Junta del Acuerdo de Cartagena PADT-REFORT

# MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO

7700

proyectos andinos de desarrollo tecnológico en el area de los recursos forestales tropicales

PADT-REFORT

editado por

JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA

# MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO

Contenido iii

Presentación xiii

Introducción xv

Nomenclatura General xvii

# SECCION I: LA MADERA

## CAPITULO 1 – CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DE LA MADERA

1.1 Maderas para la Construcción . . . . . 1 - 2
1.1.1 Maderas Tropicales (Latifoliadas) y Coníferas . . . . . 1 - 2
1.1.2 Especies Estudiadas . . . . . 1 - 2
1.1.3 Incorporación de Nuevas Especies . . . . . 1 - 4
1.1.4 Identificación de Especies . . . . . 1 - 5

1.2 Estructura de la Madera . . . . . 1 - 8
1.2.1 El Tronco . . . . . 1 - 8
1.2.2 Estructura Anatómica . . . . . 1 - 8
1.2.3 Composición Química . . . . . 1 - 15

1.3 Características Físicas de la Madera . . . . . 1 - 15
1.3.1 Contenido de Humedad . . . . . 1 - 15
1.3.2 Cambios Dimensionales . . . . . 1 - 15
1.3.3 Densidad y Peso Específico . . . . . 1 - 16
1.3.4 Expansión y Conductividad Térmicas . . . . . 1 - 19
1.3.5 Transmisión y Absorción del Sonido . . . . . 1 - 20
1.3.6 Conductividad Eléctrica . . . . . 1 - 20

1.4 Propiedades Resistentes de la Madera . . . . . 1 - 21
1.4.1 Resistencia a la Compresión Paralela . . . . . 1 - 21
1.4.2 Resistencia a la Compresión Perpendicular . . . . . 1 - 22
1.4.3 Resistencia a la Tracción . . . . . 1 - 23
1.4.4 Resistencia al Corte . . . . . 1 - 24
1.4.5 Resistencia a la Flexión Paralela al Grano . . . . . 1 - 24

1.5 Propiedades Elásticas de la Madera . . . . . 1 - 24
1.5.1 Módulo de Elasticidad (MOE) . . . . . 1 - 26
1.5.2 Módulo de Corte o Rigidez (G) . . . . . 1 - 26
1.5.3 Módulo de Poisson . . . . . 1 - 27

1.6 Factores que Afectan el Comportamiento de la Madera . . . . . 1 - 27
1.6.1 Defectos de Crecimiento . . . . . 1 - 27
1.6.2 Influencia del Contenido de Humedad . . . . . 1 - 28
1.6.3 Influencia de la Densidad . . . . . 1 - 30
1.6.4 Influencia de la Temperatura . . . . . 1 - 30
1.6.5 Duración de la Carga . . . . . 1 - 31
1.6.6 Degradación . . . . . 1 - 32
1.6.7 Ataque de Insectos . . . . . 1 - 32
1.6.8 Ataques Químicos . . . . . 1 - 33

## CAPITULO 2 – CONVERSION, SECADO Y PROTECCION DE LA MADERA


2.1 Aserrado . . . . . 2 - 2
2.1.1 Cortes del Tronco . . . . . 2 - 2
2.1.2 Obtención de Secciones Preferenciales PADT–REFORT . . . . . 2 - 4

2.2 Secado . . . . . 2 - 5
2.2.1 Influencia del Secado en los Elementos de Madera . . . . . 2 - 5
2.2.2 Secado Natural . . . . . 2 - 6
2.2.3 Pre-secado . . . . . 2 - 7
2.2.4 Secado Artificial . . . . . 2 - 7
2.2.5 Variación Dimensional . . . . . 2 - 9
2.2.6 Defectos Originados por el Secado . . . . . 2 - 10
2.2.7 Comportamiento al Secado de Maderas Tropicales . . . . . 2 - 11

2.3 Protección de la Madera . . . . . 2 - 15
2.3.1 Preservación . . . . . 2 - 15
2.3.2 Tipos de Preservantes . . . . . 2 - 15
2.3.3 Métodos de Preservación . . . . . 2 - 17
2.3.4 Características de Permeabilidad de Especies Tropicales . . . . . 2 - 19
2.3.5 Ignífugos . . . . . 2 - 20

2.4 Protección y Cuidado de los Materiales en Obra . . . . . 2 - 20


## CAPITULO 3 – LA MADERA COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION


3.1 El Material de Construcción . . . . . 3 - 2
3.1.1 Comercialización de la Madera . . . . . 3 - 2
3.1.2 Escuadrías o Secciones Preferenciales PADT–REFORT . . . . . 3 - 2
3.1.3 Dimensiones Comerciales y Dimensiones Reales . . . . . 3 - 4

3.2 Madera de Construcción No Estructural . . . . . 3 - 6
3.2.1 Clasificación General . . . . . 3 - 6
3.2.2 Usos según Densidades . . . . . 3 - 7
3.2.3 Dimensiones y Tolerancias . . . . . 3 - 7
3.2.4 Contenido de Humedad . . . . . 3 - 8
3.2.5 Durabilidad Natural y Preservación . . . . . 3 - 8
3 2.6 Requisitos de Calidad . . . . . 3 - 8
3.2.6.1 Requisitos Generales . . . . . 3 - 8
3 2.6.2 Madera para Puertas, Ventanas y Muebles Fijos . . . . . 3 - 9
3.2.6.3 Madera para Pisos . . . . . 3 - 9
3 2.6.4 Madera para Molduras y Forros . . . . . 3 - 9

3.3 Madera de Construcción Estructural . . . . . 3 - 9
3.3.1 Requisitos Generales . . . . . 3 - 9
3.3.2 Contenido de Humedad . . . . . 3 - 11
3.3.3 Durabilidad Natural y Preservación . . . . . 3 - 12

3.4 Clasificación Visual por Defectos . . . . . 3 - 12
3.4.1 Defectos Relativos a la Constitución Anatómica . . . . . 3 - 12
3.4.2 Defectos Relativos al Ataque de Agentes Biológicos . . . . . 3 - 15
3.4.3 Defectos Originados durante el Apeo, Transporte y Almacenamiento . . . . . 3 - 15
3.4.4 Defectos Originados durante el Secado . . . . . 3 - 15
3.4.5 Defectos Originados durante el Aserrío . . . . . 3 - 16
3.4.6 Control de Defectos . . . . . 3 - 16
3.4.7 Norma de Clasificación Visual . . . . . 3 - 17

3.5 Agrupación de Maderas Tropicales en Grupos Estructurales . . . . . 3 - 25

3.6 Tolerancias . . . . . 3 - 27
3.6.1 Tolerancias en la Habilitación de Piezas . . . . . 3 - 27
3.6.2 Tolerancias en la Fabricación o Construcción de Componentes . . . . . 3 - 27

# SECCION II: CONSTRUCCION CON MADERA

## CAPITULO 4 — PLANEAMIENTO DE LA EDIFICACION


4.1 La Edificación de Madera y sus Componentes . . . . . 4 - 2
4.1.1 Cimientos . . . . . 4 - 2
4.1.2 Pisos y Entrepisos . . . . . 4 - 5
4.1.3 Muros . . . . . 4 - 6
4.1.4 Techos . . . . . 4 - 7
4.1.5 Carpintería y Accesorios . . . . . 4 - 7
4.1.6 Instalaciones . . . . . 4 - 7

4.2 Consideraciones de Diseño . . . . . 4 - 10
4.2.1 Particularidades del Diseño con Madera . . . . . 4 - 10
4 2.2 Especificaciones Técnicas . . . . . 4 - 12
4.2.3 Coordinación Modular . . . . . 4 - 13
4.2.4 Control Dimensional . . . . . 4 - 20
4.2.5 Factores para Reducir Costos de Construcción . . . . . 4 - 21
4.2.6 Acabados y Mantenimiento . . . . . 4 - 22

4.3 Sistemas Estructurales . . . . . 4 - 24
4.3.1 Uniones Estructurales . . . . . 4 - 24
4.3.2 Sistema Entramado . . . . . 4 - 24
4.3.3 Sistema Poste y Viga . . . . . 4 - 30
4.3.4 Sistema de Armaduras . . . . . 4 - 33

4.4 Sistemas Constructivos . . . . . 4 - 35
4.4.1 Introducción . . . . . 4 - 35
4.4.2 Sistemas Constructivos No Industrializados . . . . . 4 - 37
4.4.3 Sistemas Constructivos Semi-Industrializados . . . . . 4 - 38
4.4.4 Sistemas Constructivos Industrializados . . . . . 4 - 40


## CAPITULO 5 — DETALLES CONSTRUCTIVOS


5.1 Introducción . . . . . 5 - 6

5.2 Sistema Entramado . . . . . 5 - 7
5.2.1 Cimientos y Pisos . . . . . 5 - 8
5.2.2 Pisos y Entrepisos . . . . . 5 - 10
5.2.3 Muros . . . . . 5 - 14
5.2.4 Techos . . . . . 5 - 18

