

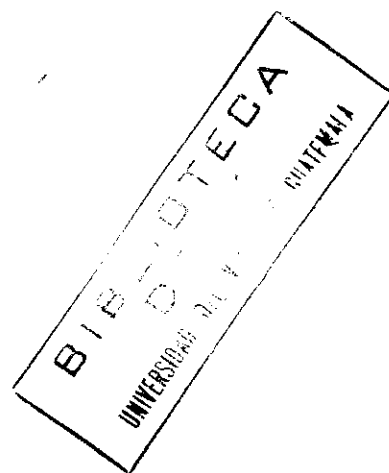
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ciencias y Humanidades
Departamento de Ingeniería Civil

**BASES GENERALES PARA OBTENER PARAMETROS
DE DISEÑO EN DIAFRAGMAS Y MUROS DE CORTE
EN MADERA**

RICARDO GOMEZ ROMAN

Guatemala, C. A.

1991



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ciencias y Humanidades

BASES GENERALES PARA OBTENER PARAMETROS DE
DISEÑO EN DIAFRAGMAS Y MUROS DE CORTE EN MADERA

Guatemala

1991



BASES GENERALES PARA OBTENER PARAMETROS DE
DISEÑO EN DIAFRAGMAS Y MUROS DE CORTE EN MADERA

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ciencias y Humanidades

BASES GENERALES PARA OBTENER PARAMETROS DE
DISEÑO EN DIAFRAGMAS Y MUROS DE CORTE EN MADERA

RICARDO GOMEZ ROMAN


Trabajo de investigación presentado para optar
al grado de

LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL

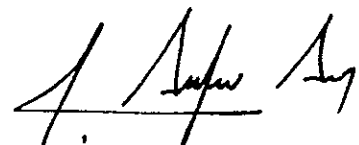
Guatemala


1991

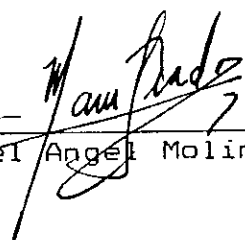
Vo. Bo.:

(f) 
Ing. Franklin Matzdorf Monroy

Tribunal:

(f) 
Ing. Alfredo Arce Valenzuela

(f) 
Ing. Franklin Matzdorf Monroy

(f) 
Ing. Miguel Angel Molina Prado

Fecha de aprobación: 22 de julio de 1991

TABLA DE CONTENIDO

	Páginas
RESUMEN	
I. INTRODUCCION	1
II. CARGAS DE GRAVEDAD	
A. Cargas	3
B. Diseño estructural	8
C. Deflexiones	10
III. CARGAS HORIZONTALES	
A. Cargas de viento	
1. Introducción	11
2. ANSI A58.1-1982	12
a. Método analítico	12
b. Procedimiento del túnel de viento	19
3. UBC 1988	20
B. Cargas de sismo	
1. Introducción	25
2. Cálculo del corte en la base	27
3. Distribución de fuerzas por carga sísmica	31
IV. COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS	
A. Introducción	34

	Páginas
B. Estructuras sujetas a cargas verticales	34
C. Estructuras sujetas a cargas laterales	35
 V. DIAFRAGMAS HORIZONTALES	
A. Introducción	41
B. Acción básica del diafragma horizontal	42
C. Resistencia al corte	46
D. Larguero del diafragma	50
E. Distribución de las fuerzas laterales en un muro de corte	53
F. Fuerzas de arrastre en tendales	55
G. Deflexiones en el diafragma	61
H. Diafragma con muros de corte interiores	64
I. Muros de corte interiores con tendales de arrastre	66
J. Flexibilidad de los diafragmas	69
 VI. MUROS DE CORTE	
A. Introducción	72
B. Acción básica de muros de corte	73
C. Paneles en muros de corte	76
D. Largueros en muros de corte	76

	Páginas
E.Consideraciones de anclaje	79
F.Cargas de gravedad	80
G.Cargas laterales paralelas a la pared	81
H.Cargas laterales perpendiculares a la pared	85
VII.BIBLIOGRAFIA	88
APENDICES	
A.Tablas ANSI A58.1-1982	90
B.Tablas U.B.C.-1985 Y 1988	102
C.Tablas de esfuerzos básicos para maderas guatemaltecas	114

RESUMEN

El siguiente trabajo reúne las bases generales para obtener los parámetros de diseño en diafragmas y muros de corte en madera. Se presentan los lineamientos a considerar cuando se diseñan estos elementos dentro de una estructura de madera.

El trabajo se divide en dos partes. En la primera parte se dan las bases para obtener la carga a la que está sujeta la estructura que se desea construir. En la segunda parte se presentan los parámetros a considerar en el diseño de la estructura que debe soportar las cargas previamente calculadas.

Las consideraciones básicas de diseño en un diafragma o muro de corte son: 1) espesor del forro, 2) requerimiento de clavos, 3) diseño del larguero, 4) diseño del tendal, 5) deflexiones permisibles, y 6) requerimientos de anclaje y amarre.

I. INTRODUCCION

Desde hace muchos años se utiliza la madera como material de construcción. Entre las razones por las que resulta ser un buen material de construcción están: la facilidad para trabajarla, la velocidad con que se puede construir una estructura y la simplicidad del equipo requerido. Otro factor importante que ha incrementado el uso de la madera es su adecuado comportamiento bajo cargas laterales.

Existen, sin embargo, ciertos factores que han restringido que la madera se utilice como principal material de construcción. El fuego, las termitas y la descomposición son tres factores que se pueden mencionar. Debido a esto se ha optado por construir con otros materiales que no tengan estas limitaciones.

Dentro de los múltiples avances que se han realizado en la construcción se encuentra un gran desarrollo en el área de aprovechamiento de los recursos forestales. Primero, la madera que se explota para utilizar en la construcción constantemente se renueva debido a la reforestación promovida por la necesidad de proteger el medio ambiente. Además, se han desarrollado técnicas por las que la madera se preserva por mucho tiempo. Resurge entonces la tendencia

de utilizarla como material de construcción.

Aprovechando esta tendencia, se vio la oportunidad de elaborar una investigación donde se reúnen las bases generales para obtener los parámetros de diseño en diafragmas y muros de corte en madera. Se presentan los lineamientos a considerar cuando se diseñan estos elementos dentro de una estructura de madera.

II. CARGAS DE GRAVEDAD

A. Cargas

1. Carga muerta

Se llama carga muerta a la carga de gravedad vertical debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de un edificio o estructura. Estas componentes pueden ser paredes, losas o pisos, techos y otros equipos de servicio fijo como eléctrico, mecánico, etc.

Aunque las cargas muertas pueden ser determinadas con un alto grado de exactitud, los valores llegan a tener aproximadamente 10% de incertidumbre. Este valor, sin embargo, es un estimado a priori y la carga muerta verdadera no se llega a saber con plena exactitud hasta que la estructura no está completamente terminada.(8)

Existen formulaciones aproximadas para estimar la carga muerta de armaduras, que son calculadas como cargas a ser aplicadas en los nudos de la estructura. Aunque la carga muerta para edificios puede ser estimada usando valores conocidos de peso de materiales, frecuentemente es necesario hacer estimados preliminares de carga muerta para investigar respuestas estructurales, tales como la propensión a volteo

y otras. Para estos propósitos, se puede usar la carga muerta promedio de otras estructuras similares existentes.

Regularmente, la carga muerta es un pequeño porcentaje de la carga total de diseño para estructuras simples como vigas aisladas o un marco rígido simple, pero en otros casos, es necesario calcular la carga muerta cuidadosamente. Por ejemplo, las columnas inferiores en un edificio alto tienen que soportar las cargas que le imponen todos los pisos superiores y estos valores pueden contener mucho error si todas las cargas muertas superiores no han sido calculadas cuidadosamente. Es aconsejable no hacer mucha aproximación en estos casos para evitar tales problemas.

2. Carga viva

Se llama carga viva a la carga sobre-puesta por medio del uso y ocupación de un edificio o casa no incluyendo las cargas de viento, las cargas por sismo o las cargas muertas.

La carga viva puede ser considerada como uniformemente distribuida o como carga concentrada. Además de éstas cargas, un edificio puede ser sometido a otras condiciones extremas de carga, como las producidas por emergencias, aglomeraciones de gente, etc. La suma de todas las condiciones anteriores puede ser usada para obtener un conjunto de cargas mínimas de diseño.

Algunos valores típicos para carga viva uniformemente distribuida se pueden observar en la Tabla 1.1 del Apéndice 1. Dichos valores deben ser usados como mínimos.

a. Reducción de carga viva

El diseño con carga viva usando cargas vivas unitarias como en la Tabla 23-A para pisos y Tabla 23-C del Apéndice 2, Método 2, para techos, pueden ser reducidas en cualquier miembro que soporte más de 15 metros cuadrados, incluyendo losas planas, excepto para pisos de asambleas públicas y para cargas vivas mayores de 500 kilogramos por metro cuadrado, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$R = r * (A - 15)$$

La reducción no debe exceder el 40% para miembros recibiendo carga viva de un nivel solamente, el 60% para otros miembros, ni tampoco el valor de R determinado por la siguiente fórmula:

$$R = 23.1 * (1 + D/L)$$

donde:

R: reducción en porcentaje.

r: tasa de reducción igual al 0.08% para pisos.

Ver tabla 23-C para techos.

A: área del piso o techo soportada por el miembro.

D: carga muerta por pie cuadrado soportada por el miembro.

L: carga viva unitaria por pie cuadrado de área soportada por el miembro.

Para cargas vivas de almacenaje que excedan 100 libras por pie cuadrado, no tiene que haber reducción, excepto que las cargas vivas de diseño en columnas pueden reducirse en un 20%.(8)

La reducción de carga viva no debe exceder el 40% en parqueos para vehículos privados con capacidad máxima de 9 pasajeros.

3. Duración de carga

Se llama duración de carga al período de aplicación continua de una carga dada o a la suma de períodos de aplicación intermitente de la misma carga.

4. Combinaciones de cargas

Cada componente del edificio debe ser preveída con resistencia suficiente para soportar el efecto más crítico resultante de alguna de las siguientes combinaciones de carga:

- 1.- Viva del piso + muerta + viva del techo (ó nieve).
- 2.- Viva del piso + muerta + viento (ó sísmica).

- 3.- Viva del piso + muerta + viento + nieve/2.
- 4.- Viva del piso + muerta + nieve + viento/2.
- 5.- Viva del piso + muerta + nieve + sísmica.

5. Cargas concentradas

Deben tomarse consideraciones especiales en áreas donde transitan vehículos o son almacenados. Aquí existen cargas concentradas consistentes de dos o más cargas separadas 1.8 m. a su centro. Cada carga debe ser el 40% del peso bruto del mayor vehículo que vaya a ser almacenado. La carga que más esfuerzos produzca, ya sea concentrada o carga viva uniforme será la que se va a gobernar.

Para otras cargas concentradas se debe recurrir a la Tabla 23-A del Apéndice 2, siempre que estén asentadas en un espacio no mayor de 0.60 metros cuadrados.(8)

6. Cargas de Tabiques

Los pisos de edificios de oficinas o pisos de otros edificios que contengan tabiques separadores que puedan ser trasladados a otras posiciones, tienen que ser diseñados para soportar, aparte de todas las demás cargas, una carga muerta uniformemente distribuida de 100 kilogramos por metro cuadrado.

7. Carga parcial

La máxima intensidad de una carga viva reducida aplicada solamente a una porción del largo de una estructura o miembro, tendrá que ser considerada si esta produce más, un efecto no-favorable, que la que la misma intensidad aplicada a todo el largo de la estructura o miembro (Ejemplo escalera).

8. Cargas de impacto

Para el propósito de diseño, el peso de maquinaria o cargas en movimiento tiene que ser incrementado para impacto como sigue:

- 100% para maquinaria de elevadores.
- 20% para maquinaria liviana movida por eje o motor.
- 50% para maquinaria reciprocante o unidades movidas por electricidad.
- 33% para soportes colgantes de pisos o balcones.

Todos estos porcentajes deben ser aumentados si el fabricante así lo especifica.(8)

B. Diseño estructural

1. Métodos de diseño

Todos los edificios tienen que ser diseñados y construidos para soportar, dentro de sus limitaciones específicas, todas las cargas muertas y las demás cargas

especificadas. Las cargas de impacto también deben ser consideradas en el diseño estructural, cuando ocurran.(4)

2. Incrementos de esfuerzo

Todos los esfuerzos permisibles y valores soporte del suelo especificados en el U.B.C. para el diseño de esfuerzo de trabajo, pueden ser incrementados en un tercio cuando se consideran fuerzas de viento o sismo, actuando solas o combinadas con cargas verticales. Ningún incremento es admitido cuando las cargas verticales actúan solas.

3. Diseño de techos

Los techos deben soportar todas las cargas vivas y muertas como se indican en la Tabla 23-C del Apéndice 2, sin embargo no deben sobrepasar las limitaciones de esfuerzo. Las cargas vivas tienen que suponerse que actúan verticalmente sobre su área proyectada en un plano horizontal.(8)

a. Acumulación de agua

Todos los techos deben ser diseñados con pendiente suficiente para asegurar un drenaje adecuado después de la deflexión que ocurre por la carga muerta. También deben ser diseñados para soportar cargas máximas por el acumulamiento de agua o nieve, cuando puedan haber deflexiones.

4. Diseño estructural

Además de todas las cargas de diseño especificadas anteriormente, se tienen que considerar también las cargas especiales de la Tabla 23-B del Apéndice 2.(8)

a. Paredes interiores

Las paredes interiores, tabiques permanentes o temporales, que tengan un altura mayor de 1.8 m. tienen que ser diseñados para resistir todas las cargas a que van a ser sujetas o para una fuerza de 25 kilogramos por metro cuadrado aplicada perpendicularmente a las paredes, la mayor de las dos. La deflexión de las paredes, bajo estas fuerzas, no deben ser mayores que $1/240$ de la altura con acabados rígidos, y de $1/120$ de altura con acabados flexibles.(8)

C. Deflexiones

La deflexión de cualquier miembro estructural no debe exceder los valores de la Tabla 23-D, basados en los factores de la Tabla 23-E (ver Apéndice 2). Se tiene que aplicar la restricción más grande para los criterios de deflexión.(8)

III. CARGAS HORIZONTALES

A. Cargas de viento

1. Introducción

En esta sección se desarrollan dos diferentes métodos para determinar las cargas de viento: 1) el AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE (ANSI) A58.1-1982 y 2) el UNIFORM BUILDING CODE 1988. (1,8)

Las provisiones para la determinación de las cargas de viento en edificios y otras estructuras serán descritas a continuación. Estas provisiones se aplican al cálculo de cargas de viento para los sistemas resistentes a fuerzas de viento y para componentes individuales y revestimientos de edificios y otras estructuras. Lineamientos específicos son dados para usar en investigaciones de túnel de viento, para determinar cargas de viento y respuestas estructurales para edificios y estructuras con formas geométricas irregulares, respuestas características o lugares con efectos de canal o escudo que necesitan consideraciones estructurales especiales o casos en los que se desean cargas de viento más exactas.

Debe proveerse un embreizado temporal adecuado para resistir cargas de viento en componentes estructurales y en

ensambles estructurales durante las fases de construcción y erección.

El momento de volteo debido a carga de viento, nunca debe exceder dos tercios del momento estabilizante de carga muerta, a menos que el edificio o estructura esté fijo para resistir el exceso de momento. Cuando toda la fuerza resistente debido a fricción es insuficiente para prevenir deslizamiento, la estructura debe proveerse con anclajes para resistir dicha fuerza.

Todas las tablas relacionadas con el ANSI se pueden encontrar en el Apéndice 1 y en las tablas relacionadas con el UBC, en el Apéndice 2.

2. ANSI A58.1-1982 (1)

Este código desarrolla dos métodos fundamentales para encontrar las cargas de viento para edificios o estructuras como una unidad o para ciertas partes de las mismas. Estos métodos son:

a. Método analítico

El diseño de presiones de viento para edificios y fuerzas de viento para otras estructuras, deben determinarse de acuerdo a las ecuaciones de la Tabla 4, usando el siguiente procedimiento:

- 1) Determinación de la presión de velocidad, q

2) Determinación del factor G de respuesta de la estructura a las ráfagas de viento

3) Selección los coeficientes de fuerza o presión

i. Cargas mínimas de diseño

La carga de viento utilizada en los sistemas resistentes a fuerzas por cargas de viento en edificios u otras estructuras, no debe ser menor que 50 kg/m^2 multiplicado por el área del edificio o estructura proyectada en un plano vertical, que es normal a la dirección del viento.

En el cálculo de cargas de viento para componentes estructurales y revestimientos para edificios, la diferencia de presiones entre caras opuestas debe tomarse en consideración. La presión combinada de diseño no debe ser menor que 50 kg/m^2 , actuando en la dirección normal a la superficie.

La carga de viento usada en el diseño de componentes y revestimientos para otras estructuras no debe ser menor que 50 kg/m^2 , multiplicado por el área proyectada.

ii. Limitaciones del método analítico

El diseñador debe ser cauteloso con el criterio requerido para aquellos edificios y estructuras con formas geométricas irregulares, respuestas características o

lugares donde se den los efectos de canal o de golpe que necesiten consideraciones especiales.

Un ejemplo donde no se aplica el método analítico, pues se trata de un edificio de forma irregular es el domo. Otras estructuras donde tampoco se utiliza dicho método son los puentes o las grúas.

iii. Velocidad de presión

La velocidad de presión q_z , a una altura z , debe ser calculada de la siguiente fórmula:

$$q_z = 0.004819 * K_z * (IV)^2 \quad (1)$$

donde la velocidad básica del viento se selecciona de acuerdo a la figura 1, el factor de importancia I se encuentra en la tabla 5 y el coeficiente de presión de la velocidad de exposición K_z se encuentra en la tabla 6 de acuerdo a las categorías de exposición. El coeficiente numérico 0.004819 debe ser usado excepto donde existen suficientes datos climáticos para justificar la selección de otro valor en diseños específicos.

La velocidad básica del viento, V , usada en la determinación del diseño de cargas de viento en edificios y otras estructuras, debe ser como la indicada en la figura 1. La velocidad básica del viento no debe ser menor que 110 km/h para los Estados Unidos de América.

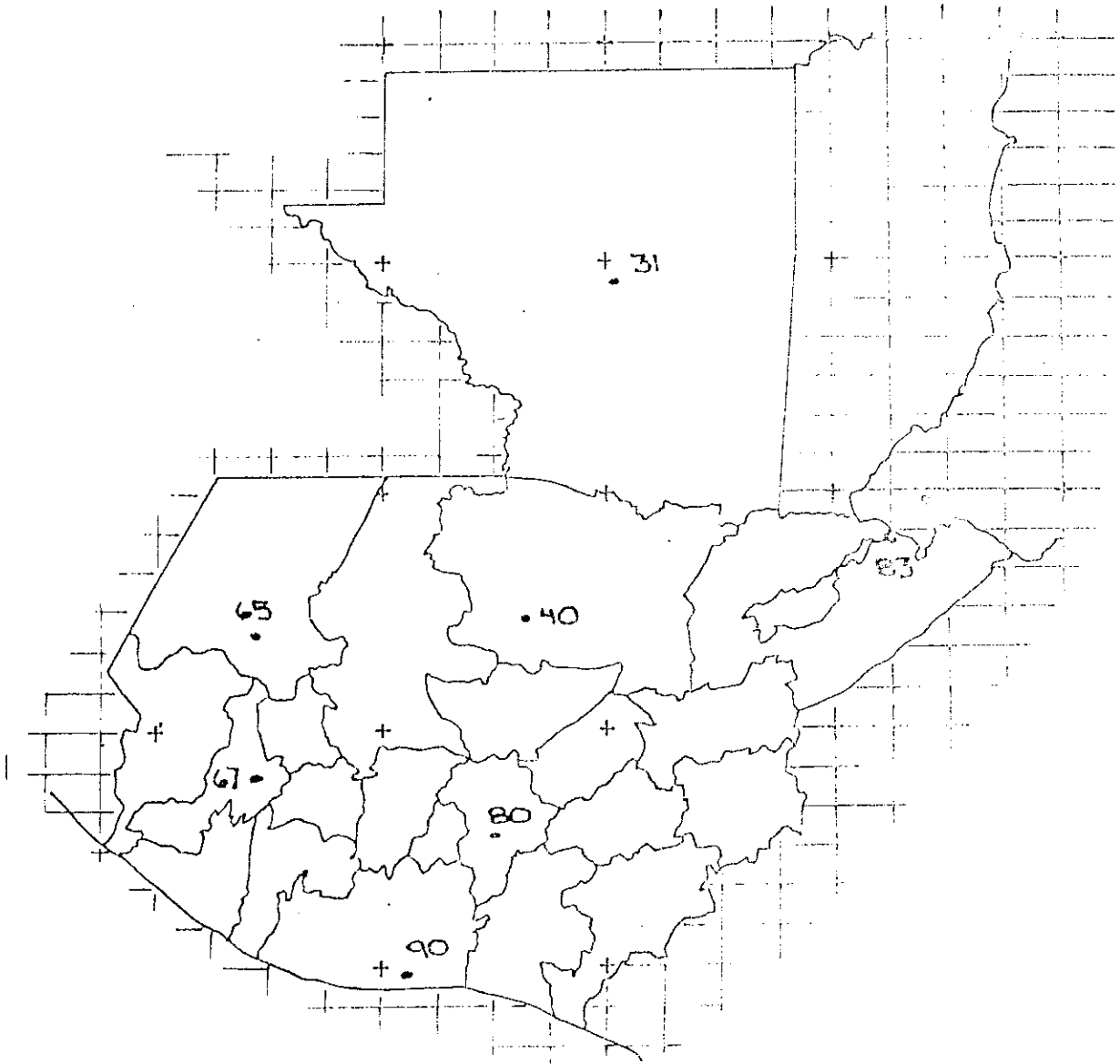


Figura 1. Velocidades de Viento (Km/h)

Datos: INSIVUMEH

Datos climáticos de las región pueden usarse para estimar la velocidad basica del viento.

iv. Categorías de exposición

Una categoría de esposición que refleje adecuadamente las características irregulares de la superficie del terreno debe ser daterminada para el lugar donde se va a construir el edificio o estructura. Se deben tomar en cuenta las variaciones en la aspereza del terreno debidas a la topografía natural y a la vegetación, así como a las construcciones previas. La exposición a la que un edificio o estructura debe ser asignada debe estar entre las siguientes características:

(1) Exposición A. Centros de grandes ciudades donde por lo menos el 50% de los edificios tengan una altura de 20 m. o más. El uso de esta categoría de exposición debe ser limitada a aquellas áreas para las cuales la exposición A del terreno es representativa en la dirección de barlovento, para una distancia no menor que 800 mts. ó 10 veces el alto del edificio o estructura, la que sea mayor. Se deben tomar en cuenta el efecto de canal de viento por la presencia de edificios o estructuras que se encuentren en los alrededores.

(2) Exposición B. Areas urbanas y suburbanas, áreas de bosques u otros terrenos con obstrucciones cerradas,

teniendo el tamaño de viviendas para una familia o mayores. El uso de esta categoría debe limitarse para aquellas áreas donde la exposición B prevalezca en la dirección de barlovento para una distancia de por lo menos 1 km. ó 10 veces el tamaño de la estructura, la mayor.

(3) Exposición C. Terrenos abiertos con pocas obstrucciones con alturas menores de 10 m. Esta categoría incluye planicies, campos o praderas.

(4) Exposición D. Terrenos planos, áreas en las costas sin obstrucciones expuestas directamente a flujos de viento sobre grandes áreas de agua. Debe usarse esta exposición cuando se construya a una distancia de 1 km. de la costa o 10 veces la altura del edificio, la mayor.

Categoría de exposición para el diseño de componentes y revestimientos: a) Edificios con altura igual o menor a 20 m. sus componentes deben ser diseñados como Exposición C; b) Edificios con alturas mayores que 20 m. y otras estructuras se deben situar en las categorías mencionadas anteriormente, excepto que la exposición B se debe considerar para edificios y otras estructuras situadas en terrenos representativos de la exposición A.

