro de corte**

El diseño de los muros de corte deberá considerar los siguientes aspectos:

- proporciones del muro
- diseño de las soleras
- diseño de los pies derechos, rigidizadores intermedios y arriostras
- espesor del revestimiento y su sistema de unión
- sistema de unión de los muros entre sí

Cada muro de corte considerado por separado, deberá ser capaz de resistir la carga lateral correspondiente a su área de influencia, a menos de que se haga un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales

El diseño de los muros de corte depende fundamentalmente de las características del entramado y del revestimiento. Con fines prácticos se basa en los resultados experimentales obtenidos al ensayar muros que pueden considerarse típicos. Se introduce entonces el concepto de "**longitud equivalente**" para convertir la longitud de un muro de características dadas a la equivalente de un muro de referencia que tiene una resistencia admisible al corte de **700 N/m**. La longitud equivalente se obtiene multiplicando la longitud real del muro por el coeficiente correspondiente de la **Tabla XII.3a**

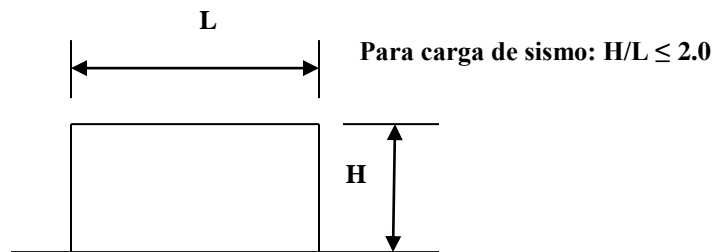


Cuando el revestimiento se coloca a ambos lados, se debe sumar las cargas admisibles correspondientes. El Reglamento permite utilizar los tipos que se indican en el **Capítulo 10 del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino**.

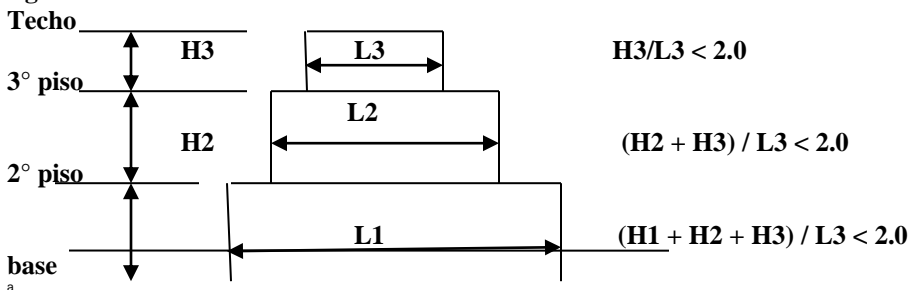
El procedimiento de **longitud equivalente** podrá ser aplicado a estructuras relativamente pequeñas que resistan todas las cargas laterales por medio de muro de corte. Estos muros deberán estar dispuestos en las dos direcciones ortogonales con espaciamiento menor de **4 m** y su distribución deberá ser más o menos uniforme, con rigideces aproximadamente proporcional a sus áreas de influencia.

En el cálculo de las **longitudes equivalentes** deberán descontarse las aberturas de puertas y ventanas. No se considerarán aquellos muros cuya relación **altura/longitud** sea mayor de **2** ni lo que estén anclados a la cimentación en un solo punto.

**La relación de la altura y longitud de los muros debe ser la siguiente:**

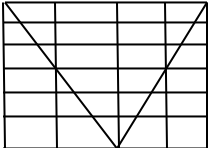
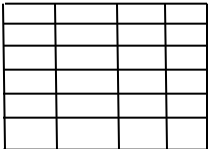
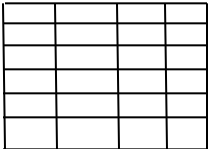


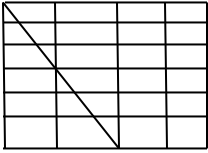
Cuando hay varios pisos y los muros de cortes no tienen la misma longitud, la relación debe ser la siguiente:



**Coefficientes de conversión a longitud equivalente del muro de referencia**

	Entramado	Revestimiento	Coefficiente
	Pies derecho de 4 cm por 8 cm, clavados a soleras de 4 cm por 8 cm con clavos de 75 mm	Tablas sin machimbrar 1 cm x 19 cm clavadas a cada paral con 2 clavos de 63 mm	1.0
	Id con paral cada 50 cm	Id	0.80
	Id con pies derecho Cada 60 cm	Id	0.67
	Id con paral cada 40 cm	Id con tablas de 2 cm por 19 cm clavadas a cada paral con clavos de 63 mm	1.0
		Id con 3 clavos de 63 mm	1.4
	Id	Id con tablas de 2 cm por 19 cm clavadas a	1.3

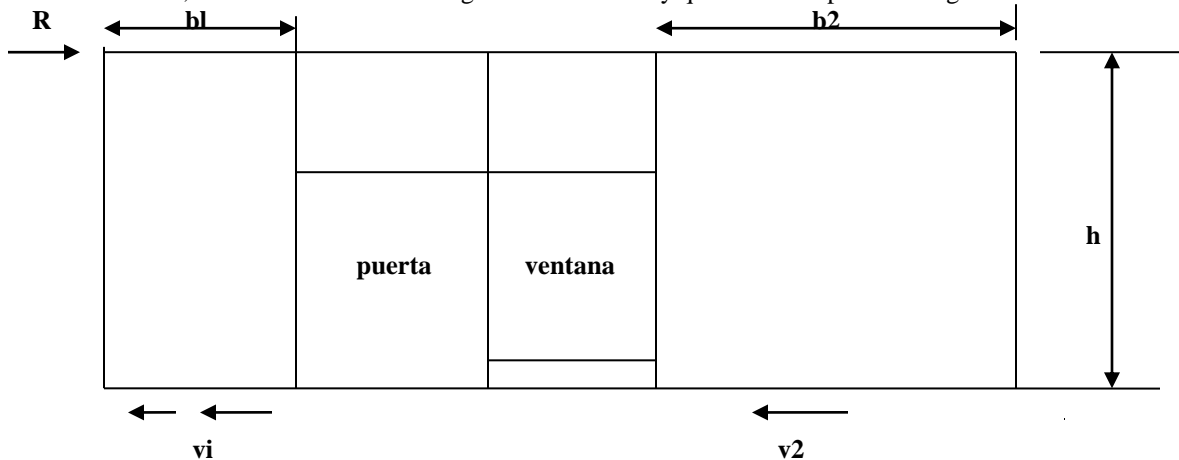
		Id	Id con dos clavos de 88 mm	1.5
		Id	Tablas sin machimbrar clavadas a cada pie derecho con dos clavos de 63 mm, tablas de 1 cm x 4 cm	0.7
		Id	Id, tablas de 1.5 cm por 19 cm	0.8
	Id con arriostras de 2 cm por 8 cm encajadas en pies derecho formando un ángulo entre 45° y 60° con las soleras	Id	Tablas sin machimbrar 2 cm x 19 cm, clavadas a cada paral con 2 clavos de 63 mm	2.6
	Pies derechos de 4 cm por 8 cm cada 40 cm		Entramado simple sin machimbrar, tablas de 2 cm 19 cm clavadas a cada paral con dos clavos de 63 mm	4.3
	Pies derecho de 4 cm por 8 cm, espaciado entre 40 cm y 50 cm clavados a soleras de 4 cm x 8 cm con clavos de 75 mm		Paneles de madera contra chapadas de 1.20 m por 2.40 m, de 6 mm de espesor, con clavos de 50 mm a cada 12.5 cm en sus bordes y cada 25 cm en pies derecho intermedios	3.0
		Id	Id con paneles de 9 mm de Espesor, con clavos de 63 mm	3.5
	Id con pies derechos a cada 60 cm y clavos de 90 mm		Paneles de 8 mm de espesor de madera, cemento de 50 mm a cada 20 cm de sus bordes y cada 20 cm en pies derechos intermedios	5.0
		Id	Tableros de partículas de 15 mm de espesor	3.0

	Entramado	Revestimiento	Coefficiente
	Pies derecho de 4 cm x 8 cm, a cada 40 cm Clavados a soleras de 4 cm por 8 cm con clavos de 75 mm. Riostras diagonales de 2 cm x 8 cm en 50 por cientos de los paños	Paneles de yeso con fibras de 12 mm de espesor densidad 0.75	1.5
	Id	Revoque de barro de 2 cm de espesor mínimo sobre base de caña	1.5
	Id	Id con revestimiento a cada Lado	2.5

### XII.3.1 Distribución de fuerzas horizontales en los muros de corte

Cuando los muros tienen puertas y ventanas, la fuerza horizontal es resistida por los segmentos efectivos de muro.

En el diseño se asume que el **esfuerzo de cortante unitario** ( $v$ ) es igual en todos los segmento de muro, por lo tanto la fuerza que recibe cada porción de muro es directamente proporcional a su longitud, para que esto sea cierto, la relación  $h/b$  debe ser igual o menor de 3 y que todos los paneles tengan la misma altura

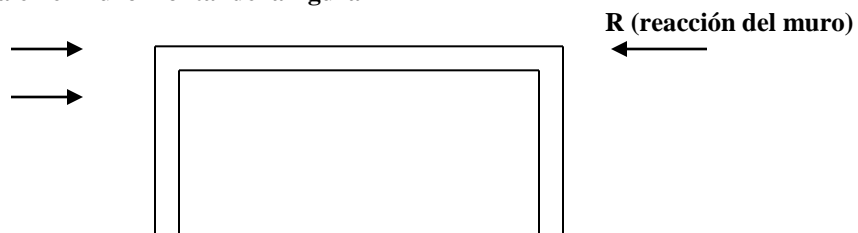


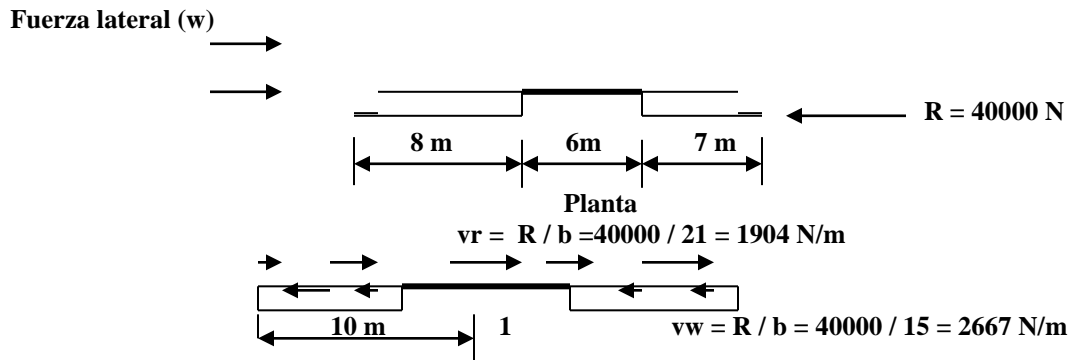
$$v_1 = v_2 = R / \sum b$$

Cuando los muros son de bloque, ladrillos u hormigón debe consultarse, la literatura de estos materiales

### XII.3.2 Ejemplo de cálculo de la fuerza horizontal en un muro de corte

Determinar la fuerza en el muro frontal de la figura



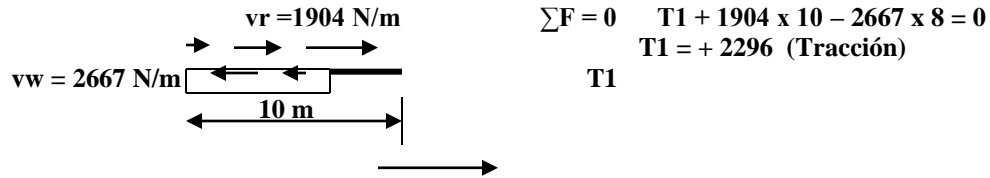


$v_r$ - esfuerzo unitario de cortante en el diafragma

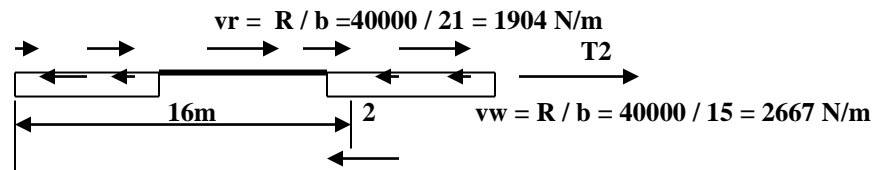
$v_w$ - esfuerzo unitario de cortante en el muro

La fuerza en cualquier punto se puede determinar haciendo un corte en ese punto

En un punto a 10 m



En un punto a 16m



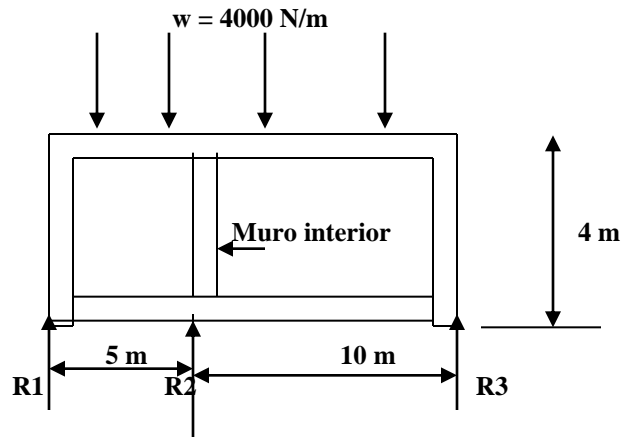
### XII.3.3 Diafragmas con muros interiores

Además de los muros exteriores, pueden existir muros interiores, en este caso se supone que el diafragma original actúa como un número separados de diafragmas entre los diferentes muros

En el siguiente ejemplo se explicará cómo se actúa.

#### XII.3.3.1 Ejemplo de diafragma con muros interiores

Sea el diafragma de la figura



Se consideran diafragmas flexibles con luces entre los muros exteriores e interiores, y en este ejemplo dos diafragmas son analizados

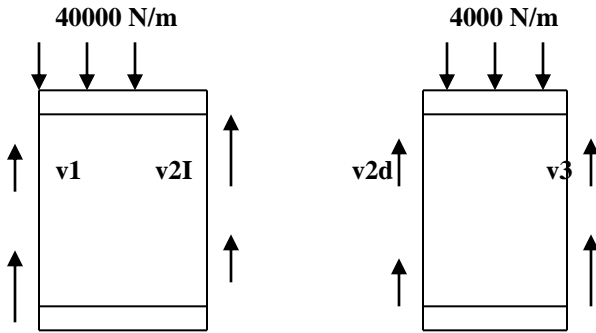
De las figuras que se muestran en la próxima página, Obtenemos:

$$V1 = V2I = wL1/2 = 4000 \times 5/2 = 10000\text{N}$$

$$v1 = v2i = V / b = 10000 / 4 = 2500 \text{ N/m}$$

$$V2d = V3 = w L2/2 = 10000 \times 10 / 2 = 50000 \text{ N}$$

$$v2d = v3 = V / b = 50000 / 4 = 12500 \text{ N/m}$$



**Diafragma 1**

**Diafragma 2**

La cantidad de clavos necesarios para cada diafragma se calculan independientemente basándose en los respectivos esfuerzos unitarios de cortante. Es posible en el borde 2, calcular los clavos necesarios combinando los esfuerzo unitarios de cortantes, o sea:  $v2 = (10000 + 50000) / 4 = 15000 \text{ N/m}$

**Muros**

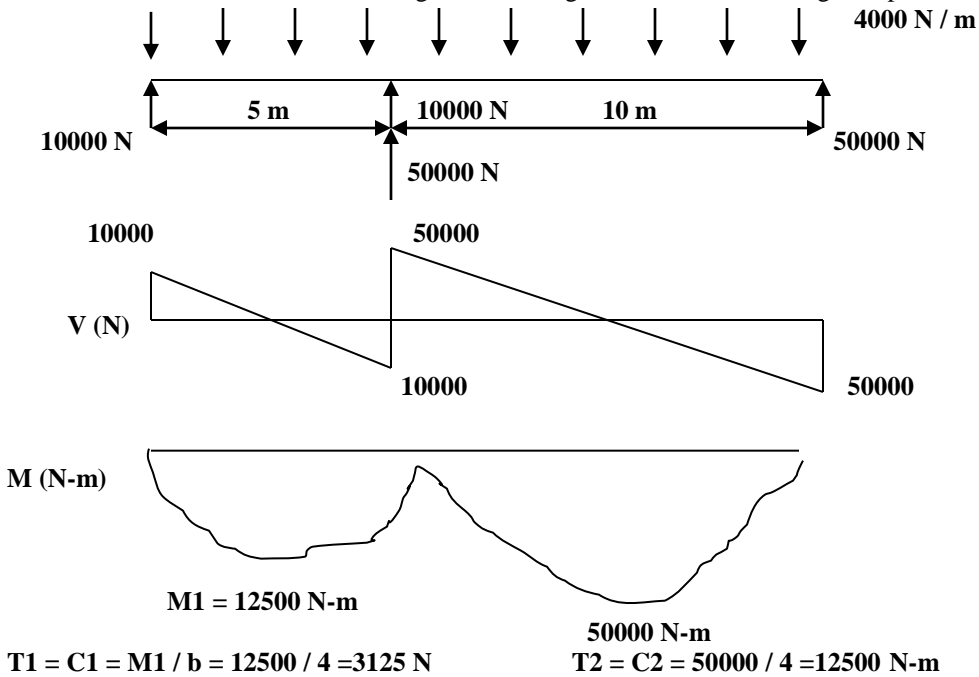
Los esfuerzos unitarios de cortante se determinan calculando las reacciones que llevan cada muro:

$$R1 = V1 = 10000 \text{ N} \quad R2 = V2i + v2d = 10000 + 50000 = 60000 \text{ N} \quad R3 = V3 = 50000 \text{ N}$$

$$v1 = R1 / b = 10000 / 4 = 2500 \text{ N/m} \quad v2 = R2 / b = 60000 / 4 = 15000 \text{ N/m} \quad v3 = R3 / b = 50000 / 4 = 12500 \text{ N/m}$$

**Vigas coronas del diafragma**

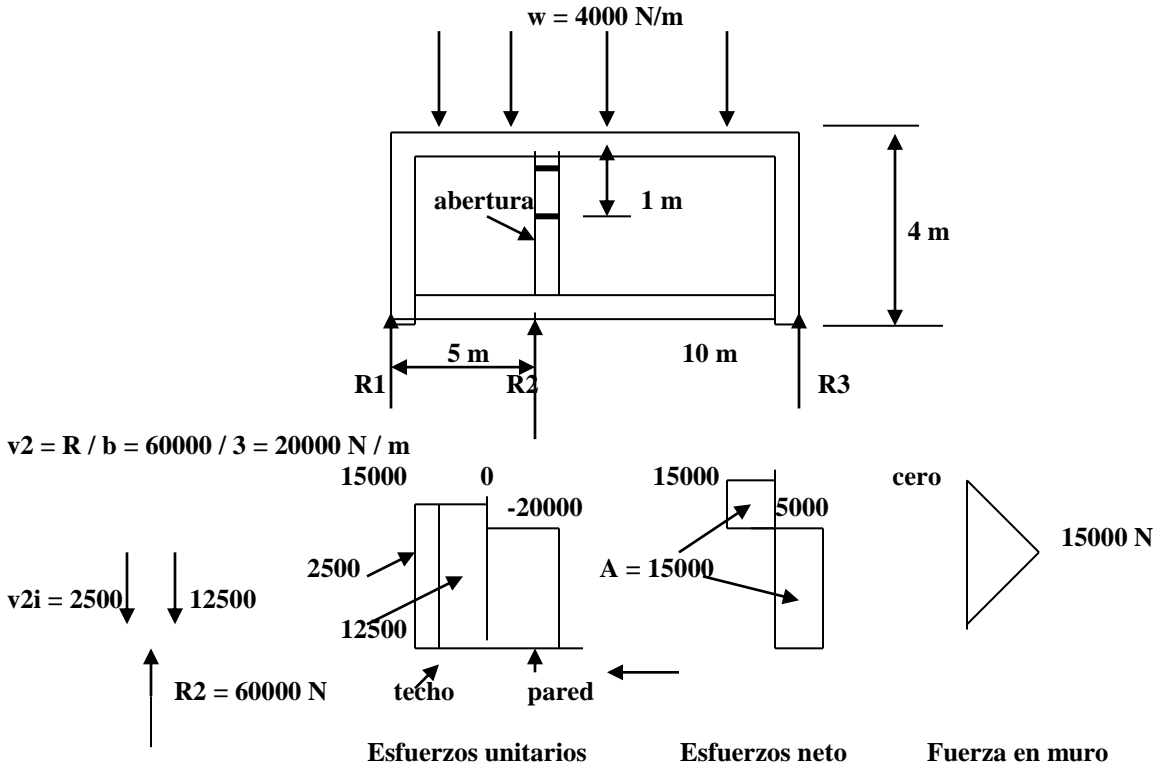
La distribución de las fuerzas en las vigas coronas siguen la forma de una viga simplemente apoyada



**XI.3.4 Muros interiores con aberturas**

Cuando un muro interior tiene aberturas se realiza lo siguiente:

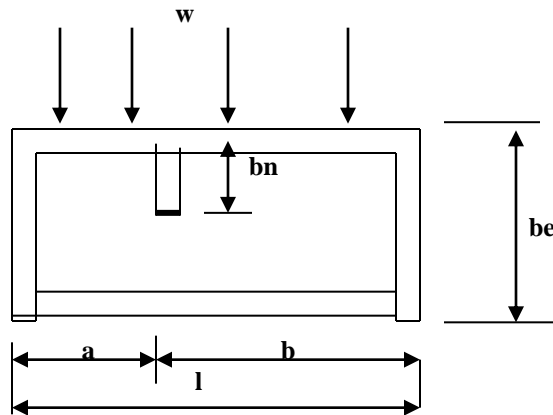
Sea el edificio de la siguiente figura



### XII.3.5 Efectividad de los muros interiores

No todos los muros interiores pueden considerarse muros de corte, ya que si son muy pequeños, tendrán muy poca rigidez y no podrán tomar cargas

Sea el edificio de la figura



Utilizando el ancho tributario, la carga del muro interior es:  $R_i = (a/2 + b/2) w$

La carga del muro exterior derecho es:  $R_e = b w / 2$

Bajo la carga actual, la carga que lleva al muro exterior derecho es:  $R_e = w l / 2$

Lo anterior se produce porque el muro exterior es más rígido que el muro interior

La efectividad de un muro depende de los siguientes factores:

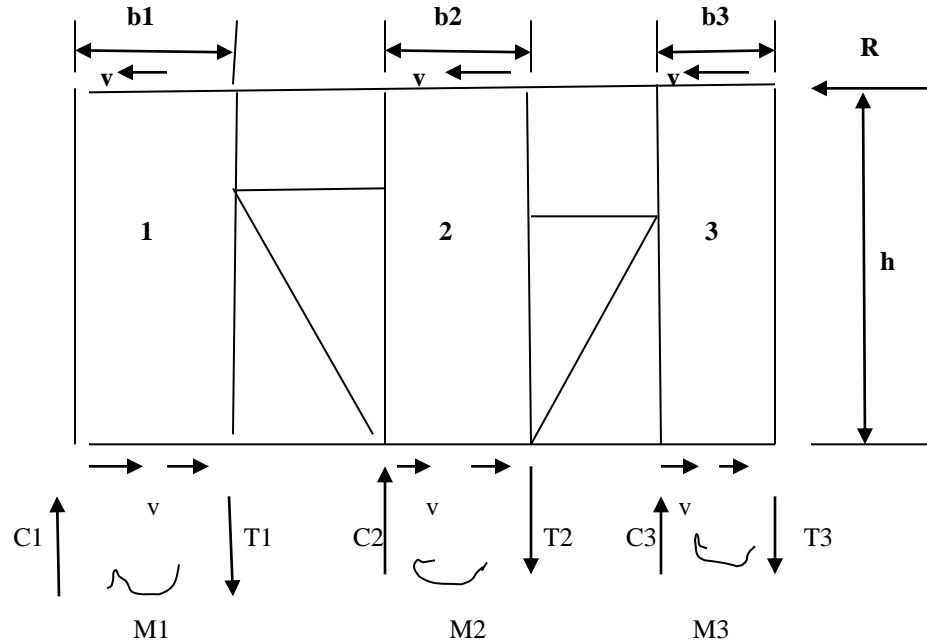
Las longitudes relativas de los muros. Si  $b_n$  y  $b_e$  son casi iguales, el muro interior es más efectivo

La localización de los muros. Si  $b$  es muy grande en comparación de  $a$ , el muro interior se puede considerar como un apoyo separado

### XII.3.6 Diseño de los muros de corte

Como hemos visto anteriormente los muros deben resistir las cargas verticales y horizontales a la que están sometidos.

Cuando un muro está sometido a una carga horizontal como en la siguiente figura



Se considera que el esfuerzo unitario de cortante es uniformemente distribuido en el muro y es el mismo en la parte superior e inferior de cada panel

El momento bruto es calculado en la base de cada panel

$$M_1 = v \times b_1 \times h$$

$$M_2 = v \times b_2 \times h$$

$$M_3 = v \times b_3 \times h$$

La fuerza en los elementos verticales extremo de cada panel, se calcula dividiendo el momento por el largo del panel

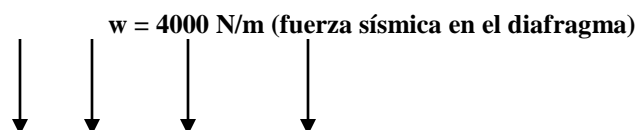
$$T_1 = - C_1 = M_1 / b_1 = vh$$

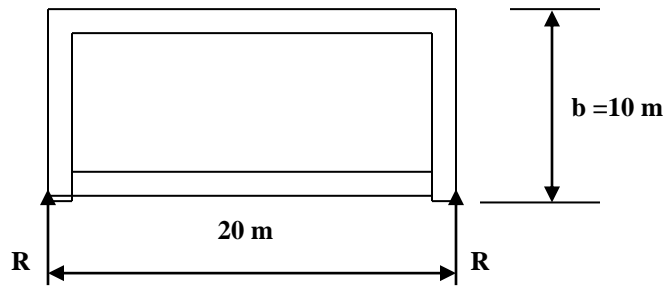
$$T_2 = - C_2 = M_2 / b_2 = vh$$

$$T_3 = - C_3 = M_3 / b_3 = vh.$$

#### XII.3.6.1 Ejemplo de diseño de un muro

Sea el edificio de una planta que se muestra en la siguiente figura, que está sometido a una carga debido a sismo, en el diafragma horizontal de  $4000 \text{ N/m}$  y la carga en el centro del muro de  $8000 \text{ N}$ . Diseñar los muros



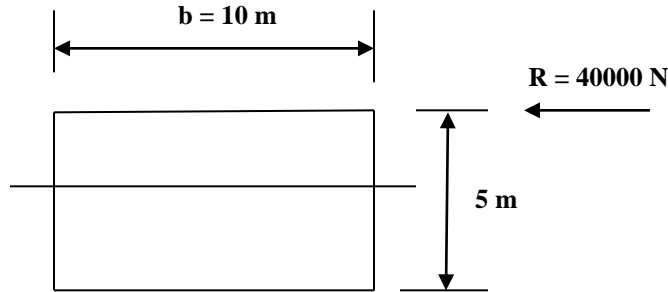


Reacción del diafragma

Muro 1 y 2

$$R = 4000 \times 20 / 2 = 40000 \text{ N}$$

Muro 1

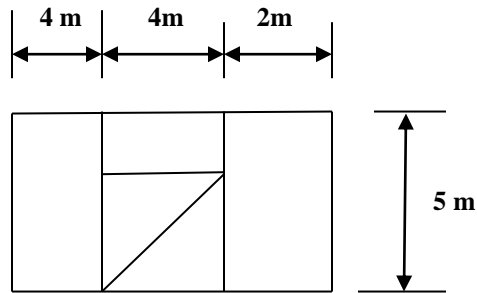


$$V = R + R1 = 40000 + 8000 = 48000 \text{ N}$$

Al calcular la fuerza sísmica se considera en el centro del muro  $R1 = 8000 \text{ N}$

$$v = V / b = 48000 / 10 = 4800 \text{ N / m}$$

Muro 2

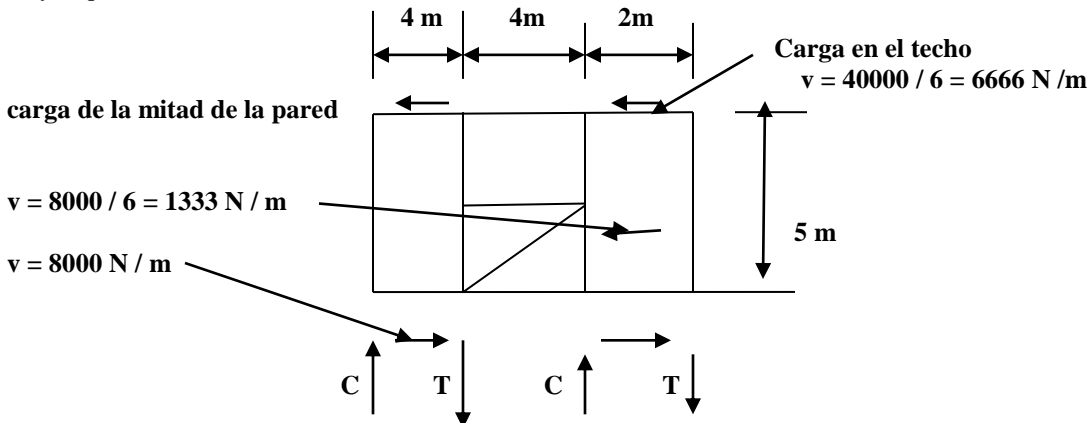


$$V = R + R1 = 48000 \text{ N}$$

$$v = V / b = 48000 / (4 + 2) = 8000 \text{ N / m}$$

Con estos valores se diseñan los muros

Elemento vertical a tracción del muro 2, que es el crítico, debido a que el esfuerzo unitario de cortante es mayor que en el muro 1





$$T = C = v h = 6666 \times 5 + 1333 \times (5 / 2) = 36662 \text{ N}$$

Con este valor se calcula la sección necesaria

### XII 3.7 Anclajes de los muros a los cimientos

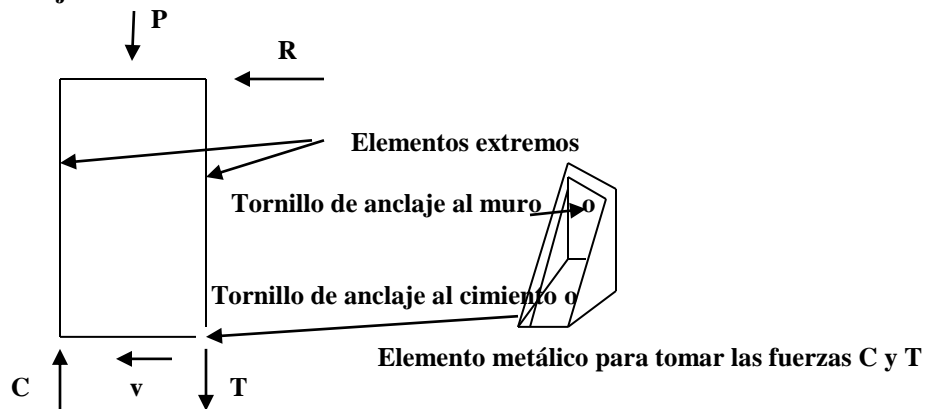
Los muros deben anclarse a los cimiento para evitar el vuelco de los muros, teniendo en cuenta las cargas verticales, así como las cargas laterales paralela al muro y perpendicular al mismo  
El muro se considera en voladizo desde el cimiento, y se debe anclar para resistir el momento y el cortante que actúa separadamente

Normalmente, el elemento a tracción es más crítico.