5.3 Sistema Poste y Viga . . . . . 5 - 25
5.3.1 Cimientos y Anclajes . . . . . 5 - 26
5.3.2 Pisos y Entrepisos . . . . . 5 - 29
5.3.3 Muros . . . . . 5 - 30
5.3.4 Techos . . . . . 5 - 33

5.4 Revestimientos . . . . . 5 - 34
5.4.1 Muros Exteriores . . . . . 5 - 34
5.4.2 Muros Interiores y Cielo Raso . . . . . 5 - 38
5.4.3 Techos . . . . . 5 - 39

5.5 Carpintería . . . . . 5 - 42
5.5.1 Puertas y Ventanas . . . . . 5 - 42
5.5.2 Escaleras . . . . . 5 - 44
5.5.3 Muebles Fijos . . . . . 5 - 46

5.6 Instalaciones . . . . . 5 - 48
5.6.1 Eléctricas . . . . . 5 - 48
5.6.2 Sanitarias . . . . . 5 - 49
5.6.3 Perforaciones y Rebajos . . . . . 5 - 51

## CAPITULO 6 – PROTECCION POR DISEÑO

6.1 Protección ante la Humedad y los Hongos . . . . . 6 - 2
6.1.1 Acción Capilar . . . . . 6 - 3
6.1.2 Condensación . . . . . 6 - 8
6.1.3 Lluvia . . . . . 6 - 11
6.1.4 Protección contra los Hongos . . . . . 6 - 11

6.2 Protección ante el Calor . . . . . 6 - 19
6.2.1 Transmisión del Calor . . . . . 6 - 19
6.2.2 Grados de Aislamiento . . . . . 6 - 20
6.2.3 Materiales Aislantes del Calor . . . . . 6 - 20
6.2.4 Colocación del Aislamiento Térmico en las Edificaciones . . . . . 6 - 21

6.3 Protección ante los Ruidos . . . . . 6 - 24
6.3.1 Aislamiento Acústico . . . . . 6 - 24
6.3.2 Corrección Acústica . . . . . 6 - 26
6 3.3 Materiales Absorbentes del Sonido . . . . . 6 - 27
6.3.4 Métodos de Protección del Ruido en las Edificaciones . . . . . 6 - 27

6.4 Protección contra los Insectos Xilófagos . . . . . 6 - 30

6.5 Protección contra los Sismos . . . . . 6 - 32
6.5.1 Edificaciones de Madera y los Movimientos Sísmicos . . . . . 6 - 32
6.5.2 Principios Generales de Diseño . . . . . 6 - 33
6.5.3 Cimentación . . . . . 6 - 34
6.5.4 Pisos Elevados . . . . . 6 - 36
6.5.5 Muros y Tabiques . . . . . 6 - 37
6.5.6 Techos . . . . . 6 - 41

6.6 Protección contra Incendios . . . . . 6 - 44
6.6.1 Clasificación de los Materiales según su Comportamiento . . . . . 6 - 44
6.6.2 Comportamiento Ante el Fuego de los Materiales de Construcción . . . . . 6 - 44
6.6.3 Sistemas de Prevención . . . . . 6 - 46
6.6.3.1 Eliminación de Fuentes de Incendio . . . . . 6 - 46
6.6.3.2 Tratamientos Retardadores del Fuego . . . . . 6 - 47
6.6.4 Sistemas de Previsión y Control . . . . . 6 - 49
6.6.4.1 Criterios de Zonificación . . . . . 6 - 49
6.6.4.2 Sistemas de Ventilación . . . . . 6 - 50
6.6.4.3 Dimensionamiento de Piezas Resistentes al Fuego . . . . . 6 - 51
6.6.4.4 Características de Ocupación de la Edificación . . . . . 6 - 52
6.6.4.5 Separación Física o Constructiva . . . . . 6 - 53
6.6.4.6 Separación Espacial . . . . . 6 - 58
6.6.4.7 Alarmas Automáticas . . . . . 6 - 62
6.6.4.8 Sistema de Irrigadores o Extintores Automáticos . . . . . 6 - 62

# SECCION III: DISEÑO ESTRUCTURAL

## CAPITULO 7 – CONSIDERACIONES GENERALES

### PARTE I: RECOMENDACIONES


7.1 Métodos de Análisis . . . . . 7 - 2
7.2 Métodos de Diseño . . . . . 7 - 2
7.3 Cargas . . . . . 7 - 3
7.4 Esfuerzos Admisibles . . . . . 7 - 3
7.5 Módulo de Elasticidad . . . . . 7 - 3
7.6 Dimensiones Comerciales y Reales . . . . . 7 - 4


### PARTE II: COMENTARIOS


7.1 Métodos de Análisis . . . . . 7 - 5

7.2 Métodos de Diseño . . . . . 7 - 5

7.4 Esfuerzos Admisibles . . . . . 7 - 6
7.4.1 Factor de Reducción por Calidad FC . . . . . 7 - 7
7.4.2 Factor de Servicio y Seguridad FS . . . . . 7 - 7
7.4.3 Factor de Reducción por Tamaño FT . . . . . 7 - 8
7.4.4 Factor de Duración de Carga FDC . . . . . 7 - 8

7.5 Módulo de Elasticidad . . . . . 7 - 9

7.6 Dimensiones Comerciales y Reales . . . . . 7 - 10


## CAPITULO 8: VIGAS, VIGUETAS Y ENTABLADOS

### PARTE I: RECOMENDACIONES


8.1 Deflexiones Admisibles . . . . . 8 - 2
8.1.1 Deformaciones Diferidas . . . . . 8 - 3

8.2 Requisitos de Resistencia . . . . . 8 - 4
8.2.1 Flexión . . . . . 8 - 4
8.2.2 Corte . . . . . 8 - 5
8.2.3 Compresión Perpendicular a las Fibras . . . . . 8 - 6

8.3 Estabilidad . . . . . 8 - 7


### PARTE II: COMENTARIOS


8.1 Deflexiones Admisibles . . . . . 8 - 8
8.1.1 Deformaciones Diferidas . . . . . 8 - 9

8.2 Requisitos de Resistencia . . . . . 8 - 10

8.3 Estabilidad . . . . . 8 - 12


### PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO


8.4 Viguetas, Diagramas de Diseño . . . . . 8 - 12
8.4.1 Bases de Cálculo . . . . . 8 - 12
8.4.2 Clasificación . . . . . 8 - 13
8.4.3 Aplicaciones . . . . . 8 - 14

8.4.4 Ejemplo de Diseño de Viguetas . . . . . 8 - 14
8.4.5 Relación de Diagramas de Viguetas . . . . . 8 - 20

8.5 Vigas. Diagramas de Diseño . . . . . 8 - 52
8.5.1 Bases de Cálculo . . . . . 8 - 52
8.5.2 Presentación de los Diagramas . . . . . 8 - 53
8.5.3 Clasificación . . . . . 8 - 53
8.5.4 Aplicaciones . . . . . 8 - 54
8.5.5 Ejemplo de Diseño de Vigas . . . . . 8 - 54
8.5.6 Cargas no Uniformemente Repartidas . . . . . 8 - 61
8.5.7 Relación de Diagramas de Vigas . . . . . 8 - 62

8.6 Tablas de Diseño . . . . . 8 - 72

8.7 Deflexiones, Diagramas y Fórmulas para Vigas . . . . . 8 - 75
8.7.1 Factores para el Cálculo de Deflexiones en Vigas o Viguetas . . . . . 8 - 75
8.7.2 Diagramas y Fórmulas para el Análisis de Vigas y Viguetas . . . . . 8 - 76

## CAPITULO 9 – COLUMNAS Y ENTRAMADOS

### PARTE I: RECOMENDACIONES

9.1 Introducción . . . . . 9 - 2

9.2 Longitud Efectiva . . . . . 9 - 3

9.3 Esbeltez . . . . . 9 - 4

9.4 Clasificación de Columnas . . . . . 9 - 5

9.5 Esfuerzos Máximos Admisibles . . . . . 9 - 5

9.6 Módulo de Elasticidad . . . . . 9 - 6

9.7 Cargas Admisibles en Elementos Sometidos a Compresión . . . . . 9 - 6
9.7.1 Columnas Cortas . . . . . 9 - 6
9.7.2 Columnas Intermedias . . . . . 9 - 7
9.7.3 Columnas Largas . . . . . 9 - 7