No se deben hacer reducciones en la velocidad básica del viento debido a "escudos" formados por otros edificios o estructuras.

v. Respuesta a ráfagas de viento

Estos factores se emplean para tomar en cuenta la fluctuación natural del viento y su interacción con los edificios y estructuras. En ciertos casos este factor de respuesta por ráfagas se combinan con coeficientes de presión para obtener valores de G_{Cp} y G_{Cpi} (productos de presiones externas e internas y factor por ráfaga). En estos casos los valores de los factores no deben ser determinados separadamente.

Para sistemas resistentes contra fuerzas de viento, el valor del factor por ráfaga de viento, G_h , debe ser determinado de la tabla 8, evaluado a la altura del edificio o estructura h . Para componentes o revestimiento el valor de respuesta por ráfagas, G_z , se debe determinar dependiendo la altura sobre el nivel del terreno, z , sobre la cual se encuentra el componente o revestimiento.

Los factores de respuesta por ráfagas de viento, G , para sistemas resistentes contra fuerzas de viento de edificios o estructuras flexibles deben ser calculados por un análisis racional que incorpore las propiedades dinámicas de dichos sistemas.

vi. Coeficientes de fuerza y de presión

Los coeficientes de fuerza y presión en edificios, estructuras y sus componentes y revestimientos, se dan en

las figuras 2, 3, 4 y tablas 9 a 16. Los valores de los coeficientes para edificios en las figuras 3 y 4 y en la tabla 9 incluyen factores de respuesta por ráfagas de viento y coeficientes que no se deben separar.

Voladizos de techos deben ser diseñados para presiones actuantes en la superficie superior como dados en las figuras 3 y 4, en combinación con presiones positivas en la superficie inferior; en este caso tomamos $GC_p = 0.8$.

b. Procedimiento del túnel de viento

Ensayos de túnel de viento bien conducidos o ensayos similares empleando otros fluidos pueden utilizarse para el diseño de cargas de viento. Este procedimiento puede ser recomendado para aquellos edificios o estructuras con formas geométricas irregulares, respuestas inusuales, lugares donde existen efectos de canal o de golpe en el levantamiento, etc. Este procedimiento también es recomendado para aquellos edificios o estructuras donde se requiera una mayor información de cargas de viento.

Ensayos para la determinación de las fuerzas y presiones medias y fluctuantes deben considerarse que son hechas adecuadamente sólo si:

1. El viento natural se ha modelado tomando en cuenta la variación de la velocidad de acuerdo a la altura.

2. El viento natural ha sido modelado tomando en cuenta la intensidad de la componente longitudinal de la turbulencia.

3. La escala geométrica del modelo estructural no es mayor que tres veces la escala geométrica de la componente longitudinal de la turbulencia.

4. La respuesta característica de los instrumentos del túnel de viento debe ser consistentes con las mediciones para ser hechas.

5. Se le presta atención a la dependencia de fuerzas y presiones en el número de Reynolds.

Ensayos con el propósito de determinar las respuestas dinámicas de una estructura deben ser considerados sólo si los requerimientos 1 al 5 son conducidos de una forma correcta y, además, el modelo estructural se hace a escala tomando en cuenta el largo, la distribución de masa, la rigidez y su posible amortiguación.

3. UBC 1988 (B)

Este código desarrolla un método mucho más sencillo para encontrar las cargas de viento para edificios o estructuras como una unidad o para ciertas partes de las mismas. De este método obtenemos la presión de diseño para viento.

Todo edificio o estructura debe ser diseñado y

construido para resistir los efectos del viento. El viento debe suponerse como si viniera de una dirección horizontal. No debe tomarse ninguna reducción en las presiones de viento debido a efectos de escudo por estructuras adyacentes.

Las estructuras sensitivas a efectos dinámicos, como edificios con relación alto-ancho mayor que 5, estructuras sensitivas u oscilaciones exitadas por el viento y edificios con una altura mayor a 120 m. deben ser diseñadas de acuerdo con las normas del UBC.

a. Velocidad básica del viento

La velocidad básica mínima de viento para determinar la presión de diseño debe ser tomada de la figura 1. Cuando las características del terreno y los datos locales indican que la velocidad del viento para un período de 50 años a altura estándar son más altos que los mostrados en la figura 1, estos valores más grandes deben ser usados como la velocidad básica mínima.

b. Exposición

Debe asignarse una exposición al lugar donde un edificio o estructura va a ser diseñada. La exposición C representa la exposición más severa y con terreno plano y generalmente abierto, extendiéndose 800 m. ó más del lugar. La exposición B tiene el terreno con edificios, bosques o

superficies irregulares con 6 m. ó más de altura cubriendo por lo menos 20% del área extendiéndose 1.5 kms. ó más del lugar del sitio.

c. Presión de diseño

La presión de diseño para viento para estructuras o elementos de estructuras debe determinarse de acuerdo a la siguiente formula:

$$p = C_e * C_q * q_s * I \quad (2)$$

donde:

p = presión de diseño para viento

C_e = altura combinada, exposición y coeficiente del factor de ráfaga de viento, dado en la tabla 23-G

C_q = coeficiente de presión para la estructura o parte de la estructura en consideración, dado en la tabla 23-H

q_s = presión de estancamiento del viento a una altura de 9 m., dado en la tabla 23-F

I = factor de importancia, dado en el inciso "f"

d. Sistemas y marcos primarios

Los marcos primarios o sistemas resistentes a cargas de cada estructura deben ser diseñados para las presiones calculadas en la formula 2 y los coeficientes de presión, C_q , por medio de los métodos expuestos a continuación:

El momento de volteo en la base para toda la estructura

o para cada uno de sus elementos resistentes principales, no debe exceder a dos tercios del momento resistente debido a carga muerta. La carga del suelo sobre la cimentación puede ser usada para calcular el momento resistente por carga muerta.

1. Método 1 (Método de la fuerza normal): Este método debe ser usado para el diseño de marcos rígidos y puede ser usado para cualquier otra estructura. En este método, la presión del viento se debe considerar como si actuara simultáneamente normal a todas las superficies exteriores. Para presiones en paredes de sotavento, C_e debe ser evaluada a la altura media del techo.

2. Método 2 (Método del Area Proyectada): Este método puede ser usado para cualquier estructura con menos de 200 pies de altura, excepto para marcos rígidos. Este método puede ser utilizado en las determinaciones de estabilidad para cualquier estructura menor de 60 m. de altura. En este método, las presiones horizontales deben ser asumidas como si actuaran en un área vertical proyectada de la estructura, y las presiones verticales deben ser consideradas como si actuaran simultáneamente en toda el área vertical proyectada.

e. Elementos y componentes de estructuras

La presión de diseño para viento para cada elemento o componente de una estructura debe ser diseñada de la fórmula 2 y los valores de C_q de la tabla 23-H, y deben ser aplicados perpendicularmente a la superficie de la estructura. Para fuerzas que actúan hacia afuera el valor de C_e debe obtenerse de la tabla 23-G basado en la altura promedio del techo y aplicado a lo largo de toda la altura del edificio. Cada elemento o componente debe ser diseñado para la condición más severa de las siguientes cargas:

1. Las presiones determinadas usando valores de C_q para elementos actuando sobre toda el área tributaria del elemento.

2. Las presiones determinadas usando valores C_q para áreas localizadas en discontinuidades como esquinas, cenefas y aleros. Estas presiones localizadas deben ser aplicadas sobre una distancia desde la discontinuidad de 3 m. ó 0.1 veces el menor ancho de la estructura, la que sea menor.

Las presiones de viento de las secciones e y f no tienen que ser combinadas.

f. Factor de importancia

Un factor de 1.15 debe ser utilizado para estructuras esenciales que tienen que ser seguras y utilizables en casos

de emergencias despues de huracanes para poder prestar servicio al público. Estas estructuras incluyen:

1. Hospitales
2. Estaciones de policia y bomberos
3. Edificios municipales destinados a centros de comunicaciones y desastres; y
4. Edificios que alberguen más de 300 personas

Un factor de 1.0 debe ser utilizado para otras estructuras.

B. Cargas de sismo

1. Introducción

Debido a la dinámica estructural, se conoce que existen diferentes fuerzas que actúan en una estructura durante un sismo. La solución teórica involucra la adición de varias respuestas individuales de ciertos modos de vibración. Cada modo se describe por una ecuación de movimiento que incluye un término que refleja cada una de las fuerzas que actúan en la estructura durante el sismo.

Existe un método simplificado que es fácil de visualizar. La fuerza de sismo es tratada solamente como un problema inercial. Antes del comienzo del sismo, la estructura se encuentra en equilibrio estático, es decir, se encuentra en reposo. Un instante más tarde se mueve la

tierra sobre la cual descansa la estructura. La estructura trata de mantenerse estacionaria. La clave del problema es la duración del movimiento. Si el movimiento de la tierra fuera muy lento, la estructura simplemente se movería muy despacio de la misma forma que el suelo. Debido a que el movimiento de la tierra ocurre muy rápidamente, la estructura sufre un retraso de fase respecto del suelo y se generan las fuerzas de sismo.

Estas cargas equivalentes estáticas se aplican en todos los niveles de la estructura. Debe notarse que las fuerzas equivalentes, en realidad no se asemejan mucho a todas las combinaciones de fuerzas de un sismo, pero que usadas como cargas de diseño son razonables. Los coeficientes en las cargas de los códigos reflejan muchos de los aspectos importantes del problema.

Durante un sismo, el movimiento vertical del suelo puede crear cargas verticales, además de las horizontales mencionadas en los párrafos anteriores. Los componentes de estas cargas verticales, usualmente son más pequeñas que las horizontales, y la estructura, además, tiene mayor capacidad de soportar estas cargas. Por esta razón, el diseño de estructuras para sismos solamente considera las cargas horizontales.

El método utilizado para calcular las fuerzas

horizontales, por piso, es primero calculando el corte total en la base. Una vez ha sido calculado este corte, se calculan porcentajes de esta carga y se asignan a todos los pisos de la estructura.

Las cargas por nivel aumentan con el incremento de altura del piso por encima de la base de la estructura. La magnitud de estas fuerzas de piso dependen de la distribución de masa vertical en la estructura. De todas maneras, si la carga muerta del edificio (masa) está distribuida de manera uniforme en todos los pisos, la distribución de las cargas será triangular. La razón de esto es que las fuerzas se basan en los modos fundamentales de vibración de la estructura. El modo fundamental de vibración de la estructura también se conoce como el primer modo de vibración y es el modo más significativo de las estructuras. La forma de un modo es simplemente el patrón de desplazamiento que ocurre mientras la estructura se mueve debido a una fuerza dinámica.

2. Cálculo del corte en la base

El corte horizontal en la base se calcula de la siguiente expresión:

$$F = Ma = (W/g)a = W(a/g)$$

donde F = fuerza inercial

M = masa

W = peso

a = aceleración

g = aceleración de la gravedad

El UBC 1985 presenta una expresión modificada de esta fórmula, donde el término (a/g) se reemplaza por un coeficiente sísmico. Esta fórmula se vuelve entonces:

$$V = (ZIKCS) W$$

donde

V = Corte en la base. La fuerza sísmica horizontal que actúa en la base de la estructura

W = Peso de la estructura. El peso total de la estructura que se supone que va a contribuir al desarrollo de las cargas sísmicas. Hay que incluir cierto porcentaje (desde 0 hasta 25% en una bodega) de la carga viva en este peso, ya que es posible que exista carga viva durante un sismo.

Z = Coeficiente de zonificación sísmica. Este coeficiente toma en cuenta el riesgo relativo a sismos de ciertas zonas de un país. Estas zonas se establecen de mapas geológicos y de intensidades previas de sismos utilizando la escala modificada de Mercalli.

I = Coeficiente de Ocupación. Este coeficiente provee que ciertas estructuras esenciales deben ser diseñadas para

fuerzas sísmicas mayores que otro tipo de estructuras. Las estructuras esenciales se definen como todas aquellas estructuras que deben permanecer funcionando para emergencias en operaciones después de terremotos. Para estructuras esenciales $I = 1.5$, para cualquier otra estructura $I = 1.0$.

K = Coeficiente de Estructuración. Es un factor que depende del sistema resistente contra fuerzas laterales que se utilice en una estructura.

La capacidad de una estructura para absorber energía está relacionada con su ductilidad. La ductilidad se refiere a la habilidad de una estructura a deformarse debido a una carga sin que se llegue a la ruptura. Por lo tanto, las estructuras que se construyen contra sismos pueden deformarse mucho (especialmente en el rango plástico) y se les asigna un coeficiente bajo. Para la mayoría de estructuras de madera o que utilizan techos de madera y sistemas con pisos de madera se utiliza un valor de $K = 1.33$. Se utiliza como excepción una $K = 1$ para edificios no mayores que tres pisos con muros de corte y diafragmas de plywood.

C = Valor del espectro respuesta de diseño. El período de vibración, T , de una estructura se define como el tiempo en segundos que tarda para completar un ciclo de vibración

libre. El período fundamental, entonces, se puede definir como el tiempo que se tarda la estructura para que su primer modo o modo fundamental de vibración termine un ciclo. Se define C por la expresión $C = 1/15\sqrt{T}$ sin exceder 0.12, donde $T = 0.1 \cdot N$ ó $0.05h_n/\sqrt{D}$ (N = número de niveles, h_n = altura del edificio en pies y D dimensión de la estructural paralela a las fuerzas aplicadas en pies).

S = Suelo - Coeficiente de la resonancia de la estructura. El coeficiente S es el resultado de estudios que han influenciado las condiciones locales del suelo durante movimientos sísmicos que logran llegar a la superficie de la tierra. Las diferentes capas de suelo tienen también un período característico, T_s , similar al período de vibración de la estructura, T . Se puede dar una mayor destrucción estructural cuando el período de la estructura es similar al período del suelo sobre el cual descansa.

El coeficiente especifica un valor grande de S cuando T y T_s se encuentran cercanos. La tabla 23-J del UBC (Apéndice 2) da los siguientes valores de S :

- 1.0 Suelo roca caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor a 750 m. por segundo o suelo denso con profundidad menor a 60 m.
- 1.2 Suelo denso con profundidad mayor a 60 m.
- 1.5 Perfil de suelo de 12 ó más metros conteniendo

más de 6 m. de arcilla suave o medio suave pero no más de 12 m.

2.0 Perfil de suelo conteniendo más de 12 m. de arcilla suave

Cuando no se sepa con certeza las condiciones del suelo se puede utilizar como factor 1.5

CS = respuesta combinada del espectro y el suelo. Para que el efecto combinado de C por S no sea excesivamente grande, el UBC prevee que el producto CS no sea mayor a 0.14.

3. Distribución de fuerzas por carga sísmica

Cuando sólo se considera una parte de la estructura, la fuerza sísmica, F_p , puede ser diferente que las fuerza sísmica para la estructura completa.

Se considera que las fuerzas horizontales están concentradas a nivel de entrepiso, de la misma manera que las masas tributarias de un nivel son asignadas a cierta altura particular. La fuerza en el nivel x se calcula como la siguiente formula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * w_x * h_x}{w_i * h_i}$$

donde F_x = fuerza horizontal en el nivel x

V = corte total en la base

F_t = fuerza adicional aplicada en el techo

w_x, w_i = peso tributario asignado a los niveles x e i

h_x, h_i = altura por encima de la base del edificio hasta el nivel x e i

La fuerza F_t es una fuerza adicional que se aplica en el último nivel de la estructura. El objetivo de esta fuerza es un método utilizado por los códigos como acción de látigo en estructuras altas y esbeltas y para incluir los efectos de otros modos de vibración. F_t está dado por la siguiente fórmula, que no puede exceder 25 por ciento del corte basal:

$$F_t = (0.07T)V \leq 0.25 V$$

y $F_t = 0$ cuando $T \leq 0.7$ segundos

que es el caso común en las estructuras de madera.

a. Fuerzas sísmicas en elementos de la estructura

Cuando se consideran por separado elementos individuales de una estructura, deben considerarse diferentes efectos sísmicos. La razón para esto es que ciertos elementos que son sujetados a la estructura responden dinámicamente al movimiento de la estructura en vez de al movimiento del suelo. Puede existir resonancia entre la estructura y el elemento (ejemplo comunes de esto son las cenefas de los edificios, las cuales no se toman en cuenta en los análisis dinámicos).

Los códigos nos dan una fuerza estática equivalente, F_p , para varios elementos de la estructura.

IV. COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS BAJO CARGAS

A. Introducción

Las cargas de una estructura tienen que pasar por varios miembros de una estructura hasta llegar a la cimentación. En este capítulo se verá como se comportan todos los componentes de la estructura en el punto de aplicación de la carga. La distribución de cargas verticales en una edificación con marcos de madera sigue el concepto tradicional de columna y viga.

Los muros de corte y los diafragmas horizontales conforman la estructura de cajón, la cual es utilizada en la mayoría de estructuras de madera.

B. Estructuras sujetas a cargas verticales

Los paneles de las estructuras están soportados por rigidizantes y éstos al mismo tiempo están sostenidos por viguetas. Las viguetas también son soportadas por las vigas, las cuales descansan en los muros de corte o columnas (ver figura 4.1).

Aunque la carga en miembros mayores es el resultado de la reacción de miembros menores, para el diseño estructural la carga en las vigas en este tipo de sistema se considera como uniformemente distribuida.

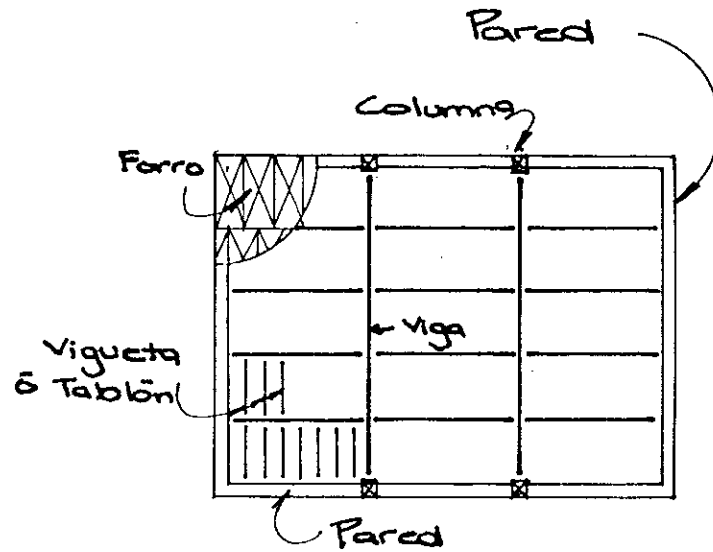


Figura 4.1

El espaciamiento de miembros y las luces utilizadas dependen del uso y funcionalidad de la estructura. Mientras menor sea el espaciamiento entre miembros, se utilizarán miembros más pequeños, pero de igual forma las columnas o muros que soportan esos miembros tenderán a estar más juntos. La necesidad para espacios abiertos debe ser considerada al comenzar a establecer el sistema de marcos. Una vez se determine el bosquejo de la estructura, las dimensiones para los marcos deben ser escogidas para mejorar el material.

C. Estructuras sujetas a cargas laterales

Existen tres tipos de sistemas que resisten cargas laterales en estructuras rectangulares (ver figura 4.2):

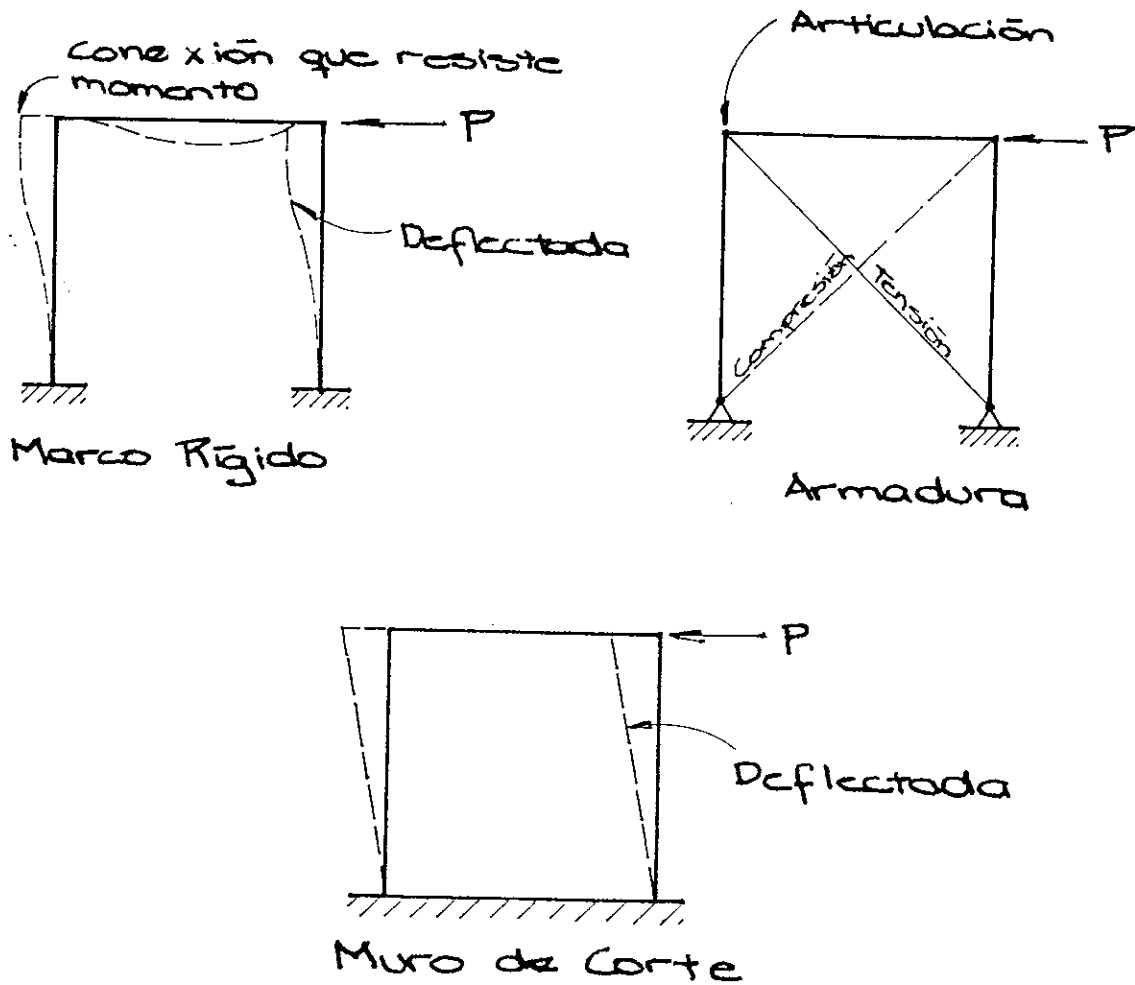


Figura 4.2

Los marcos rígidos resisten las cargas laterales por momento, en los miembros del marco. Es decir, que los miembros tienen pequeñas alturas comparado con su largo, lo que conlleva a que los esfuerzos flexionantes mientras la estructura se deforma bajo carga lateral. Algunas veces se desarrollan también cargas axiales.

Las armaduras verticales o marcos embreizados son analizados de igual manera que las armaduras horizontales: se supone que las conexiones son articuladas y que las

cargas son aplicadas en los nudos. Cuando se utiliza el sistema de embreizado en x, comúnmente se ignora el miembro en compresión. Este miembro no se puede omitir, pues la carga puede estar actuando en la otra dirección. Usualmente se utilizan cables para embreizar los marcos.