Existen elementos metálicos prefabricados, que se unen al cimiento y al muro con tornillos

#### XII 3.7.1 Cargas laterales paralelas al muro

##### XII 3.7.1.1 Anclajes de los elementos extremos del muro

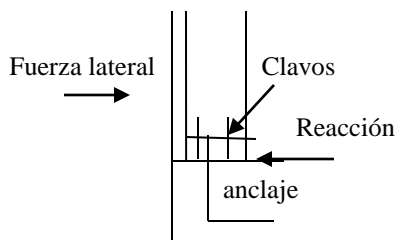


##### XII 3.7.1.2 Anclaje para el cortante

Los anclajes para el cortante se determinan asumiendo el tamaño del tornillo y calculando la carga admisible por tornillo. Considerando que la carga por tornillo es  $S$  y la carga total paralela unitaria a cortante es  $v$ , y la longitud del muro es  $b$ , la cantidad de tornillo es:  $N = v b / S$

##### XII 3.7.3. Fuerzas laterales perpendicular al muro

Como el muro está sometido a cargas de sismo y viento perpendicular al mismo es necesario anclarlo al cimiento



La cantidad de tornillos de anclajes es:

$$N = R b / S$$

$R$  – reacción por metro

$b$  – ancho del muro

$S$  - carga que toma un tornillo de anclaje

### XII 3.8 Deriva de los muros e corte

Los muros de corte deben tener una deriva (deformación) que no dañen los elementos no estructurales y los sistemas

Para calcular la deformación de un muro de corte ( $\Delta x$ ) se utiliza la siguiente fórmula:

$$\Delta x = C \Delta x_e / I \quad \text{XII 3.8a}$$

C- factor de ampliación de la deriva, como valor indicativo puede utilizarse  $C = 3$

$\Delta_{xe}$ - deriva al nivel de resistencia utilizando un análisis elástico

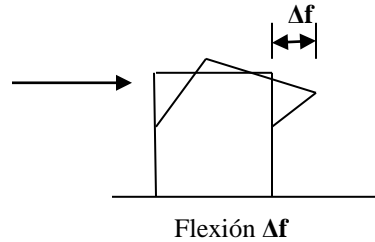
I – factor de importancia de la edificación

La deriva se calcula en el centro de masa del edificio y debe ser calculado para cada muro de corte

El Reglamento IBC nos da un método para calcular  $\Delta_{xe}$

$$\Delta_{xe} = \Delta_f + \Delta_c + \Delta_u + \Delta_a \quad \text{XII 3.8b}$$

$\Delta_f$ - deriva producida por el momento flector



El muro de corte funciona como una viga en voladizo y

$$\Delta_f = 8 v h^3 / E A b \quad \text{XII 3.8c}$$

$v$ - esfuerzo unitario a cortante (N/ m) o (lb / pie)

$h$ - altura del muro (m) o( pie)

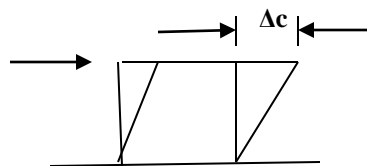
$E$  – módulo de elasticidad del cordón del muro

$A$ -área de la sección transversal del cordón

$b$ -ancho del muro

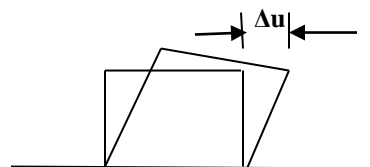
$\Delta_c$ -deriva debido al cortante

$$\Delta_c = v h / Gt \quad \text{XII 3.8d}$$



$Gt$ - rigidez del muro a través del espesor IBC tabla 2305.2.2(2)

$\Delta_u$ -deriva debido al deslizamiento de la conexión

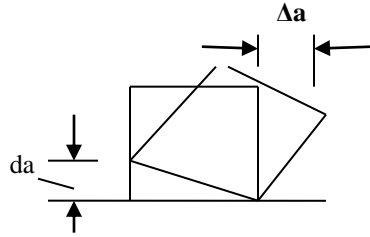


$$\Delta_u = 0.75 h e u \quad \text{XII 3.8d}$$

$e u$  –deformación del clavo según IBC tabla 2305.2.2(1)

Depende del tipo de unión, penetración del clavo o tornillo, carga de cortante  $V_n$  que es determinado dividiendo  $v$  entre de clavos por unidad de longitud (m) o (pie)

$\Delta_a$ -deriva debido al deslizamiento o rotación del anclaje



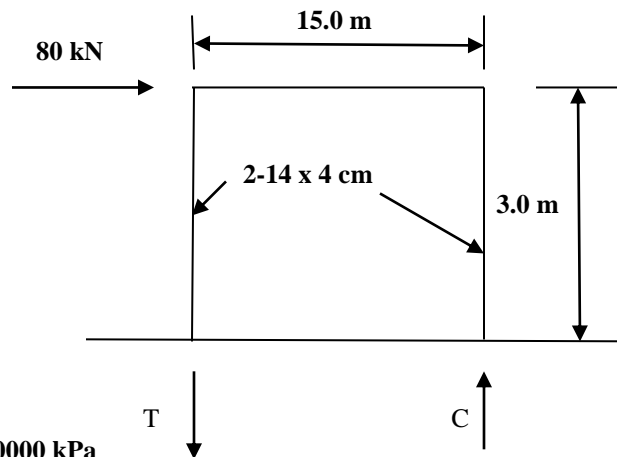
$$\Delta a = h da / b \quad \text{XII 3.8e}$$

Como valor indicativo puede tomarse  $da = 6 \text{ mm}$

### XII 3.8.1 Ejemplo de deriva de un muro de corte

Determinar la deriva del muro de corte de la figura, sometido a la carga que se indica

**Nota:** La carga de sismo debe utilizarse sin reducciones por lo cual la combinación de carga debe ser: **D + E**



$E = 9500 \text{ MPa} = 9500000 \text{ kPa}$   
 $A = 112 \text{ cm}^2$   
 $Gt = 45000 \text{ N/cm} = 45.0 \text{ kN/cm}$   
 Peso de la pared  $1.0 \text{ kN/m}$   
 $vu = V / b = 80 / 15 = 5.33 \text{ kN/m}$

Considerando un coeficiente sísmico de  $0.15$   $vp = 0.15 \times 1.0 \times 3.0 = 0.45 \text{ kN/m}$

El esfuerzo unitario es:  $v = 5.33 + 0.45 = 5.78 \text{ kN/m}$

Considerando  $10$  clavos por metro a lo largo del muro  $(Vn)u = 5.78 / 10 = 0.578 \text{ kN/clavo}$

Asumiendo  $eu = 0.03$

$$\Delta xe = \Delta f + \Delta c + \Delta u + \Delta a$$

$$\Delta f = 8 v h^3 / E A b = 0.000105 \text{ m} = 0.0105 \text{ cm}$$

$$\Delta c = v h / Gt = 0.38 \text{ cm}$$

$$\Delta u = 0.75 h eu = 0.75 \times 3.0 \times 0.03 = 0.0675 \text{ cm}$$

$$\Delta a = h da / b = 3.0 \times 6 / 15 = 1.2 \text{ mm} = 0.12 \text{ cm}$$

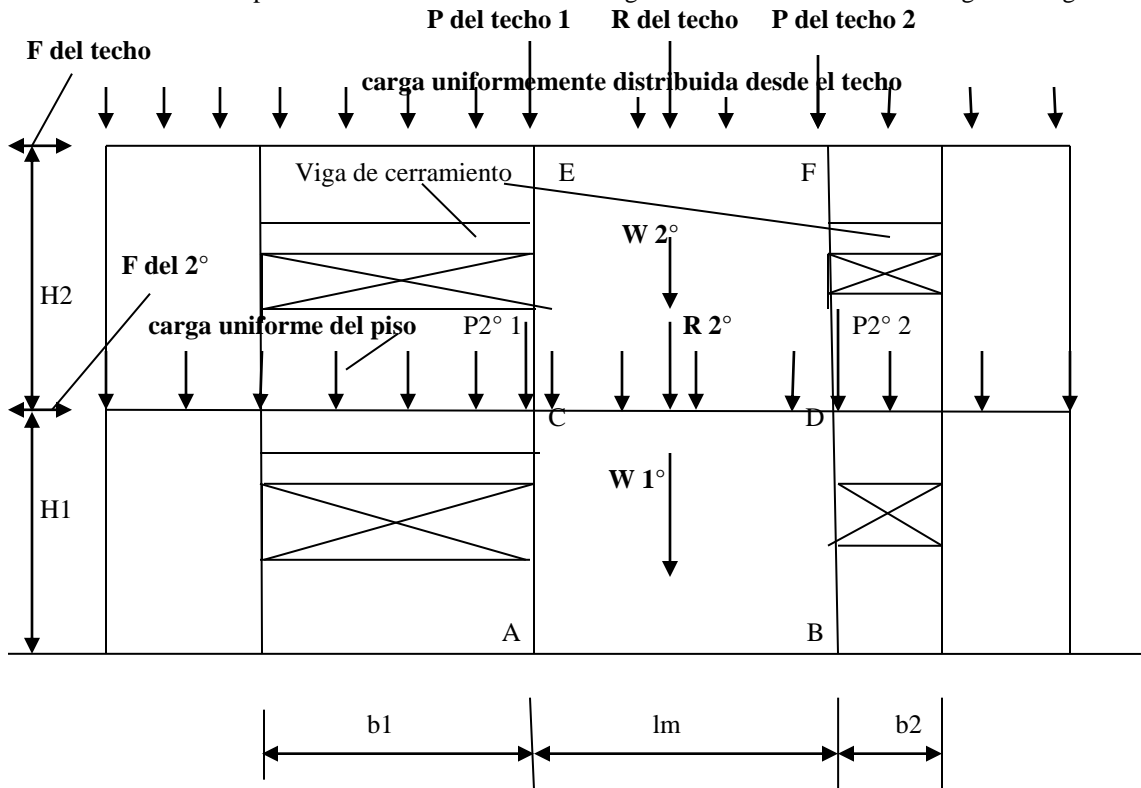
$$\Delta xe = \Delta f + \Delta c + \Delta u + \Delta a = 0.0105 + 0.38 + 0.0675 + 0.12 = 0.578 \text{ cm}$$

$$\Delta x = C \Delta xe / I = 3 \times 0.578 / 1.0 = 1.734 \text{ cm} < 0.01 h = 0.01 \times 300 = 3 \text{ cm}$$

### XII 3.9 Análisis de volcamiento de los muros de corte

Cuando los muros de corte son sometidos a cargas horizontales, como la de viento y sismo, es posible que se produzca un volcamiento del mismo si las cargas verticales y los anclajes no contrarrestan ese movimiento

Se debe hacer un cuerpo libre del muro indicando las cargas tal como se muestra en la siguiente figura



**lm**- longitud del muro de corte

**b1** – longitud de la viga de cerramiento lado izquierdo

**b2** – longitud de la viga de cerramiento lado derecho

**H1**- altura del primer piso

**H2**- altura del segundo piso

**F del techo** – fuerza producida por el sismo o viento a la altura del techo

**F del 2°** - fuerza producida por el sismo o viento a la altura del segundo piso

**W 2°**- peso propio del muro de corte del segundo piso

**W 1°**- peso propio del muro de corte del primer piso

**R del techo**- fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el techo

**R 2°** - fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el 2° piso

**P del techo 1**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda =  $w_{techo} \times b1 / 2$

**P del techo 2**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha =  $w_{techo} \times b2 / 2$

**P2° 1** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda en el segundo piso =  $w2 \times b1 / 2$

**P2° 2** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha en el segundo piso =  $w2 \times b2 / 2$

En la figura anterior se consideró un edificio de dos pisos pero para otro edificio con mas piso el análisis es similar

La fuerza horizontal puede actuar en diferente sentido. Si las cargas son iguales, se puede analizar en un sólo sentido, si no es así, debe analizarse en el otro sentido, además si la reacción de las vigas de cerramiento no son iguales, el análisis debe realizar con la carga horizontal en dos sentidos

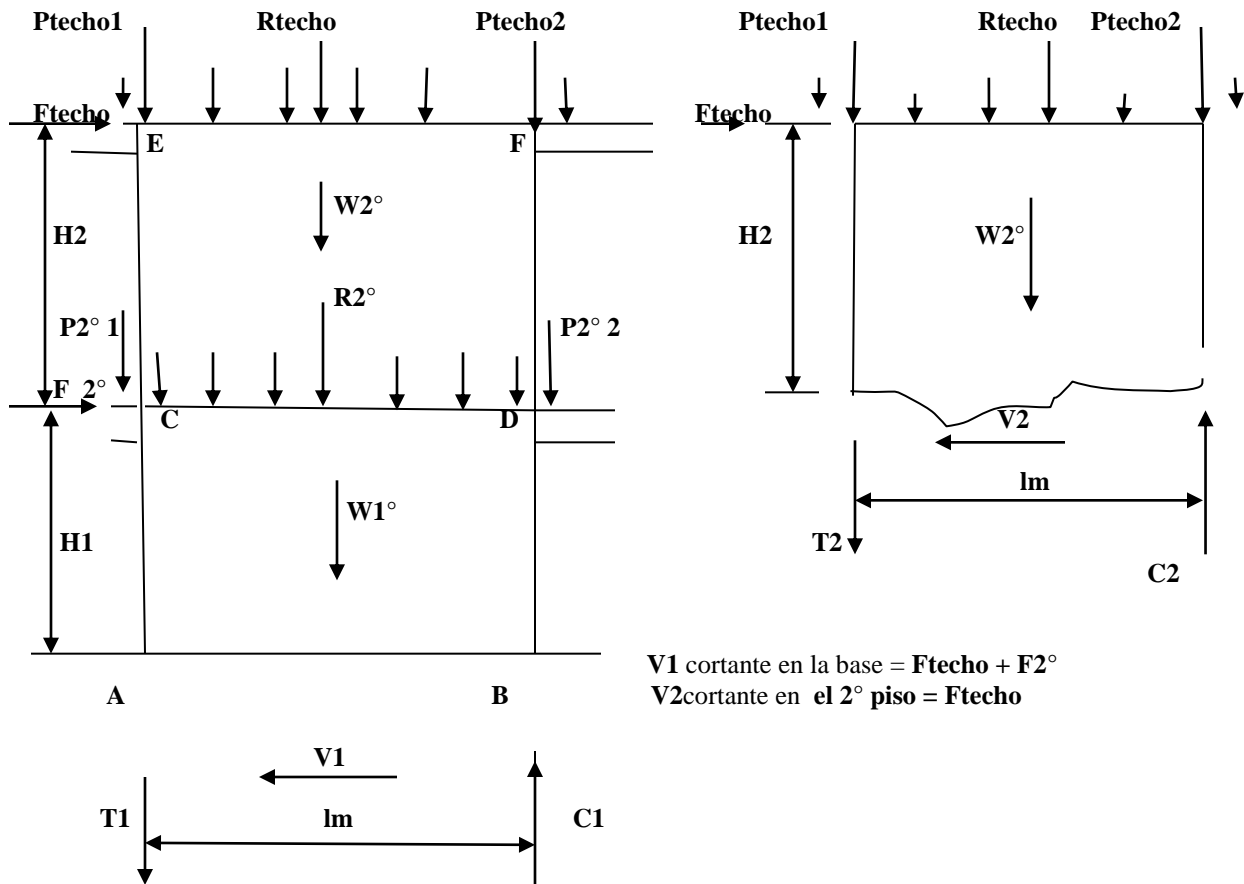
Las cargas designadas como P y R son las combinaciones de cargas verticales que en cada caso existen

En la siguiente figura se muestra el cuerpo libre del muro de corte

**T1 = C1** es la fuerza cortante a tracción y compresión en los cordones del muro al nivel de la base

**T2 = C2** es la fuerza cortante a tracción y compresión en los cordones del muro al nivel del segundo piso

Cuando se calcula **T1** y **T2** toda la carga muerta debe utilizarse, pero para el cálculo de **C1** y **C2** solamente la carga gravitatoria tributaria se utiliza, por lo tanto, sólo la carga gravitatoria en los cordones a compresión son utilizadas



Se ha mostrado la carga horizontal en un solo sentido

### Reacciones y cargas en un muro de corte

El momento de volcamiento se obtiene de la siguiente forma:

En el 2° nivel, tomando momento con respecto al punto **D**

$$M2 = F_{techo} H2$$

A nivel de la base, tomando momento con respecto al punto **B**

$$M1 = F_{techo}(H1 + H2) + F2^\circ H1$$

Las cargas que se oponen al momento de volcamiento son los momentos de las cargas gravitatorias con respecto al mismo punto al cual se tomo el momento de volcamiento. Las cargas aplicadas en el análisis del volcamiento deben de estar de acuerdo con las combinaciones de cargas del Reglamento, a continuación, citamos las combinaciones que incluyen las cargas horizontales (de sismo y viento)

<b>D + L + W</b>	<b>II.1.5a</b>
<b>D + 0.7E</b>	<b>II.1.6a</b>
<b>D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>II.1.7a</b>
<b>D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>	<b>II.1.8a</b>
<b>0.6D + W</b>	<b>II.1.9a</b>
<b>0.6D + 0.75E</b>	<b>II.1.10a</b>

Por inspección puede verse que las combinaciones **II.1.7a** y **II.1.8a**, son las que producen las cargas de compresión mayores y las combinaciones **II.1.9 a** y **II.1.10a** producen las cargas de tracción mayores  
En estos casos **Cd = 1.6**

**La fuerza máxima de tracción se obtiene de la forma siguiente:**

- a) Cuando las reacciones de la viga de cerramiento son iguales el punto para tomar momento puede ser cualquiera **A, B, C o D**
- b) Cuando las reacciones de la viga de cerramiento no son iguales, se debe tomar en un punto que descansa en la línea vertical de la reacción mayor

En este caso, las cargas gravitatorias deben ser las menores, a fin de obtener el valor máximo de fuerza de tracción

#### **Fuerza máxima de tracción**

##### **Carga de viento**

$$Mv2 = Fv_{techo} H2$$

**Mv2-** momento producido por la cara de viento en el 2° piso

**Fvtecho-** carga de viento al nivel del techo

**H2-** altura de la pared del segundo nivel

#### **Combinación con la carga de viento para obtener la máxima fuerza de tracción**

La combinación que gobierna la carga de viento para la máxima fuerza de tracción es:

$$0.6D + W \quad \text{II.1.9a}$$

Tomando momento obtenemos:

$$\text{Para el 2° nivel: } Mv2 - 0.6 R MD2 - T2 lm = 0$$

$$\text{entonces } T2 = (Mv2 - 0.6 R MD2) / lm$$

**Mv2-** momento en el 2° nivel producido por el viento

**0.6 R MD2-** suma de los momentos de las cargas muertas en el nivel 2°

$$\text{Para el nivel de la base: } T1 = (Mv1 - 0.6 R MD1) / lm$$

$$Mv1 = F_{techo}(H1 + H2) + Fv2^\circ H1$$

**Mv1-** momento en el nivel de la base

**H1-** altura de la pared del primer nivel

**Fv2°-** carga de viento al nivel del primer piso

#### **Carga de sismo**

#### **Combinación con la carga de sismo para obtener la máxima fuerza de tracción**

La combinación que gobierna la carga de sismo para la máxima fuerza de tracción es:

$$0.6D + 0.75E \quad \text{II.1.10a}$$

$$\text{Para el 2° nivel: } Ms2 - 0.6 R MD2 - T2 lm = 0 \quad T2 = Ms2 - 0.6 R MD2 / lm$$

$$\text{Para el primer nivel: } T1 = (Ms1 - 0.6 R MD1) / lm$$

**Ms2-** momento producido por el sismo en el segundo nivel

$$Ms2 = F_{techo} H2$$

**Ftecho-** fuerza del sismo al nivel del techo

Si  $T1$  ó  $T2 \leq 0$ , no hay levantamiento en el cordón a tracción

Si  $T1$  ó  $T2 > 0$ , hay levantamiento en el cordón a tracción

#### **La fuerza máxima de compresión se obtiene de la forma siguiente:**

Cuando calculamos la máxima fuerza de compresión primeramente se debe determinar el punto al cual se tomará momento, para lo cual se debe realizar lo siguiente:

- a) Cuando las reacciones de la viga de cerramiento son iguales el punto para tomar momento puede ser cualquiera **A, B, C o D**
- b) Cuando las reacciones de la viga de cerramiento no son iguales, se debe tomar en un punto que descansa en la línea vertical de la reacción menor

En este caso, las cargas gravitatorias deben ser las mayores, a fin de obtener el valor máximo de fuerza de compresión

#### **Carga de viento**

#### **Combinación con la carga de viento para obtener la máxima fuerza de compresión**

La combinación que gobierna la carga de viento para la máxima fuerza de compresión es:

$$D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr \text{ o } G) \quad \text{II.1.7a} \quad \text{Para el viento}$$

Tomando momento obtenemos:

$$\text{Para el 2}^\circ \text{ nivel: } C2 = (0.75 Mv2 + R MD2 + RMDc2) / lm$$

$Mv2$ - momento en el 2° nivel producido por el viento

$R MD2$ - suma de los momentos de las cargas muertas en el segundo nivel

$RMDc2$ - suma de los momentos de las otras cargas tributarias en el segundo nivel

$$\text{Para el nivel de la base: } C1 = (0.75Mv1 + RMD1 + 0.75R MDc1) / lm$$

### Carga de sismo

#### Combinación con la carga de sismo para obtener la máxima fuerza de compresión

La combinación que gobierna la carga de sismo para la máxima fuerza de compresión es:

$$D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr \text{ o } G) \quad \text{II.1.8a} \quad \text{Para el sismo}$$

$$\text{Para el 2}^\circ \text{ nivel: } C2 = (0.525 ME2 + RMD2 + RMc2) / lm$$

$$\text{Para el primer nivel: } C1 = (0.525 ME1 + RMD1 + RMc1) / lm$$

$R MD2$ - suma de los momentos de las cargas muertas en el segundo nivel

$RMDc2$ - suma de los momentos de las otras cargas tributarias en el segundo nivel

$R MD1$ - suma de los momentos de las cargas muertas en el primer nivel

$RMDc1$ - suma de los momentos de las otras cargas tributarias en el primer nivel

$ME1$ - momento de la carga de sismo en la base

$ME2$ - momento de la carga de sismo en el segundo nivel

En el cálculo de las anteriores ecuaciones para los valores de  $RMD1$ ,  $RMD2$ ,  $RMc2$ ,  $RMc1$ , se debe considerar el completo valor de las cargas  $P$  o reacción de la viga de cerramiento y las cargas tributarias  $R$  y  $W$  deben utilizarse (cargas distribuidas) deben ser utilizadas debido que el cordón de compresión sólo soporta cargas distribuidas de gravedad que son distribuidas a él, además de las cargas de reacción de la viga de cerramiento y las cargas  $P$

El ancho tributario del cordón a compresión es la mitad del espaciamiento de los paral y se obtiene de la siguiente forma:

$$Rtrib = R[1/2 \times \text{espaciamiento de los paral}] / lm$$

$$Wtrib = W[1/2 \times \text{espaciamiento de los paral}] / lm$$

$R$  y  $W$  son las cargas totales en el muro de cortes y  $Rtrib$  y  $Wtrib$  son las cantidades de cargas de gravedad que es tributaria al cordón de compresión del muro de corte

Los momentos resistentes es:

$$RM(Rtrib) = [R \times (1/2 \times \text{espaciamiento de los paral})] lm / lm =$$

$$RM(Rtrib) = R \times (1/2 \times \text{espaciamiento de los paral})$$

$$RM(Wtrib) = W \times (1/2 \times \text{espaciamiento de los paral})$$

### Pasos a seguir para el diseño de los muros de corte

- 1- Calcule las fuerzas laterales en cada nivel y las cargas de gravedad que actúan en el muro.  
Dibuje un cuerpo libre
- 2- Calcule el cortante unitario en el muro para cada nivel. Dar las especificaciones para el muro de la siguiente forma:
  - grueso del recubrimiento
  - tamaño de los clavos, espaciamiento y penetración
- 3 - Calcule las fuerzas  $T1$ ,  $T2$ ,  $C1$  y  $C2$
- 4 - Calcule las conexiones
- 5 - Calcule la deriva

### XII 3.10 Ejemplo de determinación de volcamiento de un muro de corte

**Determinar si el muro de corte de la siguiente página se vuelca cuando está sometido a las cargas que se indican a continuación**

**lm**- longitud del muro de corte = **3.0 m**

**b1** – longitud de la viga de cerramiento lado izquierdo = **2.0 m**

**b2** – longitud de la viga de cerramiento lado derecho = **2.0 m**

**H1**- altura del primer piso = **3.5 m**

**H2**- altura del segundo piso = **3.5 m**

**F del techo** – fuerza producida por el sismo (**2 kN**) o viento (**3 kN**) a la altura del techo

**F del 2°** - fuerza producida por el sismo (**4 kN**) o viento (**5 kN**) a la altura del segundo piso

**W 2°** - peso propio del muro de corte del segundo piso = **20 kN**

**W 1°** - peso propio del muro de corte del primer piso = **20 k**

**R del techo**- fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el techo (**10 kN**)

**R 2°** - fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el 2° piso (**15kN**)

**P del techo 1**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda = **5 kN**

**P del techo 2**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha = **5 kN**

**P2° 1** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda en el segundo piso = **8 kN**

**P2° 2** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha en el segundo piso = **8 kN**

### **Carga de viento**

El momento de volcamiento por el viento se obtiene de la siguiente forma:

En el 2° nivel, tomando momento con respecto al punto **D**

$$Mv2 = F_{techo} H2 = 3 \times 3.5 = 10.5 \text{ kN-m}$$

A nivel de la base, tomando momento con respecto al punto **B**

$$Mv1 = F_{techo}(H1 + H2) + F_{2^\circ} H1 = 3(3.5 + 3.5) + 5 \times 3.5 = 38.5 \text{ kN-m}$$

Las cargas que se oponen al momento de volcamiento son los momentos de las cargas gravitatorias con respecto al mismo punto al cual se tomó el momento de volcamiento. Las cargas aplicadas en el análisis del volcamiento deben de estar de acuerdo con las combinaciones de cargas del Reglamento, a continuación, citamos las combinaciones que incluyen las cargas horizontales (de sismo y viento)

**D + L + W**

**II.1.5a**

**D + 0.7E**

**II.1.6a**

**D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)**

**II.1.7a**

**D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr o G)**

**II.1.8a**

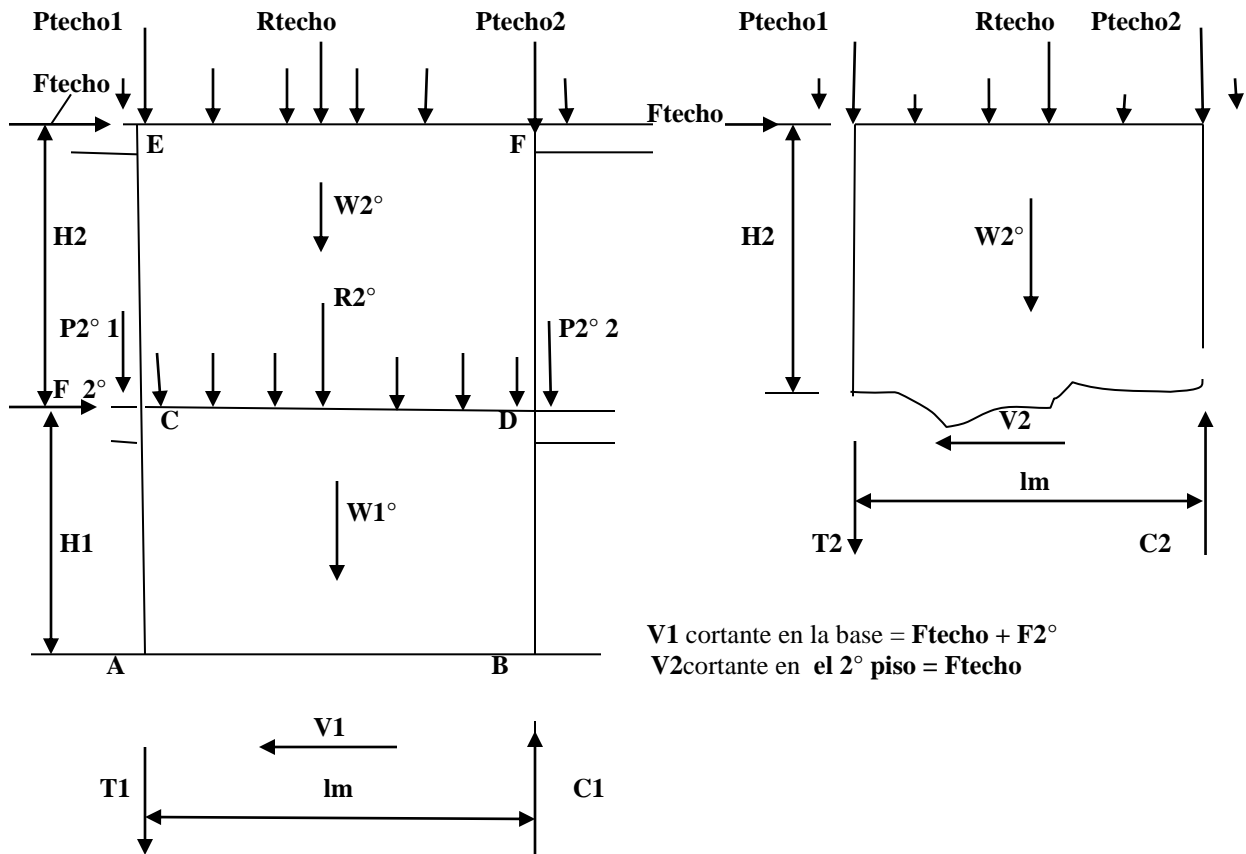
**0.6D + W**

**II.1.9a**

**0.6D + 0.75E**

**II.1.10ª**





Por inspección puede verse que las combinaciones **II.1.7a** y **II.1.8a**, son las que producen las cargas de compresión mayores y las combinaciones **II.1.9 a** y **II.1.10a** producen las cargas de tracción mayores  
 En estos casos  $C_D = 1.6$

**La fuerza máxima de tracción se obtiene de la forma siguiente:**

- c) Cuando las reacciones de la viga de cerramiento son iguales el punto para tomar momento puede ser cualquiera **A, B, C o D**
- d) Cuando las reacciones de la viga de cerramiento no son iguales, se debe tomar en un punto que descansa en la línea vertical de la reacción mayor

En este caso, las cargas gravitatorias deben ser las menores, a fin de obtener el valor máximo de fuerza de tracción

**Combinación con la carga de viento para obtener la máxima fuerza de tracción**

La combinación que gobierna la carga de viento para la máxima fuerza de tracción es:

$$0.6D + W \quad \text{II.1.9a}$$

Tomando momento obtenemos:

**Para el 2° nivel:**  $Mv2 - 0.6 R MD2 - T2 lm = 0$

entonces  $T2 = (Mv2 - 0.6 R MD2) / lm$

**M2-** momento en el 2° nivel = **10.5 kN-m**

**0.6 R MD2-** suma de los momentos de las cargas muertas en el nivel 2° =

$0.6 (Ptecho1 lm + Rtecho lm/2 + W2^\circ lm/2) = 0.6(5 \times 3.0 + 10 \times 3.0 / 2 + 20 \times 3.0 / 2) = 36 \text{ kN-m}$

$T2 = (M2 - 0.6 R MD2) / lm = (10.5 - 36) / 3.0 = - 8.5 \text{ kN (compresión)}$

**No hay volcamiento**

**Para el nivel de la base:**  $T1 = (Mv1 - 0.6 R MD1) / lm$

M1- momento en el nivel de la base = 38.5 kN-m

$$0.6 R MD1 = 0.6 ( Ptecho 1 \text{ lm} + Rtecho \text{ lm}/2 + W2^\circ \text{ lm}/2 + R2^\circ \text{ lm}/2 + P2^\circ \text{ lm} + W1^\circ \text{ lm}/2 ) =$$

$$0.6 ( 5 \times 3.0 + 10 \times 3.0 / 2 + 20 \times 3.0 / 2 + 8 \times 3.0 / 2 + 8 \times 3.0 + 20 \times 3.0 / 2 ) = 75.6 \text{ kN-m}$$

$$T1 = ( Mv1 - 0.6 R MD1 ) / \text{lm} = ( 38.5 - 75.6 ) / 3.0 = - 12.36 \text{ kN (compresión)}$$

No hay volcamiento

Combinación con la carga de sismo para obtener la máxima fuerza de tracción

No es necesario analizarlo ya que la carga de sismo es menor que la carga de viento

El muro No tiene volcamiento

## XII .4 PROBLEMAS PROPUESTOS

XII .4.1 Que método permite el Reglamento para calcular la capacidad resistente a cargas laterales de los diafragmas y muros de corte utilizar?

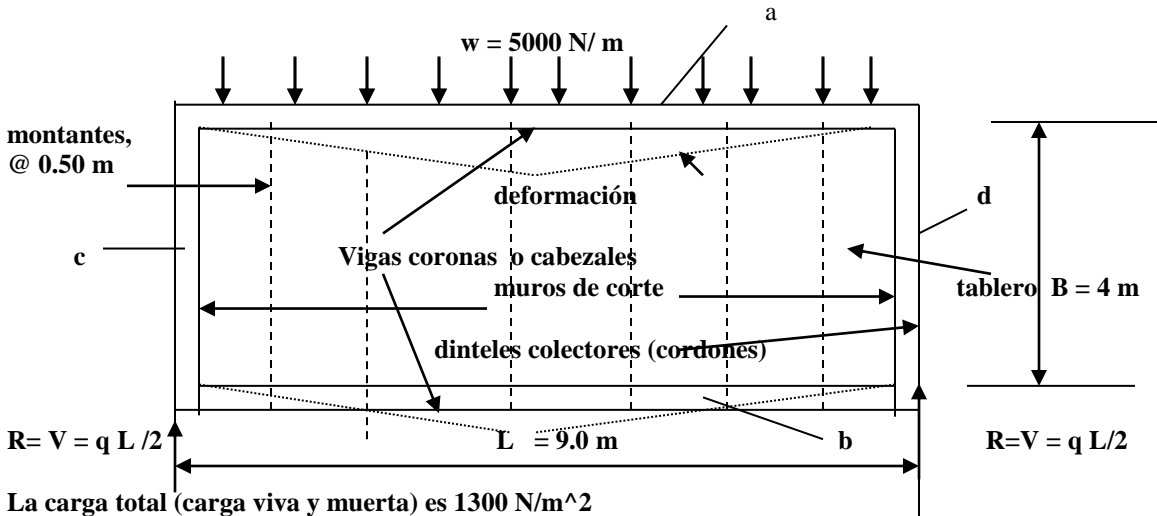
XII.4.2 Como se definen los y se diseñan los diafragmas horizontales?

XII.4.3 Como se clasifican los diafragmas?

XII.4.4 Que responsabilidad tienen los tableros?

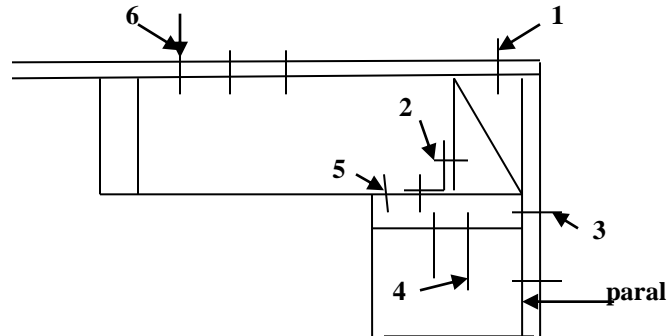
XII.4.5 Como deben ser analizados los diafragmas?