9.8 Elementos Sometidos a Flexocompresión . . . . . 9 - 7

9.9 Elementos Sometidos a Flexotracción . . . . . 9 - 8

### PARTE II: COMENTARIOS

9.2 Longitud Efectiva . . . . . 9 - 8

9.3 Esbeltez . . . . . 9 - 9

9.4 Clasificación de Columnas . . . . . 9 - 11

9.5 Esfuerzos Máximos Admisibles . . . . . 9 - 11

9.6 Módulo de Elasticidad . . . . . 9 - 12

9.7 Carga Admisible en Elementos Sometidos a Compresión . . . . . 9 - 12

9.8 Elementos Sometidos a Flexocompresión . . . . . 9 - 13

9.9 Elementos Sometidos a Flexotracción . . . . . 9 - 13

**PARTE III. AYUDAS DE DISEÑO**


9.10 Columnas. Diagramas de Diseño . . . . . 9 - 14
9.10.1 Bases de Cálculo . . . . . 9 - 14
9.10.2 Presentación de los Diagramas . . . . . 9 - 14
9.10.3 Clasificación . . . . . 9 - 15
9.10.4 Aplicaciones . . . . . 9 - 15
9.10.5 Ejemplo de Columna Sometida a Compresión Axial . . . . . 9 - 16
9.10.6 Ejemplo de Pie-derecho Sometido a Flexocompresión . . . . . 9 - 20
9.10.7 Relación de Diagramas de Columnas . . . . . 9 - 31

9.11 Entramados. Diagramas de Diseño . . . . . 9 - 31
9.11.1 Bases de Cálculo . . . . . 9 - 31
9.11.3 Clasificación . . . . . 9 - 31
9.11.4 Aplicaciones . . . . . 9 - 32
9.11.5 Ejemplo de Diseño de Entramados . . . . . 9 - 32
Diseño Usando Diagramas . . . . . 9 - 33
9.11.6 Relación de Diagramas de Entramados . . . . . 9 - 34


## CAPITULO 10 – MUROS DE CORTE

**PARTE I: RECOMENDACIONES**


10.1 Introducción . . . . . 10 - 2

10.2 Requisitos de Resistencia y Rigidez . . . . . 10 - 4

10.3 Verificación de la Capacidad de Muros para Carga Lateral . . . . . 10 - 5
10.3.1 Determinación de la Fuerza Cortante Resistente . . . . . 10 - 6
10.3.2 Determinación de la Fuerza Cortante Actuante . . . . . 10 - 15


**PARTE II: COMENTARIOS**


10.1 Introducción . . . . . 10 - 17

10.2 Requisitos de Resistencia y Rigidez . . . . . 10 - 17
10.2.1 Consideraciones de Análisis . . . . . 10 - 17
10.2.2 Consideraciones de Diseño . . . . . 10 - 19

10.3 Verificación de la Longitud Requerida de Muros . . . . . 10 - 20
10.3.1 Determinación de Longitud Equivalente Disponible de Muros . . . . . 10 - 20
10.3.2 Determinación de Longitud Equivalente Necesaria de Muros . . . . . 10 - 23


**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**


10.4 Ejemplo de Verificación de la Seguridad de una Casa contra Sismos o Viento . . . . . 10 - 24


## CAPITULO 11 – ARMADURAS LIGERAS

**PARTE I: RECOMENDACIONES**


11.1 Formas y Proporciones . . . . . 11 - 2

11.2 Tipos de Elementos . . . . . 11 - 5

11.3 Tipos de Uniones . . . . . 11 - 7

11.4 Requisitos de Resistencia y Rigidez . . . . . 11 - 7
11.4.1 Cargas . . . . . 11 - 7
11.4.2 Deflexiones . . . . . 11 - 7

11.5 Criterios de Diseño . . . . . 11 - 10
11.5.1 Hipótesis Usuales . . . . . 11 - 10
11.5.2 Lontigud Efectiva . . . . . 11 - 11
11.5.3 Esbeltez . . . . . 11 - 11
11.5.4 Cuerdas con Carga en el Tramo . . . . . 11 - 13

11.6 Estabilidad y Arriostramiento . . . . . 11 - 14

**PARTE II: COMENTARIOS**

11.1 Formas y Proporciones . . . . . 11 - 18

11.2 Tipos de Elementos . . . . . 11 - 19

11.3 Tipos de Uniones . . . . . 11 - 19

11.4 Requisitos de Resistencia y Rigidez . . . . . 11 - 19
11.4.1 Cargas . . . . . 11 - 19
11.4.2 Deflexiones . . . . . 11 - 19

11.5 Criterios de Diseño . . . . . 11 - 21
11.5.1 Hipótesis Usuales . . . . . 11 - 21
11.5.2 Longitud Efectiva . . . . . 11 - 22
11.5.3 Esbeltez . . . . . 11 - 22
11.5.4 Cuerdas con Carga en el Tramo . . . . . 11 - 22

11.6 Estabilidad y Arriostramiento . . . . . 11 - 22

**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**

11.7 Ejemplo de Cálculo de Fuerzas y Longitudes . . . . . 11 - 23

11.8 Diseño de una Armadura . . . . . 11 - 24

11.9 Ejemplo de Diseño de una Cuerda Doble . . . . . 11 - 30

11.10 Coeficientes de Longitud y Carga (Tabla 11.3) . . . . . 11 - 34

11.11 Diseños Estandar . . . . . 11 - 38

## CAPITULO 12 – UNIONES

**PARTE I: RECOMENDACIONES**

12.1 Uniones Clavadas . . . . . 12 - 2
12.1.1 Uniones Sometidas a Cizallamiento: Cargas Admisibles . . . . . 12 - 3
a) Simple Cizallamiento . . . . . 12 - 3
b) Otros casos . . . . . 12 - 5
12.1.2 Espesores Mínimos y Penetración de los Clavos . . . . . 12 - 6
a) Simple Cizallamiento . . . . . 12 - 6
b) Doble Cizallamiento . . . . . 12 - 7
12.1.3 Espaciamientos Mínimos . . . . . 12 - 7
a) Simple Cizallamiento . . . . . 12 - 8
b) Doble Cizallamiento . . . . . 12 - 10
12.1.4 Uniones Sometidas a Extracción: Cargas Admisibles . . . . . 12 - 11
12.1.5 Espesores Mínimos y Espaciamiento de los Clavos . . . . . 12 - 11

12.2 Uniones Empernadas . . . . . 12 - 13
12.2.1 Cargas Admisibles . . . . . 12 - 14

12.2.2 Uniones Sometidas a Doble Cizallamiento . . . . . 12 - 14
a) Influencia de la Orientación de las Fuerzas Con Relación al Grano . . . . . 12 - 15
b) Uniones con Pletinas Metálicas . . . . . 12 - 16
12.2.3 Uniones Sometidas a Simple Cizallamiento . . . . . 12 - 16
12.2.4 Uniones Sometidas a Cizallamiento Múltiple . . . . . 12 - 17
12.2.5 Efectos Combinados: Corte y Fuerza Axial . . . . . 12 - 17
12.2.6 Reducción de la Carga Admisible por Efecto de Grupo . . . . . 12 - 17
12.2.7 Espaciamientos Mínimos . . . . . 12 - 18
a) Cargas Paralelas a la Dirección del Grano . . . . . 12 - 19
b) Cargas Perpendiculares a la Dirección del Grano . . . . . 12 - 19

**PARTE II: COMENTARIOS**

12.1 Uniones Clavadas . . . . . 12 - 21
12.1.1 Uniones Sometidas a Cizallamiento: Cargas Admisibles . . . . . 12 - 21
12.1.2 Espesores Mínimos y Penetración de los Clavos . . . . . 12 - 23
12.1.3 Espaciamientos Mínimos . . . . . 12 - 23
12.1.4 Uniones Sometidas a Extracción . . . . . 12 - 23

12.2 Uniones Empernadas . . . . . 12 - 23
12.2.1 Cargas Admisibles . . . . . 12 - 23
12.2.2 Uniones Sometidas a Doble Cizallamiento . . . . . 12 - 27
a) Influencia de la Orientación de las Fuerzas con Relación al Grano . . . . . 12 - 27
b) Uniones con Pletinas Metálicas . . . . . 12 - 27
12.2.3 Uniones Sometidas a Simple Cizallamiento . . . . . 12 - 28
12.2.4 Uniones Sometidas a Cizallamiento Múltiple . . . . . 12 - 28
12.2.6 Reducción de la Carga Admisible por Efecto de Grupo . . . . . 12 - 28
12.2.7 Espaciamientos Mínimos . . . . . 12 - 28

**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**

12.3 Ejemplos de Diseño . . . . . 12 - 28
12.3.1 Empalme . . . . . 12 - 28
12.3.2 Apoyo . . . . . 12 - 30
12.3.3 Unión Empernada. Doble Cizallamiento . . . . . 12 - 32
12.3.4 Unión Empernada. Doble Cizallamiento. Cargas Inclinadas . . . . . 12 - 34
12.3.5 Unión Empernada. Simple Cizallamiento . . . . . 12 - 37