Los muros de corte utilizan secciones de pared, especialmente diseñadas para resistir las cargas laterales. Un muro de corte es esencialmente un voladizo vertical con la luz del voladizo igual a la altura de la pared. El peralte de estos miembros es grande, comparado con el peralte de los miembros estructurales en un marco rígido. Para un miembro con un peralte tan grande comparado con su altura, la deformación por corte es la fuerza significativa.(7)

Debe proveerse también un tipo de sistema horizontal para llevar la carga lateral a los componentes verticales. Se pueden utilizar varios sistemas horizontales (ver figura 4.3) por ejemplo:

1. Paredes con marcos horizontales
2. Marcos de pared vertical con armaduras horizontales en todos los pisos
3. Marcos de pared vertical con diafragmas horizontales en todos los pisos

Los primeros dos sistemas de marcos son fácilmente de

visualizar, mientras que el tercero no se puede visualizar si no se entiende el concepto de diafragma. Un diafragma se puede considerar como un elemento estructural grande, pero delgado, que es cargado en su plano. El diafragma actúa entonces como una viga horizontal grande.

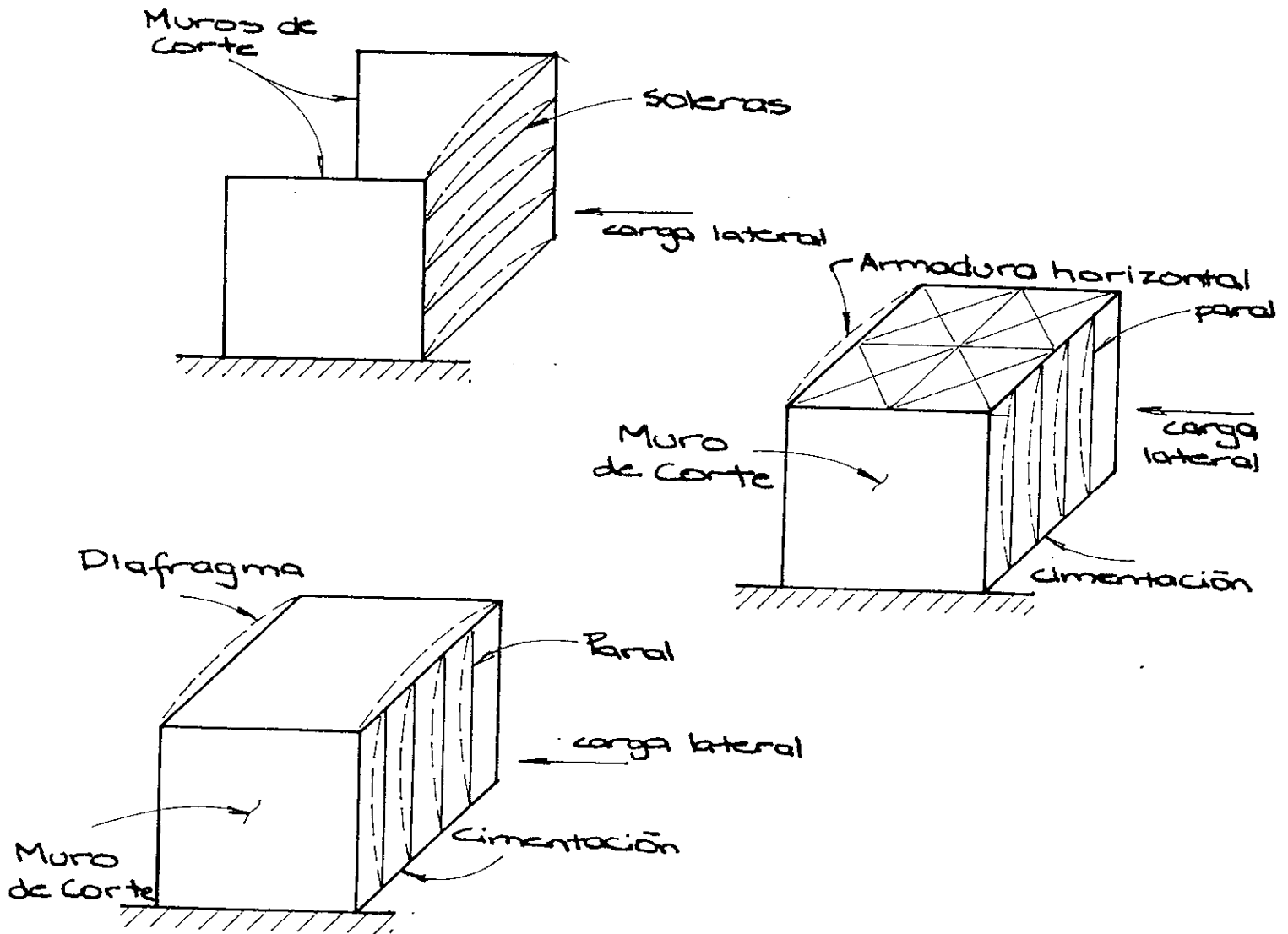


Figura 4.3

En las estructuras de madera o en estructuras con techos o pisos de madera y paredes de concreto o de mampostería, el techo o el forro del piso se diseña y se conecta a los miembros soportantes para que funcione como diafragma. En los edificios con techos de concreto y losas de entrepisos, las losas se diseñan para que funcionen como diafragmas.(7)

La rigidez de un diafragma se refiere a la cantidad de deflexión que ocurre en un diafragma como resultado de la carga lateral en el plano. Los diafragmas de madera se consideran como diafragmas flexibles, mientras que los de concreto se consideran como rígidos.(2)

En los diagramas presentados anteriormente, la carga transversal del viento se distribuye horizontalmente al final del muro de corte. Los mismos sistemas horizontales que se presentaron en los diagramas pueden ser usados para distribuir las cargas laterales a los demás sistemas verticales que resisten cargas laterales (i.e., marcos rígidos y armaduras verticales). Cualquier combinación de un sistema resistente contra cargas laterales, tanto horizontal como vertical, puede incorporarse a cualquier estructura para resistir cargas laterales.

Un sistema resistente a cargas laterales debe ser también diseñado para resistir cargas longitudinales. Estos

sistemas consisten de componentes verticales y horizontales similares a los que se utilizan para resistir cargas en la dirección transversal.

Se pueden usar diferentes tipos de elementos verticales para resistir cargas trasversales-laterales y cargas longitudinales-laterales en una misma estructura. Por ejemplo, se puede utilizar un marco rígido para resistir las cargas laterales en la dirección transversal y muros de corte para resistir las cargas laterales en la otra dirección.

La gran mayoría de estructuras de madera o estructuras con techos y entrepisos de madera y paredes de concreto o de mampostería usan una combinación de diafragmas horizontales y muros de corte para resistir las cargas laterales.(2)

V. DIAFRAGMAS HORIZONTALES

A. Introducción

En los casos típicos de las estructuras, la carga lateral se transporta de los diafragmas horizontales a los marcos de las paredes arriba y abajo de las secciones de las paredes. Un diafragma horizontal actúa, entonces, como una viga en el plano de un techo o piso que está apoyada en los muros de corte.

Las consideraciones básicas de diseño en un diafragma horizontal son:

1. Espesor del forro
2. Requerimiento de clavos
3. Diseño del larguero
4. Diseño del tendal
5. Deflexión del diafragma
6. Requerimientos de anclaje y amarre

El espesor del forro se debe generalmente a cargas normales a la superficie del forro. Los requerimientos para clavos están en función del corte unitario. Pero ambos factores pueden ser gobernados por el corte unitario, cuando este es muy grande (ver figura 5.1).(2,3,4)

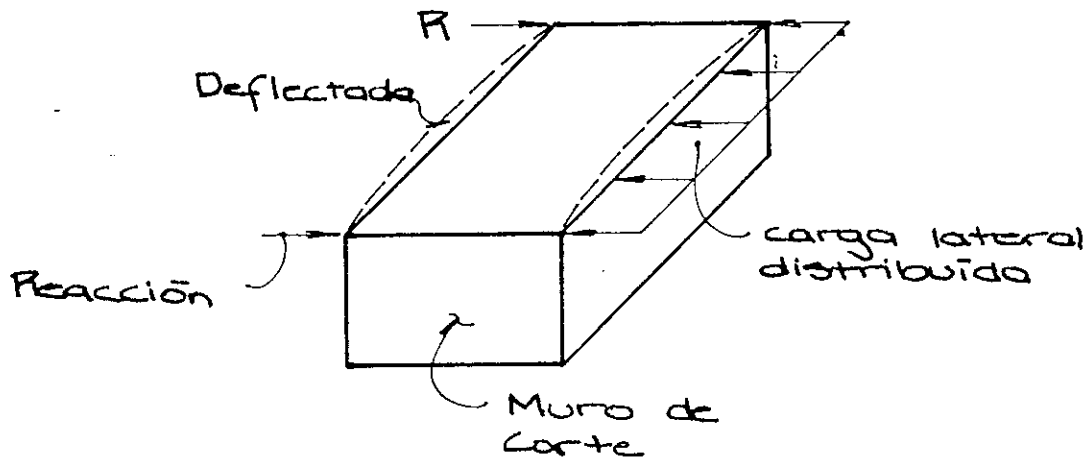


Figura 5.1

B. Acción básica del diafragma horizontal

Un diafragma horizontal puede definirse como un elemento estructural grande, pero delgado que se carga en su plano. Es un ensamble de elementos que incluyen:

1. Forro para piso y techo
2. Bastidores que soportan el forro
3. Miembros de frontera o perimetrales

Cuando se diseñan correctamente y se conectan entre sí, este ensamble funcionará como una viga horizontal apoyada entre elementos de resistencia vertical en los sistemas resistentes contra fuerzas laterales.(7)

El diafragma debe considerarse para cargas laterales, tanto en su dirección lateral como en la transversal. Como

todas las vigas, el diafragma horizontal debe diseñarse para resistir, tanto corte como momento (ver figura 5.2).(6)

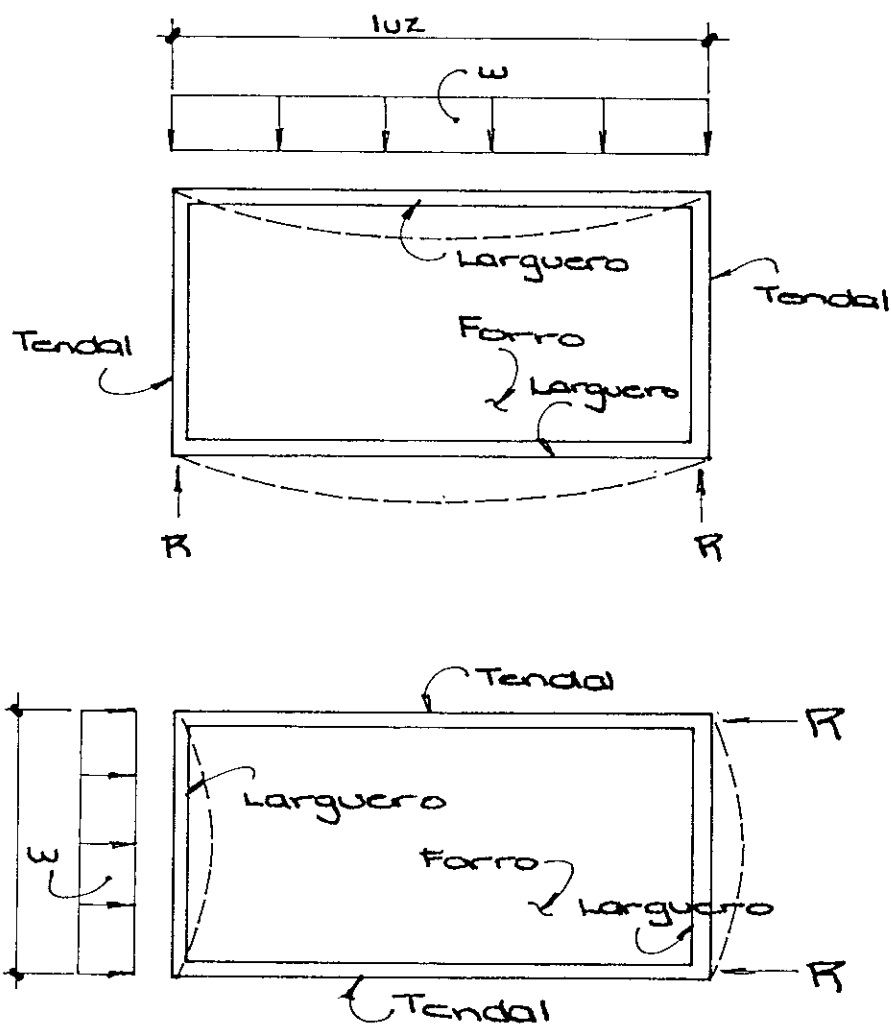


Figura 5.2

En general, un diafragma horizontal puede ser considerado como si fuera hecho de un elemento con resistencia a corte (el forro del techo o piso) y miembros perimetrales. Existen dos tipos de miembros perimetrales o

de frontera en un diafragma horizontal (largueros o soleras de corona y tendales), y la dirección de la carga aplicada determina la función del miembro. Los largueros se diseñan para transportar el momento del diafragma.(6,7)

En la mayoría de bibliografía se encuentra una analogía entre un diafragma horizontal y una viga I de acero. En la viga de acero, los patines resisten la mayor parte del momento, y el alma transporta el corte. En un diafragma horizontal, el forro corresponde al alma y los largueros a los patines. Los largueros se diseñan para transportar las cargas axiales creadas por los momentos. Estas fuerzas se obtienen transformando el momento a una fuerza par (ver figura 5.3). El corte se supone que es transportado completamente por el material del forro. Debe existir una adecuada posición en los clavos del forro en los miembros del bastidor para que pueda desarrollarse esta resistencia.(2)

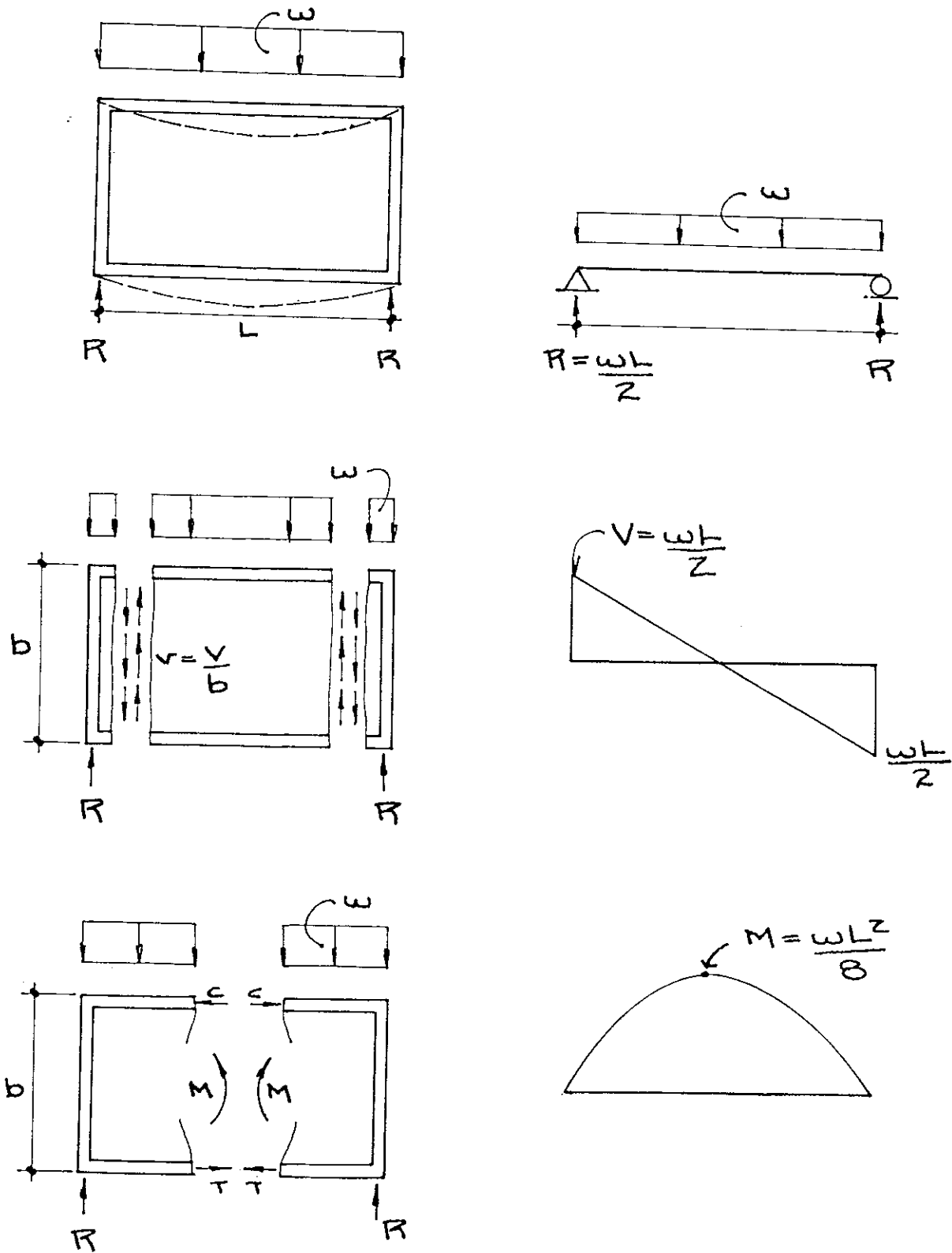


Figura 5.3

Los tendales son diseñados para transmitir las reacciones del diafragma a los muros de corte. Esto se convierte en consideración de diseño, solamente cuando los muros de corte que soportan son de menor longitud que el diafragma. El corte unitario sobre una abertura en un diafragma debe ser transmitido a los muros de corte por los tendales. La carga del tendal también se conoce como fuerza de arrastre, porque el tendal absorbe o arrastra el corte del diafragma a los muros de corte. Cuando los muros de corte son de marcos de madera, el corte unitario en éstos se supone como uniformemente distribuido en todo el largo del muro (ver figura 5.4).(4)

C. Resistencia al corte

El elemento que resiste el corte en el ensamble de un diafragma horizontal es el forro de piso o del techo. La mayor parte de los diafragmas horizontales utilizan el plywood, como forro, por la economía de instalación y el corte unitario permisible que provee.(4)

Para diafragmas de plywood y diafragmas contruidos de otros distintos paneles, el punto de salida es la determinación del espesor requerido del panel para las cargas del forro.

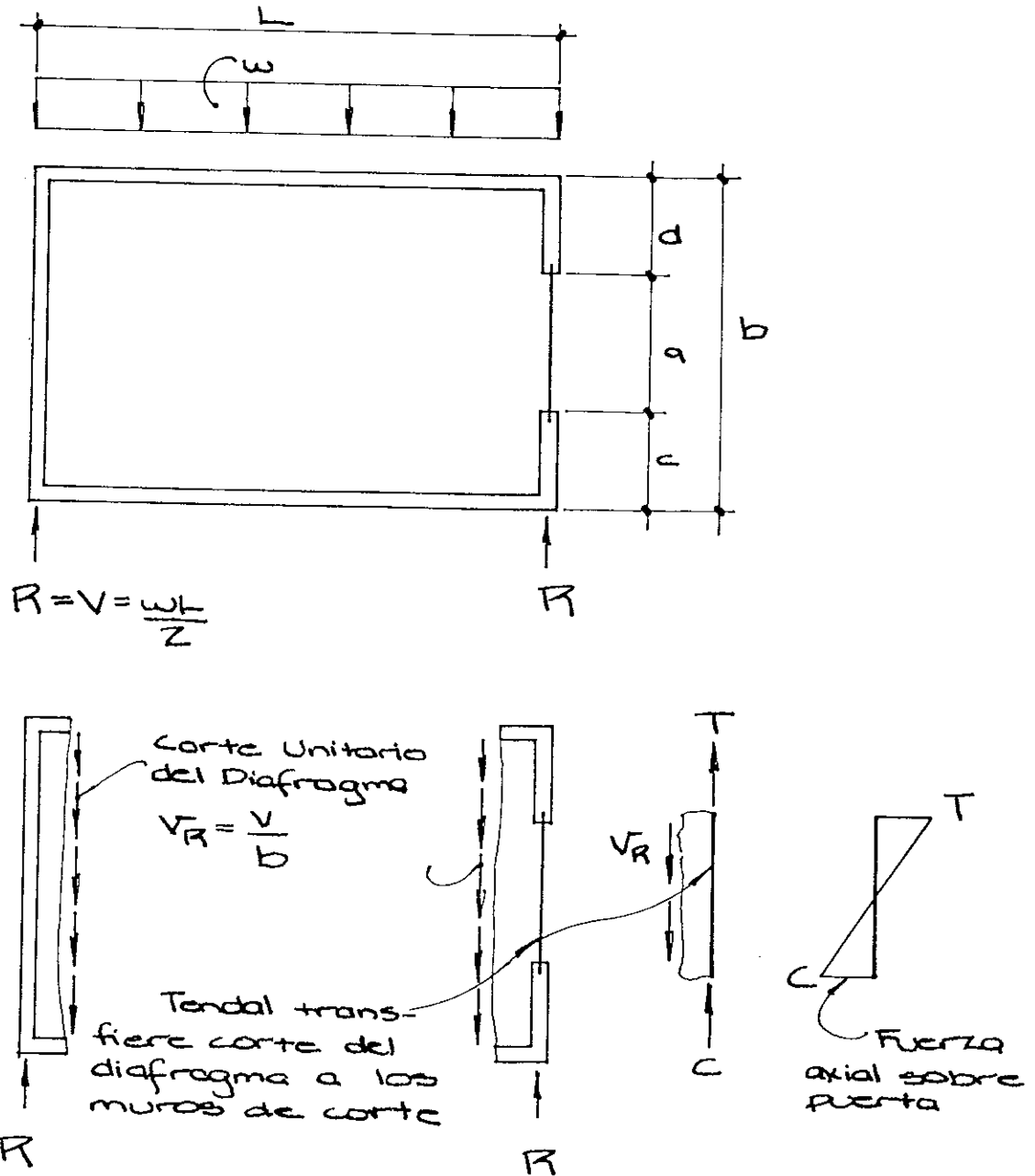


Figura 5.4

La capacidad de corte de diafragmas de plywood es el corte a través del espesor. De cualquier manera, en la mayoría de los casos, la capacidad de corte del plywood no es un factor determinante. Los cortes unitarios en el diafragma se basan usualmente en la capacidad de los clavos en la madera, en vez de la resistencia del panel de plywood.(6)

El espaciamiento de clavos requerido para un diafragma horizontal es diferente dependiendo del lugar donde se encuentren los clavos en el diafragma. Debido a la importancia de los requerimientos de clavado en el plywood, es necesario que el diseñador entienda claramente los patrones que se utilizan al construir un diafragma.

El patrón más simple para clavar se encuentra en los diafragmas no restringidos. Un diafragma no restringido es aquel que no tiene dos de sus orillas soportadas por bastidores. Estas orillas pueden estar completamente sin soporte alguno. Para este tipo de diafragma el requerimiento común para clavos es:

1. Orillas soportadas - 15 cm.
2. En miembros secundarios del bastidor - 15 cm en techos y 25 cm en pisos

Cuando un diafragma tiene todas sus orillas soportadas,

los requerimientos para clavado son los mismos, sólo que tienen más orillas soportadas.(4,8)

Aunque los requerimientos mínimos de clavado son los mismos para los dos tipos de diafragmas (restringidos y no restringidos), el corte unitario permisible es mucho mayor para los diafragmas restringidos. Estos cortes unitarios mayores son el resultado de una transferencia más directa de esfuerzos proveídos por el clavado en las cuatro orillas del panel de plywood.

Cuando un diafragma tiene carga última, existen diferentes modos de falla que pueden ocurrir en un diafragma de plywood. La falla más común es cuando la cabeza del clavo rompe el plywood.