XII.4.6 Diseñar el diafragma horizontal de la figura



XII.4.7 Como se define la rigidez de los diafragmas de madera?

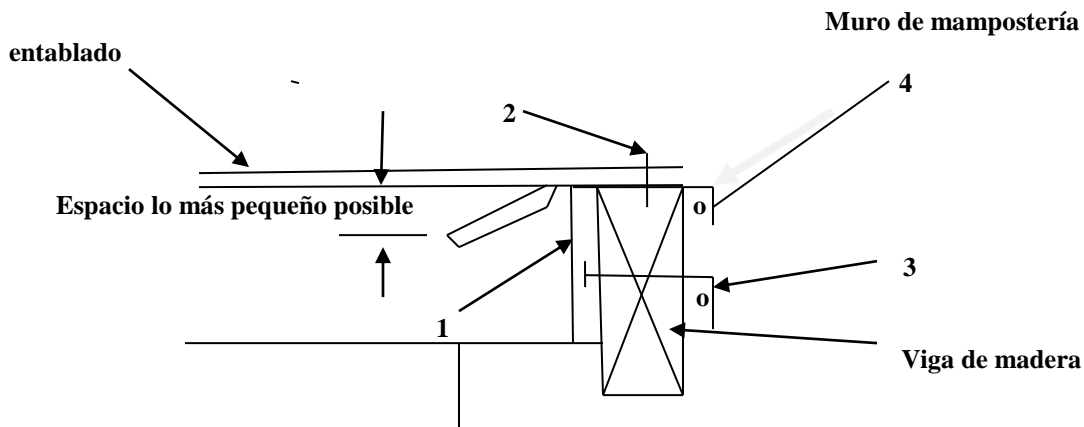
XII.4.8 Diseñar los anclajes de la figura



Cortante unitario:  $v = 4000 \text{ N/m}$  (paralela a la pared)

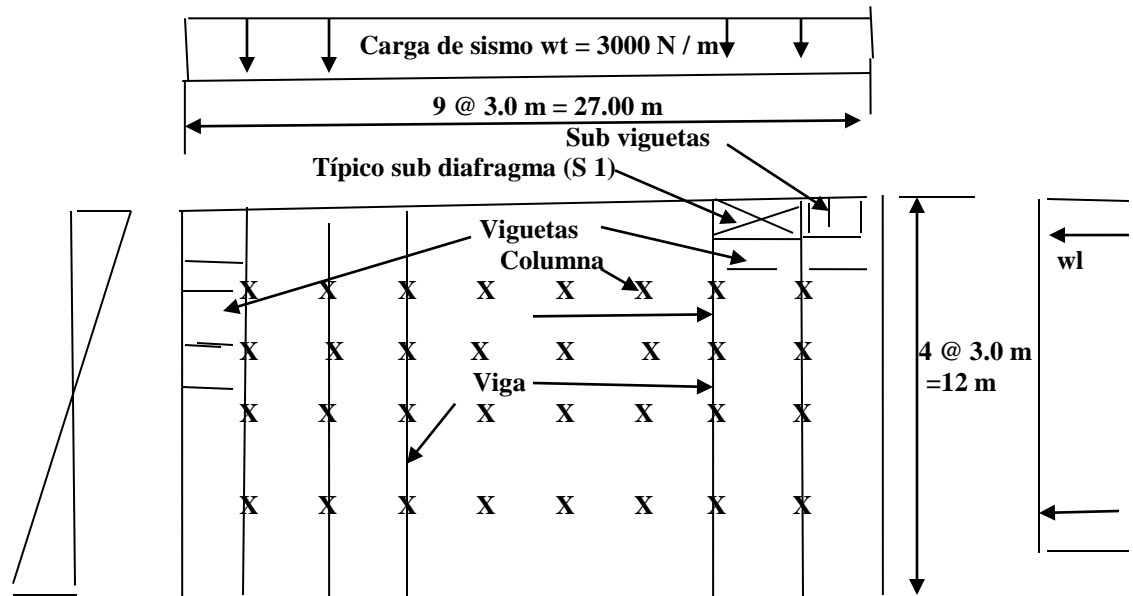
viento = 3000 N/m

XII.4.9 Diseñar la unión que se muestra en la figura siguiente



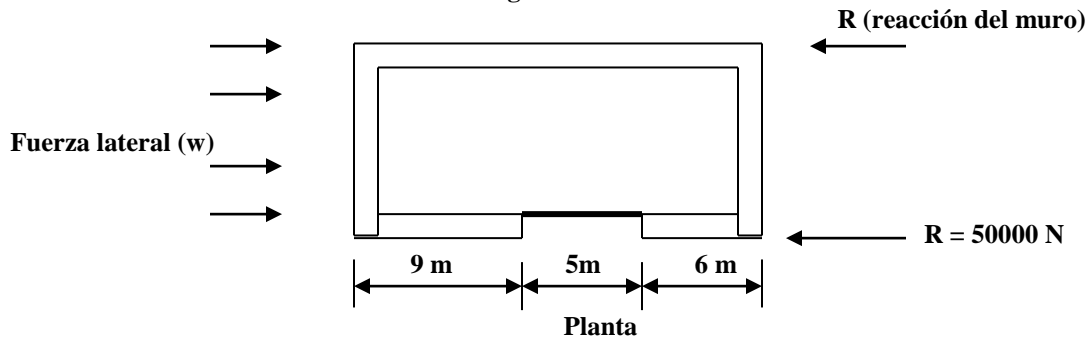
**Cargas**  
 Cargas muerta  $CM = 1500 \text{ N/m}$   
 Carga viva  $CV = 10000 \text{ N/m}$   
 Cortante unitario del diafragma  $v = 6000 \text{ N/m}$  (paralela al muro)  
 Carga de sismo =  $3000 \text{ N/m}$

**XII.4.10** Sea el diafragma que se muestra a continuación, el cual debe ser diseñado para la carga de sismo en los dos sentidos, la altura del edificio es 5.00 m, por lo cual la altura tributaria es  $h = 5 / 2 = 2.5 \text{ m}$   
 Carga muerta =  $500 \text{ m}^2$       Carga muerta de la pared =  $5000 \text{ N/m}^2$



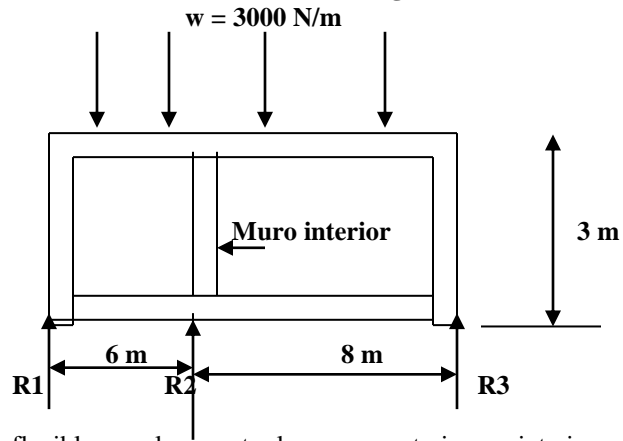
- XII.4.11** Que constituyen, soportan son encargados los muros de corte?
- XII.4.12** Que elementos constituyen los muros de corte?
- XII.4.13** Que aspectos deben considerarse al diseñar los muros de corte?
- XII.4.14** Cual debe ser la relación altura y longitud de los juro de corte?
- XII.4.15** Cual debe ser la relación altura y longitud de los muros de corte de varios pisos?
- XII.4.16** Cuando los muros tienen puertas y ventanas que elementos resisten la fuerza horizontal?

**XII.4.17** Calcular la fuerza horizontal del muro de corte de la figura  
 Determinar la fuerza en el muro frontal de la figura



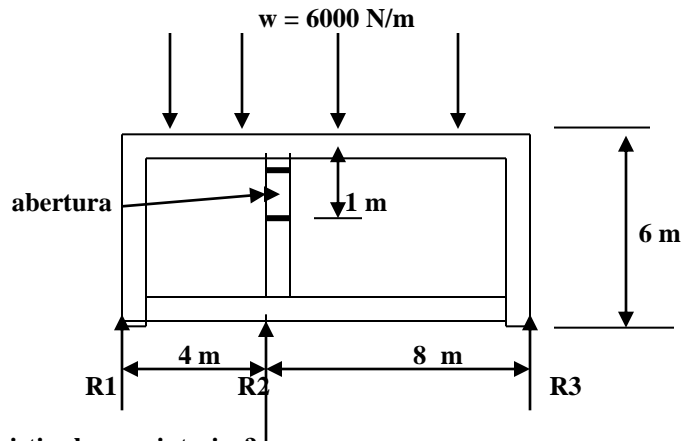
**XII.4.18** Pueden considerarse los muros interiores para resistir las fuerzas horizontales?

**XII.4.19** A que fuerza está sometido el muro interior de la figura



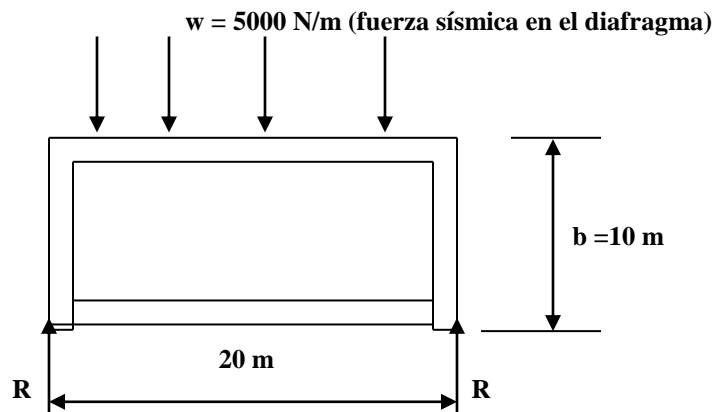
Se consideran diafragmas flexibles con luces entre los muros exteriores e interiores

**XII.4.20** Sea el edificio de la siguiente figura



Que carga debe resistir el muro interior?

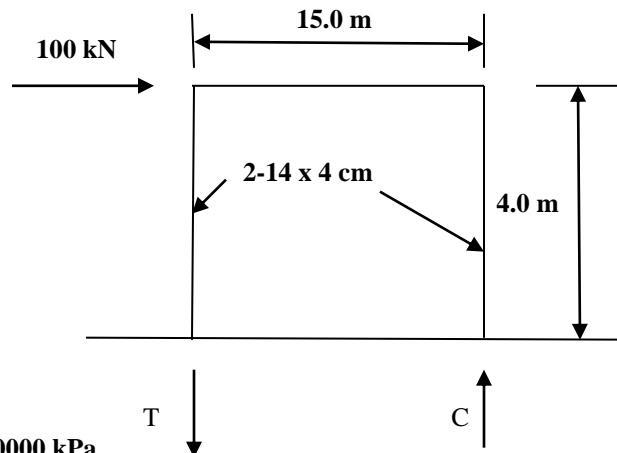
**XII.4.21** Sea el edificio de una planta que se muestra en la siguiente figura, que está sometido a una carga debido a sismo, en el diafragma horizontal de  $5000 \text{ N/m}$  y la carga en el centro del muro de  $10000 \text{ N}$ . Diseñar los muros



XII.4.22 Que fórmula se utiliza para calcular la deformación de un muro de corte ( $\Delta x$ )?

XII.4.23 Determinar la deriva del muro de corte de la figura, sometido a la carga que se indica

Nota: La carga de sismo debe utilizarse sin reducciones por lo cual la combinación de carga debe ser: D + E



$E = 9500 \text{ MPa} = 9500000 \text{ kPa}$

$A = 112 \text{ cm}^2$

$Gt = 45000 \text{ N/cm} = 45.0 \text{ kN/cm}$

Peso de la pared  $1.0 \text{ kN/m}$

Considerar un coeficiente sísmico de 0.15

XII.4.24 Cuales son los pasos a seguir para el diseño de los muros de corte?

- 1- XII.4.25 Calcule las fuerzas laterales en cada nivel y las cargas de gravedad que actúan en el muro. Dibuje un cuerpo libre
- 2- Calcule el cortante unitario en el muro para cada nivel. Dar las especificaciones para el muro de la siguiente forma:
  - grueso del recubrimiento
  - tamaño de los clavos, espaciamiento y penetración
- 3 - Calcule las fuerzas T1, T2, C1 y C2
- 4 - Calcule las conexiones
- 5 - Calcule la deriva

XII 3.10 Determinar si el muro de corte de la siguiente página se vuelca cuando está sometido a las cargas que se indican a continuación

lm- longitud del muro de corte = 3.0 m

b1 – longitud de la viga de cerramiento lado izquierdo = 2.0 m

**b2** – longitud de la viga de cerramiento lado derecho = **2.0 m**

**H1**- altura del primer piso = **4.0 m**

**H2**- altura del segundo piso = **4.0 m**

**F del techo** – fuerza producida por el sismo (**3 kN**) o viento (**5 kN**) a la altura del techo

**F del 2°** - fuerza producida por el sismo (**8 kN**) o viento (**7 kN**) a la altura del segundo piso

**W 2°**- peso propio del muro de corte del segundo piso = **30 kN**

**W 1°**- peso propio del muro de corte del primer piso = **30 kN**

**R del techo**- fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el techo (**20 kN**)

**R 2°** - fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el 2° piso (**18kN**)

**P del techo 1**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda = **7 kN**

**P del techo 2**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha = **7 kN**

**P2° 1** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda en el segundo piso = **6 kN**

**P2° 2** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha en el segundo piso = **6 kN**

Considere las siguientes combinaciones de carga

**D + L + W** II.1.5a

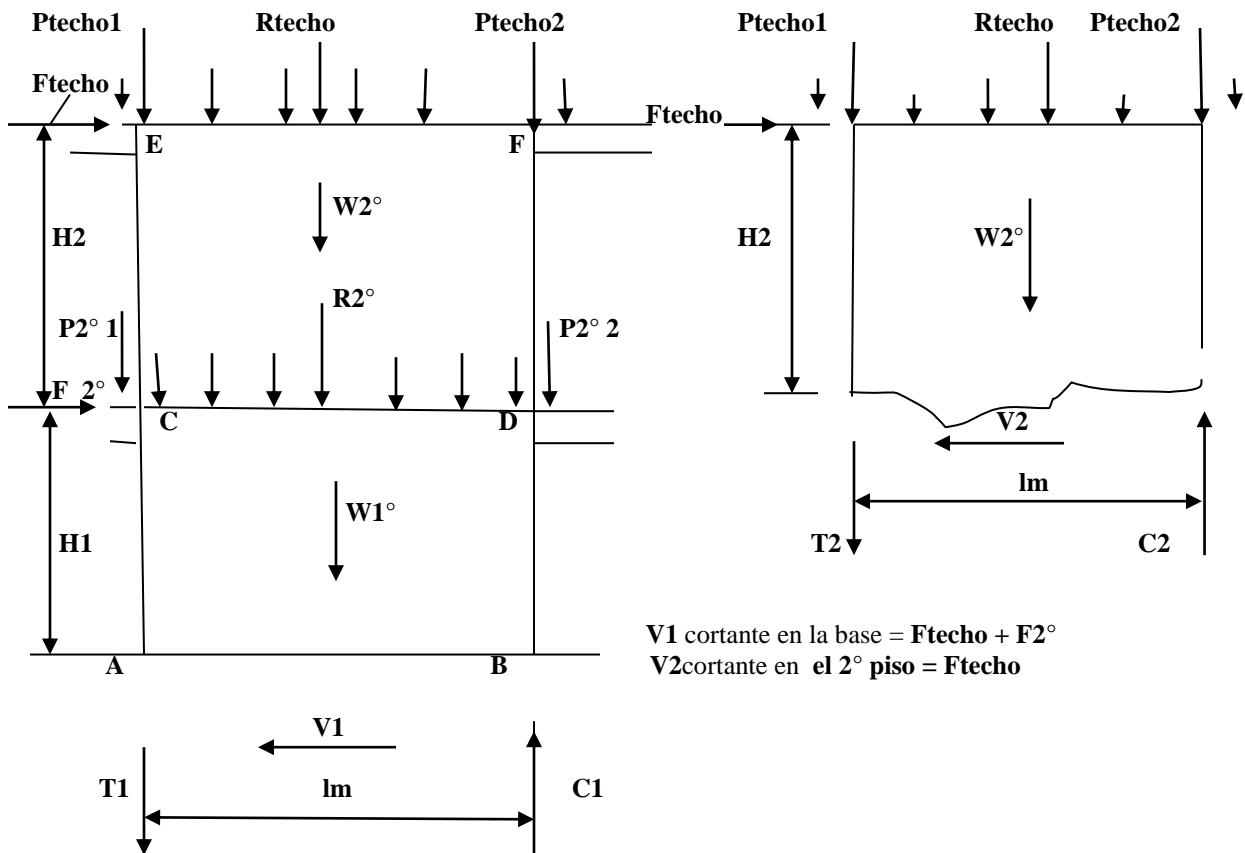
**D + 0.7E** II.1.6a

**D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)** II.1.7a

**D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr o G)** II.1.8a

**0.6D + W** II.1.9a

**0.6D + 0.75E** II.1.10ª



**CAPITULO XIII**

## CERCHAS LIVIANAS

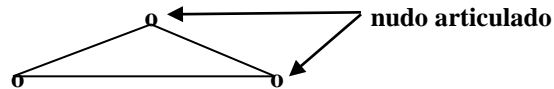
Las cerchas son componentes estructurales planos, de contorno poligonal, formados por triángulos de elementos simples o compuestos que trabajen a tensión (tracción), compresión, tracción con flexión y flexo-compresión. En el diseño y montaje de cerchas livianas deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos: carga, luz, apoyos, inclinación del cordón superior, distribución de elementos interiores, sistema de unión de los nudos, deflexiones, estabilidad lateral y separación

### XIII.1 Alcance

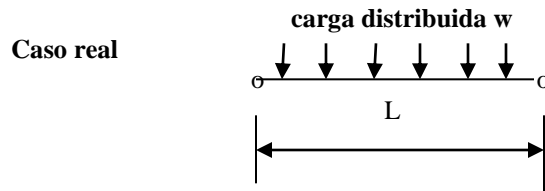
El alcance de los requisitos del **Reglamento** es aplicable a todo tipo de armadura y será el diseñador estructural el encargado de determinar las limitaciones de su aplicación

### XIII.2 Análisis

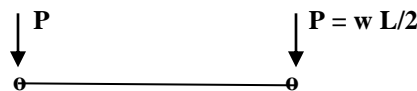
Se deben diseñar para resistir las cargas de diseño, así como las cargas de montaje y otras cargas especiales. Las fuerzas axiales en las barras pueden ser calculadas considerando los nudos articulados



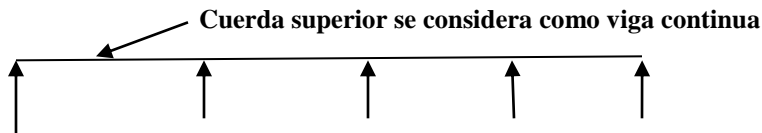
Para la determinación de las fuerzas axiales en las barras, las cargas distribuidas en la cuerda inferior o superior podrán considerarse como cargas equivalentes aplicadas en el centro de las uniones correspondientes



Se sustituye por



Los momentos flectores generados por las cargas aplicadas en las cuerdas superiores podrán ser determinados suponiendo que las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los montantes o diagonales



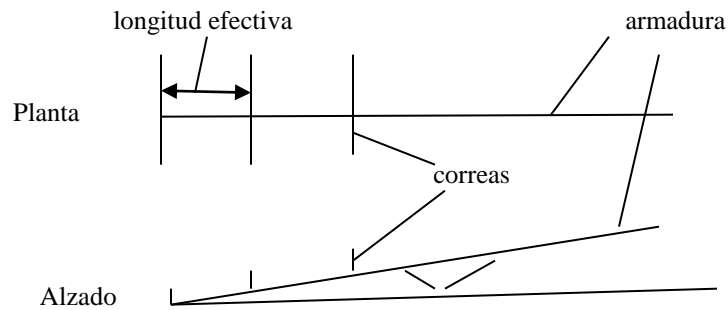
### XIII.3 Criterios de diseño

Todos los elementos y uniones de la armadura no deberán sobrepasar las fuerzas máximas admisibles definidas anteriormente

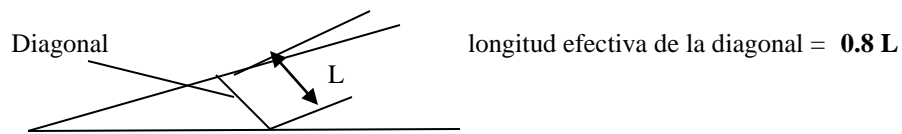
En el caso de que el espaciamiento entre armaduras sea de **600 mm** o menor, los esfuerzos admisibles podrán ser incrementados en **10%** siempre que existan elementos que garanticen un arrastramiento lateral adecuado

Las barras sometidas a la acción de fuerzas axiales y flexión deberán ser diseñadas a flexo-compresión (**CAPITULO VII**) o en flexo-tracción (**CAPITULO VI**)

La longitud efectiva fuera del plano de la armadura será el espaciamiento entre ejes de correas



La longitud efectiva en montantes o diagonales será el **80%** de la longitud de centro de uniones



La máxima relación de esbeltez, en los elementos sometidos a compresión será de **50**. En elementos sometidos a tracción será de **80**

Las deformaciones máximas deberán satisfacer los requisitos de **IV.2**. Cuando no sea posible satisfacer los requisitos de deformaciones admisibles podrán construirse las armaduras usando contra flecha. Esa será no menor de **1/300** de la luz total

Las cargas de la cubierta transmitidas por las correas descansaran directamente en los nudos y si ello no es posible, en el diseño del cordón superior se deberán tener en cuenta, no solamente las fuerzas axiales de compresión sino los momentos flectores originados. El diseño será hecho de acuerdo con la fórmula de flexo-compresión

Las cargas de cielo raso producen esfuerzos de flexión en el cordón inferior de las cerchas y por esta razón su diseño se hará de acuerdo con la fórmula de tracción con flexión

En la determinación de la longitud efectiva de los cordones superiores e inferiores de las armaduras deberá considerarse en forma separada la esbeltez en el plano y fuera del plano. La sección resistente será en el primer caso, la altura del miembro y en el segundo, el espesor de la cuerda...La separación entre correa o arriostras longitudinales será la longitud no arriostrada fuera del plano. Cuando se trate de elementos compuestos o múltiples se emplearan valores equivalentes, según lo indicado en **V.3.4 y V.3.5**

El cálculo de las deformaciones de las armaduras se basara en los métodos habituales en la práctica de la ingeniería. En el caso de que el espaciamiento entre armaduras sea igual o menor que **600 mm** se deberá utilizar el Modulo Elástico promedio **E<sub>prom</sub>**, en caso contrario se deberá utilizar el **E<sub>min</sub>**

El cálculo de las deformaciones se considerara la deformación de los nudos y el incremento de deformaciones con el tiempo a causa del flujo plástico y de los cambios del contenido de humedad de la madera

En cerchas fabricadas con pernos, la deformación teórica debe incrementarse por lo menos, en un **100%** para incluir las deformaciones debidas a las tolerancias de fabricación, a la acomodación de lo pernos dentro de las perforaciones y el flujo plástico

Normalmente las cerchas producen cargas verticales en los apoyos, siempre y cuando uno de ellos no ofrezca restricciones al desplazamiento horizontal. Si el cordón inferior de la cercha se sitúa por encima del nivel de los apoyos, en el diseño deberán considerarse las fuerzas horizontales en los apoyos así como los esfuerzos cortantes y momentos generados en el último tramo del cordón superior. Se recomienda no elevar el cordón inferior a más de **1/3** de la altura total de la cercha



Toda cercha deberá ser adecuadamente asegurada en los apoyos para resistir las fuerzas de levantamiento originadas por el viento y las fuerzas horizontales en sismos o viento. El diseñador de la estructura incluirá el diseño de los apoyos y su anclaje a otros elementos del edificio

### XIII.4 Dimensiones mínimas

Los elementos de una armadura deberán tener por lo menos **65 mm** de altura y **40 mm** de ancho. En el caso de utilizar cuerdas, montantes o diagonales compuestas de elementos múltiples, el ancho de cada uno de ellos podrá ser reducido a **20 mm**

. En caso de utilizar cartelas de contrachapado de madera en las uniones, estas deberán tener espesor mayor de **10 mm**

. Se recomienda el doblado de las puntas de los clavos en el sentido perpendicular a la dirección de las fibras de la cara exterior del contrachapado

Las cerchas deberán ser instaladas a plomo, con el espacio correcto y alineadas de tal manera que los cordones superiores e inferiores generen planos perfectos

Las cerchas prefabricadas coplanares deberán tener tolerancias no mayores de **1.6 mm** en las uniones en el momento de la fabricación y no mayores de **3.2 mm** en las uniones una vez estén en servicio

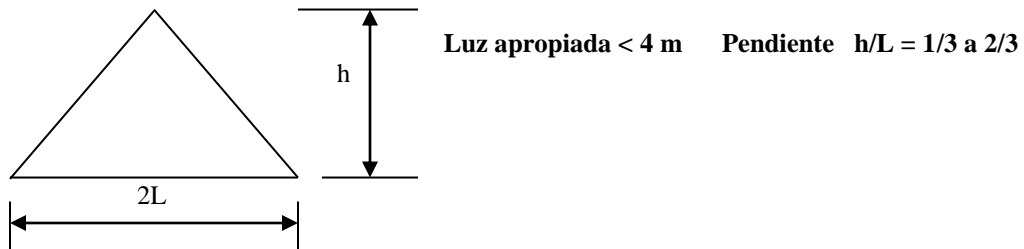
Los clavos, pernos, platinas, conectores o cualquier elemento metálico de unión deben tener una apropiada protección contra la oxidación. En caso de utilizar cartelas metálicas, estas deberán ser protegidas contra la corrosión

De particular importancia es el diseño e instalación de un eficiente sistema de arriostramiento longitudinal en las cerchas. El diseñador deberá indicar claramente en los planos, los sistemas de arrastramientos provisionales y definitivos que recomienda. Un entablado de carácter permanente y debidamente unido al cordón superior constituye un diafragma apropiado. Si no es este el caso, será necesario un sistema de contravientos alternados o de arriostras en el plano de la cubierta con el fin de evitar el efecto de castillo de naipes (colapso progresivo) debido a fuerzas horizontales en el sentido longitudinal. Para efectos de arriostramientos temporal durante la construcción se tendrá en cuenta el inciso de: **Anclajes, arriostramientos y empalmes del Capítulo PREPARACIÓN, FABRICACIÓN, CONSTRUCCIÓN, MONTAJE Y MANTENIMIENTO**

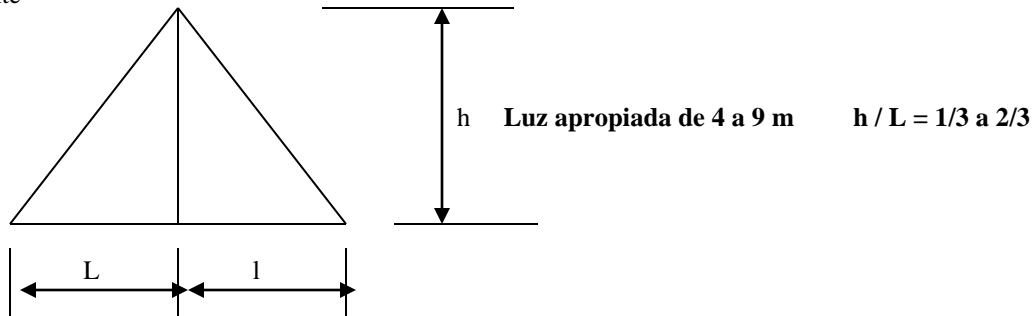
### XIII.5 SOLUCIONES

Entre las soluciones que se utilizan en las cercas están:

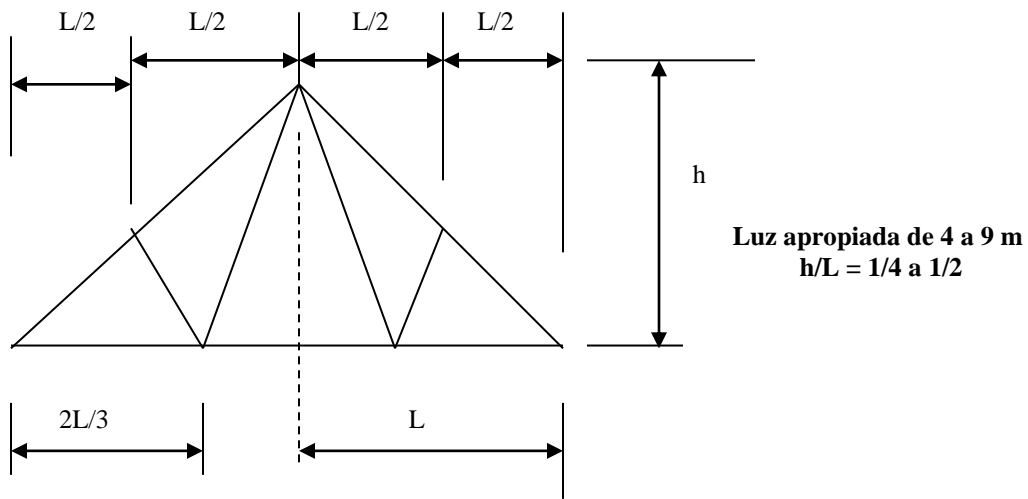
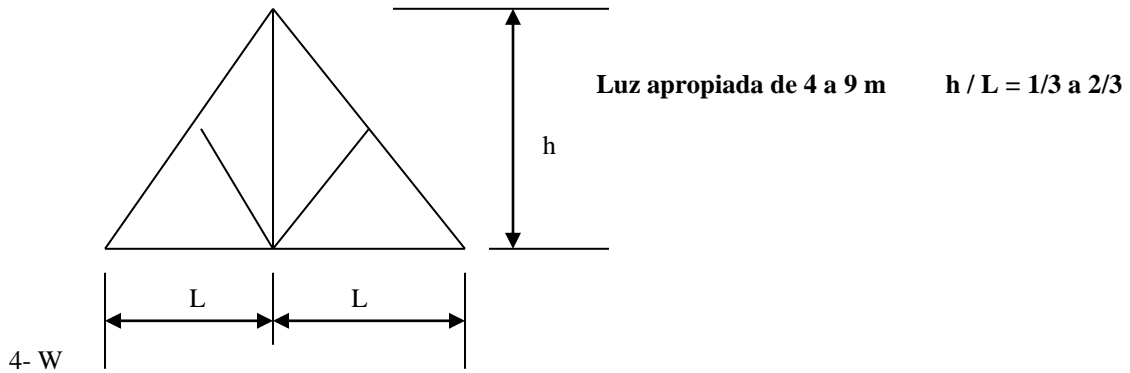
1- El triángulo, que es la forma más simple



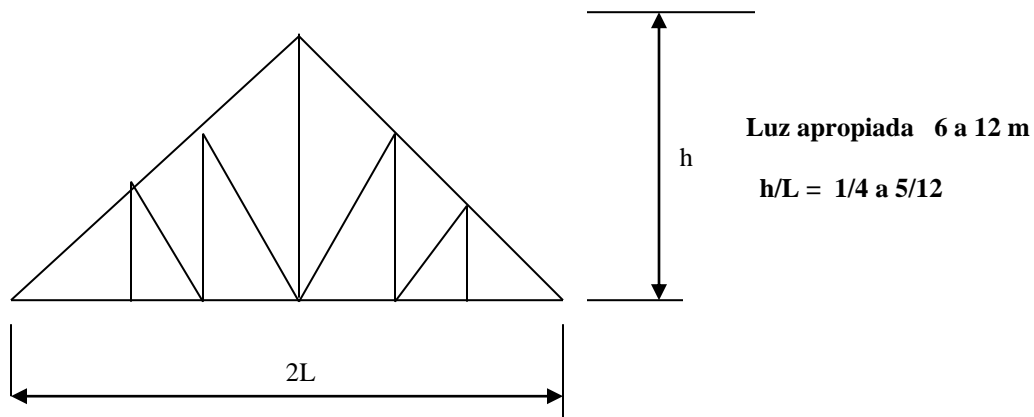
2- Montante



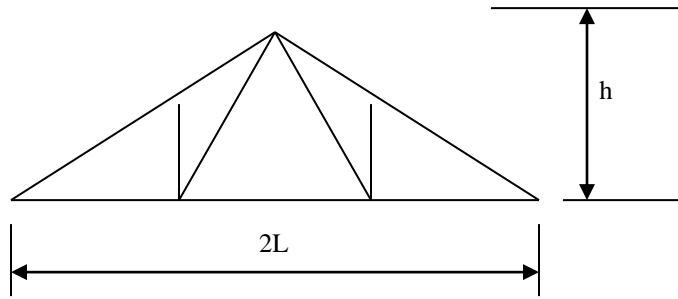
3- Montante maestro



5- Howe

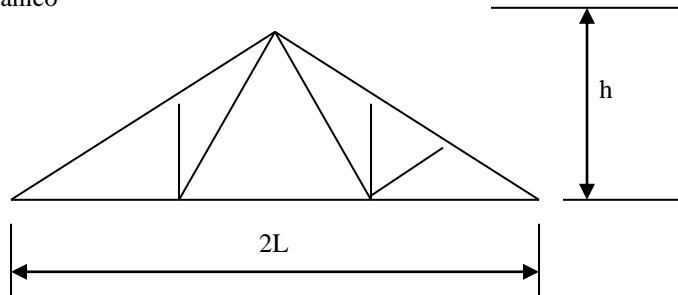


6-Pratt



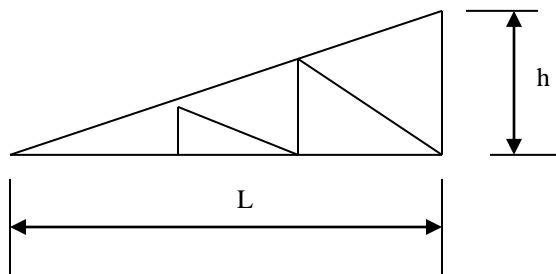
**Luz apropiada 8 a 12 m**  
 **$h/L = 1/3$  a  $1/2$**