## SECCION IV: INFORMACION DE REFERENCIA

### CAPITULO 13 – TABLAS DE USO GENERAL

13.1 Propiedades de Escuadrías . . . . . 13 - 2

13.2 Esfuerzos Admisibles y Módulos de Elasticidad para Maderas del Grupo Andino (Tabla 7.1) . . . . . 13 - 3

13.3 Sobrecargas de Servicio . . . . . 13 - 3

13.4 Peso Propio y Viguetas de Madera . . . . . 13 - 4

13.5 Peso Propio de Muros . . . . . 13 - 4

13.6 Peso Propio de Coberturas . . . . . 13 - 5

13.7 Peso de Material Almacenado . . . . . 13 - 5

13.8 Peso Propio de Materiales de Construcción . . . . . 13 - 6

13.9 Unidades de Medida . . . . . 13 - 6
13.10 Múltiplos y Fracciones de las Unidades de Medida . . . . . 13 - 7
13.11 Conversión de Unidades . . . . . 13 - 7
13.12 Propiedades de Tubos de Acero . . . . . 13 - 9
13.13 Peso y Area de Barras Cuadradas y Circulares . . . . . 13 - 10
13.14 Peso de Planchas de Acero . . . . . 13 - 10
13.15 Dimensiones de Pernos, Tuercas y Arandelas Estándar . . . . . 13 - 11
13.16 Requerimientos Mínimos para Uniones Clavadas . . . . . 13 - 12
13.17 Número de Clavos por Kilogramo . . . . . 13 - 13
13.18 Decimales de Pulgada y Equivalencias en Milímetros . . . . . 13 - 13
13.19 Decimales de Pie y Equivalencias en Milímetros . . . . . 13 - 14
13.20 Cargas de Viento . . . . . 13 - 15

**CAPITULO 14 — REPRESENTACION GRAFICA**

14.1 Introducción . . . . . 14 - 2
14.2 Planos y Escalas Recomendables . . . . . 14 - 3
14.3 Simbología . . . . . 14 - 4
14.4 Desarrollo de un Proyecto de Vivienda . . . . . 14 - 9

**CAPITULO 15 — GLOSARIO Y TERMINOLOGIA ANDINA DE CONSTRUCCION CON MADERA**

**REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS** xxi

*En junio de 1974, la Comisión del Acuerdo de Cartagena aprobó la Decisión 84 por la cual los países andinos adoptaron una serie de disposiciones para la definición y adopción de una política subregional de desarrollo tecnológico como elemento importante para coadyuvar al logro del proceso de integración y la satisfacción de las necesidades del desarrollo económico y social de los Países Miembros.*

*Esta política, que se llevará a cabo en etapas sucesivas, tiene como objetivos principales la capacitación del personal involucrado en el quehacer científico y tecnológico, la conexión entre planificadores e investigadores y la demostración práctica de que el manejo del factor tecnológico es posible en nuestros países, y que el mismo produce significativos mejoramientos en determinadas áreas de producción.*

*La política de desarrollo tecnológico en el Grupo Andino se lleva a cabo en los sectores de importación, asimilación, rescate, adaptación y creación de tecnología.*

*Uno de los instrumentos definidos dentro de la asimilación y generación de tecnología son los Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico (PADT), destinados a solucionar problemas de interés común en materia de adopción o creación de conocimientos científicos así como la aplicación y utilización de los conocimientos generados o de aquellos existentes.*

*Los Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Area de los Recursos Forestales Tropicales (PADT–REFORT) creados por la Decisión 89 de la Comisión del Acuerdo de Cartagena, fueron concebidos para incorporar los bosques tropicales andinos a la economía de nuestros países desde una adecuada base tecnológica de tal manera que su utilización pueda contribuir a la solución de problemas críticos como el de la vivienda.*

*Los PADT–REFORT, cuya operación inició la Junta del Acuerdo de Cartagena en el año 1975, constituyen el esfuerzo internacional más importante que se ha realizado en materia forestal. La acción mancomunada y el trabajo conjunto de los investigadores y técnicos subregionales han colocado al Grupo Andino a la vanguardia del conocimiento científico en materia de tecnología de la madera y han establecido una sólida base para el desarrollo de la ingeniería de la madera y para la generación de técnicas de construcción con madera tropical.*

*La presente publicación, que constituye el primer Manual de Diseño para Maderas Tropicales que se edita en el mundo, al igual que otras de diferente naturaleza emanadas de este proyecto, cumplirán un importante papel en la compleja y difícil tarea que se deberá seguir acometiendo hasta lograr que se incorpore efectivamente a nuestras economías al recurso renovable más importante con que cuenta la Subregión: el bosque tropical.*

*Nuestra expresión de reconocimiento al Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo (CIID) cuyos generosos aportes financieros hicieron posible la publicación de este Manual.*

*Lima, Diciembre de 1984*

*Pedro Carmona Estanga*
*Coordinador*

*Edgard Moncayo Jiménez*
*Edgar Camacho Omiste*
*Miembros de la Junta*

# PRESENTACION

*El "Estudio Integral de la Madera para la Construcción" forma parte de los Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Area de los Recursos Forestales Tropicales que ejecuta la Junta del Acuerdo de Cartagena. A través de este proyecto, los países andinos se encuentran afrontando conjuntamente el desarrollo de actividades científico-tecnológicas con la finalidad de obtener bases técnicas que posibiliten la introducción de la madera de bosques tropicales en la construcción. De esta manera se trata de utilizar nuestro recurso renovable más abundante para incorporarlo en la actividad productiva de modo que pueda contribuir a la solución del problema habitacional que afecta a la Subregión.*

*En nuestros países, el uso de la madera en el sector de la construcción actualmente se ve restringido por la insuficiencia de conocimientos técnicos, de infraestructura de producción adecuada, de leyes, normas y además, debido a perjuicios derivados del desconocimiento del material por parte de los usuarios.*

*Esta situación determinó que en el enfoque general se haya concebido una cobertura integral de las diferentes áreas requeridas para propiciar la introducción efectiva de la madera en el sector de la construcción. Así, dentro del proyecto se ha previsto la ejecución de actividades que progresivamente irán llenando los vacíos de orden técnico, industrial, educativo, científico, normativo, promocional, etc. que existen en la actualidad y que limitan la posibilidad de que el mercado de la construcción adopte un "nuevo" material.*

*Esta publicación está dirigida a ingenieros, arquitectos, constructores y estudiantes universitarios y a todas aquellas personas interesadas en el diseño de construcciones a base de madera, principalmente viviendas.*

*El "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino" resume los conocimientos sobre madera tropical acumulados en este proyecto gracias a las múltiples investigaciones de tecnología e ingeniería de la madera realizadas en los años pasados. Esta información ha sido adaptada para su aplicación en el diseño y se complementa con ciertos datos sobre otras especies tomadas de la literatura existente, en los casos de no disponer de investigaciones propias.*

*En la preparación de este Manual se han omitido en lo posible referencias a las consideraciones de diseño –sea arquitectónico o estructural– utilizadas para materiales de construcción tradicionales, enfatizándose principalmente los criterios o recomendaciones aplicables específicamente a la construcción con madera. En algunos casos, como el del capítulo de Protección por Diseño, se presentan además recomendaciones de carácter general, por considerar que este tema recibe poca atención en la formación básica de los profesionales andinos y es de fundamental importancia en el diseño de una edificación de madera durable y segura.*

*El material se presenta agrupado en cuatro secciones claramente diferenciadas por la naturaleza de su contenido y organización. Se las identifica gráficamente a través de un logotipo que simboliza el tema tratado.*

# INTRODUCCION

*La primera sección trata sobre la madera. Presenta las características y propiedades del material, su comportamiento bajo cargas, los tratamientos a los que se la somete para protegerla y las normas de calidad para material estructural. Se incluyen las especies estudiadas tecnológicamente y los grupos estructurales que se han definido para usar en la construcción.*

*La segunda sección trata sobre la construcción con madera. Se orienta principalmente a la presentación de las consideraciones arquitectónicas y de protección de la edificación. Se incluyen además detalles constructivos y una extensa sección sobre protección ante el fuego.*

*La tercera sección se refiere al diseño estructural. Se presentan recomendaciones de diseño para elementos estructurales sometidos a distintos tipos de carga, éstos incluyen esfuerzos de diseño y módulos de elasticidad desarrollados para las especies tropicales de los bosques andinos. Se incluyen también ayudas de diseño en la forma de diagramas y tablas para facilitar la labor del proyectista.*

*La cuarta sección contiene información de referencia. Incluye tablas de uso general, recomendaciones para la preparación de planos de edificaciones de madera ilustradas con un juego completo de planos desarrollados. Por último, se incluye un glosario de términos para la construcción con madera y su denominación equivalente en los países andinos.*

*En una próxima edición se incorporará nueva información de diseño resultado de investigaciones que se están completando, principalmente en los capítulos de la tercera sección. Asimismo, se recogerán los criterios y sugerencias que aporten los técnicos subregionales y los profesionales de áreas afines que nos hagan llegar sus comentarios.*

*Lima, Diciembre de 1982*

*Ing. Marcelo Tejada*
*Jefe, PADT–REFORT*

## UNIDADES

Las unidades usadas en el presente Manual han sido escogidas considerando su difusión dentro de la práctica profesional en diseño y construcción.