El espaciamiento de clavos descrito anteriormente es para todos los diafragmas no restringidos. Para los diafragmas restringidos, estas provisiones para espaciamientos son simplemente los máximos permitidos. Se puede obtener un mayor corte unitario permisible disminuyendo el espaciamiento de clavos. En la tabla 25-J-1 del UBC se pueden encontrar los cortes unitarios permisibles para diafragmas restringidos y no restringidos.(8)

Cuando los cortes unitarios de diseño son muy grandes, los requerimientos de espaciamiento de clavos para

diafragmas restringidos deben interpretarse cuidadosamente. El espaciamiento de clavos en las siguientes líneas deben considerarse:

1. Fronteras del diafragma
2. Juntas continuas de paneles
3. Otras orillas de los paneles de plywood
4. Miembros intermedios del bastidor

D. Larguero del diafragma

Una vez que se haya diseñado el alma del diafragma, los patines o largueros deben considerarse. La fuerza axial en cualquier punto de los largueros puede ser determinada transformando el momento del diafragma en un punto en una fuerza par:

$$T = C = M/b$$

La tensión en el larguero es comúnmente el miembro crítico. Existen varias razones para esto. Una es que el esfuerzo permisible en compresión es comúnmente mayor que el esfuerzo permisible en tensión. Esto supone que el larguero se soporta lateralmente y el pandeo en la columna no es un factor determinante.(5,6)

Otra razón por la que la tensión en el larguero puede ser crítica, es que los largueros no son usualmente miembros continuos para todas las longitudes requeridas en los edificios. Para poder desarrollar fuerza en el larguero,

los miembros deben construirse adecuadamente empalmando miembros separados. Esto no es problema en miembros a compresión, porque las puntas del larguero pueden transmitir las cargas por medio del empalme a flexión. Los empalmes a tensión deben diseñarse adecuadamente.

Debido a que la magnitud de la fuerza en el larguero se calcula a partir del momento en el diafragma, debe reconocerse que la magnitud de la fuerza del larguero sigue la forma del diagrama de momento. La fuerza de diseño para cualquier empalme puede calcularse dividiendo el momento del diafragma, en el lugar donde se va a encontrar el empalme por la distancia que separa los largueros. Una forma simple y más conservadora de diseñar todos los empalmes de los largueros en el diafragma es utilizando la máxima fuerza que actúa en el larguero.(4)

También debe notarse que cada miembro del larguero debe ser capaz de funcionar en tensión o en compresión. La fuerza lateral aplicada puede cambiar de dirección y causar tensión o compresión en cualquier larguero.(7)

Debe considerarse los miembros de una estructura que pueden servir como largueros para un diafragma. En una estructura con marcos de madera y paredes de paralelas, se debe diseñar un larguero de doble miembro. Este tipo de construcción es aceptada por los contratistas y carpinteros

como práctica común. Aunque se haya desarrollado por tradición, el concepto es estructural.

El miembro superior no es continuo en estructuras ordinarias, al menos que estas tengan dimensiones bastante pequeñas. Por lo tanto, se utilizan dos miembros para que el empalme en un miembro pueda ser traslapado con el empalme en otro miembro. Esto crea un larguero continuo con, por lo menos, un miembro efectivo en cualquier sección. Cuando las cargas en un larguero sean demasiado grandes, se pueden utilizar más de dos miembros.(6)

Para que el miembro superior actúe como un larguero, ambos deben estar conectados adecuadamente. Si las fuerzas en el larguero son pequeñas, esta conexión se puede hacer con clavos, pero si la fuerza en el larguero es muy grande, la conexión requerirá el uso de pernos. Debe aclararse que las fuerzas en el larguero son usualmente el resultado de cargas de viento o sísmicas, por lo que un factor(CD) de 1.33 debe aplicarse tanto al diseño del larguero como de las conexiones.(4)

Los diafragmas de plywood se usan comúnmente en las estructuras que tienen paredes de concreto o de mampostería. En estas estructuras, el larguero es elaborado con refuerzo de acero horizontal dentro del concreto o de la mampostería. Si se supone que el concreto o la mampostería trabajan

solamente a compresión, el larguero en tensión es crítico. El esfuerzo en el acero se calcula dividiendo la fuerza del larguero por el área de acero colocado a nivel del diafragma.(6)

La doble pieza de madera en paredes de madera o el acero horizontal en las de mampostería o de concreto, son probablemente los elementos más comunes utilizados como largueros de diafragma. De todas maneras se puede diseñar otro elemento que funcione como larguero. Como ejemplo de otro tipo de larguero, se puede considerar una ventana grande en una pared de la fachada longitudinal de un edificio. El dintel de la ventana carga al techo o al marco del piso directamente por lo que puede diseñarse para que funcione como larguero. El dintel debe diseñarse, tanto para cargas verticales como para una combinación adecuada de cargas verticales y laterales. La conexión del dintel con el muro de corte también tiene que diseñarse.(4)

El adecuado funcionamiento del larguero requiere que el diafragma horizontal se ancle adecuadamente a los largueros y a los muros de corte.

E. Distribución de fuerzas laterales en un muro de corte

Si un muro de corte tiene puertas o ventanas, la fuerza lateral total en la pared es absorbida por los segmentos

efectivos de la pared. En muros de corte de madera, estos segmentos efectivos que cargan se conocen como paneles de corte o muros de corte. El diseñador debe entender cómo distribuir la fuerza total a todos los elementos resistentes para que los cortes unitarios en las paredes puedan calcularse.

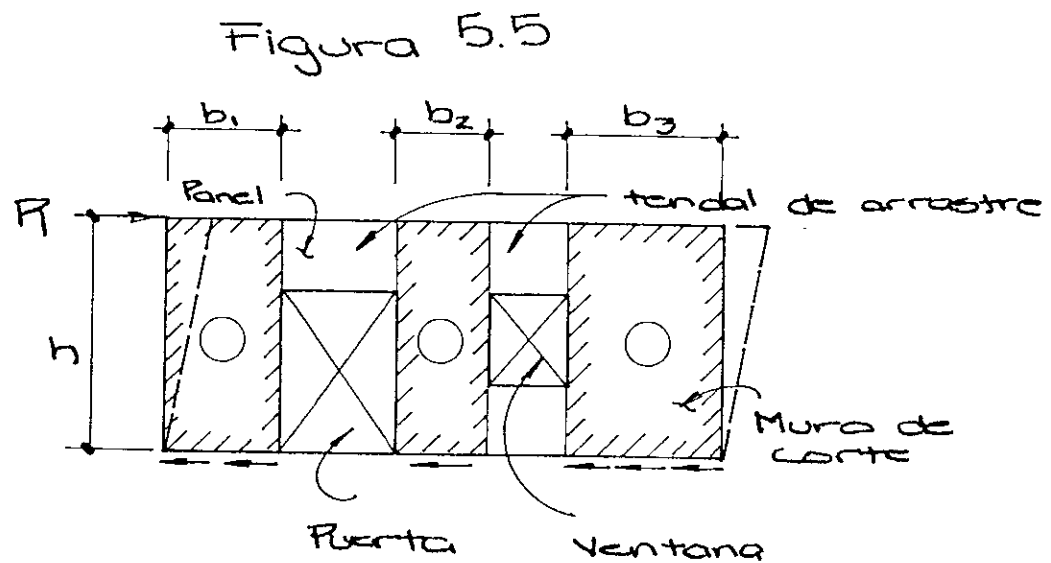
Debe conocerse el método para distribuir las cargas laterales, pues se usa para determinar la carga para el elemento del diafragma horizontal llamado tendal. Se supone que el corte unitario es uniforme a todo lo largo del muro de corte. La fuerza en un panel es directamente proporcional a su longitud (ver figura 5.5). En un muro de corte de madera, usualmente se supone que la pared está hecha de paneles separados. Los paneles de corte se conectan para que puedan deflectarse lateralmente la misma cantidad en el nivel del diafragma horizontal. El tendal de arraste o miembro de amarre proveen la conexión entre los paneles de corte. Para las paredes típicas, en un muro de corte de madera, la resistencia a la carga lateral aplicada se supone como uniforme en toda la longitud de los paneles de corte y se calcula como:

$$v = R / \text{sumatoria de longitudes}$$

El corte unitario es entonces igual en todos los paneles.

Para que esta distribución sea correcta, la pared debe

ser construida para que los paneles funcionen como elementos separados que resistan al corte. La proporción de alto a ancho (h/b) debe ser menor o igual a 3.5 para muros de corte restringidos de plywood. Además, se supone que los paneles de corte tienen todos la misma altura. Esto se obtiene utilizando paneles de la altura total del muro de corte a cada extremo de los paneles. Todos los paneles deben deflectar la misma cantidad. Esto se logra amarrando todos los paneles con un tendal. (4)



F. Fuerzas de arrastre en tendales

Los miembros perimetrales que son paralelos a la carga lateral aplicada en un diafragma horizontal son los tendales. Esencialmente, el tendal hala o arrastra el corte

unitario en un segmento sin soporte de un diafragma horizontal a los elementos soportantes en un muro de corte.

Los miembros en una estructura que funcionan como tendales son comúnmente los mismos miembros que se utilizan como largueros para la carga lateral en la otra dirección. Por lo que el diseño del larguero y del tendal en una pared debe simplemente implicar el diseño del mismo elemento para fuerzas distintas. Para un miembro perimetral específico, la fuerza del larguero debe compararse con la fuerza del tendal, y el diseño del elemento debe basarse en la carga crítica.

Estos miembros se encuentran indiferentemente en tensión o en compresión y pueden tener flexión. La flexión puede resultar de cargas verticales en los dinteles. Un dintel de madera se puede utilizar para soportar las cargas sobre una ventana. El dintel debe diseñarse tanto para cargas laterales como para cargas verticales. Las combinaciones de carga son:

1. Cargas verticales $CM + CV$
2. Combinación de cargas verticales y laterales
 - a. Para cargas laterales paralelas a la pared, la carga en el dintel es la fuerza del tendal
 - b. Para cargas laterales perpendiculares a la pared, la carga en el dintel es la fuerza del larguero

del diafragma.

Las conexiones son muy importantes. El miembro debe ser suficientemente fuerte, pero poco se gana si el tendal no se conecta adecuadamente a los elementos soportantes del muro de corte.(4)

La fuerza en el tendal es mayor en los extremos de las aberturas en las paredes. La fuerza mayor se calcula fácilmente como el corte unitario en el diafragma horizontal por la mitad de la longitud de la abertura en la pared.

La fuerza en el tendal varía linealmente a lo largo de la longitud del tendal. En un extremo de la abertura el tendal está en tensión, y en el otro extremo se encuentra en compresión. Debido a que la carga lateral puede ser aplicada en cualquier dirección, los extremos pueden estar esforzados tanto en tensión como en compresión. De todas maneras la fuerza en un panel decrece desde un máximo en la abertura de la pared a cero en el otro extremo del muro de corte.(6)

Se puede encontrar un mayor problema cuando la abertura de la pared no se localiza simétricamente en la pared (ver figura 5.6). Aquí una mayor parte de la carga total en la pared es transportada por el panel de corte de longitud mayor. Un mayor porcentaje del corte del diafragma sin soporte debe ser transmitido por el tendal al panel más grande.(4)

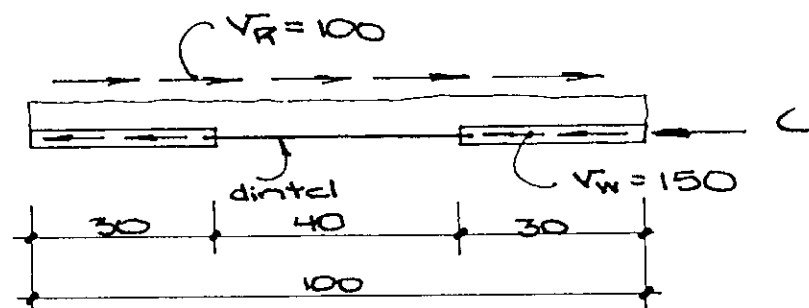
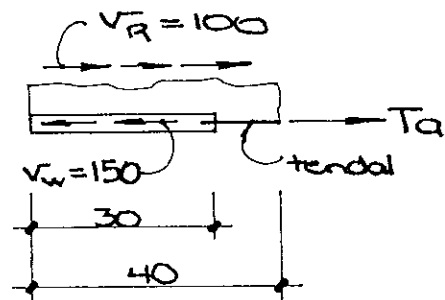
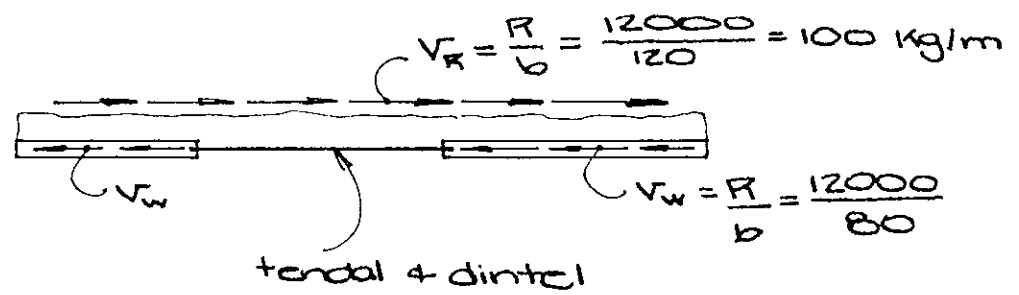
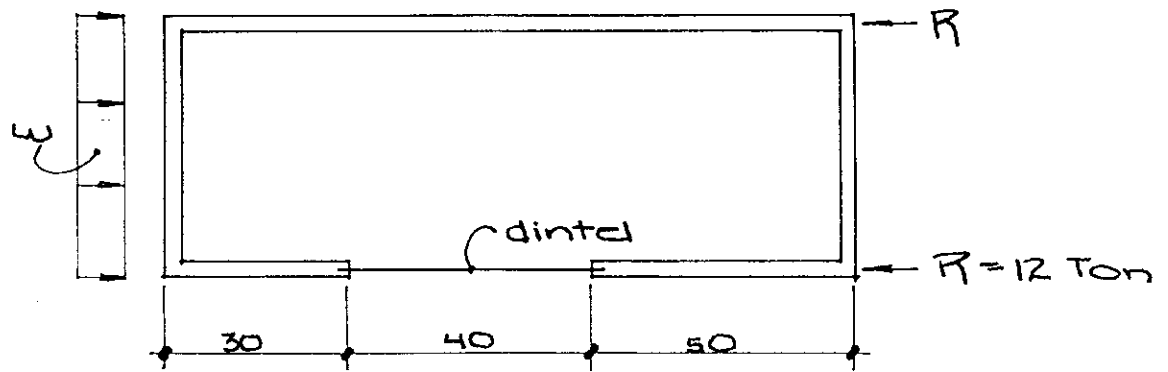
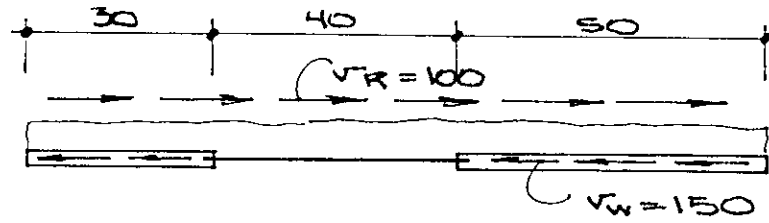
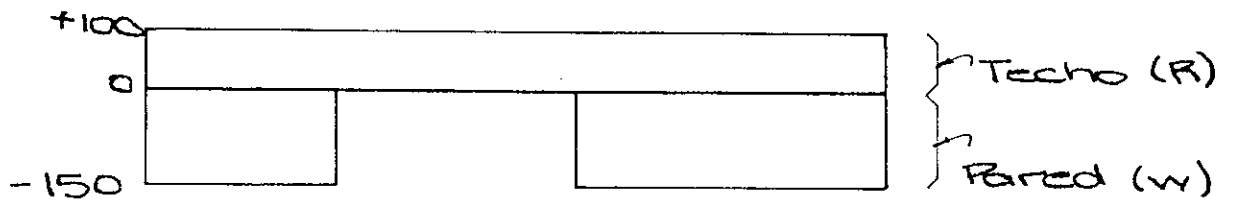


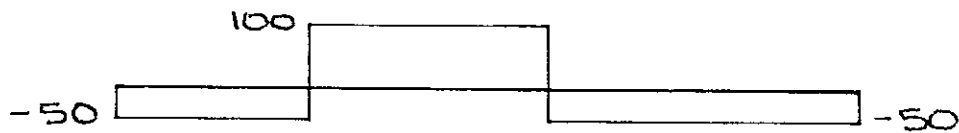
Figura 5.6 a



Planta



Cortes Unitarios (kg/m)



Cortes Unitarios Netos (kg/m)

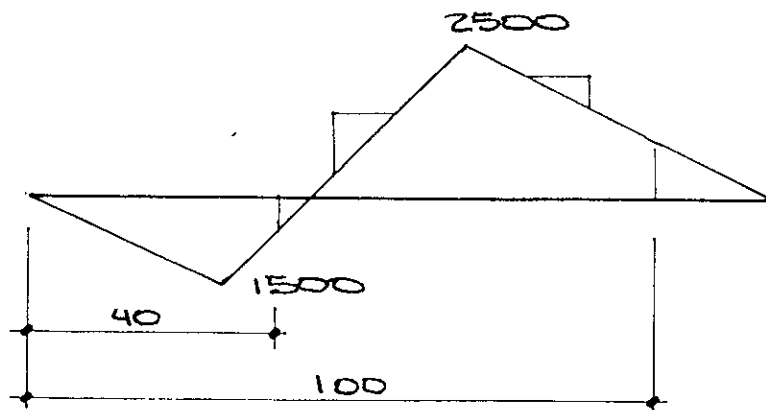


Figura 5.6 b

La magnitud de la fuerza en cualquier punto del tendal, puede determinarse de varias maneras. Existen dos métodos posibles. El primer método involucra solamente una sumatoria de fuerzas en el diagrama de cuerpo libre de la pared. Se corta el miembro en el punto donde se desee encontrar la fuerza del tendal. Las otras fuerzas que actúan en el diagrama de cuerpo libre son los cortes unitarios del diafragma horizontal y los cortes unitarios en los muros de corte.

El segundo método provee un diagrama de la fuerza a lo largo de todo el tendal. Con este diagrama se puede determinar la fuerza del tendal en cualquier punto.

Existe un tercer método en el cual se determina la máxima fuerza que se puede desarrollar en el tendal, independientemente del lugar donde se encuentre a lo largo de la pared. Esta fuerza se puede tomar como el corte unitario en el diafragma horizontal por la longitud de la abertura de la pared. Por lo que las conexiones en los extremos del tendal, así como del tendal, se diseñarán de manera conservadora para esta fuerza. Cuando hay varias aberturas en una pared, el diseñador puede utilizar este método para determinar, de una manera bastante conservadora, la fuerza del tendal sumando el corte unitario en el diafragma horizontal y todas las longitudes de las aberturas

en la pared.(4)

Una vez se determinan las fuerzas del tendal, estas se comparan con las fuerzas del larguero en los puntos correspondientes a lo largo de la pared, para determinar las condiciones críticas de carga.

6. Deflexiones en el diafragma

Las deflexiones en el diafragma son muy importantes debido a que las paredes están fijadas al diafragma horizontal y son forzadas a deflectarse con el diafragma (ver figura 5.7). Las paredes con marcos de madera son capaces de acomodarse a mayores deflexiones que los sistemas de paredes más rígidos. Si las paredes se construyen para que puedan soportar estas deformaciones sin fallar, no hay por qué preocuparse por las deformaciones en los diafragmas. Pero existe un problema cuando la deflexión es grande o cuando las paredes se construyen demasiado rígidas y no pueden tolerar mucha deflexión. En este caso, el diafragma transmite una deflexión a la pared que puede causar sobreesfuerzos en ella.(4)

Existen dos métodos para establecer las deflexiones en los diafragmas. El método que más se utiliza no calcula la magnitud de la deflexión, solamente utiliza la relación entre el largo y el ancho del diafragma. En este método,

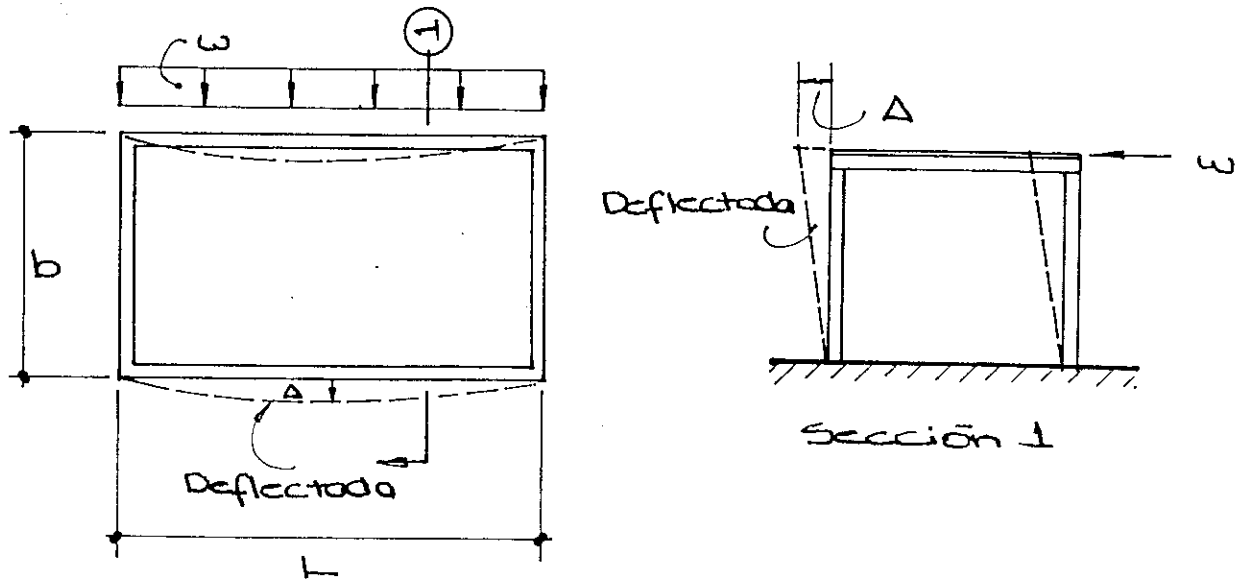


Figura 5.7

esta relación debe ser menor a cierto límite. Para diafragmas de plywood no debe exceder a 4. Para otros tipos de diafragma ver tabla 25-I del UBC.(8)

Este método nos limita las deflexiones en el diafragma si las proporciones del mismo son razonables. Aunque no se obtiene algún valor para la deflexión este es el método que se utiliza comúnmente.

El otro método que se utiliza para encontrar las deflexiones en el diafragma es calculando el valor numérico

de dicha deflexión. La deflexión total que ocurre en una viga ordinaria se debe a dos componentes: flexión y corte. Pero en la práctica, la deflexión por corte en las vigas no se toma en cuenta por ser sumamente pequeña y sólo se calcula la deflexión por flexión.(4)

En los diafragmas horizontales, la deflexión total es la suma de la deflexión causada por 4 factores. Todos estos factores contribuyen de manera significativa en la deflexión total del diafragma. La fórmula más aceptada para la deflexión de un diafragma horizontal es:

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4$$

donde Δ_1 = deflexión por flexión

Δ_2 = deflexión por corte

Δ_3 = deflexión por deformación de los clavos

Δ_4 = deflexión por falla en los empalmes del larguero

Esta fórmula sólo se aplica a diafragmas restringidos.(4)

Un problema que debe tomarse en cuenta en el cálculo de la deflexión es que no hay un criterio definido contra el cual la deflexión del diafragma tiene que ser comparada. Los límites utilizados para vigas (como L/180 o L/360) no se aplican a deflexiones en diafragmas. Estos límites no evalúan los efectos de las deformaciones impuestas en las paredes soportadas por el diafragma. Por lo tanto el método

de la relación largo a ancho de un diafragma es el más utilizado.

H. Diafragmas con muros de corte interiores

Muchas estructuras utilizan muros de corte interiores además de los exteriores. En este caso el techo o el piso se supone como que si actuara como diferentes diafragmas horizontales (ver figura 5.8).