7- Abanico



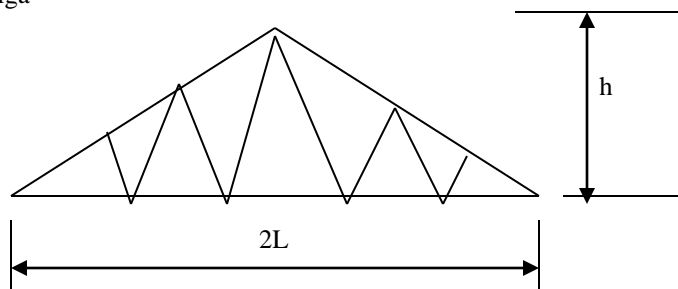
**Luz apropiada 6 a 12 m**  
 **$h/L = 1/3$  a  $1/2$**

8- Diente de sierra



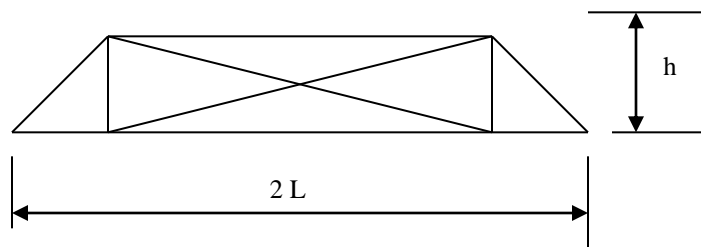
**Luz apropiada 4 a 8 m**  
 **$h/L = 1/4$  a  $1/1.5$**

9- Belga



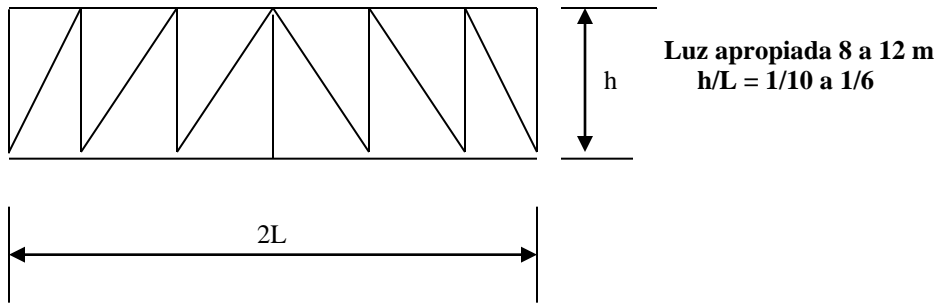
**Luz apropiada 6 a 12 m**  
 **$h/L = 1/4$  a  $1/3$**

10- Doble montante maestro

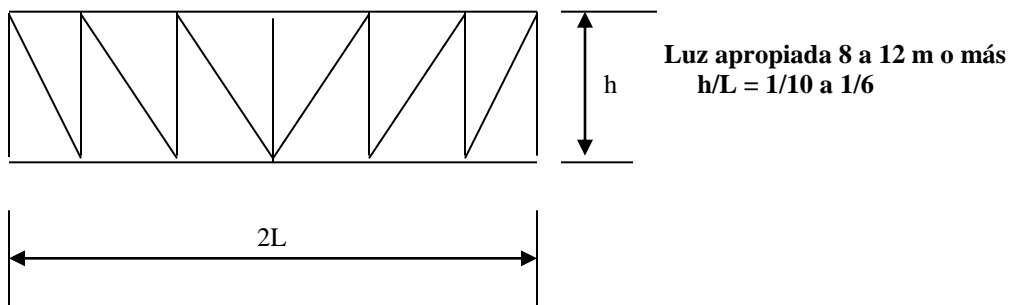


**Luz apropiada 4 a 9 m**  
 **$h/L = 1/4$  a  $1/3$**

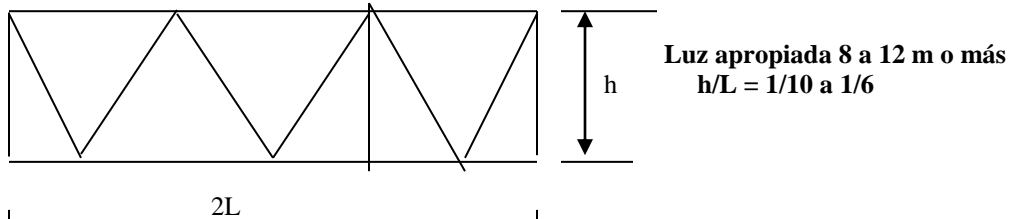
11- Howe de cuerdas paralelas



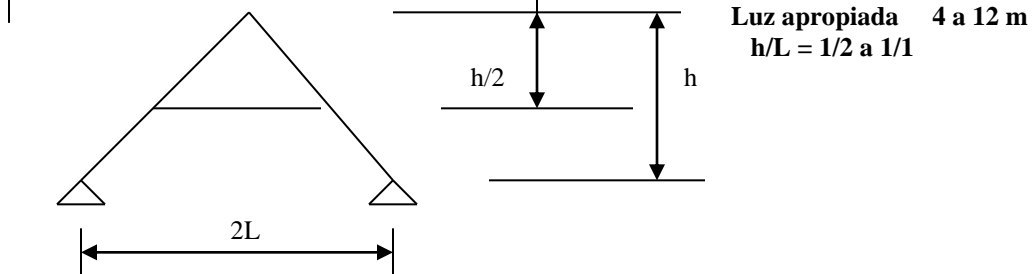
12- Pratt



13- Warren



14- Par y nudillo



En el caso de que la cercha no es simétrica, los tramos serán medidos desde la cumbrera hasta los apoyos. La pendiente  $h/L = 1/2$  es la más económica, pero generalmente se utiliza  $h/L = 5/12$ .

**XIII.6 Combinación de elementos y uniones**

En la figura 11.2 se muestra los tipos de elementos y en la figura 11.8 los tipos de uniones todo referido al **Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino**

**XIII.7.1 Como son las cerchas?**

**XIII.7.2 Que requisitos deben tenerse en el diseño y montaje de las cerchas?**

**XIII.7.3 Que cargas deben tenerse en cuenta en el diseño de las cerchas?**

**XIII.7.4 Como pueden considerarse las barras?**

**XIII.7.5 Como se determinan los momentos flectores en la cuerda superior e inferior?**

**XIII.7.6 En que caso puede aumentarse los esfuerzos admisibles y en que valor?**

**XIII.7.7 Como se determinan la longitud efectiva de los elementos de las cerchas?**

**XIII.7.8 Cuales son las dimensiones mínimas de los elementos de las cerchas?**

## CAPITULO XIV

### MADERA LAMINADA

#### XIV.I Introducción

La madera laminada (Glulam) consiste en construir grandes elementos macizos de gran resistencia por ensamblaje de tablas pequeñas de gran resistencia, libres de defectos, encoladas con adhesivos estructurales una a la otra en sus extremos y caras, de forma tal que se comportan como una sola unidad estructural. Los elementos así formado pueden tener varias aplicaciones como columnas, vigas, viguetas, cerchas, pórticos y arcos de grandes dimensiones que pueden ser construidos rectos o curvos y su longitud depende del transporte y del equipo de izado de los mismos

Para su correcta utilización, la técnica de laminación requiere especiales condiciones de temperatura y humedad relativa, así como madera seca a un contenido de humedad del **12%** y cuidadoso proceso de fre-sado, corte prensado y acabado ya que la madera se deja a simple vista

Los adhesivos utilizados son resistentes a la humedad, de tal manera que la madera laminada puede ser utilizada a la intemperie. No se permite el uso de adhesivo PVA, para elementos estructurales ni para las uniones en los extremos. La Norma **INCONTEC NTC 2500** regula la calidad de los adhesivos

Las lamelas constitutivas de las secciones pueden ser organizadas según su resistencia y rigidez a fin de obtener componentes más eficientes. En las vigas se colocan las maderas de mejor calidad en la zona superior e inferior y las de menor calidad en el centro

#### XIV.II Método de diseño estructural

Según el **Reglamento** se debe utilizar el **método de esfuerzos permisibles**

#### XIV.III Normatividad

Para la obtención de los esfuerzos admisibles, como para la producción de elementos estructurales, los fabricantes se ceñirán a las normas vigentes internacionales, especialmente a en el **Timber Construction Manual del AITC, versión quinta, en el Eurocode 5 o las normas chilenas**. En lo referentes a los esfuerzos admisibles, estos deben ser certificados por un laboratorio de la Universidad Nacional o extranjera de reconocida trayectoria en la materia y como método estadístico de obtención de esfuerzos admisibles se deben seguir el percentil del **5%**

#### XIV.4 PROBLEMAS PROPUESTOS

**XIV.4.1 En que consiste la madera laminada?**

**XIV.4.2 En que elementos puede utilizarse la madera laminada?**

**XIV.4.3 Cual debe ser la humedad de la madera a utilizar?**

**XIV.4.4 Que tipo de adhesivo debe utilizarse?**

**XIV.4.5 Que método debe utilizarse en el diseño de la madera laminada?**

**XIV.4.6 Que normas deben utilizarse para la obtención de los esfuerzos admisibles y la producción de la madera laminada?**

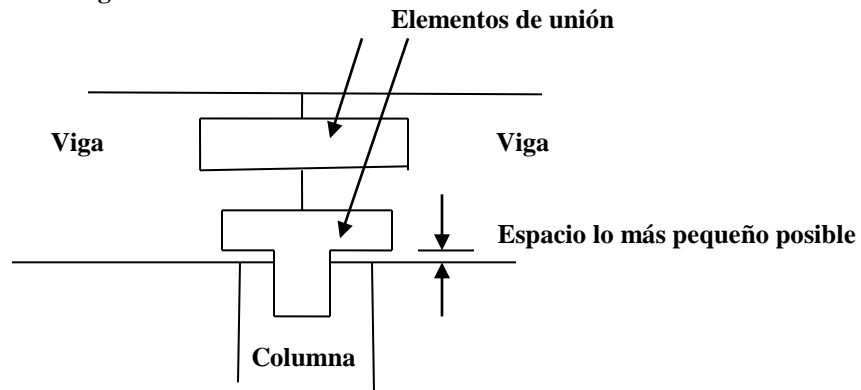
## CAPITULO XV

### CONEXIONES METÁLICAS PREFABRICADAS

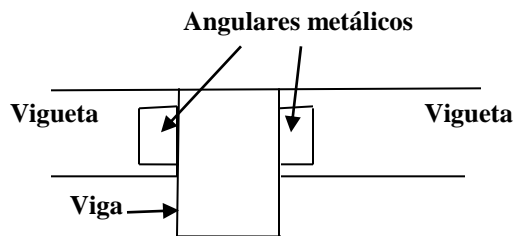
Las conexiones metálicas deben ser capaces de soportar las cargas de diseño y cumplir los principios de diseño de las estructuras metálicas.

A continuación se dará una guía de diferentes conexiones

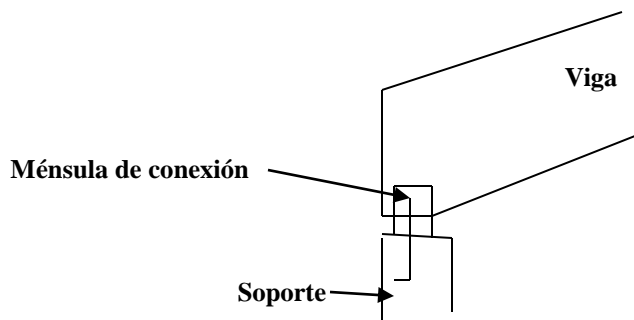
#### XV.1 Conexión de viga a columna



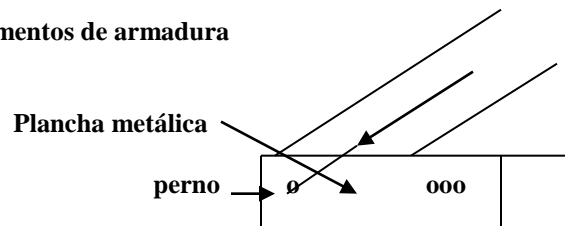
#### XV.2 Unión de vigueta a viga

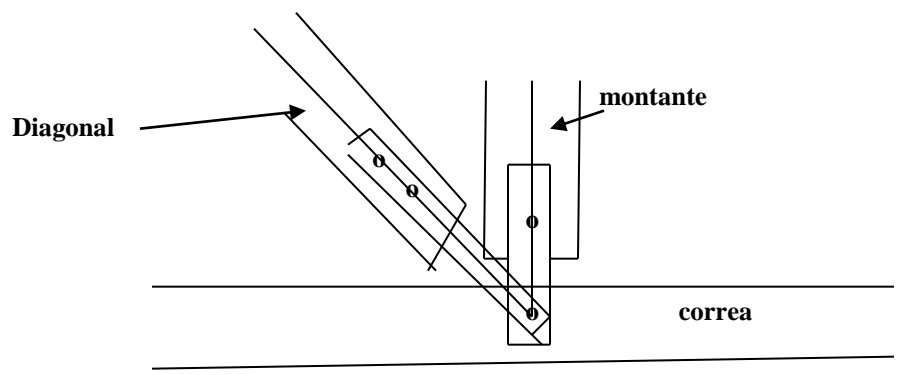


#### XV.3 Viga inclinada a soporte



#### XV.4 Conexiones de elementos de armadura







## CAPITULO XVI

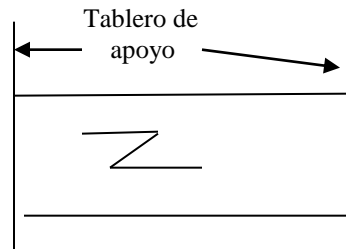
### PANELES DE LÁMINAS CONTRACHAPADAS O AGLOMERADAS (PLYWOOD)

Existen varios tipos de paneles para ser utilizados en elementos estructurales y no estructurales. Estos se utilizan en techo, piso, el recubrimiento de muros, así como en diafragmas horizontales y verticales

#### XVI.1 Paneles de plywood utilizados para techo y piso

Los paneles normalmente tienen las siguientes dimensiones: ancho **4' (1.21m)** y largo **8' (2.43 m)** y el espesor de **1/4" (0.63 cm) hasta 1 1/8" (2,86 cm)**

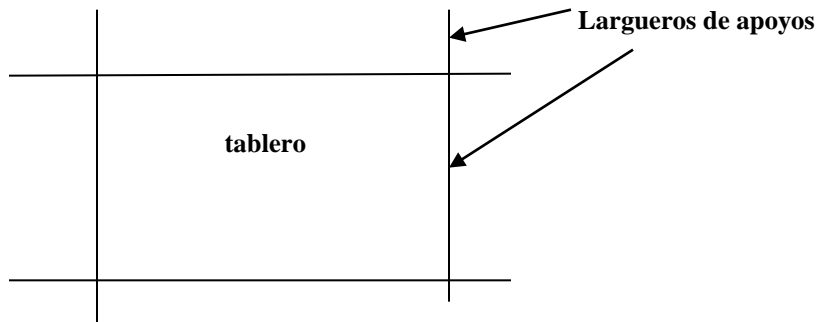
Estos paneles tienen su máxima resistencia cuando se colocan apoyados en su máxima dirección, o sea, que están apoyados en su menor dirección



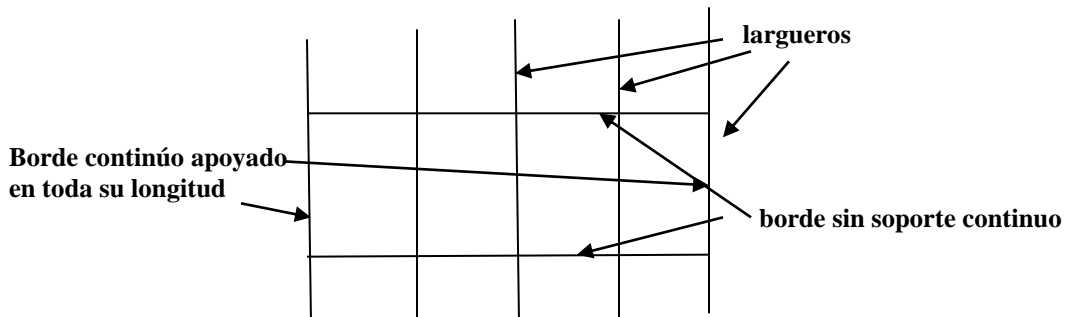
Normalmente, el espesor requerido se determina por la carga perpendicular a su superficie y la cantidad de clavos necesario para unirlos a los elementos de apoyo se determinan por el esfuerzo de cortante unitario. Entre cada panel se debe dejar un espacio de **1/8" (0.32 cm)** para que el panel se puede mover cuando cambia su contenido de humedad.

Los tableros se clasifican en:

**Confinados:** aquellos que tienen todos sus bordes perimetrales apoyados en forma continua sobre largueros o elementos más rígidos.



**No confinados:** Cuando tienen dos bordes paralelos sin el soporte continuo.



## XVI .2 Calidad estructural de los paneles de láminas contrachapadas

Los paneles se fabrican de diferentes calidades. Es necesario obtener de los fabricantes la calidad que ellos fabrican, a fin de poder utilizarlas

## XVI .3 Entablado de techos y pisos

Los paneles de láminas contrachapadas son grandemente utilizados en los entablados de los techos y piso. Estos tableros, en lo posible, deben ser utilizados a lo largo de su máxima resistencia. Existen **tablas** en las cuales podemos obtener las cargas admisibles, según el espesor del panel y la luz de apoyo. Se debe consultar con los productores para conocer los datos de resistencia de estos paneles

En el **Anexo G-G del Reglamento se indica el peso propio de entablados de madera y las cargas admisibles para entablados de madera formada por tablas machihembradas**

**Nota: En este Apéndice G-G del Reglamento se clasifica las maderas en Grupo A, B y C que es la clasificación antigua que utilizaba el NSR 98 y en el NSR 10 se utiliza ES1, ES2, ES3, ES4, ES5 y ES6, el diseñador debe comparar el tipo de madera a utilizar entre las dos clasificaciones para evitar equivocaciones**

Como referencia a continuación se relacionan las clasificación de las madera

### ESFUERZOS ADMISIBLES MPa

Grupo	flexión Fb	tracción paralela Ft	compresión paralela Fc	compresión perpendicular Fp	cortante paralelo Fv
A	21.0	14.4	14.5	4.0	1.5
B	15.0	10.5	11.0	2.8	1.2
C	10.0	7.5	8.0	1.5	0.8
ES1	29.5	21.0	23.0	6.0	2.0
ES2	28.5	20.0	22.0	4.3	2.0
ES3	23.0	17.0	19.0	3.8	1.6
ES4	17.0	12.0	15.0	2.8	1.5
ES5	15.0	11.0	13.0	2.0	1.1
ES6	12.5	9.0	10.0	1.5	1.3

### MODULO DE ELASTICIDAD MPa

Grupo	E <sub>min</sub>	E <sub>promedio</sub>
A	9500	13000
B	7500	10000
C	5500	9000
ES1	7130	18000
ES2	7130	18000
ES3	5500	14000
ES4	5000	12500
ES5	4435	11200
ES6	3564	9000

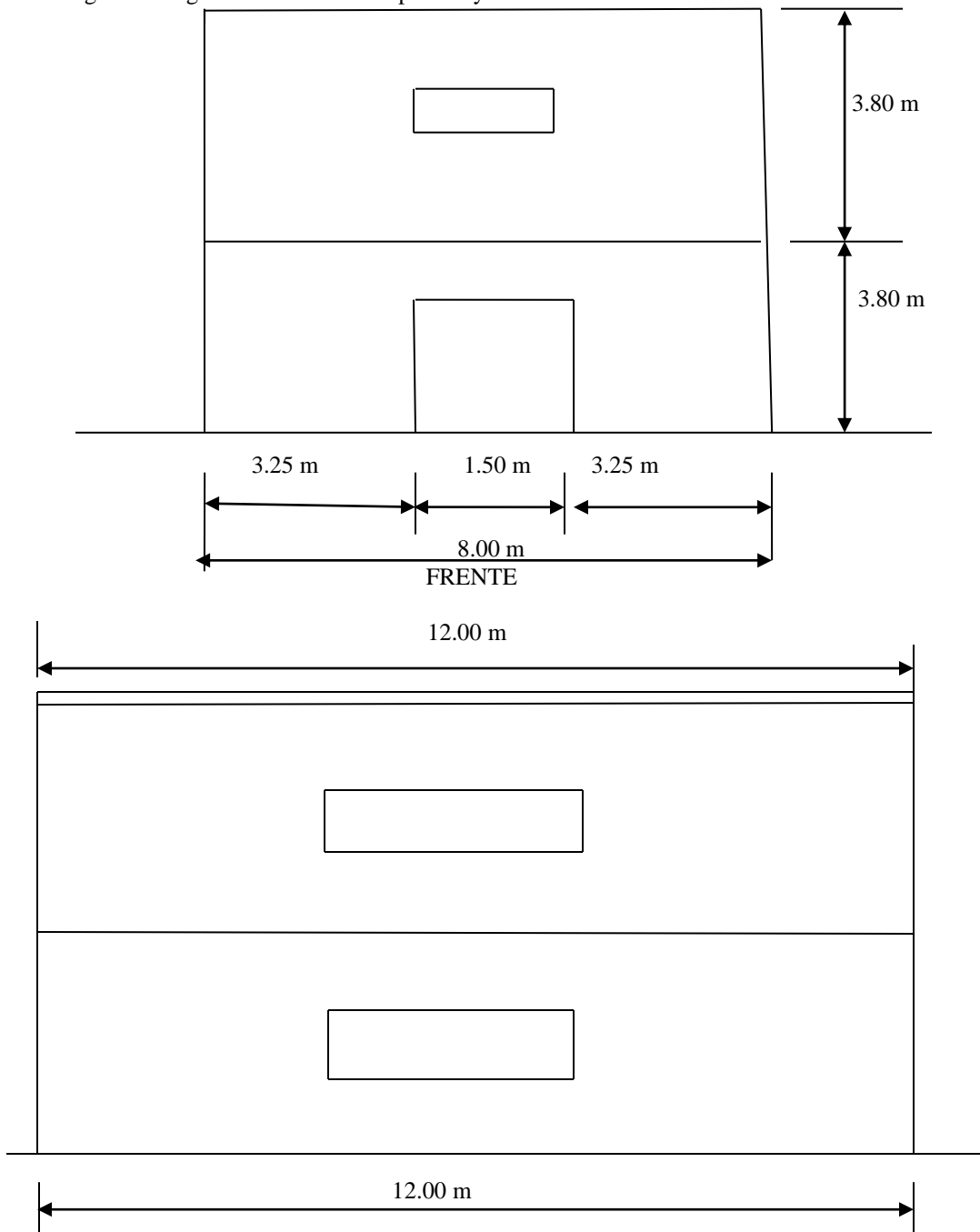
## CAPÍTULO XVII

### DISEÑO DE UN EDIFICIO

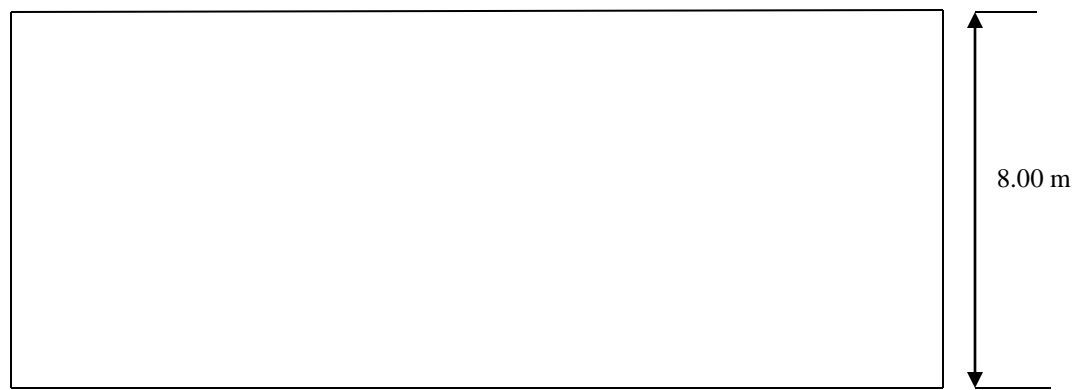
#### XVII.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizará el diseño de un edificio de dos plantas para aplicar lo aprendido en los capítulos anteriores, utilizaremos el edificio de dos plantas del inciso **III.2a**. En dicho inciso ya hemos calculados las cargas

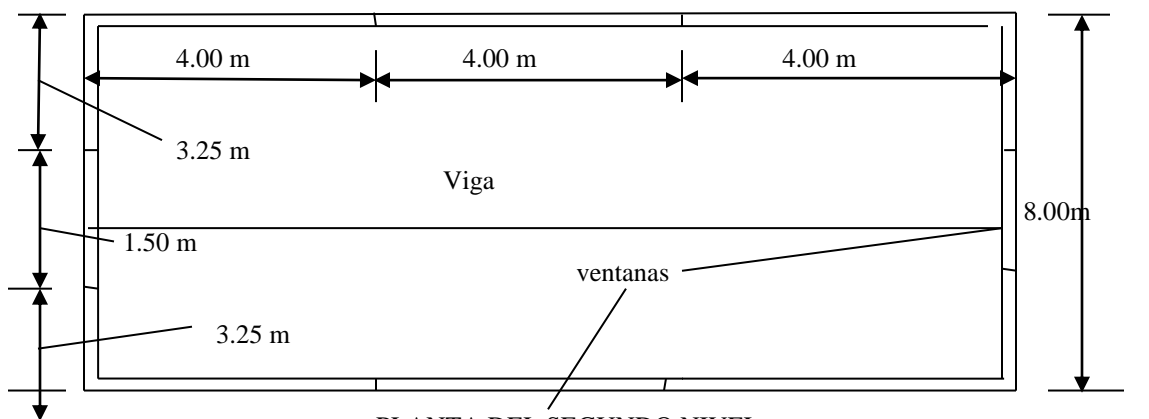
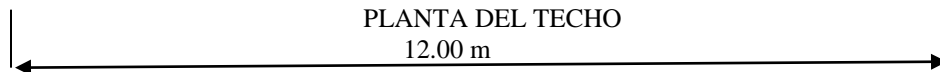
En las siguientes figuras se muestran las plantas y las elevaciones de la edificación



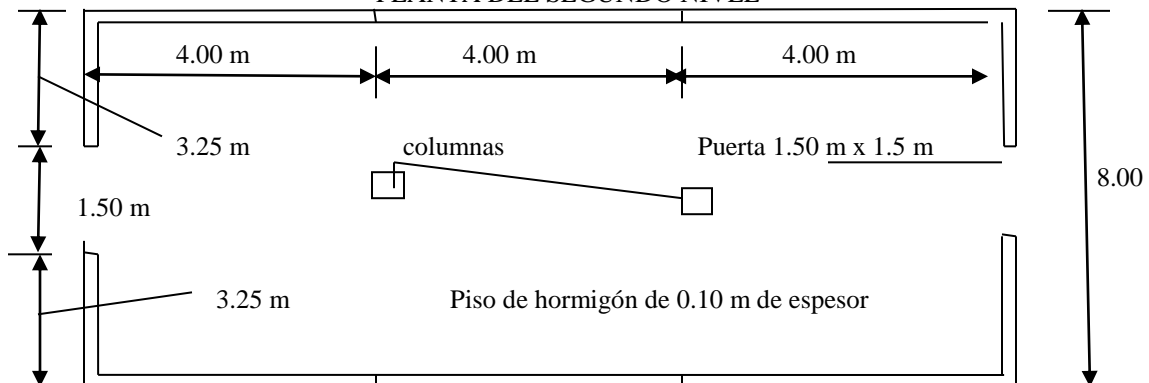
VISTA LATERAL



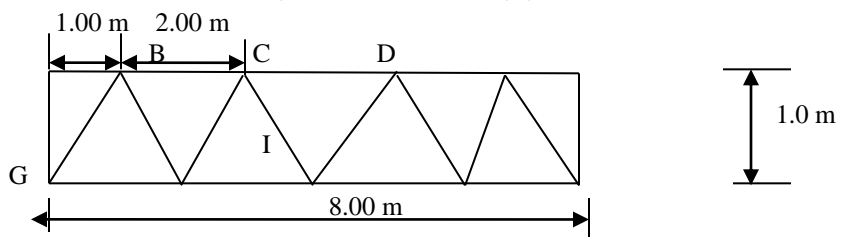
PLANTA DEL TECHO  
12.00 m



PLANTA DEL SEGUNDO NIVEL



PLANTA DEL PRIMER NIVEL



ARMADURA

**Solicitaciones en los elementos**

**Elementos de la armadura**

CD = - 18.45kN (carga axial) M= 0.99 kN-m

HI = 17.45 kN GB = - 15.69 kN CI = 0.42 kN AG = 0.99 kN

**SEGUNDO NIVEL**

**Entablado**

Carga muerta 0.275 kN/m<sup>2</sup>

Carga viva 2.0 kN/m<sup>2</sup>

**Viguetas**

M = 0.004 NN-m

V = 0.004 MN

**Vigas**

M = 0.02788 MN-m

V = 0.02887 MN

**Columnas**

Carga axial = 0.0574 MN

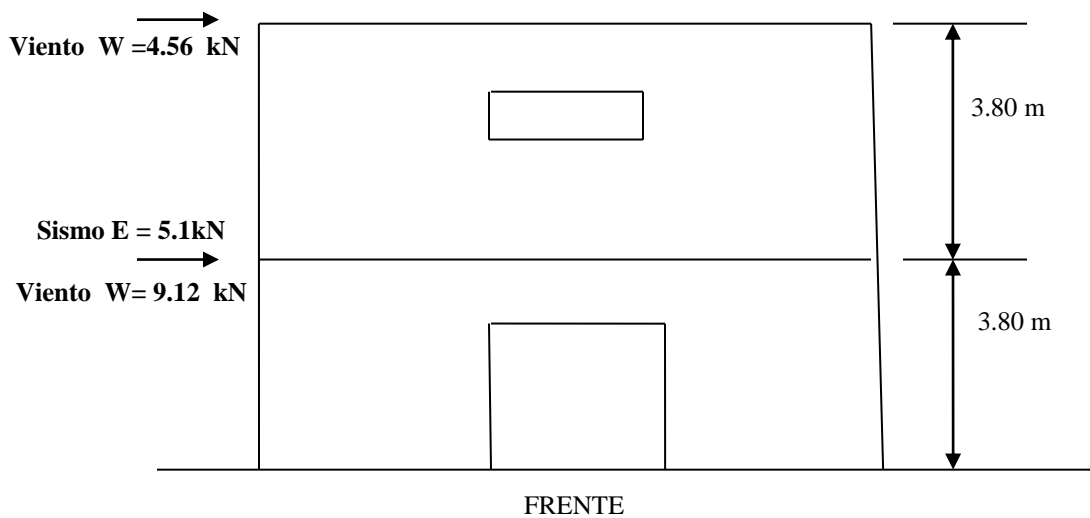
**Paredes**

Pie derecho P(muerta) = 5.897 kN P(viva) 6.72 kN P(granizo) = 2.40 kN

**1- CARGA HORIZONTAL**

Las cargas indicadas son sobre cada pared

Sismo E= 8.8 kN

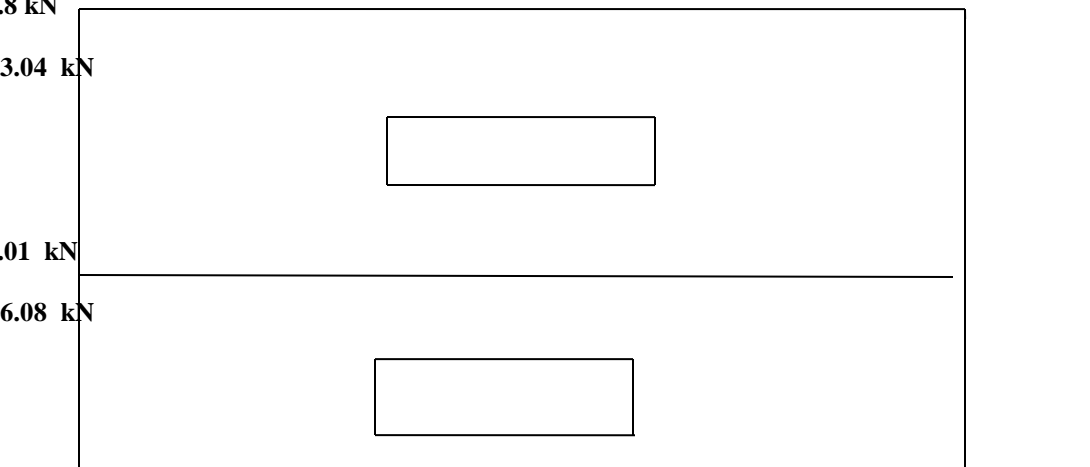


Sismo E = 8.8 kN

Viento W = 3.04 kN

Sismo E = 5.01 kN

Viento W = 6.08 kN



## VISTA LATERAL

### Componentes y Revestimiento

#### Paredes

Viento  $0.4 \text{ kN/m}^2$  y  $-0.4 \text{ kN/m}^2$

#### Sismo

Carga en la pared desde el segundo nivel al techo =  $1.083 \times 0.955 = 1.03 \text{ kN/m}^2$