El Sistema M-K-S (metro, kilogramo, segundo) es el que ha servido de base a todas las unidades usadas. Múltiplos y submúltiplos de éstas, así como sus combinaciones, completan el conjunto de unidades escogidas.

Las unidades básicas son:

| | | |
|---|---|---|
| Longitud | : | metro (m) |
| Fuerza (o Peso) | : | kilogramo (kg) |
| Tiempo | : | segundo (seg) |

## SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

Los símbolos usados han sido escogidos siguiendo las recomendaciones de la "International Organization for Standarization", International Standard ISO 3898-1976 (E). Como los usos varían según los países de la Subregión Andina, se ha considerado conveniente uniformar la simbología a base de estas recomendaciones. Sin embargo, se han hecho algunas excepciones para incluir determinados símbolos de uso muy arraigado.

### ABREVIATURAS

| | |
|---|---|
| @ | a cada |
| adm | admisible |
| BO | Bolivia |
| BTU | British Thermal Unit |
| °C | grado celsius o centígrado |
| cal | caloría |
| Cap | capítulo |
| CH | contenido de humedad |
| CHE | contenido de humedad de equilibrio |
| cm, $cm^2$, $cm^3$ | centímetro, centímetro cuadrado, centímetro cúbico |
| CO | Colombia |
| CTS | clase de transmisión de sonido |
| DB | densidad básica |
| dB | decibel |
| EC | Ecuador |
| ELP | esfuerzo en el límite proporcional |
| F | fuerza |
| F.C. | factor de reducción por calidad |
| F.D.C. | factor de duración de carga |
| F.S. | factor de seguridad |
| F.T. | factor de reducción por tamaño |
| Fig. | figura |
| g, gr | gramo |
| Hz | hertz |
| JUNAC | Junta del Acuerdo de Cartagena |
| kg | kilogramo |
| kg-cm | kilogramo-centímetro |

# NOMENCLATURA GENERAL

| | |
|---|---|
| kg/cm$^2$ | kilogramo por centímetro cuadrado |
| kg/cm | kilogramo por centímetro |
| kg-m | kilogramo-metro |
| kg/m$^2$ | kilogramo por metro cuadrado |
| kg/m$^3$ | kilogramo por metro cúbico |
| kg/m | kilogramo por metro |
| l | litro |
| m, m$^2$, m$^3$ | metro, metro cuadrado, metro cúbico |
| máx | máximo |
| mín | mínimo |
| mm, mm$^2$, mm$^3$ | milímetro, milímetro cuadrado, milímetro cúbico |
| MOE | módulo de elasticidad |
| MOR | módulo o esfuerzo de rotura |
| PADT–REFORT | Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Area de los Recursos Forestales Tropicales. |
| PE | Perú |
| pie, pie$^2$ | pie, pie cuadrado |
| PSF | punto de saturación de las fibras |
| pulg | pulgada |
| p.t. | pie tablar |
| PVC | cloruro de polivinilo |
| s/c | sobrecarga |
| Secc. | sección |
| t | tonelada métrica |
| t/m | tonelada por metro |
| U | coeficiente de transmisión de calor (W/m$^2$ °C) |
| VE | Venezuela |

## SIMBOLOS

| | |
|---|---|
| A | área, área sección transversal |
| a | distancia, longitud de apoyo, espaciamiento entre elementos de unión, ancho de la cara o peralte de escuadría. |
| b | ancho |
| $C_d$ | coeficiente adimensional que depende de la posición de la superficie con respecto a la dirección del viento. |
| $C_k$ | constante que limita la condición de columnas intermedias |
| c | distancia del eje neutro a la fibra más alejada |
| d | dimensión de la sección transversal que es crítica en un elemento en compresión, diámetro de perno o clavo. |
| d | como subíndice indica carga muerta |
| E | módulo de elasticidad o de Young |
| $E_{mín}$ | módulo de elasticidad mínimo |
| $E_{prom}$ | menor de los módulos de elasticidad promedio para las especies de un grupo de madera estructural |
| e | espesor de escuadría o ancho de canto, excentricidad |
| F | fuerza |
| f | esfuerzo admisible |
| $f_c$ | esfuerzo admisible de compresión paralela a las fibras |
| $f_{c\perp}$ | esfuerzo admisible de compresión perpendicular a las fibras |
| $f_{c\theta}$ | esfuerzo admisible de compresión en una dirección que forma un ángulo $\theta$ con la dirección de las fibras |
| $f_m$ | esfuerzo admisible de tracción o compresión producidos por flexión |
| $f_v$ | esfuerzo admisible de corte en la dirección paralela a las fibras |
| $f_t$ | esfuerzo admisible de tracción en la dirección paralela a las fibras |
| G | módulo de rigidez o de corte |

| | |
|---|---|
| $H$ | flecha en alabeo |
| $h$, $a$ | peralte, altura, ancho de escuadría |
| $I$ | momento de inercia (momento de segundo orden de una área plana) |
| $I_x$ | momento de inercia con respecto al eje X |
| $I_y$ | momento de inercia con respecto al eje Y |
| $i$ | radio de giro |
| $k$ | coeficiente de longitud efectiva |
| $k_m$ | coeficiente de magnificación de momentos |
| $k_\Delta$ | factor de deflexión |
| $L$ | luz |
| $l$ | longitud de un elemento |
| $l$ | como subíndice indica sobrecarga |
| $l_c$ | distancia entre ejes de correas |
| $l_d$ | longitud de las diagonales o montantes |
| $l_{ef}$ | longitud efectiva |
| $l_{eq}$ | longitud equivalente |
| $M$ | momento de flexión |
| $m$ | momento |
| $N$ | fuerza axial, número de probetas ensayadas |
| $N_{cr}$ | fuerza axial que produce pandeo (carga de Euler) |
| $N_{adm}$ | fuerza axial admisible si no existieran efectos de flexión |
| $P$, $Q$ | fuerza concentrada |
| $P$ | presión o succión del viento en kg/m² |
| $q$ | presión dinámica en kg/m² |
| $r$ | radio |
| $S$ | momento de primer orden de una área plana |
| $s$ | espaciamiento |
| $t$ | espesor |
| $V$ | fuerza de corte, velocidad del viento (km/h) |
| $w$ | carga uniformemente repartida, por unidad de longitud |
| $w_{adm}$ | carga repartida admisible |
| $w_d$ | carga muerta repartida |
| $w_l$ | carga viva o sobrecarga repartida |
| $w_{eq}$ | carga repartida equivalente |
| $Z$ | módulo de sección |
| $Z_x$ | módulo de sección con respecto al eje X |
| $Z_y$ | módulo de sección con respecto al eje Y |
| $\alpha$ | ángulo, pendiente |
| $\gamma$ | peso específico |
| $\Delta$ | deflexión, variación |
| $\Delta_{adm}$ | deflexión máxima admisible |
| $\theta$ | ángulo, rotación |
| $\lambda$ | medida de esbeltez, $l_{ef}/d$ |
| $\lambda_x$ | esbeltez con respecto al eje X |
| $\lambda_y$ | esbeltez con respecto al eje Y |
| $\pi$ | Pi, 3.14159 . . . |
| $\rho$ | densidad |
| $\sigma_{c//}$ | esfuerzo de compresión aplicado en la dirección paralela a las fibras |
| $\sigma_{c\perp}$ | esfuerzo de compresión aplicado en la dirección perpendicular a las fibras |
| $\sigma_{c\theta}$ | esfuerzo de compresión aplicado en una dirección que forma un ángulo $\theta$ con la dirección de las fibras |
| $\sigma_m$ | esfuerzo normal, de tracción o compresión, producido por flexión |
| $\sigma_t$ | esfuerzo de tracción aplicado en la dirección paralela a las fibras |
| $\tau$ | esfuerzos de corte |
| $\phi$ | diámetro |
| $\approx$ | aproximado |
| $//$ | paralela |
| $\perp$ | perpendicular |
| $\lvert\ \rvert$ | valor absoluto de símbolo contenido entre las barras |

# MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO

## 3a. Edición Preliminar Corregida

Este Manual ha sido preparado y publicado bajo la supervisión y edición del Ing. Javier Piqué, PhD, encargado del área de diseño de los PADT—REFORT. Las investigaciones que han servido de base a la información de diseño aquí presentada han estado bajo la coordinación y responsabilidad de las siguientes instituciones en cada uno de los Países Miembros:

— Ministerio de Asuntos Campesinos y Agropecuarios. Centro de Desarrollo Forestal, Santa Cruz, BOLIVIA,

— Instituto Nacional de los Recursos Naturales Renovables y del Ambiente, INDERENA, Bogotá, COLOMBIA,

— Ministerio de Agricultura y Ganadería. Centro de Investigación y Capacitación Forestal de Conocoto, Quito, ECUADOR,

— Ministerio de Agricultura, Instituto Nacional Forestal y de Fauna, INFOR. Lima, PERU, y

— Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Laboratorio Nacional de Productos Forestales, Mérida, VENEZUELA.