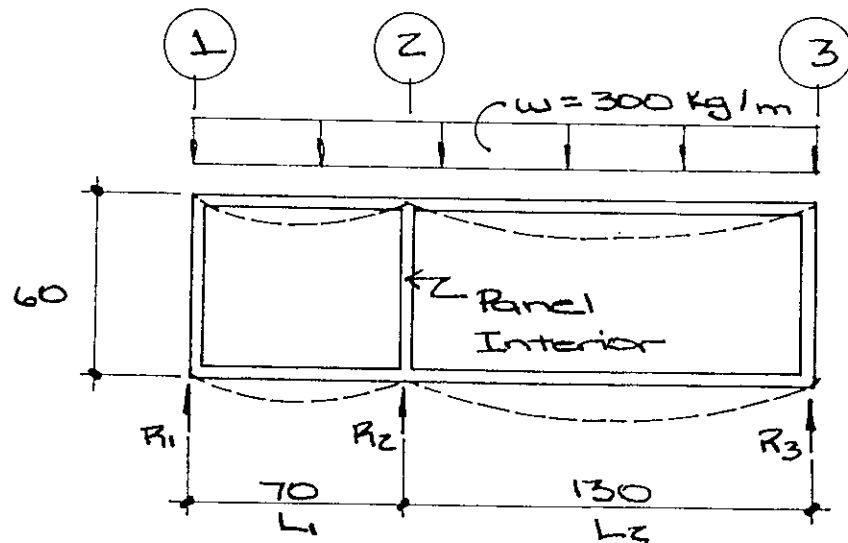


Figura 5.8 a

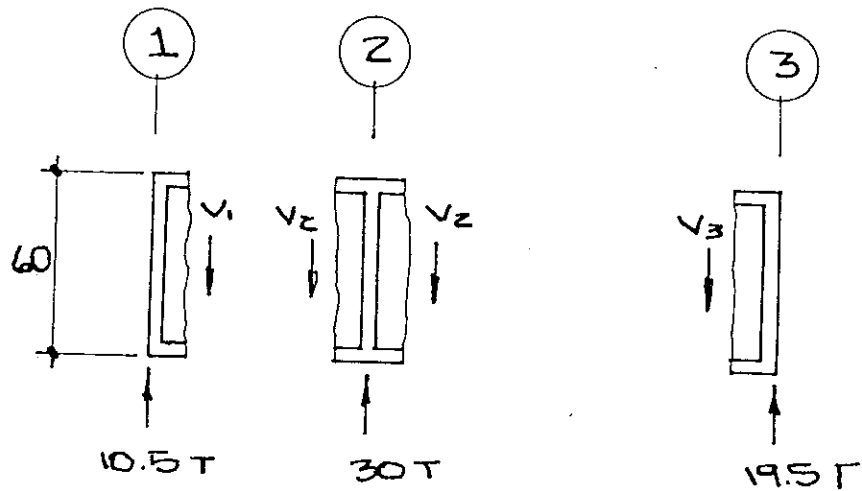
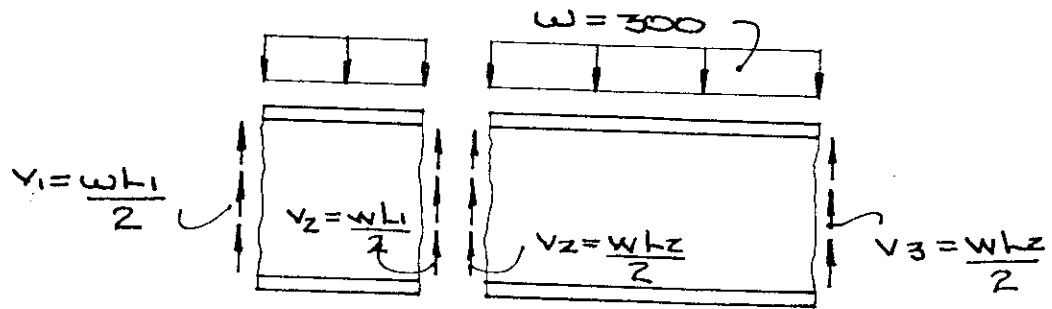


Figura 5.8b

Como los diafragmas son supuestos como elementos separados, se consideran como vigas simplemente soportadas que se encuentran entre muros de corte. Por lo tanto el corte en el diafragma puede determinarse usando los métodos previamente descritos para muros de corte exteriores. La diferencia radica en el hecho que la luz del diafragma se mide entre paredes paralelas adyacentes y no simplemente

entre paredes exteriores de la estructura. Con estos distintos diafragmas encontraremos distintos cortes unitarios en los diafragmas.

Las cargas en los muros de corte se calculan como la suma de las reacciones de los diafragmas horizontales que son soportados por el muro de corte. Entonces, en un muro de corte exterior, la carga es la reacción de sólo un diafragma horizontal. Para muros de corte interiores la carga en ellos es la suma de las reacciones de los diafragmas en ambos lados del muro.

La fuerza en el larguero para los diafragmas se determina de la misma manera que para estructuras con muros de corte exteriores. Los momentos en los diafragmas respectivos se calculan como si fueran momentos de vigas. Una vez las fuerzas del larguero son determinadas, los largueros se diseñan de acuerdo a los procedimientos preestablecidos.(2,4)

I. Muros de corte interiores con tendales de arrastre

Si un diafragma horizontal es soportado por un muro de corte interior que no es de la longitud total de la estructura o que tiene aberturas en el mismo, se requerirá un tendal de arrastre. El tendal transferirá el corte unitario de la parte sin soportar del diafragma horizontal

al muro de corte. En el caso de un muro de corte interior, la fuerza de arrastre va a ser igual a la suma de fuerzas del diafragma horizontal en los dos lados del muro de corte (ver figura 5.9).(4)

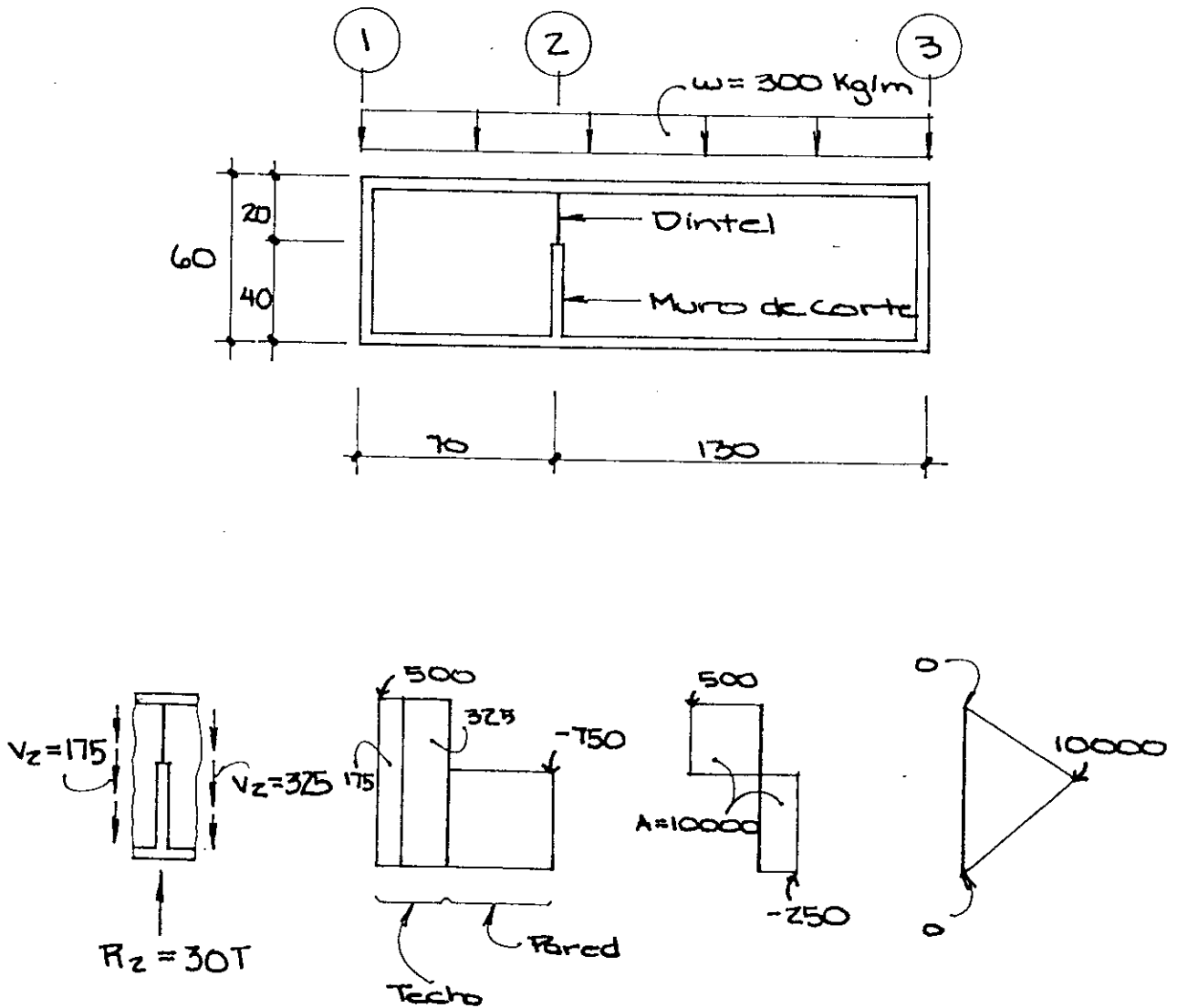


Figura 5.9

La distribución de la fuerza en el tendal, a lo largo de toda su longitud, se puede dibujar a partir de las áreas de los diagramas de corte unitarios netos. De este diagrama se puede ver que la fuerza axial crítica en el tendal está en el punto donde se conecta al muro de corte, el miembro y la conexión deben diseñarse para esta fuerza. Además, también deben considerarse los efectos combinados de cargas de gravedad.

Todas las paredes interiores no son necesariamente muros de corte. Para que un marco de madera interior funcione como un muro de corte, debe tener un forro de resistencia adecuada y debe ser clavado al marco para que se desarrolle la resistencia al corte. Además, la relación entre altura y ancho (h/b) debe ser menor que los límites presentados en el UBC en la tabla 25-1. El diafragma debe también conectarse al muro de corte para que se puedan transferir los cortes.(8)

Además de los requerimientos de resistencia, también hay que considerar los largos relativos de las paredes y su localización en la estructura. Si consideramos una pared interior que es muy pequeña en comparación con la pared adyacente paralela, la pared grande exterior es más rígida que la interior. Para que se distribuya la carga en un diafragma horizontal a las paredes usando anchos

tributarios, los muros de corte tienen que ser los adecuados.

La gran rigidez de una pared exterior absorberá una mayor carga lateral, tanto para la pared exterior como para la interior. Debido a esto, es mejor ignorar las paredes cortas interiores y diseñar la pared exterior para toda la carga lateral que le tributa el diafragma. La pared pequeña debe entonces forrarse y clavarse pobremente para asegurarse que no interfiere con la luz del diafragma.

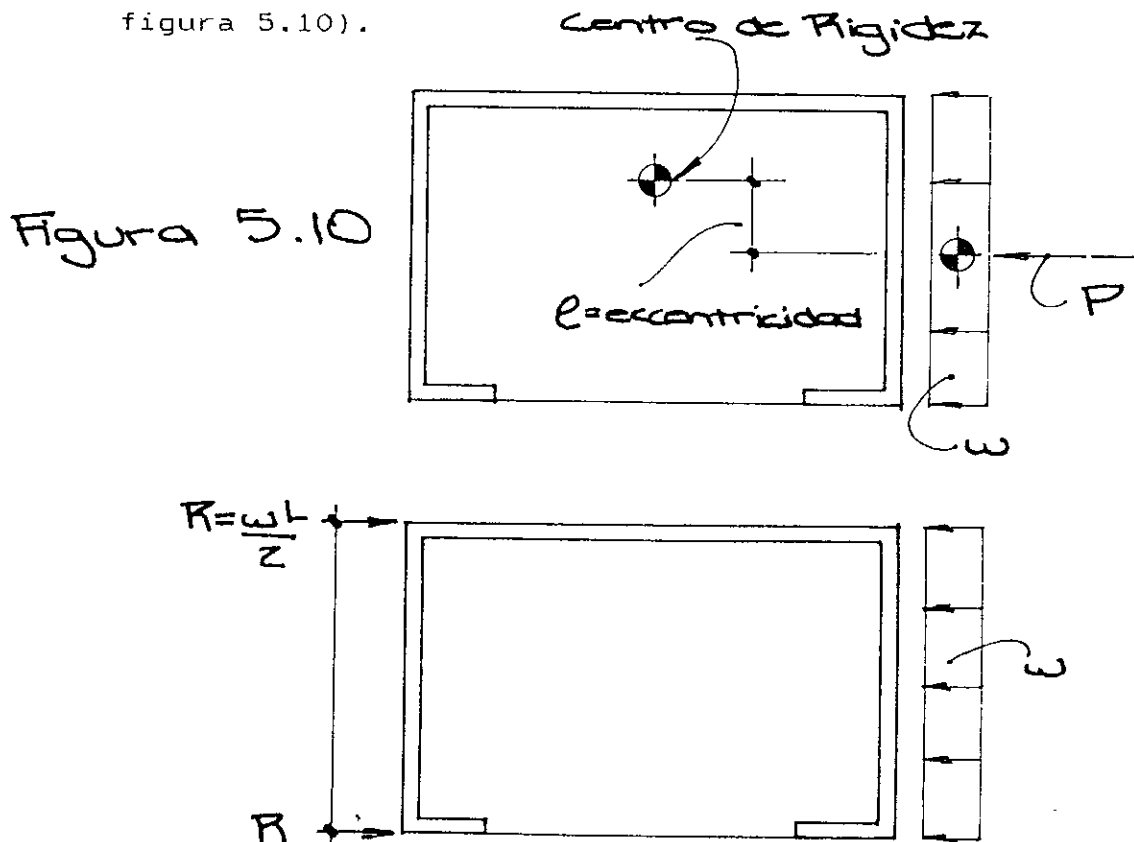
En una construcción con marcos de madera debe juzgarse cuáles paredes se tomarán como muros de corte y cuáles no. Las longitudes relativas y su proximidad a otras paredes más rígidas se utiliza para determinar si una pared es muro de corte o no.(4)

J. Flexibilidad de los diafragmas

Hay que clasificar a los diafragmas horizontales de acuerdo a su tendencia a deflectarse bajo la acción de las cargas. Los pisos de concreto o losas se deflectan poco bajo las cargas laterales y se definen como diafragmas rígidos. Los diafragmas de madera, por otra parte, se deflectan mucho más y son clasificados como diafragmas flexibles. Hay que diferenciar estos tipos de diafragmas debido a que la distribución de las cargas laterales son diferentes.

En un diafragma rígido se desarrolla un momento torsional si el centroide de la carga lateral no coincide con el centro de rigidez de los muros de corte. El efecto de este momento torsional es causar cortes adicionales en los muros de los que normalmente existirían. Por esta razón, los códigos no permiten que los muros de corte de madera carguen losas de concreto.

Los diafragmas de madera son, en la mayoría de casos, flexibles, y la rotación no es considerada. Aquí la carga lateral en los muros de corte se determina simplemente utilizando los anchos tributarios de las paredes. La carga es distribuida a los elementos resistentes de la pared (ver figura 5.10).



En algunas estructuras de madera se puede utilizar la rotación para resistir cargas laterales. Esto ocurre, generalmente, en estructuras con un lado abierto. En otras palabras, la estructura no tiene una pared de longitud suficiente para que funcione como un muro de corte adecuado. La única manera que esta estructura pueda ser diseñada es tomando el momento torsional en la rotación. El momento torsional se resuelve con un par de fuerzas que actúan en las paredes transversales.(7)

VI. MUROS DE CORTE

A. Introducción

Los muros de corte son los elementos verticales en los sistemas resistentes a fuerzas laterales. Soportan los diafragmas horizontales y transfieren las cargas laterales a la cimentación.

Los diafragmas horizontales de plywood son comúnmente usados en estructuras con muros de corte de concreto, mampostería o marcos de madera.

Se pueden utilizar varios materiales de forro para lograr la acción de muro de corte en un marco de madera, entre los que se puede mencionar :

1. Paneles de Madera Contrachapada
2. Paneles de Tablayeso
3. Fibrolit
4. Madera Prensada
5. Forro de Duelas

Cuando las cargas de diseño son relativamente pequeñas, cualquier material que cubra la pared puede ser adecuado para desarrollar la acción de muro de corte. Pero cuando el corte unitario se vuelve muy grande, es necesario diseñar

los paneles y el espaciamiento de clavos para desarrollar la capacidad para la carga requerida.(4)

B. Acción básica de muros de corte

Esencialmente, un muro de corte se encuentra en voladizo desde el cimiento, mientras esta sujeto a una o más cargas laterales. Como su nombre lo indica, la forma básica que resiste es el elemento de corte. El concepto de paneles de corte en una pared de marco de madera conlleva a una suposición usual, que la carga lateral se distribuye de forma uniforme a toda la longitud de los paneles.

En la figura 6.1 se muestra la acción de voladizo en un muro de corte. Aquí se muestra el corte típico de un panel para la estructura de un piso. Si existieran pisos adicionales, habrían cargas aplicadas al muro de corte en los niveles de diafragma. Si la carga lateral es un carga de sismo, también existirá una fuerza inercial generada por la masa del muro.

Una variedad de materiales de forro pueden ser usados para resistir las cargas laterales. El UBC limita la relación alto a ancho (h/b) para paneles de corte con el fin de desarrollar la resistencia efectiva al corte. Los límites de h/b varían dependiendo de los materiales utilizados como forro.(8)

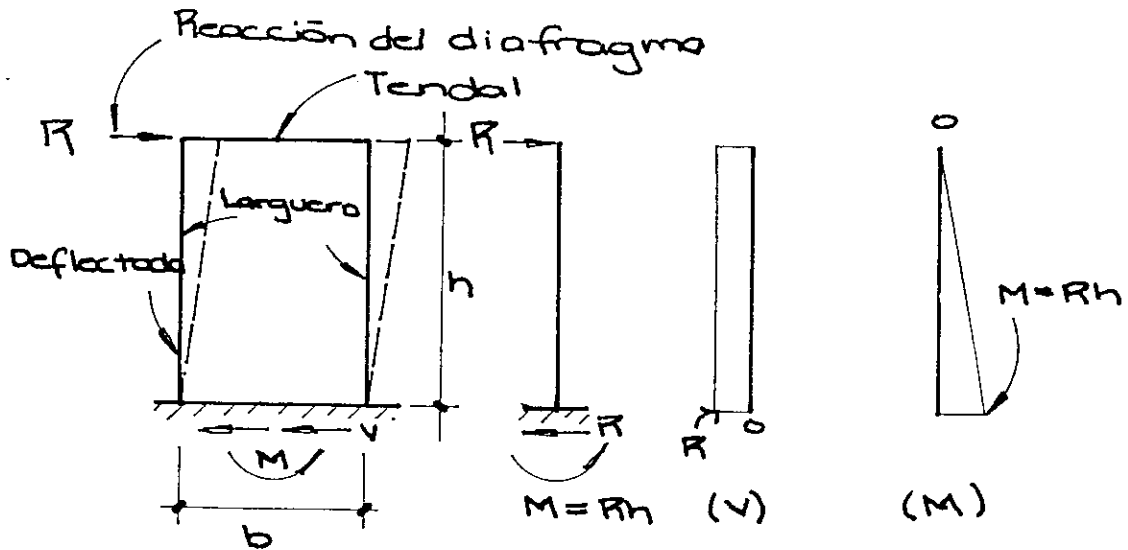


Figura 6.1

Entre los parámetros a considerar para el diseño de un muro de corte se puede mencionar:

1. Espesor del forro
2. Espaciamiento de clavos en el muro de corte
3. Diseño del languero
4. Diseño del tendal
5. Proporciones del panel de corte
6. Requisitos de anclaje

Estos factores son parecidos a los requeridos por un diafragma horizontal, pero los procedimientos de diseño son distintos. (4)

El espesor del forro depende del tipo de material utilizado para construir el muro. Las cargas normales a la superficie y el espaciamiento de los paralelos en la pared pueden determinar el espesor del forro, pero normalmente el corte unitario es el que manda en el espesor. En otros casos, el espesor del forro puede ser determinado por la seguridad de la estructura, por ejemplo cuando se necesita resistencia al fuego. El espaciamiento de los clavos en el muro de corte son función de los cortes unitarios de diseño y de los materiales que se construyen.

Al igual que con los diafragmas horizontales, los largueros se diseñan para resistir el momento y se requieren en los extremos de los paneles. El tendal para un muro de corte es el mismo miembro que en el diafragma horizontal. Es la conexión entre el muro de corte y el diafragma horizontal para cargas paralelas al muro de corte.

Las proporciones de un panel de corte se miden como se mencionó anteriormente, por la relación h/b . En edificaciones con más de dos niveles, la altura del muro de corte es la distancia entre dos diafragmas horizontales. En la mayor parte de los casos, los paneles que satisfacen la relación h/b están considerados, por muchos diseñadores como que también tienen las proporciones necesarias para evitar la deflexión excesiva bajo cargas.

Las breizas diagonales se han utilizado por mucho tiempo en los marcos livianos de casas, no se recomienda su uso en zonas sísmicas debido al pobre resultado que han tenido.

C. Paneles en muros de corte

La mayor parte de los muros de corte usan forros de plywood o de duelas. La tabla del UBC 25-K-1 da los cortes unitarios permisibles para muros de corte hechos con plywood estructural.(8)

La tabla 25-I del UBC propone un límite para la relación de h/b de 3.5 para muro de corte con bastidores restringidos de plywood. Este es el límite más grande de la relación alto o ancho permitida para bastidores de muros de corte de madera. Para otros materiales utilizados como forros el valor máximo de la relación h/b se encuentra entre 1.5 y 2.0.(4,8)

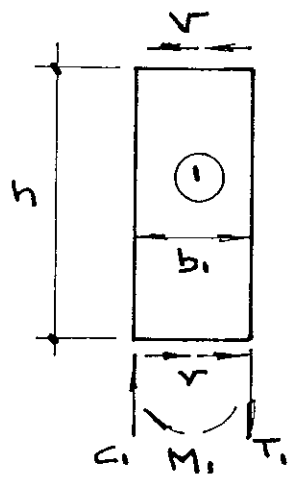
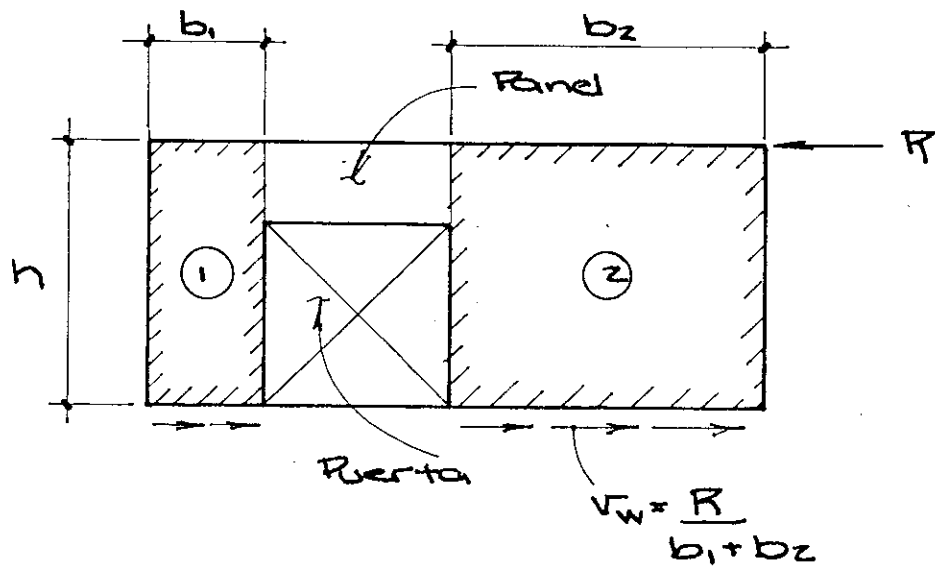
Estos límites deben tomarse en cuenta en la selección de los materiales para los paneles de corte.