$R = 5$   $E = 1.03 / 5 = 1.03/5 = 0.206 \text{ kN/m}^2$

Carga en la pared desde la base al segundo nivel =  $0.348 \times 0.955 = 0.322 \text{ kN/m}^2$

$E = 0.322 / 5 = 0.0644 \text{ kN/m}^2$

#### Diseño del techo

Sobre el entablado del techo actúa una carga vertical hacia **abajo** (carga muerta y granizo) de:

Impermeabilización (varias capas) y relleno

$1.175 \text{ kN/m}^2$

Entablado

$0.075 \text{ kN/m}^2$

Granizo

$1.0 \text{ kN/m}^2$

Total hacia abajo  $2.25 \text{ kN/m}^2$

Y una carga hacia arriba de viento de:  $0.4 \text{ kN/m}^2$

Primero comprobaremos si la carga de viento que es hacia arriba eleva el entablado

$0.6 D + W = 0.6 \times 1.25 - 0.4 = 0.35 \text{ kN/m}^2$  hacia abajo No eleva el techo

Las combinaciones de carga son:

1- $D + Lr = 1.25 + 1.8 = 3.05 \text{ kN/m}^2$   $(D + Lr) / C_D = 3.05 / 1.25 = 2.44 \text{ kN/m}^2$

2- $D + G = 1.25 + 1.0 = 2.25 \text{ kN/m}^2$   $(D + G) / C_D = 2.25 / 1.15 = 1.96 \text{ kN/m}^2$

3- $D + 0.75 Lr = 1.25 + 0.75 \times 1.8 = 2.6 \text{ kN/m}^2$   $(D + 0.75 Lr) / C_D = 2.62 / 1.25 = 2.08 \text{ kN/m}^2$

4- $D + 0.75 G = 1.25 + 0.75 \times 1 = 2.0 \text{ kN/m}^2$   $(D + 0.75 G) / C_D = 2.0 / 1.15 = 1.74 \text{ kN/m}^2$

5- $D + W = 1.05 - 0.4 = 0.65 \text{ kN/m}^2$   $(D + W) / C_D = 0.65 / 1.6 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

6- $D + 0.75W + 0.75 G = 1.25 + 0.75(-0.4) + 0.75 \times 1.0 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

$(D + 0.75W + 0.75 G) / C_D = 1.21 \text{ kN/m}^2$

7- $D + 0.75W + 0.75 Lr = 1.25 + 0.75(-0.4) + 0.75 \times 1.8 = 2.3$

$(D + 0.75W + 0.75 Lr) / C_D = 1.43 \text{ kN/m}^2$

8- $0.6D + W = 0.6 \times 1.25 + (-0.4) = 0.35 \text{ kN/m}^2$   $(0.6D + W) / C_D = 0.35 / 1.6 = 0.219 \text{ kN/m}^2$

Como la primera combinación gobierna utilizaremos  $C_D = 1.25$  y diseñaremos para una carga de  $3.05 \text{ kN/m}^2$  con  $C_D = 1.25$  el entablado

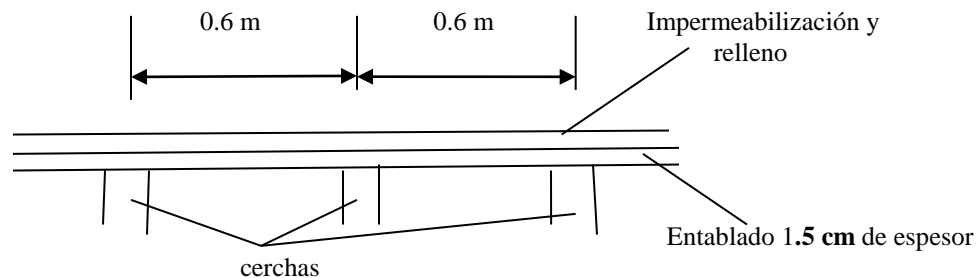
Consideraremos la luz del entablado de  $0.6 \text{ m}$

Como el entablado se utilizará como parte del diafragma horizontal el espesor de las tablas no puede ser menor de  $1.5 \text{ cm}$ . (Inciso G.7.2.4 Tableros del Reglamento)

En el Anexo G-G Cargas Admisibles para el diseño de entablado del Reglamento, hallamos que tablas de  $1.5 \text{ cm}$  de espesor de madera Tipo C (ES5) (Aceituno) resiste una carga de

$482 \text{ kg/m}^2 = 4.82 \text{ kN/m}^2 > 3.05 \text{ kN/m}^2$

Utilizaremos tablas de  $1.5 \text{ cm}$  de espesor de madera (Aceituno) Tipo C (ES5)



#### CERCHA

Las combinaciones de cargas son las siguientes:

$$\begin{aligned}
1-D + L_r &= 2.0 + 1.8 = 3.8 \text{ kN/m}^2 & (D + L_r) / C_D &= 3.8 / 1.25 = 3.04 \text{ kN/m}^2 \\
2-D + G &= 2.0 + 1.0 = 3.0 \text{ kN/m}^2 & (D + G) / C_D &= 3.0 / 1.15 = 2.61 \text{ kN/m}^2 \\
3-D + 0.75 L_r &= 2.0 + 0.75 \times 1.8 = 3.35 \text{ kN/m}^2 & (D + 0.75 L_r) / C_D &= 3.35 / 1.25 = 2.68 \text{ kN/m}^2 \\
4-D + 0.75 G &= 2.0 + 0.75 \times 1 = 2.75 \text{ kN/m}^2 & (D + 0.75 G) / C_D &= 2.75 / 1.15 = 2.39 \text{ kN/m}^2 \\
5-D + W &= 2.0 - 0.4 = 1.6 \text{ kN/m}^2 & (D + W) / C_D &= 1.6 / 1.6 = 1.0 \text{ kN/m}^2 \\
6-D + 0.75W + 0.75 G &= 2.0 + 0.75(-0.4) + 0.75 \times 1.0 = 2.4 & (D + 0.75W + 0.75 G) / C_D &= \\
&= 1.49 \text{ kN/m}^2 \\
7-D + 0.75W + 0.75 L_r &= 2.0 + 0.75(-0.47) + 0.75 \times 1.8 = 3.05 & (D + 0.75W + 0.75 L_r) / C_D &= \\
&= 1.91 \text{ kN/m}^2 \\
8-0.6D + W &= 0.6 \times 2.0 + (-0.4) = 0.8 \text{ kN/m}^2 & (0.6D + W) / C_D &= 0.8 / 1.6 = 0.5 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Como la primera combinación gobierna utilizaremos  $C_D = 1.25$

Elemento CD

**En el plano de aplicación del momento flector**

Además de la fuerza de compresión de  $-17.37 \text{ kN}$ , está sometido a un momento flector de  $M = 0.99 \text{ kN-m}$

La longitud del elemento es  $2.00 \text{ m}$

Estos elementos deben diseñarse de forma que cumpla la siguiente fórmula:

$$(f_c / F_c')^2 + \{f_b / \{F_b [1 - (f_c / F_{c1})]\}\} \leq 1.0 \quad \text{VII.6}$$

Utilizaremos madera **Dormilón** del Tipo ES5  $F_b = 15.0 \text{ MPa}$ ,  $F_t = 11.0 \text{ MPa}$ ,  $F_c = 13.0 \text{ MPa}$ ,  $F_p = 2.0 \text{ MPa}$ ,  $F_v = 1.1 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.5} = 11200 \text{ MPa}$ ,  $E_{0.05} = 8250 \text{ MPa}$ ,  $E_{min} = 4425 \text{ MPa}$  CH 15 %

Para el análisis y diseño de elementos estructurales se debe utilizar  $E'_{0.5}$  como módulo de elasticidad del material. El  $E'_{min}$  se utilizará para calcular el **Coefficiente de estabilidad de vigas (CL)** y el **Coefficiente de estabilidad de columna (CP)** y  $E'_{0.05}$  se podrá utilizar para deflexiones **cuando** las condiciones de servicios sean de alto riesgo y críticas

Consideremos un elemento de  $4 \text{ cm} \times 14 \text{ cm}$ ,  $A = 56.0 \text{ cm}^2$   $I_x = 914 \text{ cm}^4$   $S_x = 130.7 \text{ cm}^3$   
 $I_y = 74.7 \text{ cm}^4$   $S_y = 37.3 \text{ cm}^3$

**Determinamos los coeficientes de modificación**

$C_D = 1.25$

$C_m = 1.0$  humedad CH = 15 %

II.5.2

$C_t = 1.0$  temperatura  $40^\circ\text{C}$

II.5.3

$C_i = 1.0$  no hay incisión

II.5.4

$C_r = 1.0$

II.5.5

**Cálculo de CL**

IV 3.3.3

Como el elemento está arriostrado en toda su longitud por el entablado  $CL = 1.0$

**Cálculo de CF**

IV 3.3.1

**En sentido del plano a flexión**

Para  $F_b$   $CF = 1.1 \times 1.0 = 1.1$

Para  $F_t$   $CF = 1.10 \times 1.0 = 1.10$

Para  $F_c$   $CF = 1.0$

**Cálculo de Cfu**

IV 3.3.2

**En sentido del plano del momento**  $C_{fu} = 1.00$

$f_c = P / A_b = 0.017.37 / 0.0056 = 3.101 \text{ MPa}$

$C_p = 1.0$  por estar soportado en toda su longitud

$F_c' = F_c C_D C_m C_t C_F C_i C_p$  (II.5.6)  $= 13.0 \times 1.25 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 16.25 \text{ MPa}$

$f_c / F_c' = 3.101 / 16.25 = 0.191$

$f_b = M / S = 0.00099 / 0.0001307 = 7.57 \text{ MPa}$

$$Fb1' = Fb \ C_D \ C_m \ C_t \ C_L \ C_F \ C_i \ C_{fu} \ C_r = 15.0 \times 1.25 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 =$$

$$Fb1' = 18.75 \text{ MPa}$$

$$Emin' = Emin \ C_m \ C_t \ C_i = 4425 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 4425 \text{ MPa}$$

$$Fce1 = 0.822 \ E'_{min} / (L_e1 / d1)^2 = 17.82 \text{ MPa}$$

$$\frac{(f_c / F_c')^2 + \{f_b1' / \{Fb1' [1 - (f_c / Fce1)]\}\}}{(0.191)^2 + \{7.57 / \{18.75 [1 - (3.101 / 17.82)]\}\}} \leq 1.0 \quad \text{VII.6}$$

$$= 0.525 < 1.0 \text{ Se cumple}$$

**En el plano perpendicular al plano del momento flector**

**Elemento HI**

La carga es de tracción con un valor de **HI = 16.95 kN** y además está sometido a un momento producto de la carga distribuida de **0.50 kN/m<sup>2</sup>**  $q = 0.5 \times 0.6 = 0.3 \text{ kN/m}$

$$M = 0.3 \times 2^2 / 8 = 0.15 \text{ kN-m} = 0.000155 \text{ MN-m}$$

$$\text{Probemos elemento de } 4 \times 9 \text{ cm} \quad A = 36.0 \text{ cm}^2 \quad I_x = 243 \text{ cm}^4 \quad S_x = 54.0 \text{ cm}^3 \quad I_y = 48.0 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 24.0 \text{ cm}^3$$

$$N_a = 16.95 \text{ kN} = 0.01695 \text{ MN} \quad M_a = 0.000155 \text{ MN-m}$$

$$N_a / A = 0.01695 / 0.0036 = 4.708 \text{ MPa}$$

$$Fb' = Fb \ C_D \ C_m \ C_t \ C_L \ C_F \ C_{fu} \ C_i \ C_r \quad \text{II.5.2}$$

$$Fb' = 18.75 \text{ MPa}$$

$$M_a / S = 0.000155 / 0.000054 = 2.879 \text{ MPa}$$

$$N_a / A + M_a / S = 4.708 + 2.879 = 7.587 \text{ MPa}$$

$$N_a / A - M_a / S = 4.708 - 2.879 = 1.821 \text{ MPa}$$

Se produce el diagrama 3

y se debe cumplir que  $N_a / A + M_a / S + Fb' \leq 1.0 \quad \text{VI.1a}$

$$Ft' = Ft \ C_D \ C_m \ C_t \ C_F \ C_i = 11.0 \times 1.25 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 13.75 \text{ MPa}$$

$$Fb^* = Fb \ C_D \ C_m \ C_t \ C_F \ C_{fu} \ C_i \ C_r \quad \text{VI.1b}$$

$$Fb^* = 15.0 \times 1.25 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 18.75 \text{ MPa}$$

$$(N_a / A + Ft') + (M_a / S + Fb') = 0.495$$

$$(N_a / Ft') + (M_a / S + Fb') = 0.4905 < 1.0 \text{ Se cumple}$$

**Elemento GB**

El elemento **GB** está sometido a una fuerza de compresión de **GB = -11.07 kN = -0.01107 MN**

Probemos un elemento de **14 cm x 4 cm**  $A = 56 \text{ cm}^2$

$$l_u = 1.41 \text{ m}$$

Considerando articulados los dos extremos  $l_e = l_u \ k = 1.41 \times 1.0 = 1.41 \text{ m}$

$$\lambda = l_e / d = 1.41 / 0.04 = 35.25 < 50 \text{ Se puede utilizar}$$

$$F_c^* = F_c \ C_D \ C_m \ C_t \ C_F \ C_i \quad \text{V.3.4.2}$$

$$F_c^* = 13.0 \times 1.25 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 16.25 \text{ MPa}$$

$$Fce = 0.822 \ E'_{min} / \lambda^2 = 2.93 \text{ MPa}$$

**c = 0.80 madera aserrada**

$$C_p = (1 + (Fce / F_c^*) / 2c) - \sqrt{\{(1 + (Fce / F_c^*) / 2c)^2 - ((Fce / F_c^*) / c)\}} \quad \text{V.3.4.1}$$

Sustituyendo valores

$$C_p = 0.1726$$

$$F_c' = F_c^* \ C_p = 16.25 \times 0.1726 = 2.803 \text{ MPa}$$

La carga admisible es  $P_a = F_c' \ A_n = 2.803 \times 0.0056 = 0.015697 \text{ MN} > 0.01107 \text{ MN}$  Se cumple

**Resumen**

**Madera Aceituno del Tipo ES5**

**Cordón superior 4 cm x 14 cm (2" x 6")**

**Cordón inferior 4 x 9 cm (2" x 4")**

**Alma 4 cm x 14 cm (2" x 6")**

**Unión de los elementos del alma a los cordones**

El elemento más cargado es el **GB = -11.07 kN**

Con tornillo de 19 mm de la Tabla X .4 b (G.6.13-3) de tornillos para madera obtenemos  $P = 7830 \text{ N}$  y

$Q = 1990 \text{ N}$ ,

$$P' = P \ C_D \ C_G \ C_m \ C_p' \ C_s \dots \dots \text{IX.5.1 (G.6-13 5)}$$



$C_D = 1.25$   $C_g = 0.92$  (suponemos 3 tornillos por fila)  $C_m = 1.0$   $C_p' = 1.0$   $C_s = 1.0$

$P' = 7830 \times 1.25 \times 0.92 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 9004 \text{ N}$

$Q' = Q C_D C_g C_m C_p' C_s \dots \dots \text{IX.5.2 (G.6-13.6)}$

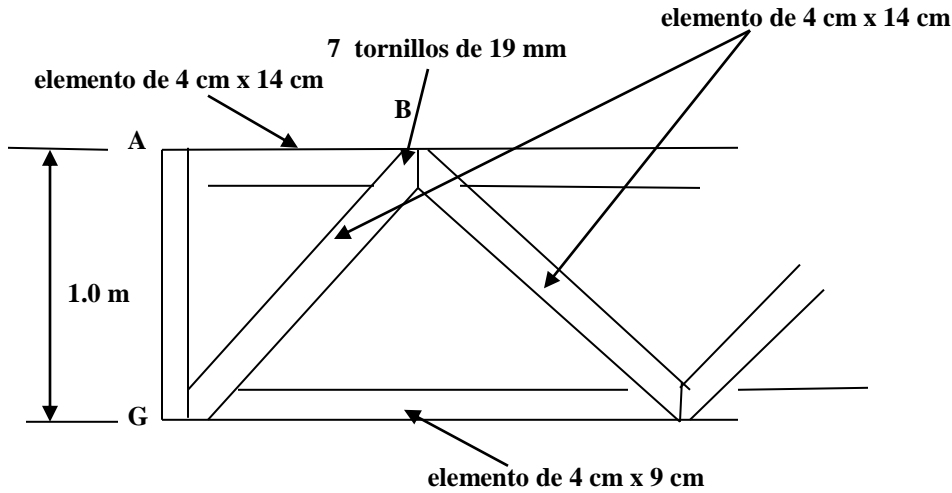
$Q' = 1990 \times 1.25 \times 0.92 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 2288.5 \text{ N}$

$N' = (P' Q') / [P' (\text{sen } \alpha)^2 + Q' (\text{cos } \alpha)^2] \quad \text{IX.5.3 (G.6-13.7)}$

$N' = (9004 \times 2288.5) / [9004 (0.707)^2 + 2288.5(0.707)^2] = 3586 \text{ N}$

Como es cizallamiento simple  $N' = 3586 / 2 = 1793$

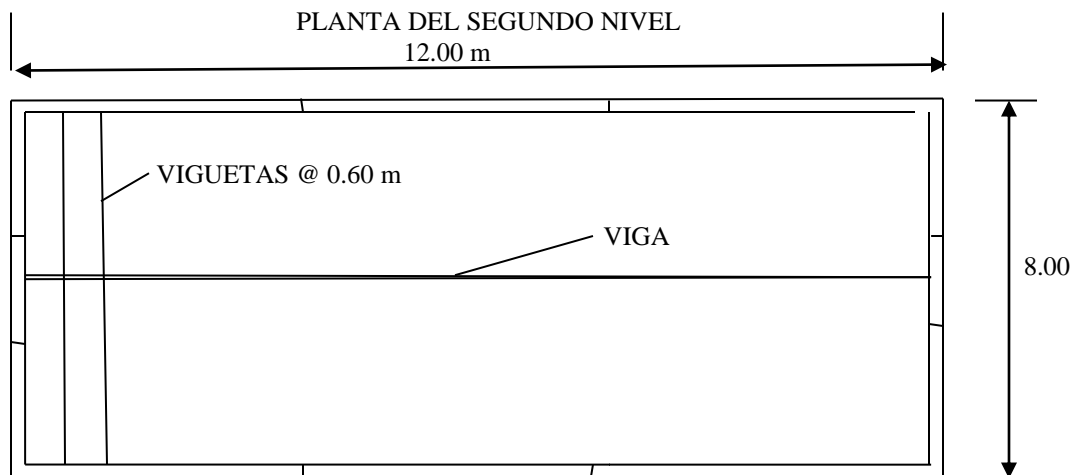
La cantidad de tornillos es  $n = N / N' = 11070 / 1793 = 6.17 \approx 7$  tornillos



**CERCHA**

Los demás elementos y sus uniones se diseñan de forma similar

**SEGUNDO NIVEL**



Las cargas en este nivel son:

**Cargas permanentes**

Terminación	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Entablado	0.075 kN/m <sup>2</sup>
Vigas	0.02 kN/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Mecánico y eléctrico	0.25 kN/m <sup>2</sup>

Divisiones		0.50 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Peso total de la carga muerta en el piso</b>	<b>1.295 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga viva (temporal) en el piso</b>		<b>2.0 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Entablado

Las carga muerta en el entablado son: **0.275 kN/m<sup>2</sup>** (terminación y entablado)

Carga viva (temporal) en el piso **2.0 kN/m<sup>2</sup>**

**Total = 2.275 kN/m<sup>2</sup>**

La luz es **lu = 0.60c m**

Como la combinación de cargas es carga muerta y viva, **CD = 1.0**

Como el entablado se utilizará como parte del diafragma horizontal el espesor de las tablas no puede ser menor de **1.5 cm. (Inciso G.7.2.4 Tableros del Reglamento)**

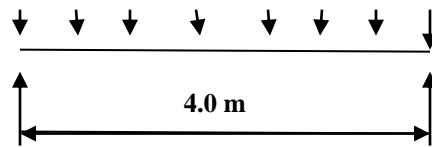
En el Anexo G-G cargas admisibles para el diseño de entablado del Reglamento, hallamos que tablas de **1.5 cm** de espesor de madera Grupo C Aceituno (ES5) resiste una carga de **482 kg/m<sup>2</sup> = 4.82kN/m<sup>2</sup>** > **2.275 kN / m<sup>2</sup>**

Utilizaremos tablas de **1.5 cm** de espesor de madera Grupo C Aceituno (ES5)

#### Viguetas

Las cargas son: muerta **1.295 kN/m<sup>2</sup>** carga viva: **2.0 k/m<sup>2</sup>** luz = **4.0 m**

La carga distribuida en la vigueta es **q = (1.295 + 2.0) x 0.6 = 1.977 kN / m ≈ 2.0 kN/m**



El momento en el centro de la luz **M = 2.0 x 4.0<sup>2</sup> / 8 = 4 kN-m = 0.004 MN-m**

El cortante en los apoyos **V = 2 x 4 / 2 = 4 kN = 0.004 MN**

Probaremos con viguetas de **4 cm x 24 cm**

**A = 96 cm<sup>2</sup> Ix = 4608 cm<sup>4</sup> Sx = 384.0 cm<sup>3</sup> Iy = 128 cm<sup>4</sup> Sy = 64 cm<sup>3</sup>**

Flexión **Fb' = Fb CD Cm Ct CL CF Cfu Ci Cr II.5.2**

Se utilizará Madera Dormilón del Tipo ES5 (MPa)

<b>Fb</b>	<b>Ft</b>	<b>Fc</b>	<b>Fp</b>	<b>Fv</b>
<b>15.0</b>	<b>11.0</b>	<b>13.0</b>	<b>2.0</b>	<b>1.1</b>

#### Módulo de elasticidad (MPa)

<b>Módulo promedio</b>	<b>Módulo 5° percentil</b>	<b>Módulo Mínimo</b>
<b>E0.5</b>	<b>E0.05</b>	<b>Emin</b>
<b>11200</b>	<b>8250</b>	<b>4435</b>

**CD = 1.0** combinación de carga muerta y viva **Ct = 1.0** temperatura inferior a 65°

**Cm = 1.0** humedad natural **Cr = 1.00** hay más de 4 elementos

**CF = 1.0** **Cf = 1.0**

**CL = 1.0** elemento arriostra en la zona a compresión **Cfu = 1.0** se apoya en su cara menor

**Ci = 1.0** no hay incisión

**Fb' = 15 x 1.0 x 1.0 x 1.0 x 1.0 x 1.0 x 1.0 x 1.0 = 15 MPa**

El momento que resiste la sección es: **M = Fb' Sx = 15 x 0.000384 = 0.00576 MN-m > 0.004 MN-m**

#### Cortante

**Fv = 1.1 MPa** **Fv' = Fv CD Cm Ct Ci = 1.1 x 1.0 x 1.0 x 1.0 x 1.0 = 1.1 MPa**

El cortante que resiste la sección es: **Vadm = Fv' b h / 1.5 III 5.1 (G. 3.3-1)**

**Vadm = 1.1 x 0.04 x 0.24 / 1.5 = 0.00704 MN > 0.004 MN**

### Deformación

La deformación por carga permanente es:  $\Delta p = 5 q l^4 / 384 E I$

Utilizaremos Eprom por ser viguetas con acción de conjunto  $E'_{prom} = 11200 \text{ MPa}$

$$\Delta p = 0.0078 \text{ m} = 0.78 \text{ cm}$$

La deformación de la carga muerta total considerando la fluencia es  $= \Delta p_t = 1.8 \Delta p = 1.8 \times 0.78 = 1.41 \text{ cm}$

**La deformación por carga viva es:  $\Delta v = 1.20 \text{ cm}$   $\Delta v(\text{permisible}) = 400 / 350 = 1.14 \text{ cm}$  No se cumple**

La deformación tota es :  $\Delta t = 1.41 + 1.20 = 2.61 \text{ cm}$   $\Delta t(\text{permisible}) = 395 / 250 = 1.58 \text{ cm}$  No se cumple

Por lo cual es necesario aumentar la sección o aumentar el grado de la madera

### Aumentaremos la sección

Utilizando una sección de **5 cm x 29 cm**  $I_x = 10165 \text{ cm}^4$

$$\Delta p = 0.326 \text{ cm} \quad \Delta p_t = 0.587 \text{ cm} \quad \Delta v = 0.492 \text{ cm} < \Delta v(\text{permisible}) = 1.14 \text{ cm}$$

$$\Delta t = 0.587 + 0.492 = 1.08 \text{ cm} < \Delta t(\text{permisible}) = 395 / 250 = 1.58 \text{ cm} \text{ Se cumple}$$

### Aplastamiento

El esfuerzo permisible es:

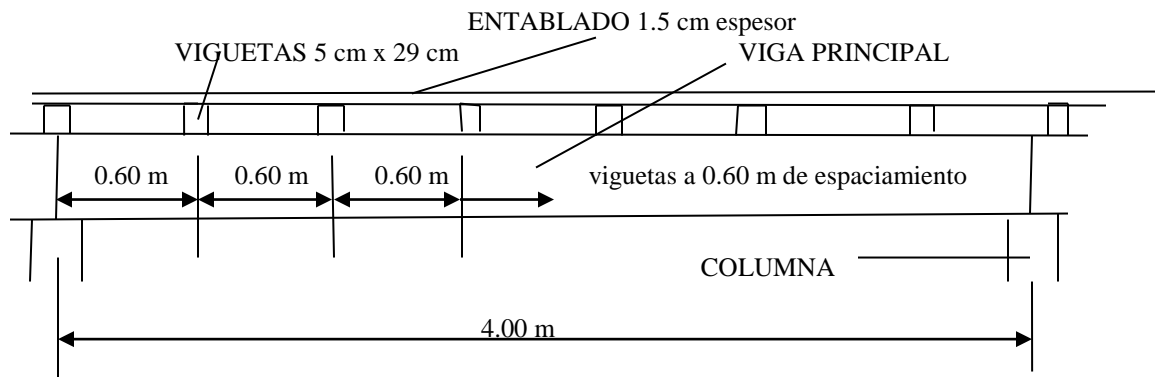
$$F_p' = C_m C_t C_i C_b F_p = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 = 2.0 \text{ MPa}$$

El área necesaria de apoyo es :  $A = N / F_p' = 0.004 / 2.0 = 0.002 \text{ m}^2 = 20 \text{ cm}^2$

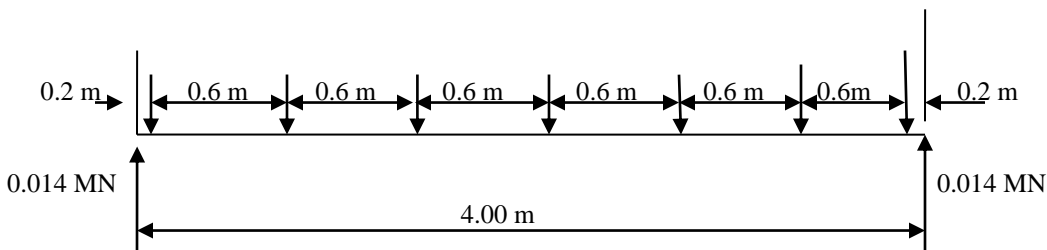
Como la vigueta tiene **5 cm** de espesor, la longitud de apoyo como mínimo debe ser:  $20 .0 / 5 = 4.0 \text{ cm}$

Utilizaremos viguetas de **5 cm x 29 cm** de **Madera Aceituno** del **Tipo ES5 (MPa)**, con una longitud de apoyo mínimo de **4.0 cm**

### VIGAS PRINCIPALES

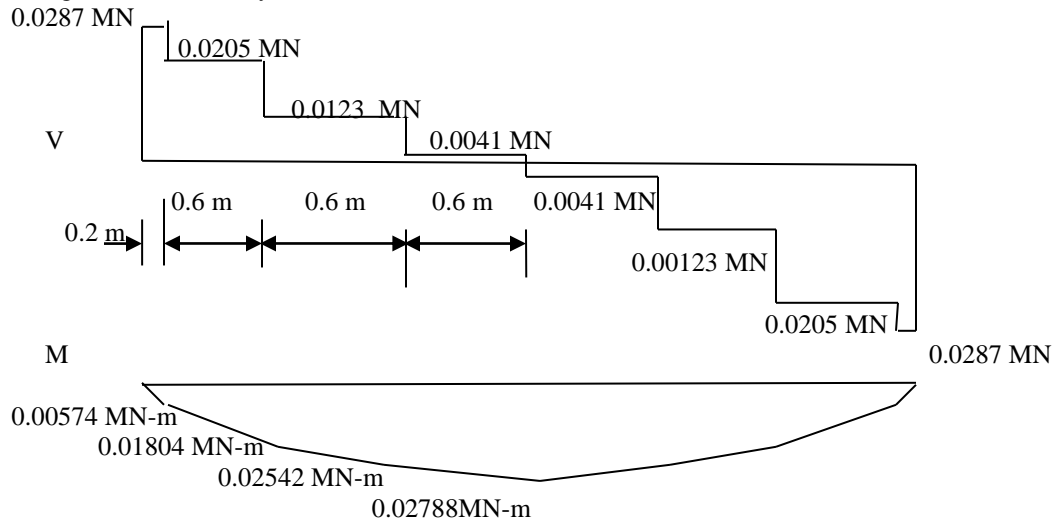


La carga que les transmite cada vigueta a las vigas es de **0.0024 MN de carga viva** y **0.0016 MN de carga muerta**. La carga total es **0.004 MN** y como se apoyan **2 viguetas** la carga total es **0.008 MN** incluyendo el peso propio es **0.0082 MN**



**7 cargas de 0.0082 MN**

El diagrama de cortante y momento flector se muestran a continuación



Probaremos con un elemento de **29 cm x 29 cm**  $A = 841 \text{ cm}^2$   $I_x = 58940 \text{ cm}^4$   $S_x = 4064 \text{ cm}^3$   
 $I_y = 58891 \text{ cm}^4$   $S_y = 4064 \text{ cm}^3$  Madera Dormilón del Tipo ES5 (MPa)

#### Deformación

Para la deformación podemos considerar que la carga es uniformemente distribuida con un valor de  $q_t = 0.01435 \text{ MN/m}$ , las cuales de **carga muerta es  $q_m = 0.00574 \text{ MN/m}$  y carga viva  $q_v = 0.00861 \text{ MN/m}$**

$$\Delta m = 5 q_m l^4 / 384 E_{\text{min}} I = 0.00732 \text{ m}$$

Considerando la fluencia  $\Delta m = 0.007323 \times 1.8 = 0.013 \text{ m} = 1.3 \text{ cm}$

$$\Delta v = 0.011 \text{ m} = 1.11 \text{ cm}$$

La deformación total es  $\Delta t = 1.30 + 1.11 = 2.41 \text{ cm} < l / 250 = 400 / 250 = 1.6 \text{ cm}$  Se cumple

La deformación permisible por carga viva es  $l / 350 = 400 / 350 = 1.14 \text{ cm} > \Delta v = 1.11 \text{ cm}$

Se cumple

#### Flexión

$$M = 0.02788 \text{ MN-m}$$

$$\text{Flexión } F_b' = F_b C_D C_m C_t C_L C_F C_{fu} C_i C_r \quad \text{II.5.2}$$

$$F_b = 15 \text{ MPa}$$

$C_D = 1.0$  Combinación carga muerta y carga viva

$$C_m = 1.0 \quad C_H = 12\%$$

$$C_t = 1.0 \quad T = 35.0 \text{ C}$$

$$C_r = 1.0$$

$$C_F = 1.0$$

$$C_f = 1.0$$

$C_{fu} = 1.0$  no está apoyada en el espesor menor

$$C_L = 1.0$$

$C_i = 1.0$  no hay incisión

$$F_b' = 15 \text{ MPa}$$

Debe cumplirse que:  $M / S \leq F_b'$

$$M / S = 0.02788 / 0.004064 = 6.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Se cumple}$$

Aunque el esfuerzo es bastante bajo, no debemos disminuir la sección por motivo de deformación

#### Cortante

$$V = 0.0287 \text{ MN}$$

$$F_v' = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\text{El cortante admisible es } V_{\text{adm}} = F_v' b h / 1.5 = 1.1 \times 0.29 \times 0.29 / 1.5 = 0.0616 \text{ MN} > V \text{ Resiste}$$

### Aplastamiento

$$F_p' = 2.0 \text{ MPa}$$

$$N = 0.0287 \text{ MN}$$

El área necesaria de apoyo es:  $A = N / F_p' = 0.0287 / 2.0 = 0.011435 \text{ m}^2$

Como la viga tiene **0.29 m** de ancho, la longitud mínima de apoyo es :

$$A / b = 0.011435 / 0.29 = 0.0394 \text{ m} = 3.94 \text{ cm}$$

**Se utilizará vigas de 29 cm x 29 cm de madera Aceituno Tipo ES5 y tendrá como mínimo una longitud de apoyo de 3.94 cm**

### COLUMNA

La carga que les trasmite las vigas principales es  $2 \times 0.0287 = 0.0574 \text{ MN}$  Sin realizar la reducción por área tributaria

Como las vigas tienen un ancho de **0.29 m**, probaremos una columna de **9 cm x 29 cm**

$$l = 3.2 \text{ m} \text{ se considera articulada en los extremos } \lambda = 3.2 / 0.09 = 35.5 < 50$$

**Se utilizará Madera Aceituno del Grupo ES5 (MPa)**

Fb	Ft	Fc	Fp	Fv
15.0	11.0	13.0	2.0	1.1

$$F_c^* = F_c C_D C_M C_t C_F C_i \quad \text{V.3.4.2}$$

$F_c^* = 13.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 13.0 \text{ MPa}$  (Se ha considerado todos los factores de modificación igual a 1.0)

$$c = 0.8$$

$$F_{ce} = 0.822 E'_{\min} / \lambda^2 = 2.89 \text{ MPa}$$

$$F_{ce} / F_c^* = 2.89 / 13.0 = 0.222$$

$$C_p = (1 + (F_{ce} / F_c^*) / 2c) - \sqrt{\{(1 + (F_{ce} / F_c^*) / 2c)^2 - ((F_{ce} / F_c^*) / c)\}} \quad \text{V.3.4.1}$$

$$C_p = 0.249$$

La carga admisible es  $P_a = F_c' A_n \quad \text{V.3.5.1}$

$P_a$  – carga admisible de la columna

$F_c'$  - esfuerzo admisible modificado a compresión paralela al grano

$$F_c' = F_c^* C_p = 13.0 \times 0.249 = 3.237 \text{ MPa}$$

$A_n$ - área neta de la columna

$$P_a = F_c' A_n = 3.237 \times 0.0261 = 0.0845 \text{ MN} > 0.0574 \text{ MN}$$

**Se utilizará columna de 9 cm x 29 cm Madera Dormiló del Tipo ES5**

### PAREDES

Los pies derechos están sometidos a las cargas verticales y a las cargas horizontales que actúan perpendicular a su plano.