Los siguientes técnicos subregionales han contribuido con el material que aparece en esta ecición del Manual:

Ing. Hugo Scaletti Farina, PhD: Capítulos 7, 8, 9, 10 y 12
Ing. Javier Piqué del Pozo, PhD: Capítulos 1, 3, 7, 8, 9, 10, 11, 12 y 15
Arq. José Luis Ferreyra de la Jara: Capítulos 4, 5, 6, 14 y 15
Arq. Christian Arbaiza Mendoza, MS: Capítulos 4, 6, 14 y 15
Ing. Miguel Medina Dávila: Capítulo 13. Ejemplos de Capítulos 8, 9, 10 y 11
Arq. José Cárdenas del Carpio: Capítulo 14
Ing. Luis Vargas Loli: Ejemplos del Capítulo 12 y Tablas del Capítulo 11
Ing. V. Raúl González Flores, MS: Capítulo 2
Ing. Antonio Aróstegui Vargas, MS: Capítulo 1
Ing. Ana María Sibille de Párraga: Capítulo 3
Ing. Roberto Machicao Relis: Capítulos 2, 11, 8 y 9 (diseño de diagramas)
Ing. José Carlos Cano, MS: Capítulo 3
Arq. Manuel Villena Mavila: Capítulo 14
Sr. Rodrigo Cueva: Diagramas Capítulo 8
Ing. Iván Málaga: Programas y cómputo para diagramas de diseño de Capítulos 8 y 9.

El dibujo de las ilustraciones y diagramas fue ejecutado por el señor Italo Macassi, y los arquitectos José Cárdenas y Manuel Villena. La composición fue realizada por el señor Antonio Carranza O. El montaje lo realizó el señor Rolan Zafra Alzamora.

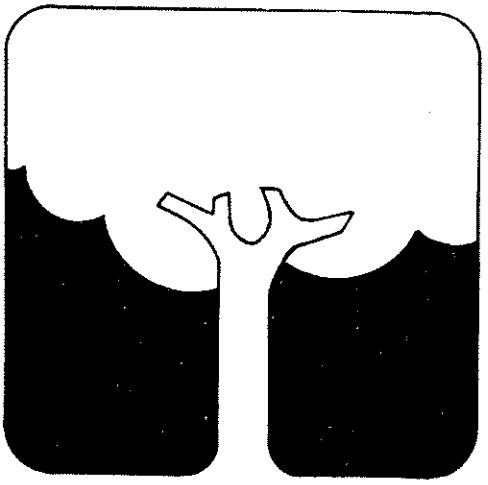
En las primeras versiones de este Manual colaboraron también otros técnicos de los Países Andinos.

El Profesor Fred J. Keenan de la Universidad de Toronto revisó y comentó las distintas ediciones de este Manual haciendo importantes sugerencias y recomendaciones. El Dr. Harry Booth, consultor de la FAO, y el Arq. Nils Berndtson del TRADA, también contribuyeron con valiosos comentarios.

DERECHOS RESERVADOS POR LA JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA, 1984
Copyright 1984
Paseo de la República y Av. Aramburú
Casilla Postal 3237, Lima - Perú

Esta publicación no puede ser reproducida, almacenada, transmitida en ninguna forma, ni parcial ni totalmente, sin previa autorización escrita del Editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced in any form without written permission of the publisher.



# I

# LA MADERA

1.1 Maderas para la Construcción
1.1.1 Maderas Tropicales (Latifoliadas) y Coníferas
1.1.2 Especies Estudiadas
1.1.3 Incorporación de Nuevas Especies
1.1.4 Identificación de Especies

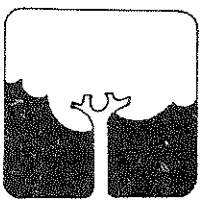
1.2 Estructura de la Madera
1.2.1 El Tronco
1.2.2 Estructura Anatómica
1.2.3 Composición Química

1.3 Características Físicas de la Madera
1.3.1 Contenido de Humedad
1.3.2 Cambios Dimensionales
1.3.3 Densidad y Peso Específico
1.3.4 Expansión y Conductividad Térmicas
1.3.5 Transmisión y Absorción del Sonido
1.3.6 Conductividad Eléctrica

1.4 Propiedades Resistentes de la Madera
1.4.1 Resistencia a la Compresión Paralela
1.4.2 Resistencia a la Compresión Perpendicular
1.4.3 Resistencia a la Tracción
1.4.4 Resistencia al Corte
1.4.5 Resistencia de la Flexión Paralela al Grano

1.5 Propiedades Elásticas de la Madera
1.5.1 Módulo de Elasticidad (MOE)
1.5.2 Módulo de Corte o Rigidez (G)
1.5.3 Módulo de Poissón

1.6 Factores que Afectan el Comportamiento de la Madera
1.6.1 Defectos de Crecimiento
1.6.2 Influencia del Contenido de Humedad
1.6.3 Influencia de la Densidad
1.6.4 Influencia de la Temperatura
1.6.5 Duración de la Carga
1.6.6 Degradación
1.6.7 Ataque de Insectos
1.6.8 Ataques Químicos



# I

# Características y Propiedades de la Madera

## 1.1 MADERAS PARA LA CONSTRUCCION

### 1.1.1 Maderas Tropicales (latifoliadas) y Coníferas

Los bosques tropicales de la Subregión Andina cubren aproximadamente el 47 por ciento de su superficie (220 millones de hectáreas) constituyendo un ingente recurso para la obtención de madera para construcción. Se estima que hay alrededor de 2,500 especies forestales en estos bosques, de las cuales unas 600 serían aptas para construir.

La práctica limitada en el diseño y construcción con madera ha estado basada en información proveniente de países consumidores de madera de coníferas, que por su distinta constitución anatómica a la de la madera latifoliada presenta propiedades y comportamiento diferentes.

Este Manual ha sido preparado para facilitar el diseño de construcciones usando las maderas de los bosques andinos. Por ser éstos en su mayoría tropicales y subtropicales, a las maderas provenientes de las especies que los constituyen se las denominan genéricamente maderas tropicales. Estas especies, conocidas también con el nombre de latifoliadas o frondosas, se diferencian tanto externa como internamente de las maderas de coníferas que, en general, crecen en climas templados. En la Subregión existen en limitada proporción algunas especies de coníferas de bosques naturales y otras de zonas reforestadas. Sin embargo, son las especies tropicales las que representan el volumen importante.

Una de las diferencias existentes entre maderas de coníferas y latifoliadas que constituye una característica notoria en el comportamiento mecánico es aquella relacionada con la resistencia y rigidez (capacidad para experimentar deformación).

De modo general puede afirmarse que, a igual densidad, las maderas latifoliadas de los bosques andinos muestran mayor resistencia que la madera de coníferas. Las características de elasticidad son similares o en algunos casos mayores (12)*. En ensayos de vigas a escala natural se observan deformaciones importantes antes de que se produzca la falla; si se descarga el especimen durante el ensayo se recupera casi toda la deformación.

La deformación máxima que se presenta en la rotura, comparada con aquella del límite elástico es grande, lo que resulta en un comportamiento dúctil, mayor aún cuando se trata de vigas en condición verde.

### 1.1.2 Especies Estudiadas

Las características tecnológicas, propiedades de diseño, las recomendaciones de diseño, protección y detalles constructivos que se incluyen en esta publicación son el resultado de actividades de investigación y desarrollo llevadas a cabo como parte del proyecto "Estudio Integral de la Madera para la Construcción" que forma parte de los Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Area de los Recursos Forestales Tropicales (PADT–REFORT) que ejecuta la Junta del Acuerdo de Cartagena y los Países Miembros del Grupo Andino. El objetivo de este proyecto es la incorporación de la madera tropical como material de construcción, con todas las características técnicas, de normalización y reglamentación de que gozan los materiales tradicionales.

---

* Los números entre paréntesis indican las referencias que aparecen al final del Manual.