D. Los largueros en los muros de corte

Los elementos verticales en ambos extremos del panel de corte son los largueros del diafragma (ver figura 6.2). Como en los diafragmas horizontales, los largueros están diseñados para transportar todo el momento. El momento en la

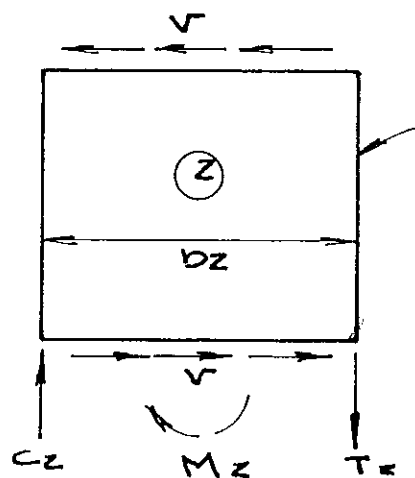
base del panel de corte se transforma en un par de fuerzas que crea fuerzas axiales en los tendales de las orillas.(4)

Figura 6.2



$$M_1 = v(b_1)(h)$$

$$C_1 = T_1 = v h$$



$$M_2 = v(b_2)(h)$$

$$C_2 = T_2 = v h$$

Algunos diseñadores analizan los largueros en el muro de corte para fuerzas creadas por el momento de volteo en la pared. Esta es una forma conservadora para diseñar a tensión porque no toma en cuenta la reducción del momento causado por la carga muerta del bastidor de la pared.

Los esfuerzos críticos pueden ser los de tensión en la sección neta. Pueden ocurrir reducciones en la sección de la base de tensión del larguero para conexiones tipo "tie down".

En el larguero de compresión, la fuerza de volteo puede no ser la fuerza crítica para el diseño del elemento. Las fuerzas de gravedad pueden ser soportadas por el larguero, además de la fuerza producida por el volteo. Si los largueros son paralelos, la compresión perpendicular a la fibra de los elementos debe tomarse en cuenta. Con una columna funcionando como larguero, se necesita una placa de aplastamiento para reducir el esfuerzo por aplastamiento. Debido a que las cargas laterales pueden venir de cualquier dirección, los largueros de los muros de corte deben diseñarse, tanto para tensión como para compresión.

Para que los paneles de un muro de corte funcionen de la manera prevista, deben usarse paralelos dobles del total de la altura como largueros en los extremos de los paneles de corte. Estos tenderán a enfatizar la continuidad vertical de

los paneles. Además, se puede usar un clavado pobre para aislar los paneles.(6)

E. Consideraciones de anclaje

Generalmente, el anclaje se refiere al amarre entre los elementos principales para que la estructura funcione como una unidad que resistan las cargas de diseño. Aunque las cargas de gravedad necesitan ser consideradas, el término anclaje se refiere principalmente a las cargas laterales (ver figura 6.3).(4)

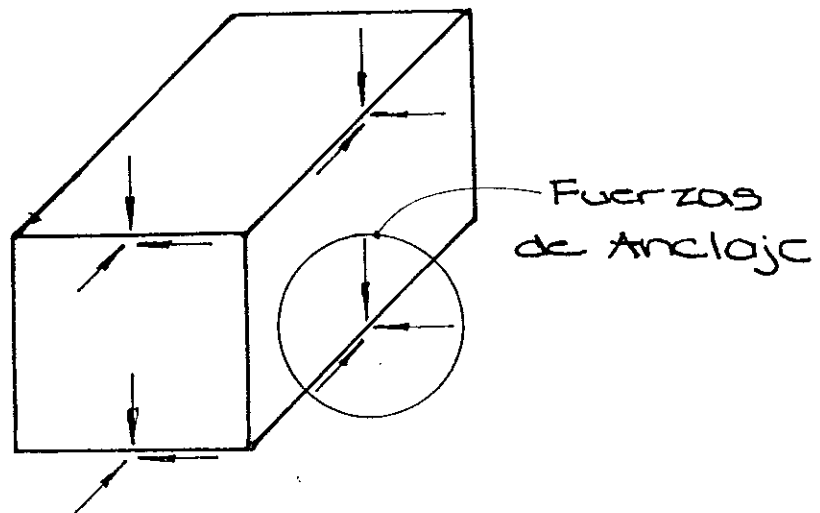


Figura 6.3

El anclaje puede ser sistemáticamente proporcionado, considerando la transferencia de las siguientes cargas:

1. Cargas de gravedad

2. Cargas laterales paralelas al muro

3. Cargas laterales perpendiculares al muro

Si se diseña la conexión entre el diafragma horizontal y los muros de corte y donde los muros de corte se conectan a la cimentación, la estructura quedará anclada de manera natural.(4)

Es conveniente separar las condiciones de anclaje en dos partes: 1) La transferencia de fuerzas laterales en la base del muro de corte; y 2) El anclaje entre el diafragma horizontal y el muro de corte que es bastante complicado.

F. Cargas de gravedad

El término anclaje, implica el diseño de una conexión para cargas laterales, pero esto se puede ver como parte de una conexión total. En condiciones normales, las primeras cargas que se toman en cuenta son las de gravedad. Estas comienzan a nivel de techo y pasan a través de toda la estructura hasta llegar a la cimentación. En la figura 6.4 puede verse el "flujo" de estas fuerzas a través de la estructura.

La magnitud de las fuerzas requeridas para el diseño del anclaje pueden obtenerse del diseño de las vigas y de las columnas.

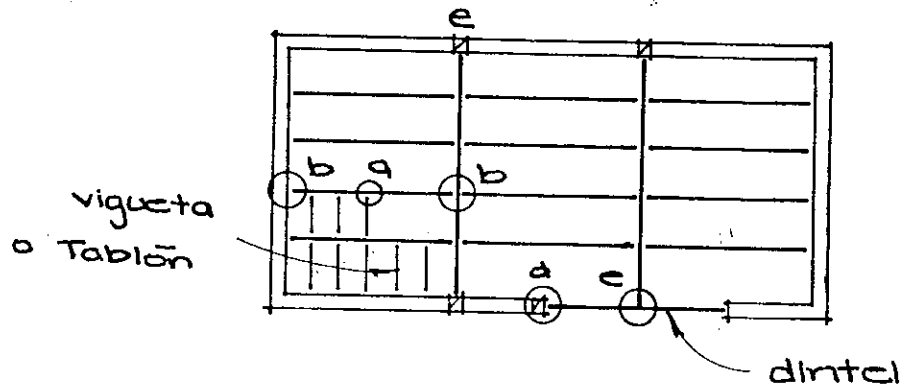


Figura 6.4

G. Cargas laterales paralelas a la pared

Un muro de corte soporta las cargas laterales, que a la vez son paralelas a la pared. Lo hace mientras está en voladizo con la cimentación, y tanto el momento como el corte se desarrollan en la base de la pared. Debe proveerse un anclaje diferente para corte y otro para momento.

Las conexiones que resisten momento se resolverán primero. Como se mencionó anteriormente, el momento es transportado por los largueros, y las fuerzas en los largueros se encuentran transformando el momento en una fuerza par. Las fuerzas en los largueros pueden calcularse del momento de volteo o del momento resistente proveído por la carga muerta.

Para el diseño de la conexión, el larguero a tensión es el más importante. La fuerza en el larguero a tensión y de la conexión en la base del larguero a tensión, serán importantes para: los paneles altos, los paneles delgados y para la resistencia de cargas muertas pequeñas. Cuando estas condiciones existen, se desarrolla una gran fuerza de tensión hacia arriba en la base de la pared.

Después que el muro de corte se ancla a la cimentación para cualquier fuerza de tensión en el larguero, se debe chequear la estabilidad del muro. En este caso debe incluirse la carga muerta de cimentación en el momento resistente (ver figura 6.5).

La conexión a tensión en el muro de corte generalmente se hace con una pieza prefabricada de metal. Esta pieza se pega al larguero con pernos, y a la cimentación con pernos de anclaje (pernos tipo J). La cantidad y el tamaño de los pernos dependen de la carga de diseño.

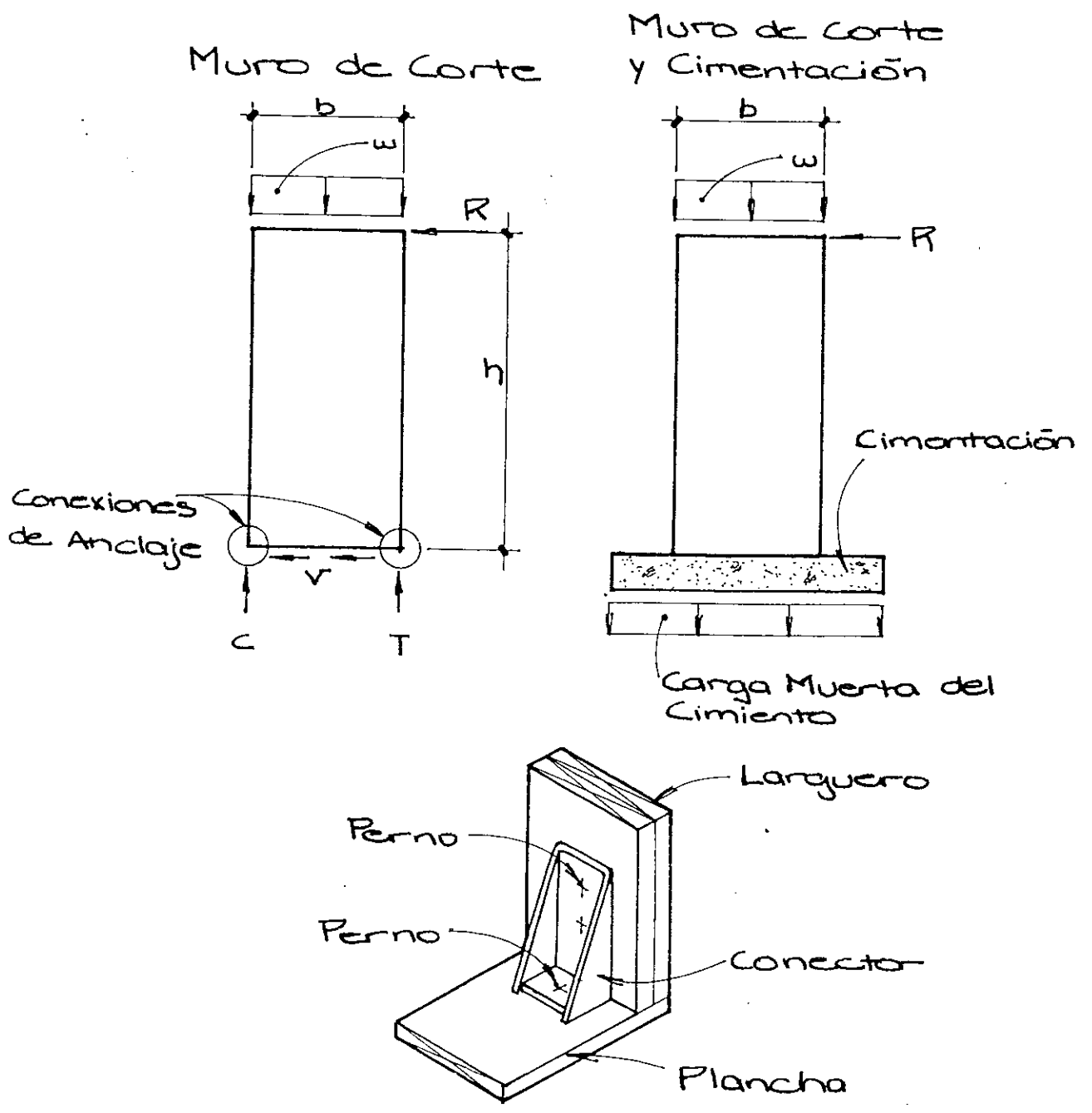


Figura 6.5

Las conexiones para transferir el corte a la cimentación se hacen, generalmente, con pernos de anclaje (tipo J). Estos pernos son diferentes de los de anclaje para las fuerzas de los largueros (ver figura 6.6). Como se mencionó anteriormente, el corte es transportado por el forro del muro. La conexión entre el forro y la placa inferior de la pared va a transferir el corte a la base de la pared. Los pernos de anclaje son diseñados, simplemente, para transferir el corte de la parte inferior de la pared a la cimentación.

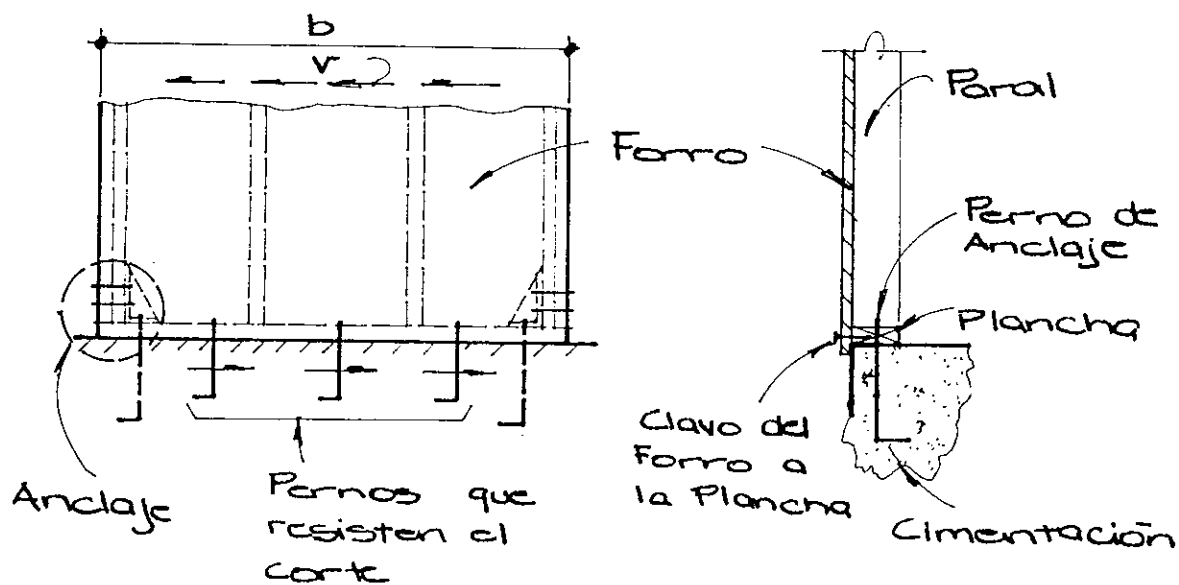


Figura 6.6

La resistencia del perno de anclaje se determina por la capacidad de aplastamiento del perno paralelo a la fibra de la madera de la placa inferior de la pared o por la resistencia del perno de anclaje en la zapata de concreto. Para determinar la cantidad y número de pernos, hay que tomar el menor valor entre la capacidad del perno en la placa de madera y la capacidad del perno de anclaje en la zapata o cimiento de concreto.

Se requiere una distancia mínima de 6 diámetros de perno, entre un extremo del cimiento y el centro del perno. Esta distancia se puede reducir a 3 diámetros de perno si las cargas permisibles se reducen a la mitad.(4)

Debido a que la placa inferior de la pared está soportada directamente por el concreto, existe el problema por desintegración ocasionada por insectos o por descomposición de la madera. Si se da este caso, los códigos generalmente requieren algún tipo de protección. Esta protección se puede lograr usando maderas tratadas.

H. Cargas Laterales Perpendiculares a la Pared

El muro de corte también debe ser diseñado para fuerzas normales a la pared. La pared debe ser anclada adecuadamente a la cimentación, y el diafragma del techo debe resistir fuerzas de diseño normales a la pared debido a las cargas de

viento y sismo.

En el caso de la carga paralela a la pared, se suponía que el forro transfería la carga a la parte inferior del bastidor de la pared. Cuando la carga lateral es normal a la pared, el forro no es el que transfiere estas cargas. Deben diseñarse conexiones para transferir la reacción de los parales a la parte inferior del bastidor y después a la cimentación (ver figura 6.7).

El método común de conectar los parales a la parte inferior del bastidor del muro es con clavos, pero debido a la experiencia del comportamiento de este tipo de conexión, se dan las siguientes recomendaciones (4):

1. Debe utilizarse anclajes para el bastidor para agarrar de una manera adecuada el paral con la parte inferior del bastidor. Debe utilizarse un perno de 1/2" de diametro a 2.75" de la orilla de los parales.
2. En zonas con alto grado de sismicidad, debe además utilizarse anclajes de bastidor en los primeros dos parales a la parte inferior del bastidor en cada pared adyacente a las esquinas exteriores de la estructura.
3. Los parales del primer nivel de una estructura de dos niveles debe ser anclada a la parte inferior del bastidor, a intervalos de 1 metro a lo largo de toda la

pared.

La carga de la parte inferior del bastidor se transfiere a la fundición por medio de pernos de anclaje. Debido a que las cargas laterales paralelas y perpendiculares no se consideran simultáneamente, se pueden utilizar los mismos pernos de anclaje para estas dos cargas.

El procedimiento para determinar la cantidad de pernos es igual que para las cargas paralelas a la pared. Aquí la resistencia del perno de anclaje es determinado por la capacidad de aplastamiento del perno perpendicular al grano de la madera o por la resistencia del perno de anclaje en la cimentación de concreto. El menor valor de estos dos es usado como la carga permisible por perno.

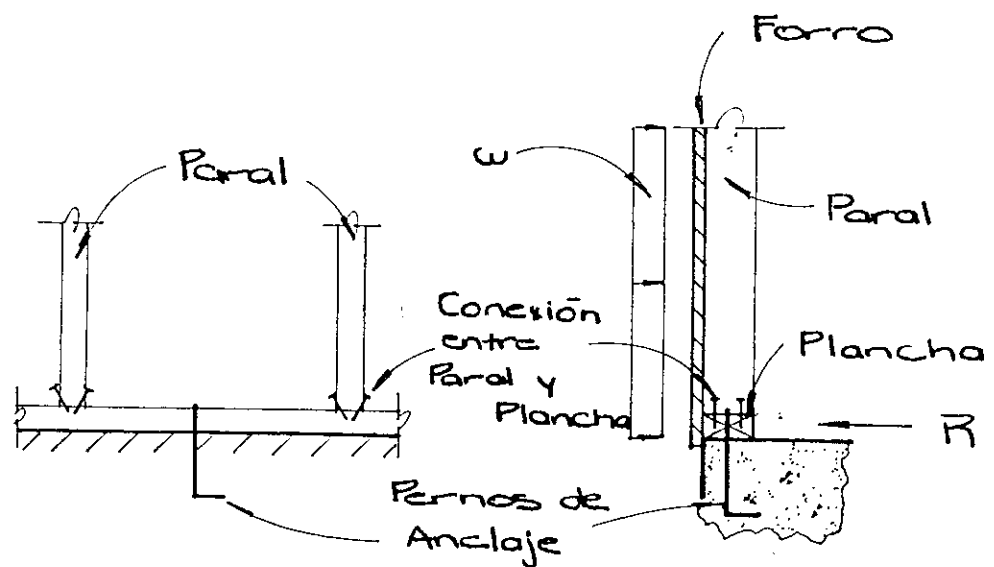


Figura 6.7

VII. BIBLIOGRAFIA

1. American National Standard Institute, Inc.
Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures A58.1. EE.UU.: ANSI; 1982.
2. Applied Technology Council. Guidelines for the Design of Horizontal Wood DiaphragmsEE.UU. :
ATC; 1980
3. Applied Technology Council. Proceedings of a Workshop on Design of Horizontal Wood DiaphragmsEE.UU. : ATC; 1980
4. Breyer, Donald. Design of Wood Structures.
Second Edition. EE.UU.: McGraw-Hill; 1988
5. Forest Products Laboratory. Wood Handbook: Wood as an Engineering Material. Agric. Handb. 72.
EE.UU.: U.S. Department of Agriculture; rev
1987.
6. Junta del Acuerdo de Cartagena. Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino. Colombia:
Editorial Carbajal: 1982

7. Robles, F. y R. Echenique. Estructuras de Madera. México: Editorial Limusa; 1986

8. Uniform Building Code. 1988 Edition. EE.UU.: International Conference of Building Officials; 1988.

APENDICE A

TABLAS ANSI A58.1-1982 (1)

Table 1.
Classification of Buildings and Other Structures
for Wind, Snow, and Earthquake Loads

Nature of Occupancy	Category
All buildings and structures except those listed below	I
Buildings and structures where the primary occupancy is one in which more than 300 people congregate in one area	II
Buildings and structures designated as essential facilities, including, but not limited to:	III
(1) Hospital and other medical facilities having surgery or emergency treatment areas	
(2) Fire or rescue and police stations	
(3) Primary communication facilities and disaster operation centers	
(4) Power stations and other utilities required in an emergency	
(5) Structures having critical national defense capabilities	
Buildings and structures that represent a low hazard to human life in the event of failure, such as agricultural buildings, certain temporary facilities, and minor storage facilities	IV

Table 4
Design Wind Pressures, p , and Forces, F

Design Wind Loading	Flexible Buildings and Structures (Height/Least Horizontal Dimension > 5, $f < 1$ Hz)		
	Buildings	Other Structures	Buildings
Main wind-force resisting systems	$p = qG_hC_p^*$ q : q_z for windward wall at height z above ground q_h for leeward wall and roof evaluated at mean roof height G_h : Given in Table 8 C_p : Given in Fig. 2 (Table 10 for arched roofs)	$F = q_zG_hC_pA_f$ q_z : evaluated at height z above ground G_h : Given in Table 8 C_p : Given in Tables 11-16 A_f : Projected area normal to wind†	$p = q\bar{G}C_p$ q : q_z for windward wall at height z above ground q_h for leeward wall evaluated at mean roof height \bar{G} : Obtained by rational analysis C_p : Given in Fig. 2
Components and cladding‡	$p = q_h(GC_p) - q_h(GC_{pi})$ q_h : Evaluated at mean roof height using Exposure C (see 6.5.3) for all terrains GC_p : Given in Fig. 3a and 3b GC_{pi} : Given in Table 9	$F = q_zG_hC_pA_f$ q_z : Evaluated at height z above ground G_h : Given in Table 8 C_p : Projected area normal to wind†	$p = q(GC_p) - q_z(GC_{pi})$ q : q_z for (+ GC_p) evaluated at height z above ground q_h for (- GC_p) evaluated at mean roof height GC_p : Given in Fig. 4 GC_{pi} : Given in Table 9
	$h < 60$ ft		$h > 60$ ft
			$F = q_zG_hC_pA_f$ q_z : Evaluated at height z above ground G_h : Given in Table 8 C_p : Given in Tables 11-16 A_f : Projected area normal to wind†

*In the case of one-story and certain other frames, the inclusion of internal pressure may give the most critical load: $p = qG_hC_p - q_h(GC_{pi})$, where (GC_{pi}) is given in Table 9.

† A_f is the projected area normal to the wind except where C_p is given for the surface area.

‡Major structural components supporting tributary areas greater than 1000 ft² in extent may be designed using the provisions for main wind-force resisting systems. § in the design of components and cladding for buildings having a mean roof height h , 60 ft < h < 90 ft, GC_p values of Fig. 3 may be used provided q is taken as q_h and Exposure C (see 6.5.3) is used for all terrains.

NOTE: Pressures are in pounds per square foot; forces are in pounds-force.

Table 5
Importance Factor, I (Wind Loads)

Category*	I	
	100 Miles from Hurricane Oceanline, and in Other Areas	At Hurricane Oceanline
I	1.00	1.05
II	1.07	1.11
III	1.07	1.11
IV	0.95	1.00

*See 1.4 and Table 1.