#### Cargas laterales perpendiculares a las paredes

Viento  $0.4 \text{ kN/m}^2$  y  $-0.4 \text{ kN/m}^2$  ancho tributario **0.6 m**

$$\text{Viento } 0.4 \times 0.6 = 0.24 \text{ kN/m} \quad \text{y} \quad -0.24 \text{ kN/m}$$

#### Sismo

$$\text{Carga en la pared desde el primer nivel al techo} \quad E = 0.412 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga en la pared desde la base al primer nivel} \quad E = 0.1288 \text{ kN/m}^2$$

ancho tributaria **0.6 m**

$$\text{Carga en la pared desde el primer nivel al techo} \quad E = 0.412 \text{ kN/m}^2 \times 0.6 = 0.2472 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga en la pared desde la base al primer nivel} \quad E = 0.1288 \text{ kN/m}^2 \times 0.6 = 0.0773 \text{ kN/m}$$

El momento por viento es:  $M = w l^2 / 8 = 0.24 \times 3.8^2 / 8 = 0.4332 \text{ kN-m}$

El momento por sismo es:  $M = w l^2 / 8 = 0.2472 \times 3.8^2 / 8 = 0.446 \text{ kN-m}$

Las solicitaciones de diseño son:

$$\text{Carga axial por cargas muertas: } P(\text{muerta}) = 5.89 \text{ kN}$$

$$\text{Carga axial por granizo } P(\text{granizo techo}) = 2.40 \text{ kN}$$

$$\text{Carga axial por carga viva } P(\text{viva}) = 6.72 \text{ kN}$$

**Total carga axial** P = 15.01 kN  
**Momento sismo** Ms = 0.446 kN-m  
**Momento viento** Mv = 0.4332 kN-m

Las combinaciones de cargas son:

	Carga axial kN	Momento kN-m	Cd	P/ Cd	M/ Cd
D	5.89	0	0.9	6.54	0
D + L	12.61	0	1.0	12.61	0
D + 0.75 L + 0.75 G	12.73	0	1.15	10.07	0
D + G	8.29	0	1.15	4.21	0
D + 0.75 W + 0.75 L + 0.75 G	12.73	0.4332 x 0.75 = 0.325	1.6	7.96	0.203
0.6D + W	3.53	0.325	1.6	2.21	0.203
D + 0.75 (0.7E) + 0.75L + 0.75 Lr	19.33	0.234	1.6	12.08	0.146
D + 0.7 E	5.89	0.312	1.6	3.68	0.195

Para carga axial sola, el caso más desfavorable es : D + L = 12.61 kN con CD = 1.0

Para los casos de combinación de carga axial y momento son :

- 1- D + 0.75 (0.7E) + 0.75L + 0.75 Lr P = 19.33 kN M = 0.234 kN-m CD = 1.6
- 2 - D + 0.75 W + 0.75 L + 0.75 G P= 12.73 kN M = 0.325 kN-m CD = 1.6

El caso 1, tiene la máxima carga axial y el 2 el máximo momento, debemos analizar los dos casos además de la carga axial sola

Probemos un elemento de 4cm x 14 cm (2" x 6")

A = 56.0 cm<sup>2</sup> Ix = 914.6 cm<sup>4</sup> Sx = 130.7 cm<sup>3</sup> Iy = 74.7 cm<sup>4</sup> Sy = 37.3 cm<sup>3</sup>

### CARGA AXIAL SOLA

$\lambda = l_e / d = 380 / 14 = 27.14$  Se considera articulado en los dos extremos y arriostrado en el sentido del eje y-y

Se utilizará Madera Dormilón del Grupo ES5 (MPa)

Fb	Ft	Fc	Fp	Fv
15.0	11.0	13.0	2.0	1.1

**Fc\* = Fc Cd Cm Ct Cf Ci V.3.4.2**

**Fc\* = 14.95 MPa** (Se ha considerado todos los factores de modificación igual a 1.0, menos Cf)

c = 0.8

Fce = 0.822 E' min /  $\lambda^2 = 4.82$  MPa

Fce / Fc\* = 4.82 / 14.95 = 0.322

**Cp = (1 + (Fce / Fc\*)) / 2 c] - \sqrt{[(1 + (Fce / Fc\*)) / 2c]^2 - ((Fce / Fc\*) / c)}** V.3.4.1

**Cp = 0.30**

La carga admisible es Pa = Fc' An V.3.5.1

Pa - carga admisible de la columna

Fc' - esfuerzo admisible modificado a compresión paralela al grano

**Fc' = Fc\* Cp = 14.95 x 0.3 = 4.485 MPa**

An- área neta de la columna

Pa = Fc' An = 4.485 x 0.0056 = 0.0251 MN > 0.0126 MN Se cumple

### CARGA AXIAL Y MOMENTO

#### Caso 1

#### Combinación

**D + 0.75 (0.7E) + 0.75L + 0.75 Lr P = 19.33 kN M = 0.234 kN-m Cd = 1.6**

**Fb' = Fb Cd Cm Ct Cf Ci Cr CL Cfu (para madera aserrada)**

**Cf = 1.15**

**Fb' = 15.0 x 1.6 x 1.0 x 1.0 x 1.15 x 1.0 x 1.0 x 1.0 = 27.36 MPa**

**Fc\* = Fc Cd Cm Ct Cf Ci V.3.4.2**

**Fc\* = 13.0 x 1.6 x 1.0 x 1.0 x 1.15 x 1.0 = 23.92 MPa**

**De V.4.3.1, c = 0.80 Fce = 0.822 E' min /  $\lambda^2 = 0.822 x 4435 / (27.14)^2 = 4.94$**

**Fce / Fc\* = 0.206**

$$C_p = (1 + (F_{ce} / F_{c^*}) / 2c) - \sqrt{\{(1 + (F_{ce} / F_{c^*}) / 2c)^2 - ((F_{ce} / F_{c^*}) / c)\}} \quad \text{V.3.4.1}$$

$C_p = 0.251$

$$F_c' = F_c C_D C_m C_t C_F C_i C_p = F_{c^*} C_p = 23.92 \times 0.251 = 6.01 \text{ MPa}$$

$$f_c = P / A = 0.01933 / 0.0056 = 3.4517 \text{ MPa}$$

$$f_b1 = M / S_x = 0.000234 / 0.0001307 = 1.79 \text{ MPa}$$

$$(f_c / F_c')^2 + \{f_b1 / \{F_b1 [1 - (f_c / F_{c1})]\}\} \leq 1.0 \quad \text{VII.6}$$

$$(3.4517 / 6.01)^2 + \{1.79 / \{27.3 [1 - (3.4517 / 4.94)]\}\} = 0.56 \leq 1.0 \quad \text{Se cumple}$$

**Caso 2**

$$D + 0.75 W + 0.75 L + 0.75 G \quad P = 12.73 \text{ kN} \quad M = 0.325 \text{ kN-m} \quad C_d = 1.6$$

$$f_c = P / A = 0.01273 / 0.0056 = 2.273 \text{ MPa}$$

$$f_b1 = M / S_x = 0.000325 / 0.0001307 = 2.48 \text{ MPa}$$

$$(f_c / F_c')^2 + \{f_b1 / \{F_b1 [1 - (f_c / F_{c1})]\}\} \leq 1.0 \quad \text{VII.6}$$

$$(2.273 / 6.01)^2 + \{2.48 / \{27.3 [1 - (2.273 / 4.94)]\}\} = 0.308 \leq 1.0 \quad \text{Se cumple}$$

Utilizaremos pie derecho de 4 cm x 14 cm (2" x 6") Aceituno del Grupo ES5

### TABLERO DE LAS PAREDES

La carga mayor que actúa es la de sismo con un valor de **0.412 kN / m<sup>2</sup>**

En el **Anexo G-G Cargas Admisibles del Reglamento**, hallamos que una tabla de **1.0 cm** de espesor con una luz de **0.6 m** resiste una carga de **1.43 kN/m<sup>2</sup>** que es mayor de **0.412 kN/m<sup>2</sup>**

Utilizaremos tablas de **1 cm** de espesor de **Grado C Aceituno Maderas Tipo ES5**

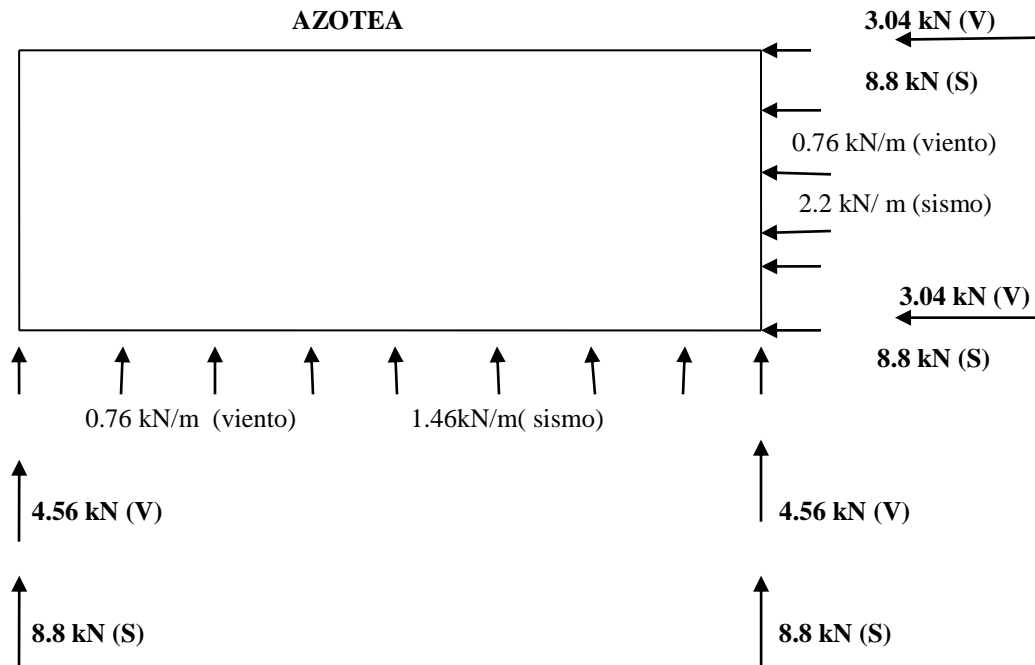
### CARGAS HORIZONTALES

#### A) Diafragmas horizontales

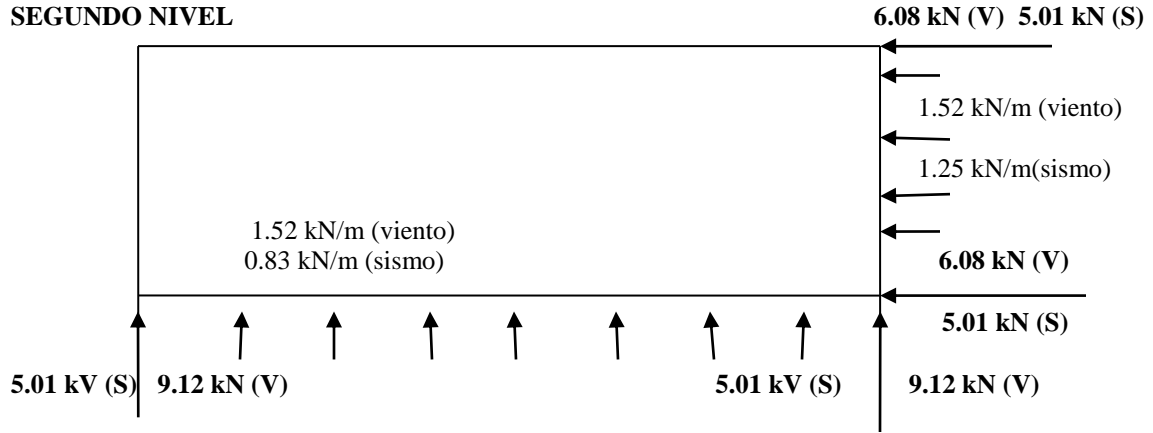
Las cargas horizontales que actúan son las de viento y sismo

En las siguientes figuras se muestran éstas actuando en los diafragmas horizontales

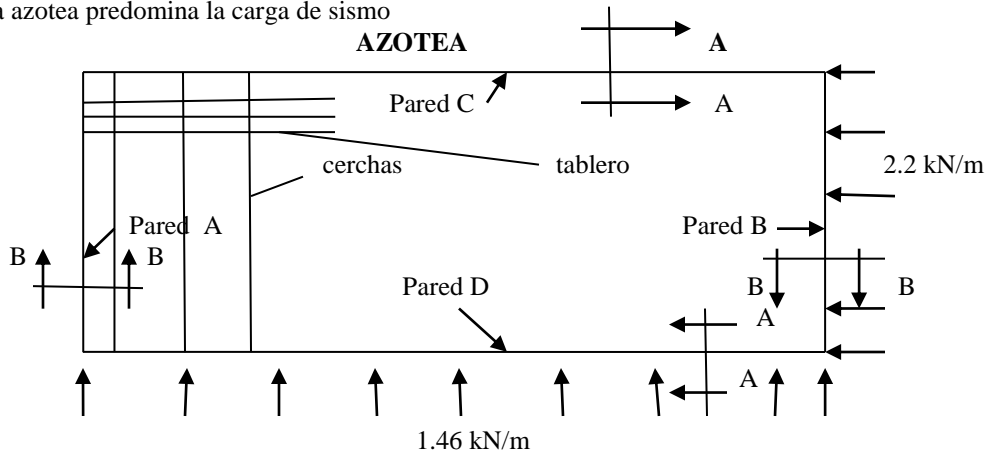
En la azotea



**SEGUNDO NIVEL**

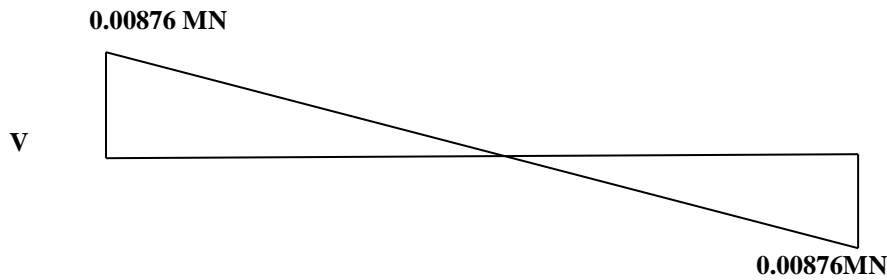


En la azotea predomina la carga de sismo

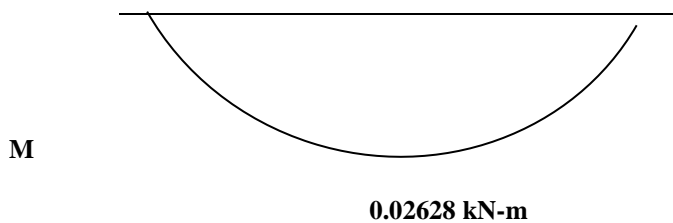


En el sentido **transversal**, se considera que el diafragma está soportado por las paredes **A y B**  
El diagrama de cortante y momento se presenta a continuación

$$V = 0.00146 \times 12 / 2 = \mathbf{0.00876 \text{ MN}}$$



$$M = 0.00146 \times 12^2 / 8 = 0.02628 \text{ kN-m}$$





## Cordones

La fuerza en los cordones de las Paredes **C y D** es:

$$C = T = M / L = 0.02628 / 8 = \mathbf{0.003285 \text{ MN}}$$

los cordones están arriostrados, por lo cual no tiene pandeo

El espesor mínimo debe ser **4.0 cm. Inciso G.7.2.8 Largueros o entramados portante del Reglamento**

**Consideramos un elemento de 4 x 4 cm A = 16.0 cm<sup>2</sup>**

**Se utilizará Aceituno Maderas Tipo ES5 (MPa)**

Fb	Ft	Fc	Fp	Fv	(MPa)
15.0	11.0	13.0	2.0	1.1	

### 1- Compresión

$$Pa = Fc' An \quad \mathbf{V.3.5.1}$$

**Pa** – carga admisible de la columna

**Fc'**- esfuerzo admisible modificado a compresión paralela al grano

$$Fc' = Fc \text{ CD Cm Ct CF Ci Cp } \mathbf{II.5.6} \quad Fc' = Fc * Cp$$

$$Fc' = 13.0 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = \mathbf{20.8 \text{ MPa}}$$

$$Pa = 20.8 \times 0.0016 = \mathbf{0.033 \text{ MN} > 0.003285 \text{ MN} \text{ Se cumple}}$$

### 2-Tracción

La carga admisible a tracción es :  $N = Ft' An \quad \mathbf{V.2.1}$

**N** – fuerza de tracción

**Tracción paralela a la fibra**  $Ft' = = CD Cm Ct CF Ci \quad \mathbf{II.5.3}$

$$Ft' = 11.0 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = \mathbf{17.6 \text{ MPa}}$$

$$N = 17.6 \times 0.0016 = \mathbf{0.0281 \text{ MN} > 0.003285 \text{ MN} \text{ Se cumple}}$$

El esfuerzo que actúa entre el **tablero y la Pared A** es  $v = V / l = 0.00876 / 8 = \mathbf{0.0011 \text{ MN/m}}$

La unión entre el **tablero y la Pared A** se puede realizar con clavos  $d = 2.77 \text{ mm}$  y  $l = 50.8(2")$

Con madera **Aceituno DB = 0.61** en **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1) DB > 0.4 DB < 0.56**, estos clavos resisten

**P1 = 420 N ( 0.0002989 MN)** cada uno

$$Pad = Pes \text{ CD Cm Ct Cp Cag Cf Cpre Cpl} \quad \mathbf{IX.3a (G.6.11-1)}$$

$$Pad = 672.0 \text{ N} = \mathbf{0.000672 \text{ MN}}$$

la cantidad necesaria es:

$$\mathbf{Cantidad = 0.0028 / 0.000672 = 4.26 \text{ clavos}}$$

En los bordes se colocará dos clavos por tabla, espaciado a no más de **15.0 cm** centro a centro **Inciso**

**G.7.2.6(a) del Reglamento**

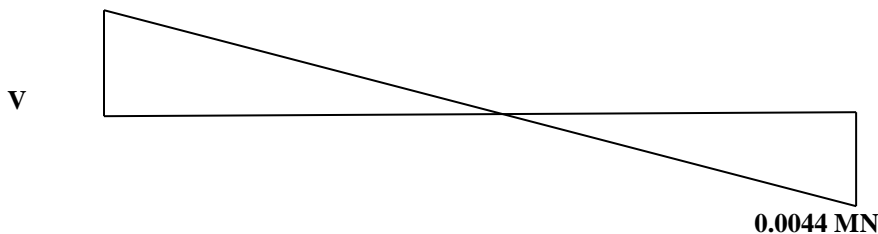
A lo largo de los soportes intermedios (en las cerchas) a **30.0 cm** centro a centro **Inciso G.7.2.6(a) del Reglamento**

En el sentido **longitudinal**, se considera que el diafragma está soportado por las Paredes **C y D**

El diagrama de cortante y momento se presenta a continuación

$$V = 0.0022 \times 8 / 2 = \mathbf{0.0044 \text{ MN}}$$

$$\mathbf{0.0044 \text{ MN}}$$

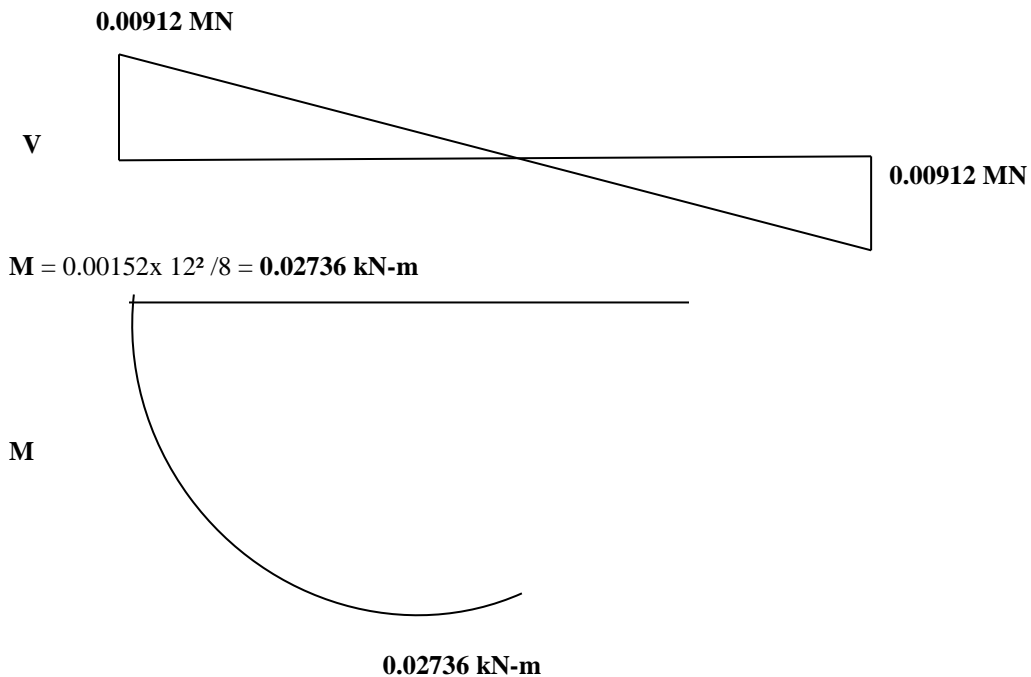


$$M = 0.0022 \times 8^2 / 8 = \mathbf{0.0176 \text{ kN-m}}$$

**Cordones**



$$V = 0.00152 \times 12 / 2 = \mathbf{0.00912 \text{ MN}}$$



### Cordones

La fuerza en los cordones de las Paredes C y D es:

$$C = T = M / L = 0.0152 / 8 = \mathbf{0.00019 \text{ MN}}$$

los cordones están arriostrados, por lo cual no tiene pandeo

Consideramos un elemento de 4 x 9 cm  $A = 36.0 \text{ cm}^2$

Se utilizará madera Aceituno Tipo ES5

(MPa)				
Fb	Ft	Fc	Fp	Fv
15.0	11.0	13.0	2.0	1.1

### 1- Compresión

$$P_a = F_c' A_n \quad \text{V.3.5.1}$$

$P_a$  – carga admisible de la columna

$F_c'$  - esfuerzo admisible modificado a compresión paralela al grano

$$F_c' = F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_p \quad \text{II.5.6} \quad F_c' = F_c * C_p$$

$$F_c' = 13.0 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = \mathbf{20.8 \text{ MPa}}$$

$$P_a = 20.8 \times 0.0036 = \mathbf{0.075 \text{ MN} > 0.00019 \text{ MN}} \text{ Se cumple}$$

### 2-Tracción

La carga admisible a tracción es :  $N = F_t' A_n \quad \text{V.2.1}$

$N$  – fuerza de tracción

Tracción paralela a la fibra  $F_t' = C_D C_M C_t C_F C_i \quad \text{II.5.3}$

$$F_t' = 11.0 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = \mathbf{17.6 \text{ MPa}}$$

$$N = 17.6 \times 0.0036 = \mathbf{0.0633 \text{ MN} > 0.00019 \text{ MN}}$$

Utilizaremos un elemento de 4 x 9 cm madera Aceituno Tipo ES5

El esfuerzo que actúa entre el tablero y la Pared A es  $v = V / l = 0.13 / 8 = \mathbf{0.0116 \text{ MN/m}}$

La unión se puede realizar con clavos  $d = 2.77 \text{ mm}$  y  $l = 50.8(2'')$

Con madera **Aceituno ES5 DB = 0.61** en **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**, estos clavos resisten  $P1 = 420 \text{ N}$  ( $0.000420 \text{ MN}$ ) cada uno

$Pad = Pes \ C D \ C m \ C t \ C p \ C a g \ C f \ C p r e \ C p l$  IX.3a (G.6.11-1)

$Pad = 672 \text{ N} = 0.000672 \text{ MN}$

la cantidad necesaria es: **Cantidad** =  $0.0116 / 0.000672 = 33.96$  clavos  $\approx 17.261$  clavos

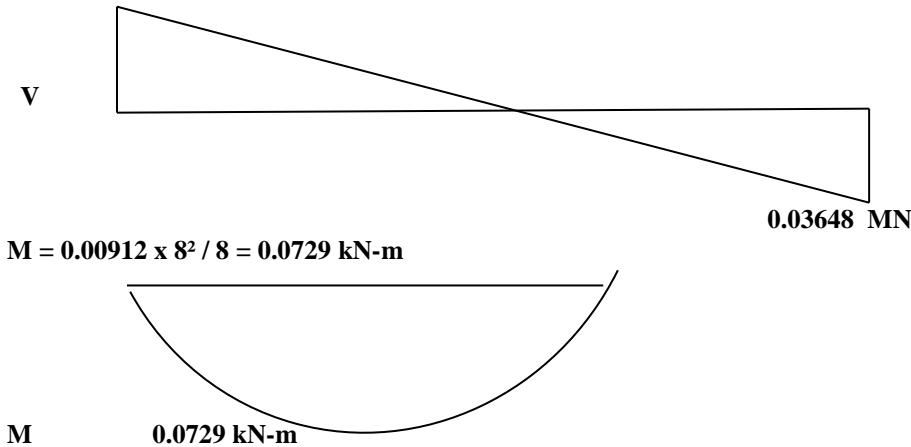
**Por especificación se colocará espaciado a 15.0 cm centro a centro**

En el sentido **longitudinal**, se considera que el diafragma está soportado por las Paredes **C y D**

El diagrama de cortante y momento se presenta a continuación

$V = 0.00912 \times 8 / 2 = 0.03648 \text{ MN}$

**0.03648 MN**



### Cordones

La fuerza en los cordones de las Paredes **A y B** es:

$C = T = M / L = 0.0729 / 12 = 0.00608 \text{ MN}$

los cordones están arriostrados, por lo cual no tiene pandeo

Como la fuerza es menor que en el sentido transversal utilizaremos un elemento similar de **4 x 9 cm**, para unificarlo

El esfuerzo que actúa entre el **tablero y la Pared C** es  $v = V / 1 = 0.03648 / 12 = 0.00304 \text{ MN/m}$

La unión se puede realizar con clavos  $d = 2.77 \text{ mm}$  y  $l = 50.8(2")$

Con madera **Aceituno DB = 0.61** en **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**, estos clavos resisten

$P1 = 420 \text{ N}$  ( $0.000420 \text{ MN}$ ) cada uno

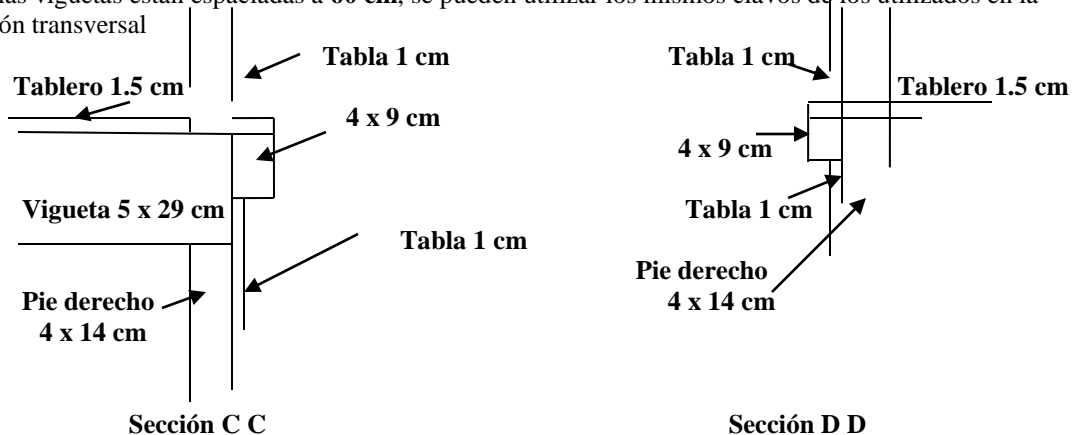
$Pad = Pes \ C D \ C m \ C t \ C p \ C a g \ C f \ C p r e \ C p l$  IX.3a (G.6.11-1)

$Pad = 478.4 \text{ N} = 0.000672 \text{ MN}$

la cantidad necesaria es:

**Cantidad** =  $0.00304 / 0.000672 = 4.52$  clavos = **5 clavos**

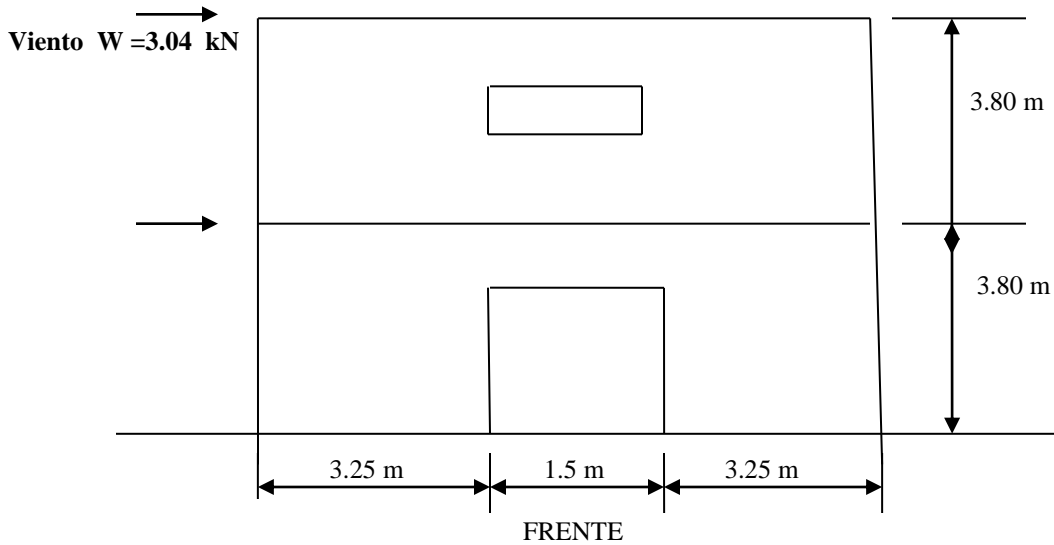
Como las viguetas están espaciadas a **60 cm**, se pueden utilizar los mismos clavos de los utilizados en la dirección transversal



**B) Paredes verticales (muros de corte)**

Las cargas aplicadas a cada pared en el sentido transversal se muestran en la siguiente figura  
Como puede verse predomina el sismo en el techo