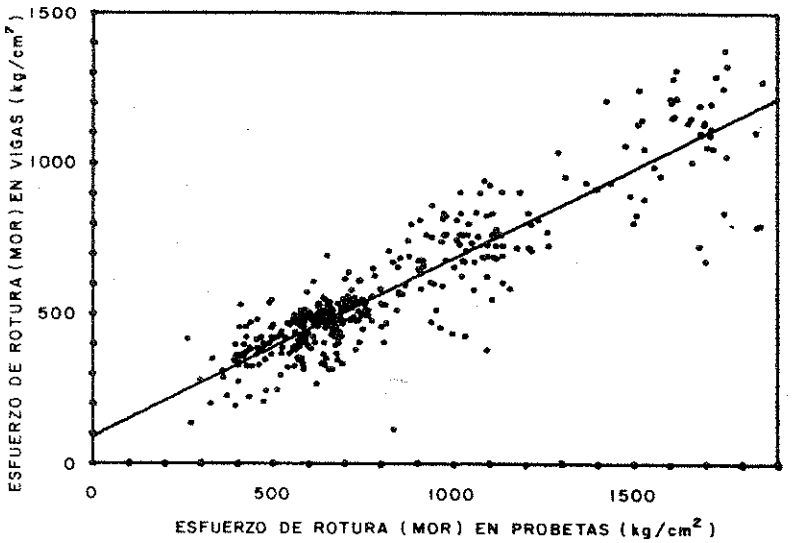



Figura 1.1 MOR vigas vs. MOR probetas para vigas aceptadas según la regla de clasificación visual

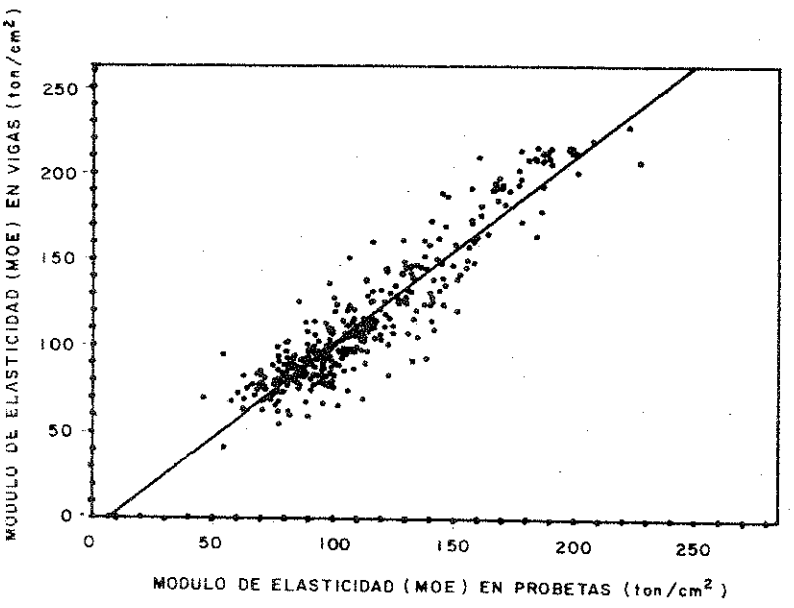



Figura 1.2 MOE vigas vs. MOE probetas para vigas aceptadas según la regla de clasificación visual

Los resultados obtenidos son el fruto de una valiosa experiencia de varios años en el campo de la investigación, a través de la cual, los países andinos han unido esfuerzos y emprendido coordinadamente trabajos en esta área, permitiendo intercambiar la investigación y desarrollos tecnológicos. Esta acción conjunta ha permitido la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de 104 maderas correspondientes a 91 especies diferentes de latifoliadas y 2 especies de coníferas de la Subregión (2,3). Las especies, cuyas propiedades se consignan en las Tablas de Propiedades Mecánicas (2), se presentan en la Tabla 1.1.

Al inicio de este proyecto (1975) se contaba con estudios de propiedades tecnológicas en probetas de algunas especies, aunque sin la representatividad adecuada ya que la colección no obedecía a muestreos estadísticos. Por otra parte la identificación misma de especies en muchos casos era deficiente o equivocada. No existían criterios de clasificación para madera de construcción estructural. Las dimensiones en que se comercializaba la madera no seguían normalización alguna encontrándose multiplicidad de alternativas.

La investigación realizada para posibilitar el uso de la madera como material de construcción ha cubierto tanto ensayos en probetas pequeñas libres de defectos –de madera de especies debidamente identificadas y colectadas bajo normas que garantizar representatividad– como ensayos con elementos a escala natural para conseguir información directa sobre la influencia de defectos. En esta forma no sólo se ha incorporado una nueva metodología de investigación sino que ha permitido comprobar experimentalmente la norma de clasificación por defectos desarrollada. Adicionalmente ha permitido cuantificar a través de un "factor de calidad", F.C., la reducción de la resistencia de probetas por la presencia de defectos (Ver Cap. 7).

Se ha propuesto una norma de clasificación visual por defectos para madera estructural así como dimensiones estándar para el aserrado de escuadrías. Ambas propuestas conjuntamente con las propiedades de diseño basadas en la investigación posibilitan el uso de la madera tropical como un material de construcción adicional.

En las Figs. 1.1 y 1.2 se presentan las correlaciones entre los módulos o esfuerzos de rotura (MOR) para probetas y vigas clasificadas así como entre los módulos de elasticidad (MOE) correspondientes. Como se observa la correlación es mejor para estos últimos valores que para resistencia, lo que puede implicar menor influencia de los defectos en esa propiedad.

Con el objeto de usar racionalmente el heterogéneo bosque tropical, las especies se han agrupado en tres grupos estructurales. Cualquiera de estas especies tiene cuando menos las propiedades asignadas al grupo. Los grupos incluyen un total de 51 especies, que son aquellas que han sido ensayadas a escala natural.

Solamente estas especies, cuyas propiedades pueden considerarse como válidas y confiables, son las que pueden usarse para diseñar con este Manual.

### 1.1.3 Incorporación de Nuevas Especies

Con la finalidad de contar con un mayor número de especies en los grupos ya definidos se presentan algunos criterios que deben seguirse para incluir otras especies.

Esta metodología de agrupamiento toma en cuenta: la identificación botánica, selección por calidad –en aplicación de la norma de clasificación desarrollada– y, el agrupamiento por resistencia propiamente. Debe señalarse que los ensayos de vigas para clasificación y la determinación experimental del "factor de calidad" ha sido un desarrollo importante en esta metodología del PADT–REFORT/JUNAC.

La clasificación de las piezas de madera en estructural o no, podrá eventualmente ser un proceso mecanizado como ya se acostumbra en otros países, sin embargo, será necesario profundizar en la investigación sobre las correlaciones entre defectos, deformación y resistencia.

Las propiedades mecánicas determinadas con estudios de tecnología en probetas pequeñas libres de defectos (3) no son suficientes para definir propiedades de diseño aplicables a elementos estructurales de tamaño natural, que lógicamente incluyen estos defectos alterando su rigidez y resistencia. Es necesario, por consiguiente, realizar ensayos con elementos a escala natural para asignar una especie nueva al grupo estructural correspondiente. O sea para definir cuál es el grupo estructural que le corresponde.

Existe una buena correlación entre la densidad básica y las propiedades mecánicas de la madera a nivel de probetas pequeñas libres de defectos (3) pero ésta no tiene las mismas características para vigas a escala natural. La densidad se usa como un indicador del posible grupo al que pertenece la especie, pero la única forma de asegurarse es la realización de ensayos a escala natural. Hace falta por lo tanto, efectuar por lo menos 30 repeticiones de un ensayo estándar de vigas a flexión (13, 14). Para garantizar la representatividad de la muestra la madera debe ser colectada de acuerdo a las normas reconocidas. Los resultados –en promedio y el mínimo definido como el 5° rango– deben ser comparados con los grupos estructurales para incluir la especie en cuestión en el que le corresponda. Hay otras propuestas para la metodología de incorporar nuevas especies, aunque no han sido llevadas aún a la práctica (15).

### 1.1.4 Identificación de Especies

Al especificar una determinada especie en el diseño, o las pertenecientes a un grupo estructural, el problema de garantizar que se esté usando la especie correcta se transfiere al constructor y al supervisor. Evidentemente las características supuestas en el diseño para una especie no tienen validez por otra especie que no pertenezca a los grupos determinados, por lo que un error de identificación es un riesgo para el propietario.

La identificación de los árboles de determinada especie es llevada a cabo por los productores en el momento de su extracción del bosque. Sin embargo, la identificación de la madera debe llevarse a cabo luego del proceso de aserrado en los depósitos de madera, o en la obra. Para ello es posible usar las características macroscópicas, o sea visibles a simple vista o con lupa de 10 aumentos. Estas pueden compararse con las consignadas para las especies de la Tabla 1.1 en la publicación "Descripción General y Anatómica de 105 Especies del Grupo Andino" editada también por el PADT–REFORT de la Junta del Acuerdo de Cartagena (10). A este nivel de observación existen ciertas limitaciones en la identificación, por lo que puede ser necesario, en algunos casos, análisis microscópicos de muestras de la madera por identificar.