NOTES:

- (1) The building and structure classification categories are listed in Table 1.
- (2) For regions between the hurricane oceanline and 100 miles inland the importance factor I shall be determined by linear interpolation.
- (3) Hurricane oceanlines are the Atlantic and Gulf of Mexico coastal areas.

Table 6
Velocity Pressure Exposure Coefficient, K_z

Height above Ground Level, z (feet)	K_z			
	Exposure A	Exposure B	Exposure C	Exposure D
0 - 15	0.12	0.37	0.80	1.20
20	0.15	0.42	0.87	1.27
25	0.17	0.46	0.93	1.32
30	0.19	0.50	0.98	1.37
40	0.23	0.57	1.06	1.46
50	0.27	0.63	1.13	1.52
60	0.30	0.68	1.19	1.58
70	0.33	0.73	1.24	1.63
80	0.37	0.77	1.29	1.67
90	0.40	0.82	1.34	1.71
100	0.42	0.86	1.38	1.75
120	0.48	0.93	1.45	1.81
140	0.53	0.99	1.52	1.87
160	0.58	1.05	1.58	1.92
180	0.63	1.11	1.63	1.97
200	0.67	1.16	1.68	2.01
250	0.78	1.28	1.79	2.10
300	0.88	1.39	1.88	2.18
350	0.98	1.49	1.97	2.25
400	1.07	1.58	2.05	2.31
450	1.16	1.67	2.12	2.36
500	1.24	1.75	2.18	2.41

NOTES:

- (1) Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
- (2) For values of height z greater than 500 feet, K_z may be calculated from Eq. A3 in the Appendix.
- (3) Exposure categories are defined in 6.5.3.

Table 7
Basic Wind Speed, V

Location	V (mi/h)
Hawaii	80
Puerto Rico	95

Table 8
Gust Response Factors, G_h and G_z

Height above Ground Level, z (feet)	G_h and G_z			
	Exposure A	Exposure B	Exposure C	Exposure D
0 - 15	2.36	1.65	1.32	1.15
20	2.20	1.59	1.29	1.14
25	2.09	1.54	1.27	1.13
30	2.01	1.51	1.26	1.12
40	1.88	1.46	1.23	1.11
50	1.79	1.42	1.21	1.10
60	1.73	1.39	1.20	1.09
70	1.67	1.36	1.19	1.08
80	1.63	1.34	1.18	1.08
90	1.59	1.32	1.17	1.07
100	1.56	1.31	1.16	1.07
120	1.50	1.28	1.15	1.06
140	1.46	1.26	1.14	1.05
160	1.43	1.24	1.13	1.05
180	1.40	1.23	1.12	1.04
200	1.37	1.21	1.11	1.04
250	1.32	1.19	1.10	1.03
300	1.28	1.16	1.09	1.02
350	1.25	1.15	1.08	1.02
400	1.22	1.13	1.07	1.01
450	1.20	1.12	1.06	1.01
500	1.18	1.11	1.06	1.00

NOTES:

- (1) For main wind-force resisting systems, use building or structure height $h = z$.
- (2) Linear interpolation is acceptable for intermediate values of z .
- (3) For height above ground of more than 500 feet, Eq. A5 may be used.
- (4) Value of gust response factor shall be not less than 1.0.

Table 9
Internal Pressure Coefficients for Buildings, GC_{pi}

Condition	GC_{pi}
Percentage of total wall area occupied by openings in one wall exceeds that of all other walls by 10% or more, and openings in all other walls do not exceed 20% of respective wall area	+0.75 and -0.25
All other cases	± 0.25

NOTES:

- (1) Values are to be used with q_z or q_h as specified in Table 4.
- (2) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (3) Appropriate positive and negative values of GC_{pi} shall be considered when determining the controlling load requirement.
- (4) Percentage of openings is based on gross area of wall.

Table 10
External Pressure Coefficients for Arched Roofs, C_p

Condition	Rise-to-Span Ratio, r	C_p		
		Windward Quarter	Center Half	Leeward Quarter
Roof on elevated structure	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 \leq r < 0.3^*$	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 \leq r < 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Roof springing from ground level	$0 < r < 0.6$	$1.4r$	$-0.7 - r$	-0.5

*When the rise-to-span ratio is $0.2 \leq r < 0.3$, alternate coefficients given by $6r - 2.1$ shall also be used for the windward quarter.

NOTES:

- (1) Values listed are for the determination of average loads on main wind-force resisting system.
- (2) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (3) For components and cladding:
 - (a) At roof perimeter, use the external pressure coefficients in Fig. 3b with θ based on spring-line slope and q_h based on Exposure C.
 - (b) For remaining roof areas, use external pressure coefficients of this table multiplied by 1.2 and q_h based on Exposure C.

Table 11
Force Coefficients for Monoslope Roofs over Unenclosed Buildings and Other Structures, C_f

θ (degrees)	C_f for L/B Values of:						
	5	3	2	1	1/2	1/3	1/5
10	0.2	0.25	0.3	0.45	0.55	0.7	0.75
15	0.35	0.45	0.5	0.7	0.85	0.9	0.85
20	0.5	0.6	0.75	0.9	1.0	0.95	0.9
25	0.7	0.8	0.95	1.15	1.1	1.05	0.95
30	0.9	1.0	1.2	1.3	1.2	1.1	1.0

θ (degrees)	Location of Center of Pressure, X/L , for L/B Values of:		
	2 to 5	1	1/5 to 1/2
10 to 20	0.35	0.3	0.3
25	0.35	0.35	0.4
30	0.35	0.4	0.45

NOTES:

- (1) Wind forces act normal to the surface and shall be directed inward or outward.
- (2) Wind shall be assumed to deviate by ± 10 degrees from horizontal.
- (3) Notation:
 - B : Dimension of roof measured normal to wind direction, in feet
 - L : Dimension of roof measured parallel to wind direction, in feet
 - X : Distance to center of pressure from windward edge of roof, in feet
 - θ : Angle of plane of roof from horizontal, in degrees

Table 12
Force Coefficients for Chimneys, Tanks, and Similar Structures, C_f

Shape	Type of Surface	C_f for h/D Values of:		
		1	7	25
Square (wind normal to a face)	All	1.3	1.4	2.0
Square (wind along diagonal)	All	1.0	1.1	1.5
Hexagonal or octagonal ($D\sqrt{q_z} > 2.5$)	All	1.0	1.2	1.4
Round ($D\sqrt{q_z} > 2.5$)	Moderately smooth	0.5	0.6	0.7
	Rough ($D'/D \approx 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Very rough ($D'/D \approx 0.08$)	0.8	1.0	1.2
Round ($D\sqrt{q_z} < 2.5$)	All	0.7	0.8	1.2

NOTES:

(1) The design wind force shall be calculated based on the area of the structure projected on a plane normal to the wind direction. The force shall be assumed to act parallel to the wind direction.

(2) Linear interpolation may be used for h/D values other than shown.

(3) Notation:

D : Diameter or least horizontal dimension, in feet

D' : Depth of protruding elements such as ribs and spoilers, in feet

h : Height of structure, in feet

Table 13
Force Coefficients for Solid Signs, C_f

At Ground Level		Above Ground Level	
ν	C_f	M/N	C_f
<3	1.2	<6	1.2
5	1.3	10	1.3
8	1.4	16	1.4
10	1.5	20	1.5
20	1.75	40	1.75
30	1.85	60	1.85
>40	2.0	>80	2.0

NOTES:

(1) Signs with openings comprising less than 30% of the gross area shall be considered as solid signs.

(2) Signs for which the distance from the ground to the bottom edge is less than 0.25 times the vertical dimension shall be considered to be at ground level.

(3) To allow for both normal and oblique wind directions, two cases shall be considered:

(a) Resultant force acts normal to sign at geometric center, and

(b) Resultant force acts normal to sign at level of geometric center and at a distance from windward edge of 0.3 times the horizontal dimension.

(4) Notation:

ν : Ratio of height to width

M : Larger dimension of sign, in feet

N : Smaller dimension of sign, in feet

Table 14
Force Coefficients for
Open Signs and Lattice Frameworks, C_f

e	C_f		
	Flat-Sided Members	Rounded Members	
		$D\sqrt{q_z} < 2.5$	$D\sqrt{q_z} > 2.5$
<0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 to 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 to 0.7	1.6	1.5	1.1

NOTES:

(1) Signs with openings comprising 30% or more of the gross area are classified as open signs.

(2) The calculation of the design wind forces shall be based on the area of all exposed members and elements projected on a plane normal to the wind direction. Forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

(3) Notation:

e : Ratio of solid area to gross area

D : Diameter of a typical round member, in feet

Table 15
Force Coefficients for Trussed Towers, C_f

ϵ	C_f	
	Square Towers	Triangular Towers
< 0.025	4.0	3.6
0.025 to 0.44	4.1 - 5.2 ϵ	3.7 - 4.5 ϵ
0.45 to 0.69	1.8	1.7
0.7 to 1.0	1.3 + 0.7 ϵ	1.0 + ϵ

NOTES:

- (1) Force coefficients are given for towers with structural angles or similar flat-sided members.
- (2) For towers with rounded members, the design wind force shall be determined using the values in the above table multiplied by the following factors:
 - $\epsilon \leq 0.29$, factor = 0.67
 - $0.3 \leq \epsilon \leq 0.79$, factor = $0.67\epsilon + 0.47$
 - $0.8 \leq \epsilon \leq 1.0$, factor = 1.0

- (3) For triangular section towers, the design wind forces shall be assumed to act normal to a tower face.
- (4) For square section towers, the design wind forces shall be assumed to act normal to a tower face. To allow for the maximum horizontal wind load, which occurs when the wind is oblique to the faces, the wind load acting normal to a tower face shall be multiplied by the factor $1.0 + 0.75\epsilon$ for $\epsilon < 0.5$ and shall be assumed to act along a diagonal.
- (5) Wind forces on tower appurtenances, such as ladders, conduits, lights, elevators, and the like, shall be calculated using appropriate force coefficients for these elements.
- (6) For guyed towers, the cantilever portion of the tower shall be designed for 125% of the design force.
- (7) A reduction of 25% of the design force in any span between guys shall be made for determination of controlling moments and shears.
- (8) Notation:
 - ϵ : Ratio of solid area to gross area of tower face
 - D : Typical member diameter, in feet

Table 16
Force Coefficients for Tower Guys, C_D and C_L

ϕ (degrees)	C_D	C_L
10	0.05	0.05
20	0.1	0.15
30	0.2	0.3
40	0.35	0.35
50	0.6	0.45
60	0.8	0.45
70	1.05	0.35
80	1.15	0.2
90	1.2	0

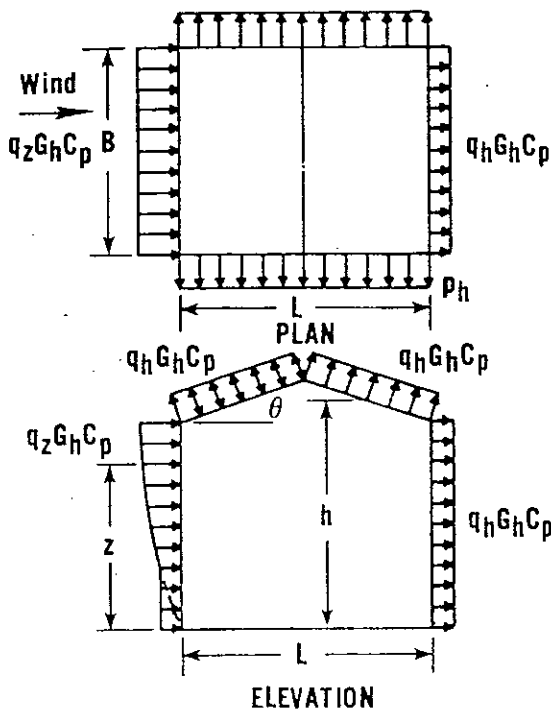
NOTES:

- (1) The force coefficients shall be used in conjunction with exposed area of the tower guy in square feet, calculated as chord length multiplied by guy diameter.
- (2) Notation:
 - C_D : Force coefficient for the component of force acting in direction of the wind
 - C_L : Force coefficient for the component of force acting normal to direction of the wind and in the plane containing the angle ϕ
 - ϕ : Angle between wind direction and chord of the guy, in degrees

Table 17
Ground Snow Loads, p_g , for Alaskan Locations

Adak	20	Galena	65	Petersburg	130
Anchorage	45	Gulkana	60	St. Paul Islands	45
Angoon	75	Homer	45	Seward	55
Barrow	30	Juneau	70	Shemya	20
Barter Island	60	Kenai	55	Sitka	45
Bethel	35	Kodiak	30	Talkeetna	175
Big Delta	60	Kotzebue	70	Unalakleet	55
Cold Bay	20	McGrath	70	Valdez	170
Cordova	100	Nenana	55	Whittier	400
Fairbanks	55	Nome	80	Wrangell	70
Fort Yukon	70	Palmer	50	Yakutat	175

NOTE: All values are in pounds per square foot.



Wall Pressure Coefficients, C_p

Surface	L/B	C_p	For Use with
Windward wall	All values	0.8	q_z
Leeward wall	0-1	-0.5	q_h
	2 >4	-0.2	
Side walls	All values	-0.7	q_h

Roof Pressure Coefficients, C_p , for Use with q_h

		Windward							
		Angle, θ (degrees)							
Wind Direction	h/L	0	10-15	20	30	40	50	> 60	Leeward
Normal to ridge	<0.3	-0.7	0.2* -0.9*	0.2	0.3	0.4	0.5	0.01 θ	-0.7 for all values of h/L and θ
	0.5	-0.7	-0.9	-0.75	-0.2	0.3	0.5	0.01 θ	
	1.0	-0.7	-0.9	-0.75	-0.2	0.3	0.5	0.01 θ	
	>1.5	-0.7	-0.9	-0.9	-0.9	-0.35	0.2	0.01 θ	
Parallel to ridge	h/B or h/L < 2.5	-0.7							-0.7
	h/B or h/L > 2.5	-0.8							-0.8

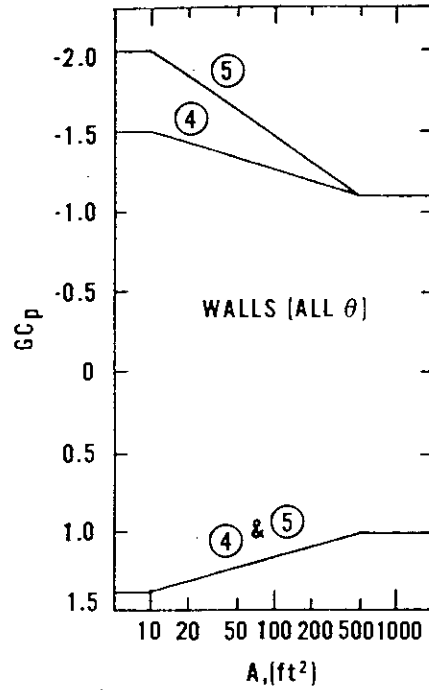
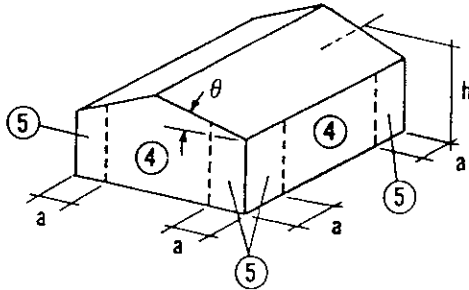
*Both values of C_p shall be used in assessing load effects.

NOTES:

- (1) Refer to Table 10 for arched roofs.
- (2) For flexible buildings and structures, use appropriate \bar{G} as determined by rational analysis.
- (3) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (4) Linear interpolation may be used for values of θ , h/L , and L/B ratios other than shown.
- (5) Notation:

- z : Height above ground, in feet
- h : Mean roof height, in feet, except that eave height may be used for $\theta < 10$ degrees
- q_h, q_z : Velocity pressure, in pounds-force per square foot, evaluated at respective height
- G : Gust response factor
- B : Horizontal dimension of building, in feet, measured normal to wind direction
- L : Horizontal dimension of building, in feet, measured parallel to wind direction
- θ : Roof slope from horizontal, in degrees

Fig. 2
External Pressure Coefficients, C_p , for Average Loads on Main Wind-Force Resisting Systems

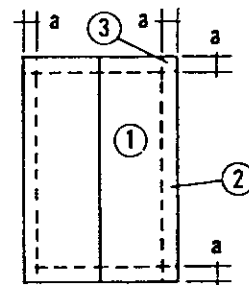
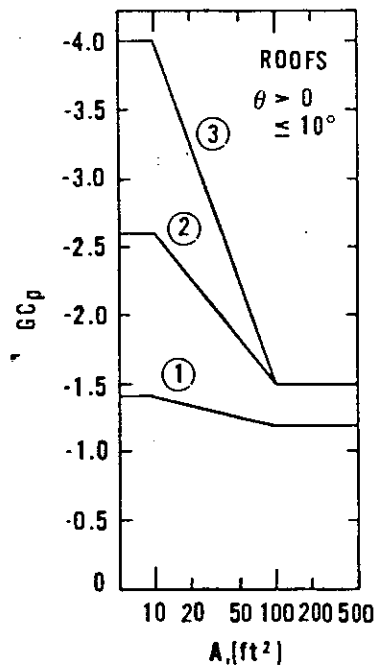
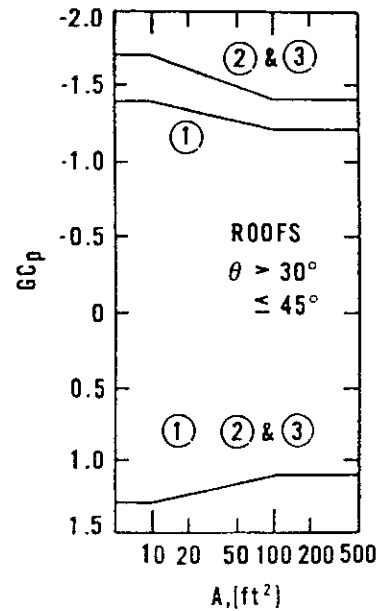
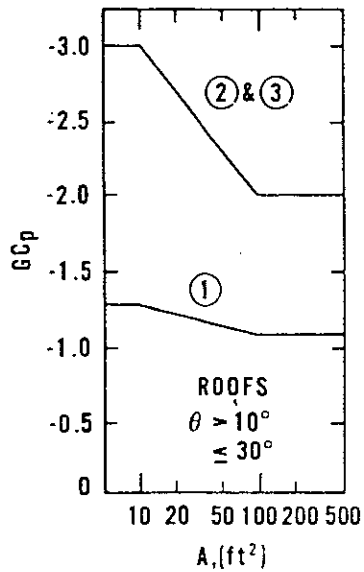
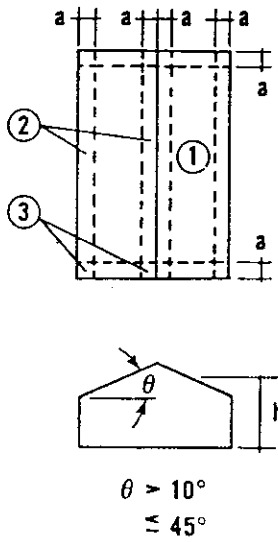


Walls
(a)

NOTES:

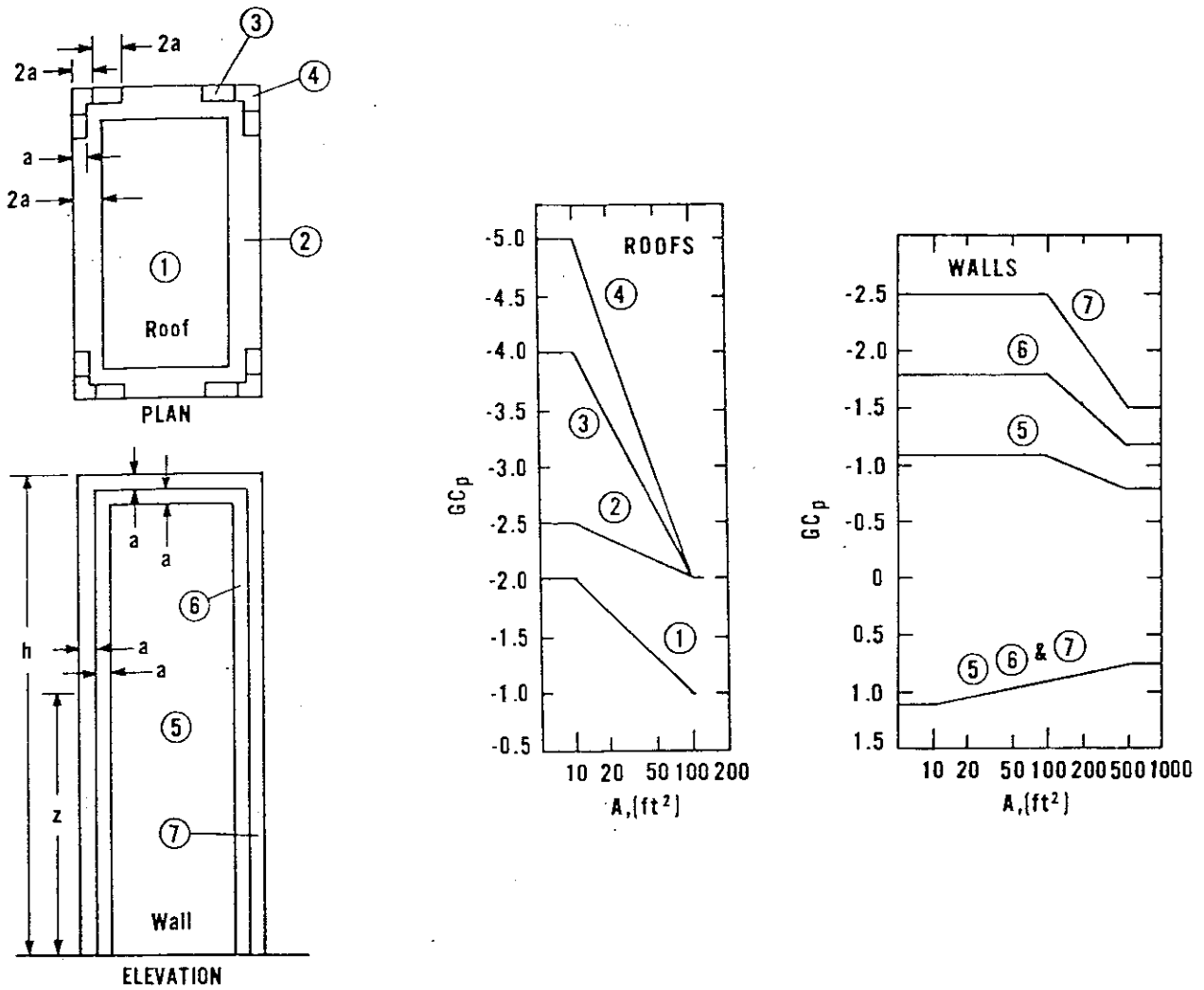
- (1) The vertical scale denotes GC_p to be used with q_h based on Exposure C.
- (2) The horizontal scale denotes the tributary area A , in square feet.
- (3) External pressure coefficients for walls may be reduced by 10% when $\theta < 10$ degrees.
- (4) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (5) Each component shall be designed for maximum positive and negative pressures.
- (6) Notation:
 - a : 10% of minimum width or $0.4h$, whichever is smaller, but not less than either 4% of minimum width or 3 feet
 - h : Mean roof height, in feet, except that eave height may be used when $\theta < 10$ degrees
 - θ : Roof slope from horizontal, in degrees

Fig. 3
External Pressure Coefficients, GC_p , for Loads on Building Components and Cladding for Buildings with Mean Roof Height h Less Than or Equal to 60 Feet



Roofs
(b)

Fig. 3 - Continued



NOTES:

- (1) Vertical scale denotes GC_p to be used with appropriate q_z or q_h .
- (2) Horizontal scale denotes tributary area A , in square feet.
- (3) Use q_h with negative values of GC_p and q_z with positive values of GC_p .
- (4) Each component shall be designed for maximum positive and negative pressures.
- (5) If a parapet is provided around the roof perimeter, zones ③ and ④ may be treated as zone ②.
- (6) For roofs with slope of more than 10 degrees, use GC_p from Fig. 3b and attendant q_h based on Exposure C.
- (7) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (8) Notation:
 - a : 5% of minimum width or $0.5h$, whichever is smaller
 - h : Mean roof height, in feet
 - z : Height above ground, in feet

Fig. 4
External Pressure Coefficients, GC_p , for Loads on Building Components and Cladding for Buildings with Mean Roof Height h Greater Than 60 Feet

APENDICE B

TABLAS U.B.C.-1985 y 1988 (8)

TABLE NO. 23-A—UNIFORM AND CONCENTRATED LOADS

USE OR OCCUPANCY		UNIFORM LOAD ¹	CONCENTRATED LOAD
CATEGORY	DESCRIPTION		
1. Access floor systems	Office use	50	2000 ²
	Computer use	100	2000 ²
2. Armories		150	0
3. Assembly areas ³ and auditoriums and balconies therewith	Fixed seating areas	50	0
	Movable seating and other areas	100	0
	Stage areas and enclosed platforms	125	0
4. Cornices, marquees and residential balconies		60	0
5. Exit facilities ⁴		100	0 ⁵
6. Garages	General storage and/or repair	100	6
	Private or pleasure-type motor vehicle storage	50	6
7. Hospitals	Wards and rooms	40	1000 ²
8. Libraries	Reading rooms	60	1000 ²
	Stack rooms	125	1500 ²
9. Manufacturing	Light	75	2000 ²
	Heavy	125	3000 ²
10. Offices		50	2000 ²
11. Printing plants	Press rooms	150	2500 ²
	Composing and linotype rooms	100	2000 ²
12. Residential ⁷		40	0 ⁵
13. Rest rooms ⁸			
14. Reviewing stands, grandstands and bleachers		100	0
15. Roof deck	Same as area served or for the type of occupancy accommodated		
16. Schools	Classrooms	40	1000 ²
17. Sidewalks and driveways	Public access	250	6
18. Storage	Light	125	
	Heavy	250	
19. Stores	Retail	75	2000 ²
	Wholesale	100	3000 ²

(Continued)

160

1988 EDITION

23-A

¹See Section 2306 for live load reductions.²See Section 2304 (c), first paragraph, for area of load application.³Assembly areas include such occupancies as dance halls, drill rooms, gymnasiums, playgrounds, plazas, terraces and similar occupancies which are generally accessible to the public.⁴Exit facilities shall include such uses as corridors serving an occupant load of 10 or more persons, exterior exit balconies, stairways, fire escapes and similar uses.⁵Individual stair treads shall be designed to support a 300-pound concentrated load placed in a position which would cause maximum stress. Stair stringers may be designed for the uniform load set forth in the table.⁶See Section 2304(c), second paragraph, for concentrated loads.⁷Residential occupancies include private dwellings, apartments and hotel guest rooms.⁸Rest room loads shall be not less than the load for the occupancy with which they are associated, but need not exceed 50 pounds per square foot.