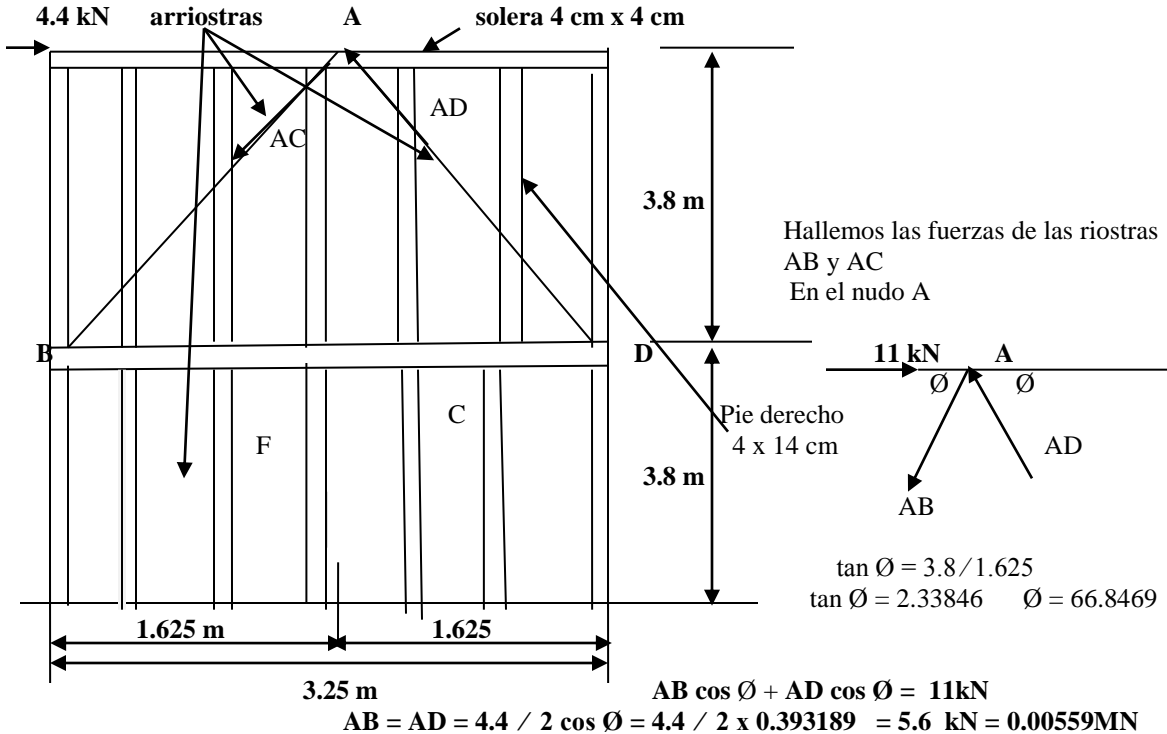
Sismo E= 8.8 kN



El método de longitud equivalente **no** puede utilizarse debido a que las paredes están separadas a más de **4 m**  
por lo cual instalaremos riostras para tomar las cargas horizontales

**Riostras para el techo**

Como existen dos muros de **3.25 m** de largo, la carga actuante en cada muro es la mitad de la carga actuante en la pared total, o sea  $8.8 \text{ kN} / 2 = 4.4 \text{ kN}$



**AB = 0.00559MN (tracción)      AD = 0.00559 MN (compresión)**

Las riostras serán encajadas en los pies derecho y estarán arriostras por la unión de las tablas de la pared y este elemento a través de clavos

**Diseño del elemento AB**

Se utilizará madera **Aceituno Tipo ES5**

**Tracción paralela a la fibra**  $Ft' = Ft \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i$  **II.5.3**

$Ft' = 11.0 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 17.6 \text{ MPa}$

El área necesaria a tracción es  $A = 0.00559 / 17.6 \text{ MPa} = 0.00032 \text{ m}^2 = 0.032 \text{ cm}^2$

**Diseño del elemento AD**

$Fc' = Fc \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_F \cdot C_i = 13.0 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 20.8 \text{ MPa}$

La carga admisible es  $Pa = Fc' \cdot An$  **V.3.5.1**

Pa – carga admisible de la columna

An- área neta de la riostra

$Pa = Fc' \cdot An = 17.6 \times 0.032 = 0.056 \text{ MN} > 0.00559 \text{ MN}$  **Se cumple**

**Diseño de la unión de la riostra y la solera**

Con tornillo de 19 mm de la **Tabla X .4 b (G.6.13-3)** de tornillos para madera obtenemos  $P = 7830 \text{ N}$  y  $Q = 1990 \text{ N}$ ,

$P' = P \cdot C_D \cdot C_g \cdot C_m \cdot C_p' \cdot C_s$  ..... **IX.5.1 (G.6-13.5)**

$C_D = 1.6 \quad C_g = 0.92$  (suponemos 3 tornillos por fila)  $C_m = 1.0 \quad C_p' = 1.0 \quad C_s = 1.0$

$P' = 7830 \times 1.6 \times 0.92 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 11525 \text{ N}$

$Q' = Q \cdot C_D \cdot C_g \cdot C_m \cdot C_p' \cdot C_s$ ..... **IX.5.2 (G.6-13.6)**

$Q' = 1990 \times 1.6 \times 0.92 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 2929 \text{ N} \quad \phi = 66.8469$

$N' = (P' \cdot Q') / [P' (\sin \alpha)^2 + Q' (\cos \alpha)^2]$  **IX.5.3 (G.6-13.7)**

$N' = (11525 \times 2929) / [11525 (0.9194)^2 + 2929(0.3933)^2] = 3120 \text{ N}$

Como es **cizallamiento simple**  $N' = 3120 / 2 = 1560 \text{ N} = 0.00156$

**Cantidad**  $0.01399 / 0.00156 = 9$  tornillos

La unión se puede realizar con clavos  $d = 2.77 \text{ mm}$  y  $l = 50.8(2")$

Con madera **Aceituno DB = 0.61** en **Tabla IX.1.1.2 (G.6.9-1)**, estos clavos resisten

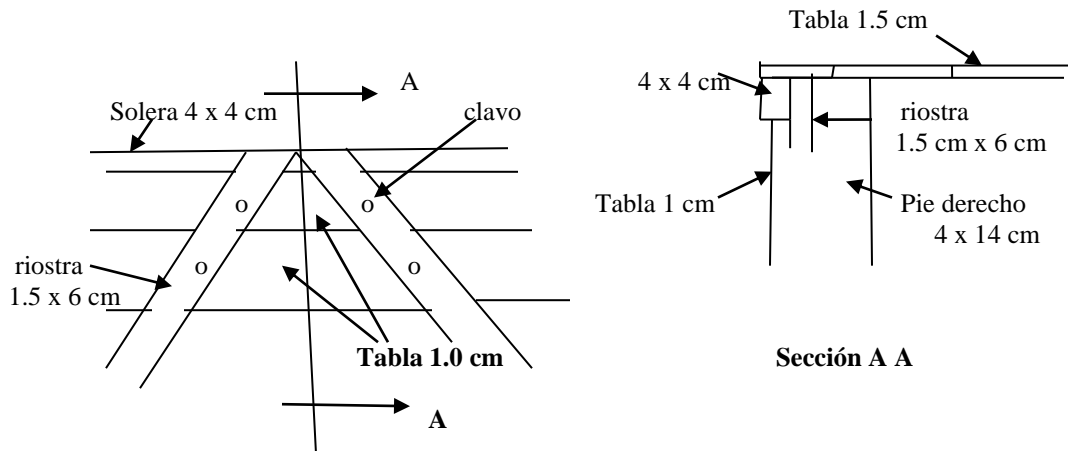
$P1 = 420 \text{ N} (0.00042 \text{ MN})$  cada uno

$Pad = 420 \cdot C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_p \cdot C_{ag} \cdot C_f \cdot C_{pre} \cdot C_{pl}$  **IX.3a (G.6.11-1)**

$Pad = 420 \times 1.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 672 \text{ N} = 0.000672 \text{ MN}$

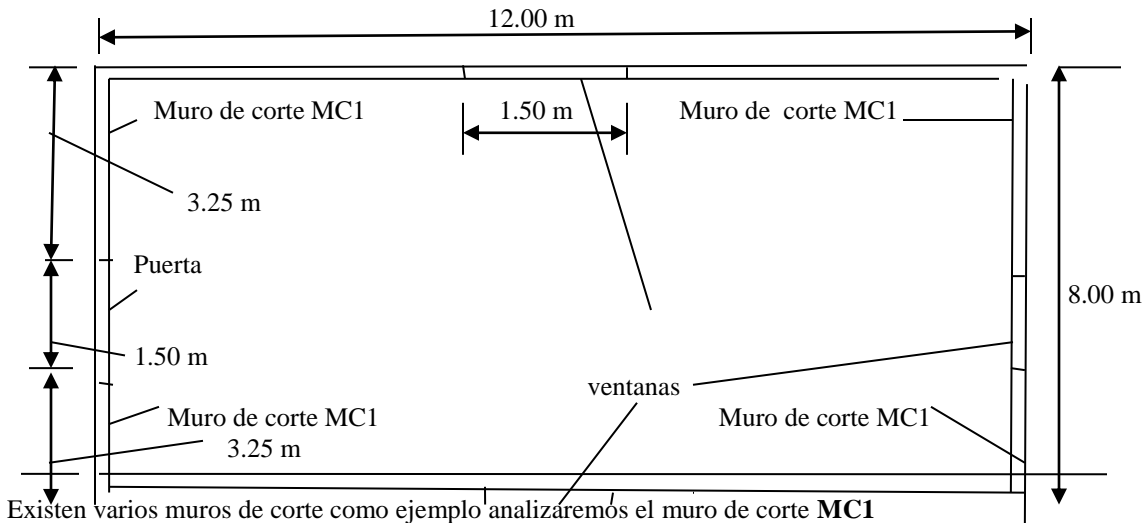
la cantidad necesaria es:

**Cantidad**  $= 0.01399 / 0.000672 = 20$  clavos



**Unión de la riostras con la solera y las tablas de la pared**

## Análisis de Volcamiento de los Muros de Corte (paredes)



### Las cargas gravitatorias sobre el muro de corte

Las cargas son:

Carga muerta en el techo	<b>2.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Carga de granizo en el techo	<b>1.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Carga viva en el techo	<b>1.80 kN/m<sup>2</sup></b>
Carga muerta en el piso	<b>1.295 kN/m<sup>2</sup></b>
Carga viva en el piso	<b>1.80 kN/m<sup>2</sup></b>
Peso de las paredes	<b>0.24 kN/m<sup>2</sup></b>

### Las cargas laterales

Sobre el techo

Sismo E = 22 kN                      Viento W = 4.56 kN

Sobre el 2° piso

Sismo E = 13 kN                      Viento W = 9.12 kN

Cargas laterales sobre el muro MC1

Carga	nivel	Fuerza	Fm = (F / ∑Lm) Lm
Sismo	Techo	22 kN	(22 / 2 x 3.25) 3.25 = 11 kN
	2° Piso	13 kN	(13 / 2 x 3.25) 3.25 = 6.5 kN
Viento	Techo	4.56 kN	(4.56 / 2 x 3.25) 3.25 = 2.28 kN
	2° Piso	9.12 kN	(9.12 / 2 x 3.25) 3.25 = 4.56 kN

El cuerpo libre del muro **MC1** se muestra en la siguiente figura

**lm**- longitud del muro de corte = **3.25 m**

**b2** – longitud de la viga de cerramiento lado derecho = **1.5 m**

**H1**- altura del primer piso = **3.8 m**

**H2**- altura del segundo piso = **3.8 m**

**Fs del techo** – fuerza producida por el sismo a la altura del techo = **(11 kN)**

**Fv del techo** – fuerza producida por el viento a la altura del techo = **(2.28 kN)**

**Fs del 2°** - fuerza producida por el sismo a la altura del 2° piso = **(6.5 kN)**

**Fv del 2°** - fuerza producida por el viento a la altura del segundo piso **(4.56 kN)**

**W 2°**- peso propio del muro de corte del segundo piso = **2.96 kN**

**W 1°**- peso propio del muro de corte del primer piso = **2.96 k**

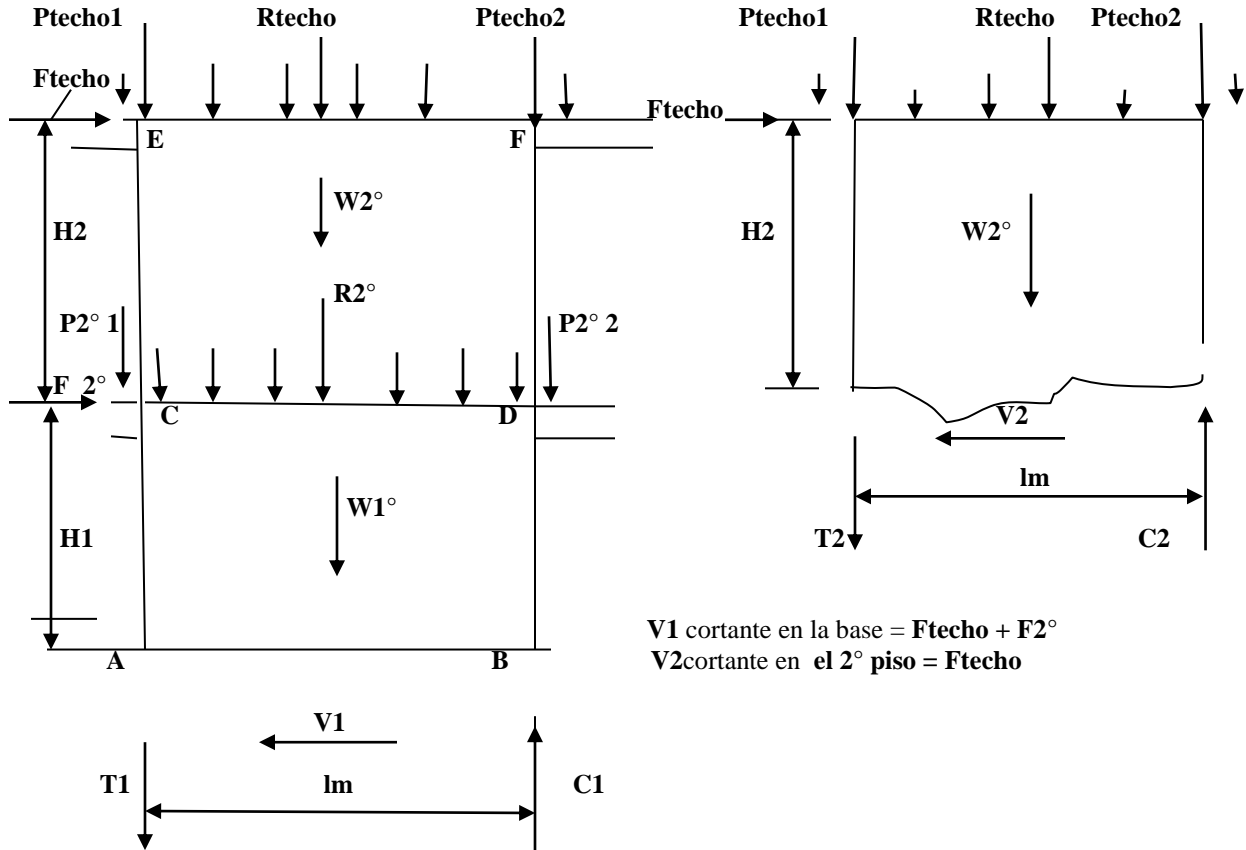
**R del techo**- fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el techo (**4.26 kN**)

**R 2°** - fuerza debido a la carga uniforme en el muro de corte en el 2° piso (**5.85kN**)

**P del techo 2**- fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha = **8.48 kN**

**P2° 1** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento izquierda en el segundo piso = **0 kN**

**P2°2** - fuerza de la carga uniforme en la viga de cerramiento derecha en el segundo piso = **8.48 kN**



**Carga de viento**

El momento de volcamiento por el viento se obtiene de la siguiente forma:

En el 2° nivel, tomando momento con respecto al punto **D**

$$Mv2 = Fv_{techo} H2 = 2.28 \times 3.8 = 8.66 \text{ kN-m}$$

A nivel de la base, tomando momento con respecto al punto **B**

$$Mv1 = F_{techo}(H1 + H2) + F_{2^\circ} H1 = 2.28 (3.8 + 3.8) + 4.56 \times 3.8 = 34.66 \text{ kN-m}$$

Las cargas que se oponen al momento de volcamiento son los momentos de las cargas gravitatorias con respecto al mismo punto al cual se tomó el momento de volcamiento. Las cargas aplicadas en el análisis del volcamiento deben de estar de acuerdo con las combinaciones de cargas del Reglamento, a continuación, citamos las combinaciones que incluyen las cargas horizontales (de sismo y viento)

- |   |                 |
|---|-----------------|
| <b>D + L + W</b>                          | <b>II.1.5a</b>  |
| <b>D + 0.7E</b>                           | <b>II.1.6a</b>  |
| <b>D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b>  | <b>II.1.7a</b>  |
| <b>D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr o G)</b> | <b>II.1.8a</b>  |
| <b>0.6D + W</b>                           | <b>II.1.9a</b>  |
| <b>0.6D + 0.75E</b>                       | <b>II.1.10a</b> |

Por inspección puede verse que las combinaciones **II.1.7a** y **II.1.8a**, son las que producen las cargas de compresión mayores y las combinaciones **II.1.9 a** y **II.1.10a** producen las cargas de tracción mayores  
 En estos casos **Cd = 1.6**



**La fuerza máxima de tracción se obtiene de la forma siguiente:**

Cuando las reacciones de la viga de cerramiento no son iguales, se debe tomar en un punto que descansa en la línea vertical de la reacción mayor

En nuestro caso los puntos **B y D**

En este caso, las cargas gravitatorias deben ser las menores, a fin de obtener el valor máximo de fuerza de tracción

En nuestro caso: **Rdel techo = 3.9 kN , Pdel techo = 6.53 kN P2° = 6.53 kN**

**Fuerza máxima de tracción**

**Carga de viento**

**Combinación con la carga de viento para obtener la máxima fuerza de tracción**

La combinación que gobierna la carga de viento para la máxima fuerza de tracción es:

$$0.6D + W \quad \text{II.1.9a}$$

Tomando momento obtenemos:

**Para el 2° nivel:  $Mv2 - 0.6 R MD2 - T2 \text{ lm} = 0$**

entonces  **$Tv2 = (Mv2 - 0.6 R MD2) / \text{lm}$**

**Mv2-** momento en el 2° nivel =  $2.28 \times 3.25 = 7.41 \text{ kN-m}$

**0.6 R MD2-** suma de los momentos de las cargas muertas en el nivel 2° =

$$= 0.6 (Ptecho1 \text{ lm} + Rtecho \text{ lm}/2 + W2^\circ \text{ lm}/2) = 0.6(6.53 \times 3.25 + 3.9 \times 3.25 / 2 + 2.96 \times 3.25 / 2) = 19.4 \text{ kN-m}$$

$$Tv2 = (Mv2 - 0.6 R MD2) / \text{lm} = (7.41 - 19.4) / 3.25 = - 3.68 \text{ kN (compresión)}$$

**No hay volcamiento**

**Para el nivel de la base:  $Tv1 = (Mv1 - 0.6 R MD1) / \text{lm}$**

**Mv1-** momento en el nivel de la base = **34.66 kN-m**

$$0.6 R MD1 = 0.6 ( Ptecho1 \text{ lm} + Rtecho \text{ lm}/2 + W2^\circ \text{ lm}/2 + R2^\circ \text{ lm}/2 + P2^\circ \text{ lm} + W1^\circ \text{ lm}/2) = 75.6 \text{ kN-m}$$

$$Tv1 = (Mv1 - 0.6 R MD1) / \text{lm} = (34.66 - 75.6) / 3.25 = - 12.6 \text{ kN (compresión)}$$

**No hay volcamiento**

**Carga de sismo**

**Combinación con la carga de sismo para obtener la máxima fuerza de tracción**

La combinación que gobierna la carga de sismo para la máxima fuerza de tracción es:

$$0.6D + 0.75E \quad \text{II.1.10a}$$

$$Ms2 = Fstecho H2 = 11.0 \times 3.8 = 41.8 \text{ kN-m}$$

A nivel de la base, tomando momento con respecto al punto **B**

$$Ms1 = Fstecho(H1 + H2) + Fs2^\circ H1 = 11.0 (3.8 + 3.8) + 6.5 \times 3.8 = 108.3 \text{ kN-m}$$

**Para el 2° nivel:  $Ms2 - 0.6 R MD2 - Ts2 \text{ lm} = 0$**

$$Ts2 = Ms2 - 0.6 R MD2 / \text{lm}$$

$$T2 = (41.8 - 19.4) / 3.25 = 6.89 \text{ kN Tracción}$$

**Para el primer nivel:  $Ts1 = (Ms1 - 0.6 R MD1) / \text{lm}$**

$$Ts1 = (108.3 - 75.6) / 3.25 = 10.6 \text{ kN}$$

**La fuerza máxima de Compresión se obtiene de la forma siguiente:**

Cuando calculamos la máxima fuerza de compresión primeramente se debe determinar el punto al cual se tomará momento, para lo cual se debe realizar lo siguiente:

Cuando las reacciones de la viga de cerramiento no son iguales, se debe tomar en un punto que descansa en la línea vertical de la reacción menor

En nuestro caso son los puntos **A y C**

En este caso, las cargas gravitatorias deben ser las mayores, a fin de obtener el valor máximo de fuerza de compresión

En nuestro caso: **Rdel techo = 5.85 kN , Pdel techo = 8.48 kN P2° = 8.48 kN W2° = 2.96 k**

### Carga de viento

#### Combinación con la carga de viento para obtener la máxima fuerza de compresión

La combinación que gobierna la carga de viento para la máxima fuerza de compresión es:

$$D + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr \text{ o } G) \quad \text{II.1.7a} \quad \text{Para el viento}$$

Tomando momento obtenemos:

$$\text{Para el 2}^\circ \text{ nivel: } C2 = (0.75 Mv2 + R MD2 + RMDc2) / lm$$

Mv2- momento producido por el viento en el 2° nivel = 7.41 kN

R MD2- suma de los momentos de las cargas muertas en el segundo nivel

RMDc2- suma de los momentos de las otras cargas tributarias en el segundo nivel

$$R MD2 + RMDc2 = Rdel \text{ techo } lm/2 + Pdel \text{ techo } lm + P2^\circ 2 \text{ lm} + W2^\circ \text{ lm}/2 = 32.37 \text{ kN-m}$$

$$C2 = (0.75 \times 7.41 + 32.37) / 3.25 = 11.67 \text{ kN Compresión}$$

$$\text{Para el nivel de la base: } C1 = (0.75Mv1 + RMD1 + 0.75R MDc1) / lm$$

$$C1 = (0.75 \times 34.66 + 106 + 0.75 \times 20.3) / 3.25 = 45.3 \text{ kN Compresión}$$

### Sismo

#### Combinación con la carga de sismo para obtener la máxima fuerza de compresión

La combinación que gobierna la carga de sismo para la máxima fuerza de compresión es:

$$D + 0.525E + 0.75L + 0.75 (Lr \text{ o } G) \quad \text{II.1.8a} \quad \text{Para el sismo}$$

$$\text{Para el 2}^\circ \text{ nivel: } C2 = (0.525 Ms2 + RMD2 + RMc2) / lm$$

$$C2 = (0.525 \times 41.8 + 32.37) / 3.25 = 16.71 \text{ kN Compresión}$$

$$\text{Para el primer nivel: } C1 = (0.525 Ms1 + RMD1 + RMc1) / lm$$

$$C1 = 27.45 \text{ kN}$$

### Resumen

#### Tracción

$$\text{Viento} \quad Tv1 = - 12.36 \text{ kN Compresión} \quad Tv2 = - 3.68 \text{ kN Compresión}$$

$$\text{Sismo} \quad Ts1 = 10.6 \text{ kN Tracción} \quad Ts2 = 6.89 \text{ kN Tracción}$$

#### Compresión

$$\text{Viento} \quad Cv1 = - 62.2 \text{ kN Compresión} \quad Cv2 = -13.97 \text{ kN Compresión}$$

$$\text{Sismo} \quad Cs1 = - 27.45 \text{ kN Compresión} \quad Cs2 = - 16.71 \text{ kN Compresión}$$

Los cordones y sus anclajes al cimiento deben diseñarse para las siguientes solicitaciones:

$$\text{Compresión } Cv1 = - 62.2 \text{ kN} \quad \text{Tracción: } 10.6 \text{ kN}$$

### XXXI . 2 PROBLEMA PROPUESTO

#### XXI.1 Diseñar el edificio del Inciso III.3.1 del Capítulo III

$$CH = 15 \%$$

Temperatura 38 °C

Escoja el Grupo de madera a utilizar

## CAPITULO XVIII

### PREPARACIÓN, FABRICACIÓN, CONSTRUCCIÓN, MONTAJE Y MANTENIMIENTO

#### XVIII.1 Generalidades

Todas las labores relativas a la preparación del material, fabricación, transporte e instalación de los elementos de madera, incluyendo sus uniones, deberá regirse por prácticas normalmente aceptadas por la Ingeniería y la Arquitectura y por los requisitos del **Reglamento**

#### XVIII.2 Proceso de preparación

##### XVIII.2.1 Secado de la madera

Toda la madera destinada a la construcción deberá secarse hasta un **CH%** lo más próximo posible al contenido de humedad de equilibrio con el medio ambiente en el cual va a quedar instalada

- a) Para usos específicos en contacto permanente con el suelo bajo agua, no habrá necesidad de secar la madera, a menos que deba ser previamente inmunizada. De la misma manera. Madera estructural para vigas de sección transversal superior a **0.04 m<sup>2</sup>** podrá instalarse en estado verde o semi-seca
- b) Aquellas maderas destinadas a productos machihembrados, moldurados, pisos de parque, puertas, ventanas y similares deberán secarse con **1% a 2%** por debajo de la humedad de equilibrio del lugar de uso
- c) Las demás maderas para uso estructural o aplicaciones interiores en la construcción, tendrán que secarse hasta un **CH%** próximo a la humedad de equilibrio del medio ambiente de su destino final
- d) Las maderas destinadas a la construcción podrán secarse por dos sistemas comunes en la industria: secado natural y secado por medios artificiales
- e) El secado al aire libre se desarrollara mediante la exposición de la madera a la sección del medio ambiente. Este proceso se deberá realizar en patios o cubiertas con buena aireación, con prácticas de apilado apropiadas y bajo medidas de seguridad que eviten el deterioro por la acción del clima, agentes biológicos u otras causas
- f) Cuando el contenido de humedad deseado sea inferior al contenido de humedad de equilibrio con el medio ambiente del lugar o cuando se requiera madera seca en el menor tiempo posible, se deberán utilizar métodos artificiales de secado
- g) El método artificial más aconsejable será en hornos o cámaras de secado mediante la aplicación de temperatura, humedad y ventilación diferentes a las naturales
- h) En general, los procesos de secado deberán ajustarse a las especificaciones y recomendaciones del manual de secado publicado por la **Junta del Acuerdo de Cartagena (PADT REFORT)**
- i) En el secado artificial en hornos se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones de carácter general  
Los secamientos se deberán efectuar un horario o programa de secado, según lo determine quien lleve a cabo el proceso, aplicable a cada especie y espesor de madera  
Durante el proceso de secado y al final del mismo, se deberán llevar a cabo pruebas de control de secado y defectos por tensiones. Dichas pruebas consistieran en el contenido de humedad estratificado y la prueba de tenedor. Mediante pruebas se podrán garantizar un secado libre de defectos y tensiones que puedan afectar la madera durante procesos ulteriores o en uso
- j) Otro método de secado aplicable será el secado por deshumectadores, que utiliza recintos cerrados pero temperaturas no altas como el secado en hornos
- k) En circunstancias especiales se podrán utilizar otros métodos de secado artificial tales como secado al vacío, por alta frecuencia o secado en solventes orgánicos
- l) La comprobación del contenido de humedad en el comercio de madera para construcción se podrá hacer mediante el uso del xilohigometro o medidor eléctrico de humedad
- m) En el manual de **Diseño del Grupo Andino**, se encuentra a manera de información una **Tabla** de datos sobre el comportamiento del secado de madera más comunes (**Tabla 2.3 y Figura 2.7**)

## XVIII.2.2 Preservación de la madera

Se entiende por preservación o inmunización de la madera el proceso mediante el cual se aplica un producto químico capaz de protegerla contra el ataque de hongos, insectos o taladradores marinos

- a) Los productos químicos que se podrán utilizar son los especificados en las Normas **NTC 174, NTC 1767, NTC 1854 y NYC 2247** consistentes en productos inorgánicos oleo solubles. Al utilizar los productos mencionados se deberán cumplir los requisitos establecidos en las Normas **ICONTEC** correspondientes
- b) Toda la madera antes de someterse a un proceso de inmunización deberá prepararse apropiadamente. Dicha preparación consistirá en una o varias de las siguientes acciones:  
Descortezado- Especialmente de madera que se va a utilizar en forma rolliza como postes, pilotes, etc.  
Secado - Según el proceso de inmunización, el contenido de humedad es distinto pero en cada caso deberá ajustarse a las especificaciones técnicas del proceso  
Incisionado- Maderas aserradas o rollizas de alta densidad o muy impermeables deberán incisionarse para asegurar una penetración más profunda y homogénea de la sustancia inmunizante  
El dimensionamiento final y las operaciones de cajeadado, perfecciones o trabajos similares deberán realizarse antes del proceso de preservación. Si por fuerza mayor debiera hacerse algún corte o taladrado posteriormente al tratamiento se deberá preestablecerse la capa protectora mediante pastas preservadoras o similares
- c) Según los requerimientos de protección, el uso de la madera y las características de ella, se aceptaran dos métodos de preservación: Tratamiento sin presión y Tratamiento con presión
- d) Los tratamientos sin presión más aceptables son: Aplicación con brocha, Pulverización o Aspersión, Inmersión, Baño caliente y frío, Difusión y Doble difusión
- e) Los tratamientos a presión aceptables son: a Célula llena y a Célula vacía
- f) Las maderas preservadas mediante procesos a presión deberán cumplir con la **Norma NTC 2083**, en cuanto requisitos de penetración y retención neta de acuerdo con las condiciones de uso
- g) Los ensayos para determinar la penetración y retención de la sustancia inmunizante deberán ajustarse a las especificaciones de las Normas **NTC 1093 y NTC 1157** respectivamente
- h) La toma de muestra para los ensayos mencionados deberá seguir los procedimientos de la Norma **NTC1822**
- i) La evaluación del valor fungicida de los preservativos para la madera se hará según la Norma **NTC1128**
- j) La efectividad de los preservativos en condiciones normales de uso de la madera inmunizada se podrá evaluar mediante la Norma **NTC 794**
- k) La terminología más usual relacionada con los materiales y procedimientos de preservación será aquella establecida en la Norma **NTC 1149**
- l) Algunas maderas no requerirán tratamientos inmunizantes debido a las condiciones de uso o a su propia durabilidad natural. La durabilidad natural o resistencia natural de las maderas a la pudrición podrá evaluarse en forma acelerada mediante el método descrito en la **Norma NTC 1127**
- m) En los tratamientos vacío-presión las inmunizadoras deberán dejar registros escritos y suministrar al cliente la siguiente información mínima:
  - Tipo de tratamiento utilizado
  - Tipo de inmunizante
  - Penetración
  - Retención
  - Garantía otorgada según uso
  - Precauciones y recomendaciones de uso

## XVIII.2.4 Fabricación

**Materiales.** Desde el punto de vista de requisitos físicos, las piezas de madera utilizadas deben estar libres de hongos y putrefacción. Así mismo no debe tener nudos ni roturas que disminuyan su resistencia

- a) Toda madera que no sea naturalmente durable deberá ser preservada de acuerdo con las Normas establecidas en el **Reglamento**
- b) Se deberá usar madera seca con un contenido de humedad inferior al **19%**

- c) Las maderas contrachapas y las láminas de medra aglomerada deben cumplir con las características especificadas en el diseño
- d) Los elementos metálicos de las uniones deberán llevar pintura anticorrosiva o en su defecto protección de zincado, así se especifica en el diseño

**Dimensiones.** Las piezas de madera deben tener las secciones y longitudes especificadas en los planos de taller

- a) Las maderas pre cortadas, las partes prefabricadas o de elementos que se corten en obra, deben tener las dimensiones y escuadrías especificadas en el diseño
- b) Las perforaciones y cajas que se ejecuten en las piezas de madera no deben menoscabar su resistencia estructural

**Tolerancias.** Las imprecisiones en el corte y ensamblajes de elementos prefabricados coplanares, se limitaran a dos uniones por elemento estructural con una abertura promedio máxima de **1.6 mm** en el centro del área de contacto. Las máximas tolerancias en las demás juntas del mismo elemento serán la mitad de este valor. La apertura de todas las uniones en elementos estructurales en servicio se limitara a **3.2 mm**

**Identificación.** Todo elemento estructural deberá llevar una identificación visible que coincida con la señalada en los planos de taller y de montaje

**Transporte.** Para el transporte de elementos estructurales de madera se emplearan vehículos de la capacidad y dimensiones apropiadas a cada caso. Tales vehículos deberán ser preferiblemente carpados y dispondrán de carrocería y estacas de fijación de inmovilidad de la carga durante el viaje  
Se evitara que los elementos estructurales sobresalgan de la carrocería, pero si tal es el caso, deberán zuncharse de una madera adecuada. Adicionalmente se deberán cumplir las normas establecidas por la autoridad competente

### **XVIII.3 Construcción**

**Objetivos.** En esta sección se dan recomendaciones de construcción para las edificaciones de madera y se fijan requisitos de diseño que aseguran el buen comportamiento de las mismas

**Limpieza del terreno.** El terreno deben limpiarse de todo material vegetal y deben realizarse los drenajes necesarios para asegurar una mínima incidencia de humedad

**Cimentación.** Las obras de cimentación deben realizarse de acuerdo con las pautas estructurales y según las características de resistencia del suelo

**Protección contra la humedad.** Por ser higroscópica y porosa, la madera absorbe agua en forma líquida o de vapor. Si la humedad se acumula en la madera afecta sus propiedades mecánicas, se convierte en conductora de electricidad y sobre todo, queda propensa a la putrefacción y al ataque de hongos. La madera puede humedecerse por acción capilar, por lluvia o por condensación.

- a) La madera en contacto con el suelo o con alto riesgo de humedad debe ser preservada
- b) Toda madera, estructural o no, expuesta a la acción directa de la lluvia protegerse con sustancias hidrófugas o con superficies impermeables
- c) Todo elemento estructural expuesto a la intemperie debe apoyarse sobre zócalo o pedestales de hormigón o metálicos de tal forma que no permanezcan en contacto con el agua apozada y debe ser protegido lo mismo que los elementos de madera de recubrimiento de muros exteriores, por medio de aleros y deflectores
- d) Para prevenir la condensación es necesario evitar los espacios sin ventilación, especialmente en climas húmedos. En aquellos ambientes que por su uso estén expuestos al vapor, tales como baños y cocinas, además de suficiente ventilación, deben protegerse las superficies expuestas con recubrimientos impermeables

**Protección contra los hongos.** Los hongos que atacan la madera son organismos parásitos de origen vegetal que se alimentan de las células que la descomponen desintegrándola. Se producen sobre la madera hú-

meda bajo ciertas condiciones de temperatura, por esporas traídas a través del aire o por contacto directo con otros hongos. La protección de la madera debe comenzar, por lo tanto, desde que se corta

- a) Debe especificarse madera que haya sido almacenada en condiciones de mínima humedad y que haya sido tratada con fumigantes durante el apilado
- b) Debe desecharse la utilización de madera con muestras de putrefacción y hongos
- c) La degradación de la madera causada por los hongos podrá evitarse si se utiliza con contenido de humedad menores a **18%**. Se deberán tratar con sustancias preservantes, especialmente aquellas maderas con una durabilidad natural y la madera de albura de todas las especies
- d) Debe evitarse el uso de clavos y otros elementos metálicos que atraviesen la madera en las caras expuestas a la lluvia, salvo que se sellen las aberturas. Se recomienda el uso de clavos galvanizados

**Protección contra insectos.** La madera puede ser atacada, especialmente en clima húmedo y cálido, por insectos que perforan su estructura en busca de nutrientes. Entre estos insectos están las termitas subterráneas, los gorgojos y los comejenes

- a) En zonas donde existan termitas subterráneas deben eliminarse los restos orgánicos alrededor de la construcción y establecerse barreras de tierra tratada con insecticidas hasta la profundidad de la cimentación
- b) Donde existan termitas subterráneas y aladas deben colocarse barreras o escudos metálicos sobre las superficies de la cimentación en forma completamente continua
- c) Donde el riesgo de ataque de insectos sea alto debe tratarse la madera de la construcción

**Protección contra el fuego.** Para el diseño debe tenerse en cuenta que la madera es un elemento combustible que se inflama a una temperatura aproximada de **270°C** aunque algunas sustancias impregnantes o de recubrimiento pueden acelerar o retardar el proceso. Las siguientes medidas contribuyen a proteger las edificaciones de madera contra el fuego.

- a) No deben utilizarse elementos de calefacción que aumenten peligrosamente la temperatura de los ambientes
- b) Las paredes próximas a fuentes de calor deben aislarse con materiales incombustibles
- c) Las edificaciones adyacentes construidas con madera deben separarse como mínimo **1.20 m** entre sus partes salientes. Si la distancia es menor, los muros no deben tener aberturas y su superficie estará recubierta de materiales incombustibles con resistencia mínima de **1 hora** de exposición. Si están unidas, el paramento común debe separarse con un muro contrafuego de material incombustible. Este muro debe sobresalir en la parte superior por lo menos **0.50 m** y en los extremos por lo menos **un metro** medidos a partir de los sitios que más sobresalgan de las construcciones colindantes. La estabilidad de este muro no debe sufrir con el colapso de la construcción incendiada
- d) Las piezas estructurales básicas deben sobredimensionarse **3 mm** en su espesor, en la cara más expuesta
- e) Deben evitarse acabados que aceleren el desarrollo del fuego., tales como lacas y barnices oleo solubles
- f) En el diseño de las instalaciones eléctricas debe tenerse en cuenta, además que se darán posteriormente, un claro y fácil acceso a los tableros de cortacircuitos y de control
- g) En edificaciones de uso comunitario: escuelas, centro de salud, oficinas, comercios, hoteles, etc., por su tamaño y dada la gran velocidad de propagación del fuego en las edificaciones de madera, se deben considerar las siguientes recomendaciones
  - Acceso rápido y señalizado a las fuentes más probable de incendio
  - Distribución de extintores según las recomendaciones de expertos en combatir incendio
  - Salidas de escape suficientes, de fácil acceso y claramente señalizadas
  - En las edificaciones de varios pisos deben proveerse escaleras exteriores de escape
  - Sistemas automáticos de detección, ya sea por humo o calor
- h) - Los depósitos para combustible de estufas y calentadores deben localizarse fuera de las
- i) - edificaciones y deben rodearse de materiales incombustibles o retardadores del fuego

**Protección contra sismo.** Para lograr que las construcciones de madera tengan una adecuada protección contra sismo es preciso que:

- a) Las estructuras de madera cumplan los requisitos del **Reglamento**

- b) El diseño arquitectónico cumpla los siguientes requisitos de carácter estructural
  - Que todos los elementos de la construcción estén suficientemente unidos entre sí y la estructura anclada a la cimentación
  - Que la distribución de los muros en planta sea tal que la longitud de estos en cada dirección permita resistir los esfuerzos producido por el sismo
  - Que la cubierta no sea muy pesada con relación al resto de la estructura
- c) Los elementos de las instalaciones de agua y desagüe se fijen a la construcción con soportes que eviten la rotura de los mismos durante los movimientos sísmicos
- d) Las edificaciones de dos o más volúmenes se comporten independientemente en caso de sismo

**Instalaciones eléctricas.** Las instalaciones eléctricas de una construcción de madera deben cumplir con los requisitos generales exigidos por las empresas locales de suministro de energía. Las instalaciones eléctricas deberán tener capacidad para entregar sin sobrecarga de energía eléctrica necesaria para el alumbrado y otros equipos instalados en la construcción

**Conductores, cajas, tomacorrientes, interruptores y puntos de iluminación.** Todos los cables y alambres eléctricos deben conducirse por tuberías metálicas o de plásticos, flexibles o rígidas, unidas por cajas metálicas o plásticas.

- a) El diseño y ejecución de la instalación eléctrica deberá tener en cuenta el sistema constructivo con el fin de permitir una correcta fijación de tuberías, cajas y aparatos
- b) Las perforaciones y cajas que sean necesarias practicar en los elementos estructurales no deben comprometer su resistencia
- c) Debe tenerse especial cuidado de que la instalación eléctrica no sea perforada o interrumpida por clavos que atraviesen los paneles y entramados
- d) En caso de utilizarse a la vista, estas deben fijarse a los elementos estructurales
- e) Toda instalación eléctrica, interna o a la vista, debe quedar protegida de la lluvia y la humedad

**Circuitos.** Los circuitos eléctricos deben llevar alambres y cables con capacidad de conducción suficiente para no sufrir sobrecargas

- a) Cada circuito debe tener un interruptor de protección automática y además debe existir un interruptor general para todos los circuitos
- b) Las cocinas, los calentadores y todos aquellos equipos que consuman gran cantidad de energía deben tener un circuito independiente cada uno, con cableado y cortacircuitos de capacidad apropiada
- c) En las instalaciones eléctricas de construcciones en madera es indispensable mantener continuidad en la masa, ya sea utilizando tubería o cajas metálicas o un cable desnudo a través de toda la instalación. Esta masa debe llevarse a tierra por medio de barra metálica enterrada

**Instalaciones hidráulicas sanitarias.** Las instalaciones hidráulicas y sanitarias deberán cumplir los reglamentos de construcción vigentes. El diseño de las redes de agua y desagüe deberá tener en cuenta el sistema constructivo y estructural. Se tendrá cuidado de no debilitar las secciones de madera estructural con las perforaciones y cajas necesarias para el paso de las tuberías

Las tuberías de aguas negras en las baterías sanitarias deberán ser instaladas a lo largo de las vigas a fin de evitar de no abrir cajas o perforaciones en ellas, pero si no es posible deben ser colocadas por encima de las vigas, viguetas o piso y construir un sobre piso. Deberá contemplarse en el diseño arquitectónico ductos para bajantes de tuberías sanitarias, de ventilación y lluvia. También se permite colocar las tuberías bajo los elementos del piso y colocar posteriormente un falso techo. Las tuberías deben ser recubiertas con lana de vidrio

El diseño arquitectónico contemplará la coincidencia de baños en pisos diferentes para la utilización de la menor cantidad de bajantes y en un mismo piso la ubicación de baños y cocinas en el mismo objetivo.

#### **Tuberías, aparatos y desagüe.**

Pueden emplearse tuberías plásticas de PVC para el agua potable fría. Para el caso de tuberías plásticas, deberá utilizarse la calidad apropiada tanto para el agua fría como para la caliente según la calidad de la siguiente **Tabla XVIII.3a. (G.11.4-1)**

**Tabla XVIII.3a. (G.11.4-1)  
Especificaciones de tuberías hidráulicas y red de incendio**

	1/2 ″	3/4 ″	1 ″	1-1/4 ″	2 ″
Agua fría PVC	RDE-9	RDE-11	RDE 13.5	RDE-21	RDE-21
Agua caliente CPVC		82 o C	100psi		
Agua caliente cobre					
Red de incendio H.G.		SCHEDULE 40			

**Especificaciones de tuberías sanitaria ventilación y lluvias**

Agua sanitaria	PVC	Tubería sanitaria
Ventilación	PVC	Ventilación
Agua de lluvia	PVC	Tubería sanitaria-Tubería ventilación

Las tuberías deberán fijarse convenientemente a la edificación, para evitar vibraciones que puedan romperlas o producir ruidos molestos. Los aparatos sanitarios deben ser apropiados para ser fijados a las paredes de madera. Será necesario proveer en las estructuras en las estructuras y en los entramados los sitios de fijación de los aparatos reforzándolos para el efecto. Las tuberías para suministro de agua y desagüe no deben servir de apoyo. Para los desagües podrán utilizarse tuberías metálicas, plásticas o de asbesto cemento que resistan las vibraciones y los cambios dimensionales naturales en las construcciones con madera y deben fijarse a la estructuras en forma tal que las vibraciones y dilataciones no las deterioren. Los puntos de empate a las redes externas de los elementos de agua y drague deben estar protegidos contra los efectos sísmicos cuando así lo requiera el **Título A del Reglamento**

**XVIII.4 Transporte y Montaje**

**Generalidades.** Las recomendaciones aquí incluidas deben considerarse como mínimas para el transporte y montaje de estructuras de madera. Adicionalmente el constructor o el montador de las estructuras aplicarán las normas de la buena práctica constructiva para evitar accidentes y daños

**Personal.** La entidad responsable del montaje se asegurara que los carpinteros armadores tengan suficiente experiencia, sean dirigidos por capataces responsables e idóneos y dispongan de equipos y herramientas adecuadas. Todo personal que participe en la operación de montaje deberá estar asegurado por una póliza que lo ampare por accidentes, invalidez y muerte

**Planos de montaje.** Los carpinteros armadores dispondrán de planos que contengan las indicaciones sobre izaje y ubicación de elementos estructurales, secuencia de armado, arriostramientos definitivos y precauciones especiales.

**Suministro por la obra.** El constructor dará al armador de la estructura, los ejes y cotas para el montaje, igualmente entregara listas las bases y anclajes de la estructura de hormigón, hará los resanes y suministrara fuerza eléctrica, andamios completos, espacio de almacenamiento, campamento, vigilancia y vías de acceso.

**Almacenamiento.** Las piezas de madera, vigas, cerchas, paneles prefabricados, etc., deben apilarse durante el transporte, y almacenarse en forma tal que no estén sometidos a esfuerzos para que los que no hayan sido diseñados, los cuales pueden producir roturas y/o deformaciones permanentes

- a) Las piezas y las estructuras de madera deben mantenerse cubiertas de la lluvia, bien ventiladas y protegidas de la humedad y sol
- b) Se recomienda almacenar los elementos estructurales sobre superficies niveladas, provistas de maderas separadas por distancias cortas de tal manera que la humedad del suelo no los afecte. Las pilas deben tener una estabilidad adecuada



- c) Los patios de almacenamiento deberán quedar lo más cerca posible al sitio de montaje y en la obra deberán tener área e iluminación suficientes para permitir el manipuleo cómodo y seguro de los elementos estructurales

**Anclajes, arriostramientos y empalmes.** Todos los miembros y elementos estructurales deberán estar anclados, arriostrados, empalmados e instalados de tal forma que garanticen la resistencia y rigidez necesarias para cumplir con los propósitos del diseño. El personal a cargo de estas labores deberá poseer la preparación y experiencias, de acuerdo con la calificación establecida por el constructor responsable de la obra.

**Anclaje** Los anclajes de la estructura a la cimentación deben ejecutarse de acuerdo con el diseño estructural

**Arriostramiento temporal.** El objetivo del arriostramiento temporal es el de garantizar un adecuado soporte a los elementos en el plano perpendicular, con el fin de mantenerlos en la posición señalada en los planos y que puedan resistir las fuerzas sísmicas y de viento durante la construcción. El arriostramiento temporal es responsabilidad del armador de la estructura

- a) El apuntalado y arriostramiento temporales deben hacerse con puntales y listones de suficiente calidad estructural y no deben removerse hasta que la estructura este aplomada, nivelada, asegurada y arriostrada definitivamente en el lugar que le corresponde
- b) Como es práctica normal amarrar todas las estructuras entre sí, es muy importante asegurarse de que el primer elemento este bien soportado y aplomado
- c) En el caso de cerchas y pórticos no se recomienda el uso de espaciadores cortos entre los elementos estructurales, en su lugar deben emplearse piezas de madera largas, colocadas diagonalmente y clavadas a varios elementos con la separación definitiva
- d) Debe prestarse atención especial al arriostramiento temporal de las cerchas en el plano determinado con el cordón superior y a las vigas de cordones paralelos

**Cortes y cajas.** El montador de la estructura de madera no deberá efectuar cajas, disminuciones de la sección o cortes no autorizados por el diseñador de la misma

**Normas de seguridad** Si algunas partes de la estructura que se está montando se utilizan como base de andamios se deben apoyar en sitios suficientemente resistentes

- a) No deben dejarse ningún tornillo sin tuercas y arandelas. Ningún tornillo goloso debe sobresalir y a todo clavo que sobresalga se le debe doblar la punta
- b) Durante el montaje deben respetarse las normas de seguridad personal y emplearse los equipos de protección necesarios

**XVIII.5 Mantenimiento.** Toda edificación de madera aunque esté bien construida requerirá revisiones, ajustes y reparaciones a lo largo de su permanencia. Al poco tiempo de construida probablemente será necesario arreglar fisuras en las uniones de madera y desajustes en puertas y ventanas debido al asentamiento en el terreno y al acomodo de la madera a la humedad del ambiente. Posteriormente será necesario efectuar revisiones periódicas y ejecutar revisiones periódicas y ejecutar los arreglos necesarios

- a) Reclavar los elementos que por la contracción de la madera debido a vibración es o por cualquier otra razón se haya desajustado
- b) Si encuentran roturas, deformaciones o podredumbres en las en las piezas estructurales dar aviso al constructor
- c) Repintar las superficies deterioradas por efecto del viento y del sol
- d) Si la madera ha sido tratada con inmunizantes colocados con brocha, aplicar un nuevo tratamiento con la periodicidad y las precauciones que recomienda el fabricante del producto que se use
- e) Revisar los sistemas utilizados para evitar para evitar termitas aéreas y subterráneas
- f) Fumigar por lo menos una vez al año para evitar la presencia de insectos domésticos y ratas
- g) Mantener las ventilaciones de áticos y sobre cimientos sin obstrucciones
- h) Inspeccionar posibles humedades que puedan propiciar la formación de hongos y eliminar sus causas
- i) Limpiar y si es necesario, arreglar canales y desagües de techos
- j) Verificar la integridad de las instalaciones eléctricas
- k) Donde existan sistemas especiales de protección contra incendio, verificarlos

- 1) En caso de construcciones sobre pilotes, revisar el apoyo homogéneo de la estructura, su nivelación y estado

## CAPITULO XIX

### SECCIONES PREFERENCIALES

Con el objeto de lograr una mayor eficiencia y economía de la estructura es recomendable que el diseñador utilice las secciones preferenciales del **Apéndice G-F del Reglamento** que a continuación relacionamos:

#### PROPIEDADES DE SECCIONES PREFERENCIALES medidas nominales

Escuadría en cm	Perímetro cm	Área cm <sup>2</sup>	Caso A		Caso B	
			Módulo de Sección cm <sup>3</sup>	Inercia cm <sup>4</sup>	Módulo de sección cm <sup>3</sup>	Inercia cm <sup>4</sup>
Mesa 20 x 20	80	400	1333	13333	1333	13333
Viga 10 x 20	60	200	667	6667	333	1667
Planchón 5 x 20	50	100	333	3333	83	208
Cerco 10 x 10	40	100	167	833	167	833
Repisa 5 x 10	30	50	83	417	42	104
Cuartón 5 x 5	20	25	21	52	21	52
Listón 2.5 x 5	15	12.5	10	26	5	7
Mesa 25 x 25	100	625	2604	32532	2604	32532
Viga 12 x 25	74	300	1250	15625	600	3600
Planchón 6 x 25	62	150	625	7813	150	450
Cerco 12 x 12	48	144	288	1728	288	1728
Repisa 6 x 12	32	72	144	864	72	216
Quartón 6 x 6	24	36	36	108	36	108
Listón 3 x 6	18	18	18	54	9	13
Mesa 30 x 30	120	900	4500	67500	4500	67500
Viga 15 x 30	90	450	2250	33750	1125	8437
Planchón 7.5 x 30	70	150	1125	11250	281	1055
Cerco 15 x 15	60	225	562	4219	562	4219
Repisa 7.5 x 15	45	112	281	2109	141	527
Quartón 7.5 x 7.5	30	56	70	264	70	264
Listón 3.7 x 7.5	22.5	28	35	132	18	33

**Notas**

Aproximación

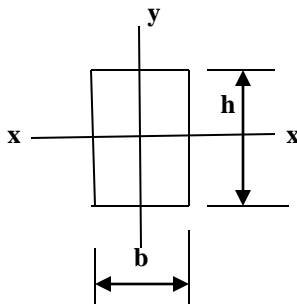
< 0.5 = 0

> 0.5 = 1

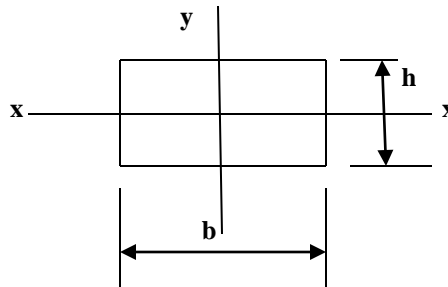
Módulo de la sección  $S = Z = b h^2 / 6$

Momento de inercia  $I = b h^3 / 12$

Caso A



Caso B



## CAPITULO XX

### CLASIFICACIÓN DE LA MADERA COLOMBIANA

**Tabla a**  
Maderas Tipo ES1 (MPa)  
CH = 12 %

No.	Nombre científico	Nombre vulgar	DB	E0.5	Fb	Fc	Fp	Fv	Ft
1	Dipteryx oleífera	Ochoiba	0.850	23300	29.6	24.6	7.3	2.7	22.2
2	Myroxylon balsamun	Balsamo	0.810	19160	29.9	26.8	7.8	3.2	22.4
3	Licania sp	Ambure							
		pinchangillo	0.766	23100	32.5	26.0	7.2	2.5	24.4
4	Pltymiscium pinnatun	Guayacan trébol	0.780	Nota 1	37.7	34.0	7.4	2.1	28.3
5	Peltogyne porphyrocordia	Nazareno	0.890	19900	29.6	26.4	7.1	3.5	22.2
6	Eschweilera pittieri	Coco manteco	0.744	21700	31.9	23.4	8.2	2.0	23.6
7	Lecythis sp	Coco mono	0.751	Nota 1	34.0	25.0	7.8	Nota 1	25.5
8	Trigoniastrum sp	Marfil	0.769	Nota 1	34.2	29.1	9.7	Nota 1	25.7
9	Lagertroemia sp	Punte cascarrillo	Nota 1	19000	31.2	25.6	7.8	2.3	23.4
10	Xylopia sp	Yaya blanca	0.763	Nota 1	39.7	31.3	9.0	Nota 1	29.8
Valores de diseño asumidos				18000	29.5	23.0	6.0	2.0	21.0

Nota 1 Se deben efectuar ensayos previamente

Valores de diseño asumidos: E0.5 = 18000 E0.05 = 13250 Emin = 7130

**Tabla b**  
Maderas Tipo ES2 (MPa)  
CH = 12 %

No.	Nombre científico	Nombre vulgar	DB	E0.5	Fb	Fc	Fp	Fv	Ft
1	Clathrotropis brachypetala	Sapan	0.820	24600	33.3	26.8	4.5	2.2	25.0
2	Tubebuia serratifolia	Guayacan polvillo	0.920	22100	29.6	25.1	5.4	2.3	22.2
3	Humiria balsamifera	Oloroso	0.680	19500	28.7	23.7	6.1	2.4	21.5
4	Goupia Glabra	Piaunde	0.679	22100	29.5	25.2	5.4	2.3	22.1
5	Helicostylis tomentosa	Leche perra	0.714	Nota 1	32.4	27.2	5.1	Nota 1	24.3
6	Manilka bidentata	Balata nisperillo	0.870	24300	31.8	22.5	5.5	2.8	23.9
7	Heterostenon vageleri	Guamo rosado	0.719	Nota 1	31.9	24.6	5.7	2.1	23.9
8	Pouteria sp	Caimo	0.810	21500	29.0	22.8	4.3	2.2	21.7
9	Pouteria sp	Punte amarillo	0.686	Nota 1	28.6	24.7	7.8	Nota 1	21.5
10	Eschweilera sp	Tete congo	0.728	24500	32.8	26.5	4.9	2.2	24.6
11	Pouteria sp	Piaste caimito	0.754	25600	35.2	28.2	5.2	2.0	26.4
12	Licania sp	Ambure cuero sapo	0.759	24100	35.0	26.8	5.2	2.	26.3
Valores de diseño asumidos				Nota 1 18000	28.5	22.0	4.3	2.0	20.0

Valores de diseño asumidos E0.5 = 18000 E0.05 = 13250 Emin =7130

Nota 1: Se deben efectuar ensayos previamente

**Tabla c**  
**Maderas Tipo ES3 (MPa)**  
**CH = 12 %**

No.	Nombre científico	Nombre vulgar	DB	E0.5	Fb	Fc	Fp	Fv	Ft
1	Hymenaea courmail l	Algarrobo	0.77	16300	25.2	24.3	3.9	3.2	18.9
2	Aspidoperma dugandi stand	Carreto	0.77	16800	29.0	22.4	4.9	3.0	21.8
3	Agonandra brasiliensis	Caimansillo	Nota	15300	31.5	22.9	8.2	2.0	23.6
4	Andira sp	Cañabravo	0.657	Nota 1	25.7	20.0	5.1	Nota 1	19.3
5	Andira sp	Palo palma	0.630	17800	23.0	20.3	5.2	1.8	17.2
6	Apuleta sp	Maqui	0.680	Nota 1	27.4	21.6	5.6	1.7	20.6
7	Conceveiba guianense	Casaco	0.613	Nota 1	25.2	21.5	5.5	Nota 1	18.9
8	Dacryodes canalensis aubil	Anime incieso	0.594	Nota 1	25.6	21.4	6.1	Nota 1	19.2
9	Augenia sp	Comiture	0.754	Nota 1	26.8	25.5	6.6	4.0	20.1
10	Dialium guianense	Tamarindo	0.880	17500	31.9	25.3	7.5	3.7	13.9
11	Humiriasrum colombianum	Aceite rojo	0.690	Nota 1	26.1	23.3	6.0	Nota 1	19.6
12	Ocotea sp	Cascarillo	0.655	Nota 1	24.6	21.1	7.0	3.7	18.5
13	Ormosia sp	Palmillo	0.716	20100	30.8	22.4	5.6	1.7	23.1
14	Piptadenia speciosa	Guacamayo	Nota 1	14100	25.0	22.5	7.2	2.1	18.1
15	Sterculia caribaea	Vara de indio	0.760	22300	29.9	20.3	4.6	1.7	22.4
16	Swartzia sp	Guamillo	0.630	14100	24.7	22.3	5.7	Nota 1	18.5
17	Chlorophora tinctoria	Dinde palo mora	0.710	15100	23.4	22.5	3.7	1.7	17.6
18	Terminalia sp	Aguamiel	0.650	19200	26.5	20.2	Nota 1	Nota 1	20.0
19	Sacoglottis sprosara	Chanul	0.690	18300	24.4	21.0	3.4	1.8	18.3
20	Goupia glabra	Chaquiroy zaino	0.691	15060	21.5	18.2	4.0	Nota 1	16.1
21	Pseudolmedia sp	Lecheviva	0.663	16700	23.7	20.8	4.6	1.6	17.7
22	Mabea aff. biglandulosa	Tingui-tingui	0.570	18200	24.6	20.3	4.9	1.6	18.5
Valores de diseño			Nota 1	14000	23.0	19.0	3.8	1.6	17.0

Valores de diseño asumidos E0.5 = 14000 E0.05 = 11000 Emin = 5500

Nota 1: Se deben efectuar ensayos previamente

**Tabla d**  
**Maderas Tipo ES4 (MPa)**  
**CH = 12 %**

No.	Nombre científico	Nombre vulgar	DB	E0.5	Fb	Fc	Fp	Fv	Ft
1	<i>Cariniana</i>								
	<i>pyriformis</i> miers	Abarco	0.55	13200	17.1	14.9	3.7	0.9	12.8
2	<i>Calophyllum</i> maire	Aceita maria	0.46	16400	19.6	18.0	2.3	1.5	14.7
3	<i>Mora megistosperna</i>	Nato alcornoque	0.63	15500	21.0	16.6	3.2	1.5	15.8
4	<i>Terminalia amazonia</i>	Guayabo paloprieto	0.65	14000	20.2	17.9	3.5	2.6	15.2
5	<i>Minquartia</i>								
	<i>guianensis</i> aubul	Punte candado	0.76	17100	26.3	19.5	2.8	1.6	19.7
6	<i>Astronium graveolens</i>	Diomate gusanero	0.87	15300	19.9	20.4	Nota 1	2.3	14.9
7	<i>Calycophyllum spruceanum</i>	Guayabo colorado	0.74	16200	21.8	18.1	6.2	2.5	16.4
8	<i>Centrolobium paraense</i>	Guayacan hobo	0.58	15000	21.7	18.4	3.5	1.9	16.3
9	<i>Aniba penultilis</i>	Cachajo comino	0.492	12500	18.7	17.4	3.6	1.4	14.0
10	<i>Clarisia racemosa</i>	Aji	0.570	16600	21.0	17.5	3.1	1.6	15.8
11	<i>Chlorohora tinctoria</i>	Morito	Nota 1	13500	24.8	23.6	9.3	2.0	18.6
12	<i>Dendrobangia</i> sp	Chontadurillo	0.620	16600	19.8	17.0	4.6	1.7	14.9
13	<i>Hieronyma chocoensis</i>	Cargamanto	0.548	Nota 1	21.3	18.7	3.2	1.6	16.0
14	<i>Himatanthus articulata</i>	Perillo blanco	0.526	Nota 1	20.1	17.0	4.6	Nota 1	15.1
15	<i>Mora Megistosperma</i>	Nato	0.635	15500	21.0	16.6	3.2	1.5	15.8
16	<i>Piptadenia rigida</i>	Hediondo	0.630	17500	23.1	17.8	3.1	1.9	17.3
17	<i>Matisia</i> sp	Sare	0.572	17700	21.3	21.5	4.1	1.6	16.0
18	<i>Hieronyma</i> sp	Pantano	0.625	12600	19.0	16.1	4.1	1.9	14.3
19	<i>Protium neglectum</i>	Anime	0.640	16600	24.2	19.4	2.5	2.0	18.0
20	<i>Vochysia</i> sp	Palo santillo	0.680	18000	27.2	21.4	4.5	1.4	20.4
21	<i>Xylopia emarginata</i>	Escobillo	0.590	21300	27.4	21.2	2.7	1.7	20.5
22	<i>Escweilera</i> sp	Tete blanco	0.580	17600	24.3	22.0	3.1	1.9	18.2
23	<i>Tapura</i> sp	Bijo redondo	0.560	15100	20.0	15.3	3.9	1.7	15.0
Valores de diseño asumidos			Nota 1	12500	17.0	15.0	2.8	1.5	12.0
12.0Valores de diseño asumidos			E0.5 = 12500	E0.05 = 10000	Emin = 5000				
Nota 1 Se deben efectuar ensayos previamente									

**Tabla e**  
**Maderas Tipo ES5 (MPa)**  
**CH = 12 %**

No.	Nombre científico	Nombre vulgar	DB	E0.5	Fb	Fc	Fp	Fv	Ft
1	<i>Clarisia racemosa</i>	Mora aji	0.46	14000	15.1	14.0	2.7	1.6	11.3
2	<i>Pentaclethra macroloba</i>	Dormilón	0.43	13500	16.5	13.4	2.9	1.4	12.4
3	<i>Symphonia globulifera</i>	Machare	0.58	17500	24.7	19.7	3.5	1.3	18.5
4	<i>Eucalyptus globulus</i>	Eucalipto	0.55	13800	17.7	12.9	2.7	1.9	13.3
5	<i>Erisma uncina</i> tum	Flor morado muerillo	0.47	11500	14.8	14.4	1.8	1.5	11.1
6	<i>Copaifera officinails</i>	Copaiba	0.60	13200	15.4	14.4	3.8	2.0	11.6
7	<i>Carapa guianensis</i>	Guino tangere	0.49	12700	17.3	14.0	2.5	1.5	13.0
8	<i>Hyeromina laxiflorsa</i>	Chuguapa pantano	0.55	12100	17.6	18.6	2.4	2.1	13.2
9	<i>Beilschlumiedia</i> sp	Aceituno	0.61	12000	22.1	13.4	2.4	1.5	16.6
10	<i>Brasilettia mollis</i>	Yaguaro		11900	23.0	19.2	6.1	1.5	17.3
11	<i>Casearia off silvestris</i>	Geneme escobo	0.590	11200	15.8	15.2	2.8	1.4	11.8
12	<i>Clarisea racemosa</i>	Arracacho	0.520	14500	19.5	19.2	4.8	1.1	14.6

13	<i>Couratari guianensis</i>	Coco cabuyo	0.540	14400	19.1	15.6	2.4	1.5	14.3
14	<i>Ormosia</i> sp	Algodoncillo	0.518	17800	19.2	20.8	2.0	1.5	14.4
15	<i>Latymiscium</i> polystachywil	Corazon fino	Nota 1	11200	21.3	25.3	9.6	2.1	16.0
16	<i>Pouneria</i> sp	Mediacaro	0.630	11800	23.9	21.1	5.2	1.9	17.9
17	<i>Tabebuia rosea</i>	Roble flormorado	0.540	12400	18.3	17.4	2.2	2.1	13.7
Valores de diseño asumidos			Nota 1	11200	15.0	13.0	2.0	1.1	11.0
Valores de diseños asumidos			E0.5=	11200	E0.05 =	8250	Emin =	4435	

Nota 1: Se deben efectuar ensayos previamente

Tabla f  
Maderas Tipo ES6 (MPa)  
CH = 12 %

No.	Nombre científico	Nombre vulgar	DB	E0.5	Fb	Fc	Fp	Fv	Ft
1	<i>Pinus patula</i> schlecht	Pino patula	0.43	10000	12.6	10.2	1.7	1.6	9.5
2	<i>Tectonia grandis</i>	Teca	0.53	10800	16.7	12.5	2.5	1.8	12.5
3	<i>Quararibea</i> asterolepsis	Punula	0.45	10700	12.7	11.9	2.3	1.3	9.5
4	<i>Samanea saman</i>	Saman	0.49	9400	13.0	9.8	2.0	1.8	9.8
5	<i>Eucaliptus saligna</i>	Eucalipto salina	0.40	11100	13.1	10.7	1.5	1.4	9.8
6	<i>Podocarpus oleifolius</i>	Pino chaquiro	0.44	8700	13.0	10.6	2.4	1.7	9.8
7	<i>Pinus radiata</i> don	Pino radiata colomb	0.39	11000	13.2	11.9	2.5	1.4	9.9
8	<i>Copaifera</i> sp	Canine	0.48	9800	14.5	11.7	2.9	2.0	10.9
9	<i>Lonchocarpus</i> sanctamarte	Mscurutu	0.645	10100	25.1	19.9	7.1	2.1	18.8
Valores de diseño asumidos			Nota 1	9000	12.5	10.0	1.5	1.3	9.0
Valores de diseños asumidos			E0.5=	9000	E0.05 =	6500	Emin =	3564	

Nota 1: Se deben efectuar ensayos previamente

# MADERA ESTRUCTURAL

APLICANDO

**Madera Estructural  
del Reglamento Colombiano de  
Construcción Sismo Resistente  
(NSR-10)**

**MÉTODO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES**

**BASILIO J. CURBELO**

**BASILIO J. CURBELO** ES INGENIERO CIVIL, GRADUADO EN LA UNIVERSIDAD DE LA HABANA, CUBA, CON 30 AÑOS DE EXPERIENCIA EN DISEÑO DE PROYECTOS CIVILES DE CENTRALES ELÉCTRICAS, HIDROELÉCTRICAS Y LÍNEAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICAS

EX-VICEPRESIDENTE DEL COMITÉ DE NORMALIZACIÓN DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CUBA (CONCE) Y EX-PRESIDENTE DEL COMITÉ DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DEL CONCE

MASTER EN CIENCIA- INGENIERÍA CIVIL (AMSTEAD UNIVERSITY) (no acreditada)

DOCTOR EN CIENCIA - INGENIERÍA CIVIL (ASHWOOD UNIVERSITY) (no acreditada)