23-B

UNIFORM BUILDING CODE

TABLE NO. 23-B—SPECIAL LOADS¹

USE		VERTICAL LOAD	LATERAL LOAD
CATEGORY	DESCRIPTION	(Pounds per Square Foot Unless Otherwise Noted)	
1. Construction, public access at site (live load)	Walkway, see Sec. 4406	150	
	Canopy, see Sec. 4407	150	
2. Grandstands, reviewing stands and bleachers (live load)	Seats and footboards	120 ²	See Footnote 3
3. Stage accessories (live load)	Gridirons and fly galleries	75	
	Loft block wells ⁴	250	250
	Head block wells and sheave beams ⁴	250	250
4. Ceiling framing (live load)	Over stages	20	
	All uses except over stages	10 ⁵	
5. Partitions and interior walls, see Sec. 2309 (live load)			5
6. Elevators and dumbwaiters (dead and live load)		2 × Total loads ⁶	
7. Mechanical and electrical equipment (dead load)		Total loads	
8. Cranes (dead and live load)	Total load including impact increase	1.25 × Total load ⁷	0.10 × Total load ⁸
9. Balcony railings, guard rails and handrails	Exit facilities serving an occupant load greater than 50		50 ⁹
	Other		20 ⁹
10. Storage racks	Over 8 feet high	Total loads ¹⁰	See Table No. 23-P
11. Fire sprinkler structural support		250 pounds plus weight of water-filled pipe	See Table No. 23-P

¹The tabulated loads are minimum loads. Where other vertical loads required by this code or required by the design would cause greater stresses they shall be used.

²Pounds per lineal foot.

³Lateral sway bracing loads of 24 pounds per foot parallel and 10 pounds per foot perpendicular to seat and footboards.

⁴All loads are in pounds per lineal foot. Head block wells and sheave beams shall be designed

for all loft block well loads tributary thereto. Sheave blocks shall be designed with a factor of safety of five.

- ⁵Does not apply to ceilings which have sufficient total access from below, such that access is not required within the space above the ceiling. Does not apply to ceilings if the attic areas above the ceiling are not provided with access. This live load need not be considered acting simultaneously with other live loads imposed upon the ceiling framing or its supporting structure.
- ⁶Where Appendix Chapter 51 has been adopted, see reference standard cited therein for additional design requirements.
- ⁷The impact factors included are for cranes with steel wheels riding on steel rails. They may be modified if substantiating technical data acceptable to the building official is submitted. Live loads on crane support girders and their connections shall be taken as the maximum crane wheel loads. For pendant-operated traveling crane support girders and their connections, the impact factors shall be 1.10.
- ⁸This applies in the direction parallel to the runway rails (longitudinal). The factor for forces perpendicular to the rail is $0.20 \times$ the transverse traveling loads (trolley, cab, hooks and lifted loads). Forces shall be applied at top of rail and may be distributed among rails of multiple rail cranes and shall be distributed with due regard for lateral stiffness of the structures supporting these rails.
- ⁹A load per lineal foot to be applied horizontally at right angles to the top rail.
- ¹⁰Vertical members of storage racks shall be protected from impact forces of operating equipment or racks shall be designed so that failure of one vertical member will not cause collapse of more than the bay or bays directly supported by that member.

TABLE NO. 23-C—MINIMUM ROOF LIVE LOADS¹

ROOF SLOPE	METHOD 1			METHOD 2		
	TRIBUTARY LOADED AREA IN SQUARE FEET FOR ANY STRUCTURAL MEMBER			UNIFORM LOAD ²	RATE OF REDUCTION <i>r</i> (Percent)	MAXIMUM REDUCTION <i>R</i> (Percent)
	0 to 200	201 to 600	Over 600			
1. Flat or rise less than 4 inches per foot. Arch or dome with rise less than one eighth of span	20	16	12	20	.08	40
2. Rise 4 inches per foot to less than 12 inches per foot. Arch or dome with rise one eighth of span to less than three eighths of span	16	14	12	16	.06	25
3. Rise 12 inches per foot and greater. Arch or dome with rise three eighths of span or greater	12	12	12	12	No Reductions Permitted	
4. Awnings except cloth covered ³	5	5	5	5		
5. Greenhouses, lath houses and agricultural buildings ⁴	10	10	10	10		

¹Where snow loads occur, the roof structure shall be designed for such loads as determined by the building official. See Section 2305 (d). For special purpose roofs, see Section 2305 (e).

²See Section 2306 for live load reductions. The rate of reduction *r* in Section 2306 Formula (6-1) shall be as indicated in the table. The maximum reduction *R* shall not exceed the value indicated in the table.

³As defined in Section 4506.

⁴See Section 2305 (e) for concentrated load requirements for greenhouse roof members.

1988 EDITION

23-D, 23-E, 23-F, 23-G

**TABLE NO. 23-D—MAXIMUM ALLOWABLE DEFLECTION
FOR STRUCTURAL MEMBERS¹**

TYPE OF MEMBER	MEMBER LOADED WITH LIVE LOAD ONLY (L.L.)	MEMBER LOADED WITH LIVE LOAD PLUS DEAD LOAD (L.L. + K.D.L.)
Roof Member Supporting Plaster or Floor Member	$L/360$	$L/240$

¹Sufficient slope or camber shall be provided for flat roofs in accordance with Section 2305 (f).

L.L. = Live load

D.L. = Dead load

K = Factor as determined by Table No. 23-E

L = Length of member in same units as deflection

TABLE NO. 23-E—VALUE OF "K"

WOOD		REINFORCED CONCRETE ²	STEEL
Unseasoned	Seasoned ¹		
1.0	0.5	$[2 - 1.2 (A'_c/A_s)] \geq 0.6$	0

¹Seasoned lumber is lumber having a moisture content of less than 16 percent at time of installation and used under dry conditions of use such as in covered structures.

²See also Section 2609.

A'_c = Area of compression reinforcement.

A_s = Area of nonprestressed tension reinforcement.

**TABLE NO. 23-F—WIND STAGNATION PRESSURE (q_s) AT
STANDARD HEIGHT OF 30 FEET**

Basic wind speed (mph) ¹	70	80	90	100	110	120	130
Pressure q_s (psf)	13	17	21	26	31	37	44

¹Wind speed from Section 2311 (b).

**TABLE NO. 23-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST
FACTOR COEFFICIENT (C_e)**

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND, IN FEET	EXPOSURE C	EXPOSURE B
0- 20	1.2	0.7
20- 40	1.3	0.8
40- 60	1.5	1.0
60-100	1.6	1.1
100-150	1.8	1.3
150-200	1.9	1.4
200-300	2.1	1.6
300-400	2.2	1.8

TABLE NO. 23-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_p)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_p FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method) Walls: Windward wall Leeward wall Roofs ¹ : Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 Slope 2:12 to less than 9:12 Slope 9:12 to 12:12 Slope > 12:12 Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.5 outward 0.7 outward 0.7 outward 0.9 outward or 0.3 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward
	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area Structures 40 feet or less in height Structures over 40 feet in height On horizontal projected area ¹	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
2. Elements and components	Wall elements All structures Enclosed structures Open structures Parapets	1.2 inward 1.1 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward
	Roof elements Enclosed structures Slope < 9:12 Slope 9:12 to 12:12 Slope > 12:12 Open structures Slope < 9:12 Slope 9:12 to 12:12 Slope > 12:12	1.1 outward 1.1 outward or 0.8 inward 1.1 outward or inward 1.6 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.6 outward or 1.1 inward

(Continued)

1988 EDITION

23-H

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_p FACTOR
3. Local areas at discontinuities ²	Wall corners	2.0 outward
	Canopies or overhangs at eaves or rakes	2.8 upward
	Roof ridges at ends of buildings or eaves and roof edges at building corners	3.0 upward
	Eaves or rakes without overhangs away from building corners and ridges away from ends of building	2.0 upward
	Cladding connections Add 0.5 to outward or upward C_p for appropriate location	
4. Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular	1.4 any direction
	Hexagonal or octagonal	1.1 any direction
	Round or elliptical	0.8 any direction
5. Open-frame towers ^{3,4}	Square and rectangular	
	Diagonal	4.0
	Normal	3.6
6. Tower Accessories (such as ladders, conduit, lights and elevators)	Triangular	3.2
	Cylindrical members 2 inches or less in diameter	1.0
	Over 2 inches in diameter	0.8
7. Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures ⁴	Flat or angular members	1.3
		1.4 any direction

¹For one story or the top story of multistory open structures an additional outward C_p factor of 0.5 shall be used. The most critical combination shall be used for design. For definition of open structure see Section 2311 (j).

²Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.

³Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all the elements of one face. The forces shall be assumed to act parallel to wind direction.

⁴Factors for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.

23-1, 23-J

UNIFORM BUILDING CODE

TABLE NO. 23-I
SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure No. 2.

TABLE NO. 23-J
SITE COEFFICIENTS¹

TYPE	DESCRIPTION	SFACTOR
S ₁	A soil profile with either: (a) A rock-like material characterized by a shear-wave velocity greater than 2,500 feet per second or by other suitable means of classification, or (b) Stiff or dense soil condition where the soil depth is less than 200 feet.	1.0
S ₂	A soil profile with dense or stiff soil conditions, where the soil depth exceeds 200 feet.	1.2
S ₃	A soil profile 40 feet or more in depth and containing more than 20 feet of soft to medium stiff clay but not more than 40 feet of soft clay.	1.5
S ₄	A soil profile containing more than 40 feet of soft clay.	2.0

¹The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile type soil profile S₃ shall be used. Soil profile S₄ need not be assumed unless the building official determines that soil profile S₄ may be present at the site, or in the event that soil profile S₄ is established by geotechnical data.

**TABLE NO. 25-H—SAFE RESISTANCE TO WITHDRAWAL OF
COMMON WIRE NAILS**
Inserted Perpendicular to Grain of the Wood, In Pounds per Linear
Inch of Penetration into the Main Member

KIND OF WOOD	SIZE OF NAIL									
	6d	8d	10d	12d	16d	20d	30d	40d	50d	60d
1. Douglas Fir, Larch	29	34	38	38	42	49	53	58	63	67
2. Southern Pine	35	41	46	46	50	59	64	70	76	81
3. Other Species	See U.B.C. Standard No. 25-17									

TABLE NO. 25-I—MAXIMUM DIAPHRAGM DIMENSION RATIOS

MATERIAL	HORIZONTAL DIAPHRAGMS	VERTICAL DIAPHRAGMS
	Maximum Span-Width Ratios	Maximum Height-Width Ratios
1. Diagonal sheathing, conventional	3:1	2:1
2. Diagonal sheathing, special	4:1	3 $\frac{1}{2}$:1
3. Plywood and particleboard, nailed all edges	4:1	3 $\frac{1}{2}$:1
4. Plywood and particleboard, blocking omitted at intermediate joints	4:1	2:1

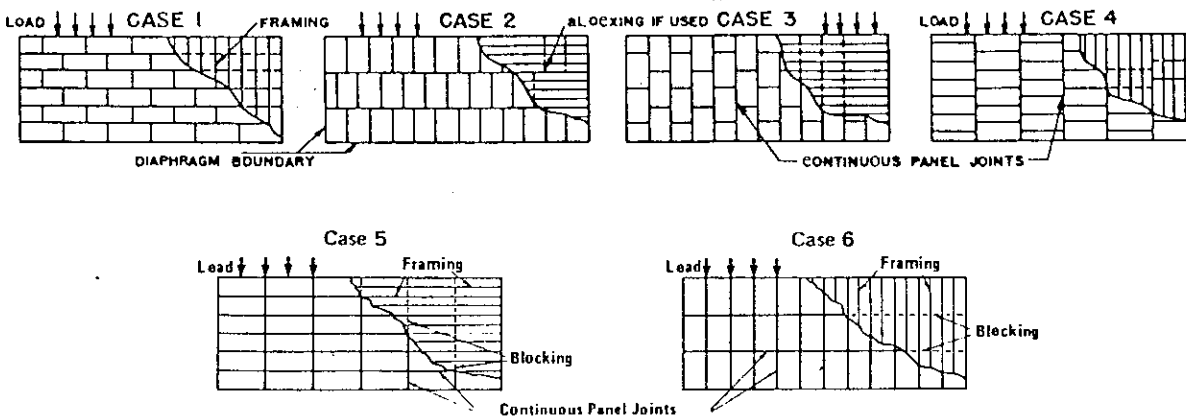
TABLE NO. 25-J-1—ALLOWABLE SHEAR IN POUNDS PER FOOT FOR HORIZONTAL PLYWOOD DIAPHRAGMS WITH FRAMING OF DOUGLAS FIR-LARCH OR SOUTHERN PINE¹

PLYWOOD GRADE	Common Nail Size	Minimum Nominal Penetration in Framing (In Inches)	Minimum Nominal Plywood Thickness (In Inches)	Minimum Nominal Width of Framing Member (In Inches)	BLOCKED DIAPHRAGMS ²				UNBLOCKED DIAPHRAGM			
					Nail spacing at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 and 4) and at all panel edges (Cases 5 and 6)				Nails spaced 6" max. at supported end		Load perpendicular to unblocked edges and continuous panel joints (Case 1)	Other configurations (Cases 2, 3 & 4)
					6	4	2½ ²	2 ²				
					Nail spacing at other plywood panel edges							
6	6	4	3									
STRUCTURAL I	6d	1¼	5/8	2	185	250	375	420	165	125		
				3	210	280	420	475			185	
	8d	1½	¾	2	270	360	530	600	240	180		
				3	300	400	600	675	265	200		
	10d	1¾	15/32	2	320	425	640	730 ²	285	215		
				3	360	480	720	820			320	
					2	170	225	335	380	150		110
C-D, C-C, STRUCTURAL II and other grades covered in U.B.C. Standard No. 25-9	6d	1¼	5/8	2	190	250	380	430	170	125		
				3	185	250	375	420			165	125
					2	240	320	480	545	215		
					3	270	360	540	610	240	180	
	8d	1½	¾	15/32	2	270	360	530	600	240	180	
					3	300	400	600	675			265
	10d	1¾	15/32	19/32	2	290	385	575	655 ²	255	190	
					3	325	430	650	735			290
					2	320	425	640	730 ²	285	215	
					3	360	480	720	820			320

¹These values are for short-time loads due to wind or earthquake and must be reduced 25 percent for normal loading. Space nails 10 inches on center for floors and 12 inches on center for roofs along intermediate framing members.

Allowable shear values for nails in framing members of other species set forth in Table No. 25-17-J of U.B.C. Standards shall be calculated for all grades by multiplying the values for nails in STRUCTURAL I by the following factors: Group III, 0.82 and Group IV, 0.65.

²Framing shall be 3-inch nominal or wider and nails shall be staggered where nails are spaced 2 inches or 2½ inches on center, and where 10d nails having penetration into framing of more than 1½ inches are spaced 3 inches on center.



NOTE: Framing may be located in either direction for blocked diaphragms.

TABLE NO. 25-K-1—ALLOWABLE SHEAR FOR WIND OR SEISMIC FORCES IN POUNDS PER FOOT FOR PLYWOOD SHEAR WALLS WITH FRAMING OF DOUGLAS FIR-LARCH OR SOUTHERN PINE¹

PLYWOOD GRADE	MINIMUM NOMINAL PLYWOOD THICKNESS (Inches)	MINIMUM NAIL PENETRATION IN FRAMING (Inches)	NAIL SIZE (Common or Galvanized Box)	PLYWOOD APPLIED DIRECT TO FRAMING				NAIL SIZE (Common or Galvanized Box)	PLYWOOD APPLIED OVER 1/2-INCH GYPSUM SHEATHING			
				Nail Spacing at Plywood Panel Edges					Nail Spacing at Plywood Panel Edges			
				6	4	3	2 ²		6	4	3	2 ²
STRUCTURAL I	3/8	1 1/4	6d	200	300	390	510	8d	200	300	390	510
	1/2	1 1/2	8d	230 ³	360 ³	460 ³	610 ³	10d	280	430	550 ²	730 ²
	5/8	1 1/2	8d	280	430	550	730	10d	280	430	550 ²	730
	5/8	1 3/4	10d	340	—	665 ²	870	—	—	—	—	—
C-D, C-C STRUCTURAL II and other grades covered in U.B.C. Standard No. 25-9.	3/8	1 1/4	6d	180	270	350	450	8d	180	270	350	450
	1/2	1 1/4	6d	200	300	390	510	8d	200	300	390	510
	3/4	1 1/2	8d	220 ³	320 ³	410 ³	530 ³	10d	260	380	490 ²	640
	5/8	1 1/2	8d	260	380	490	640	10d	260	380	490 ²	640
	5/8	1 3/4	10d	310	460	600 ²	770	—	—	—	—	—
	5/8	1 3/4	10d	340	510	665 ²	870	—	—	—	—	—
			NAIL SIZE (Galvanized Casing)					NAIL SIZE (Galvanized Casing)				
Plywood panel siding in grades covered in U.B.C. Standard No. 25-9.	3/8	1 1/4	6d	140	210	275	360	8d	140	210	275	360
	1/2	1 1/2	8d	130 ³	200 ³	260 ³	340 ³	10d	160	240	310 ²	410

¹All panel edges backed with 2-inch nominal or wider framing. Plywood installed either horizontally or vertically. Space nails at 6 inches on center along intermediate framing members for 3/8-inch plywood installed with face grain parallel to studs spaced 24 inches on center and 12 inches on center for other conditions and plywood thicknesses. These values are for short-time loads due to wind or earthquake and must be reduced 25 percent for normal loading.

Allowable shear values for nails in framing members of other species set forth in Table No. 25-17-J of U.B.C. Standards shall be calculated for all grades by multiplying the values for common and galvanized box nails in STRUCTURAL I and galvanized casing nails in other grades by the following factors: Group III, 0.82 and Group IV, 0.65.

²Framing shall be 3-inch nominal or wider and nails shall be staggered where nails are spaced 2 inches on center, and where 10d nails having penetration into framing of more than 1 3/8 inches are spaced 3 inches on center.

³The values for 3/8-inch-thick plywood applied direct to framing may be increased 20 percent, provided studs are spaced a maximum of 16 inches on center or plywood is applied with face grain across studs.

⁴Where plywood is applied on both faces of a wall and nail spacing is less than 6 inches on center on either side, panel joints shall be offset to fall on different framing members or framing shall be 3-inch nominal or thicker and nails on each side shall be staggered.

APENDICE C

TABLAS DE ESFUERZOS BASICOS PARA MADERAS GUATEMALTECAS
(Fuente: Centro Investigaciones USAC)

ESFUERZOS BASICOS PARA MADERAS GUATEMALTECAS

ESPECIE	Peso seco aparente Gr/cm ³	Flexión estática Kg/cm ²	Módulo de elas- ticidad Kg/cm ²
Ciprés	0.51	160	0.75x10 ⁵
Pino	0.51	120	0.80x10 ⁵
Pino del Petén	0.52	125	1.00x10 ⁵
Caoba	0.46	160	0.76x10 ⁵
Canoj	0.65	130	1.00x10 ⁵
Cedro	0.13	95	0.46x10 ⁵
Cenicero	0.61	130	0.72x10 ⁵
Conacaste	0.42	95	0.56x10 ⁵
Chichique	0.72	245	1.38x10 ⁵
Chichipate	0.72	210	1.20x10 ⁵
Mario	0.62	100	0.85x10 ⁵
Volador	0.65	165	1.05x10 ⁵

ESFUERZOS BASICOS PARA MADERAS GUATEMALTECAS

ESPECIE	Corte Paralela Kg/cm ²	Clivaje lar Kg/cm ²	Dureza Kg/cm ²	Extracción de clavos Kg.
Ciprés	7	8	225	19
Pino	10	15	230	
Pino del Petén	15	7	110	10
Caoba	10	16	265	30
Canoj	10	19	200	
Cedro	7	16	180	19
Cenicero	10	11	350	30
Conacaste	7	9	195	9
Chichique	9	12	450	
Chichipate	15	25	730	55
Mario	12	20	360	40
Volador	11	24	430	50

ESFUERZOS BASICOS PARA MADERAS GUATEMALTECAS

ESPECIE	Tensión Paralela Kg/cm ²	Tensión perpendicular Kg/cm ²
Ciprés	160	7
Pino	190	8
Pino del Petén	200	6
Caoba	125	7
Canoj	100	10
Cedro	80	10
Cenicero	100	10
Conacaste	90	10
Chichique	235	7
Chichipate	160	10
Mario	145	16
Volador	155	10

ESFUERZOS BASICOS PARA MADERAS GUATEMALTECAS

ESPECIE	Compresión Paralela Kg/cm ²	Compresión perpendicu- lar Kg/cm ²
Ciprés	70	23
Pino	70	30
Pino del Petén	85	15
Caoba	70	45
Canoj	70	20
Cedro	40	35
Cenicero	65	45
Conacaste	35	20
Chichique	120	60
Chichipate	105	50
Mario	60	45
Volador	75	35