## TABLA 1.1 LISTA DE ESPECIES ESTUDIADAS EN EL PADT–REFORT
(Orden Alfabético por Nombre Científico)

| | Nombre Científico | Nombre Común | País | Densidad Básica |
|---|---|---|---|---|
| 1. | *Anacardium excelsum* | Caracolí | CO | .34 |
| 2. | *Anacardium excelsum* | Mijao | VE | .35 |
| 3. | *Apeiba aspera* | Maquizapa ñagcha | PE | .30 |
| 4. | *Ardisia cubana* | Coquino | BO | .62 |
| 5. | *Aspidosperma macrocarpon* | Pumaquiro | PE | .67 |
| 6. | *Bombacopsis quinata* | Saqui saqui | VE | .39 |
| 7. | *Brosimum alicastrum* | Charo amarillo | VE | .65 |
| 8. | *Brosimum uleanum* | Manchinga | PE | .68 |
| 9. | *Brosimum utile* | Sande | CO | .42 |
| 10. | *Brosimum utile* | Sande | EC | .40 |
| 11. | *Brosimum utile* | Panguana | PE | .48 |
| 12. | *Buchenavia exicarpa* | Blanquillo | BO | .77 |
| 13. | *Calophyllum brasiliense* | Palo maría | BO | .55 |
| 14. | *Calophyllum mariae* | Aceite mario | CO | .46 |
| 15 | *Calycophyllum spruceanum* | Guayabochi | BO | .74 |
| 16. | *Campnosperma panamensis* | Sajo | CO | .37 |
| 17. | *Carapa guianensis* | Carapa | VE | .55 |
| 18. | *Carapa guianensis* | Tangare | CO | .49 |
| 19. | *Cariniana domesticaca* | Cachimbo | PE | .59 |
| 20. | *Cariniana estrellensis* | Yesquero | BO | .57 |
| 21. | *Caryocar coccineum* | Almendro | PE | .65 |
| 22. | *Catostemma commune* | Baramán | VE | .50 |
| 23. | *Cedrelinga catenaeformis* | Seique | EC | .37 |
| 24. | *Cedrelinga catenaeformis* | Tornillo | PE | .44 |
| 25. | *Ceiba pentandra* | Bonga | CO | .21 |
| 26. | *Ceiba pentandra* | Mapajo | BO | .52 |
| 27. | *Ceiba samauma* | Huimba | PE | .56 |
| 28. | *Cespedezia spathulata* | Pacora | EC | .54 |
| 29. | *Chlorophora tinctoria* | Moral fino | EC | .71 |
| 30. | *Chrysophyllum cainito* | Caimitillo | EC | .74 |
| 31. | *Clarisia racemosa* | Mora | CO | .46 |
| 32. | *Clarisia racemosa* | Pituca | EC | .51 |
| 33. | *Clarisia racemosa* | Murure | BO | .62 |
| 34. | *Copaifera officinalis* | Copaiba | PE | .60 |
| 35. | *Copaifera pubiflora* | Aceite cabimo | VE | .56 |
| 36. | *Copaifera sp.* | Canime | CO | .48 |
| 37. | *Dialyanthera gracilipes* | Cuangare | CO | .32 |
| 38. | *Didymopanax morototoni* | Sun sun | VE | .36 |
| 39. | *Diospyros sp.* | Kaqui | BO | .47 |
| 40. | *Erisma uncinatum* | Mureillo | VE | .47 |
| 41. | *Eucalyptus globulus* | Eucalipto | EC | .55 |
| 42. | *Ficus glabrata* | Bibosi | BO | .50 |
| 43. | *Gallesia integrifolia* | Ajo ajo | BO | .51 |
| 44. | *Goupia glabra* | Chaquiro | CO | .68 |
| 45. | *Guarea sp.* | Piaste | EC | .43 |
| 46. | *Gustavia speciosa* | Cocuelo blanco | CO | .34 |
| 47. | *Hieronyma chocoensis* | Pantano | CO | .62 |
| 48. | *Hieronyma chocoensis* | Mascarey | EC | .59 |
| 49. | *Hieronyma laxiflora* | Carne asada | VE | .55 |
| 50. | *Huberodendron patinoi* | Carrá | CO | .50 |

**TABLA 1.1 LISTA DE ESPECIES ESTUDIADAS EN EL PADT–REFORT (CONT.)**
**(Orden Alfabético por Nombre Científico)**

| | Nombre Científico | Nombre Común | País | Densidad Básica |
|---|---|---|---|---|
| 51 | *Humiria balsamifera* | Oloroso | CO | .68 |
| 52. | *Humiriastrum procerum* | Chanul | CO | .69 |
| 53. | *Humiriastrum procerum* | Chanul | EC | .66 |
| 54. | *Hura crepitans* | Ochoó | BO | .42 |
| 55. | *Hura crepitans* | Catahua amarilla | PE | .41 |
| 56. | *Hymenaea courbaril* | Algarrobo | VE | .77 |
| 57. | *Inga edulis* | Pacay | BO | .51 |
| 58. | *Licania campestre* | Carbonero | CO | .59 |
| 59. | *Licania sp.* | Sangre de toro | BO | .56 |
| 60. | *Minquartia guianensis* | Guayacán pechiche | EC | .76 |
| 61. | *Mora gonggrijpii* | Mora | VE | .78 |
| 62. | *Mora megistosperma* | Nato | CO | .63 |
| 63. | *Mouriri barinensis* | Perhuetamo | VE | .78 |
| 64. | *Myroxylon peruiferum* | Estoraque | PE | .78 |
| 65. | *Nectandra sp.* | Moena negra | PE | .41 |
| 66. | *Ocotea sp.* | Casho moena | PE | .53 |
| 67. | *Ormosia coccinea* | Huayruro | PE | .60 |
| 68. | *Parkia sp.* | Tangama | EC | .33 |
| 69 | *Peltogyne porphyrocardia* | Zapatero | VE | .89 |
| 70 | *Pentaclethra macroloba* | Dormilón | CO | .43 |
| 71 | *Persea caurulea* | Negrillo | BO | .42 |
| 72. | *Pinus radiata* | Pino insigne | EC | .39 |
| 73. | *Piptadenia grata* | Curupaú | BO | .86 |
| 74. | *Pithecellobium latifolium* | Jíbaro | EC | .36 |
| 75. | *Pithecellobium saman* | Samán | VE | .49 |
| 76. | *Podocarpus rospigliosii* | Romerillo fino | EC. | .57 |
| 77. | *Podocarpus sp.* | Diablo fuerte | PE | .53 |
| 78. | *Podocarpus oleifolius* | Romerillo azuceno | EC | .44 |
| 79. | *Poulsenia armata* | Tachore | BO | .37 |
| 80 | *Pouteria anibifolia* | Chupón rosado | VE | .66 |
| 81. | *Pouteria sp.* | Caimito colorado | CO | .68 |
| 82. | *Pseudolmedia laevigata* | Chimi | EC | .62 |
| 83. | *Pseudolmedia laevis* | Chimicua | PE | .70 |
| 84. | *Pterocarpus sp.* | Palo sangre amarillo | PE | .71 |
| 85. | *Pterocarpus sp.* | Palo sangre negro | PE | .72 |
| 86. | *Pterocarpus vernalis* | Sangre de drago | VE | .57 |
| 87. | *Quararibea asterolepsis* | Punula | CO | .45 |
| 88. | *Schyzolobium parahybum* | Serebo | BO | .40 |
| 89. | *Sclerolobium sp.* | Ucshaquiro blanco | PE | .38 |
| 90. | *Simarouba amara* | Marupa | PE | .36 |
| 91. | *Spondias mombin* | Hobo colorado | CO | .31 |
| 92. | *Symphonia globulifera* | Machare | CO | .58 |
| 93. | *Tabebuia rosea* | Apamate | VE. | .54 |
| 94. | *Taralea oppositifolia* | Almendrillo | BO | .80 |
| 95. | *Terminalia amazonia* | Verdolago | BO | .65 |
| 96. | *Terminalia amazonia* | Yumbingue | EC | .61 |
| 97. | *Terminalia amazonia* | Pardillo amarillo | VE | .65 |
| 98. | *Terminalia guianensis* | Guayabón | VE | .64 |
| 99 | *Triplaris guayaquilensis* | Fernansánchez | EC | .53 |
| 100. | *Virola reidii* | Sebo | CO | .35 |
| 101. | *Virola sebifera* | Virola | VE | .37 |
| 102. | *Vochysia ferruginea* | Soroga | CO | .37 |
| 103. | *Vochysia lanceolata* | Plumero | BO | .49 |
| 104 | *Vochysia macrophylla* | Laguno | EC | .36 |

## 1.2 ESTRUCTURA DE LA MADERA

### 1.2.1 El Tronco

En un árbol maduro, la sección transversal del tronco presenta las siguientes partes (Fig. 1.3):

**Corteza exterior** (a), que es la cubierta que protege al árbol de los agentes atmosféricos, en especial de la insolación; está formada por un tejido llamado floema que cuando muere forma esta capa.

**Corteza interior** (b), que es la capa que tiene por finalidad conducir el alimento elaborado en las hojas hacia las ramas, tronco y raíces, está constituido por el tejido floemático vivo, llamado también líber.

**Cambium** (c), que es el tejido que se encuentra entre la corteza interior y la madera. Las células del cambium tienen la capacidad de dividirse y conservan esa facultad hasta cuando el árbol muere. El cambium forma células de madera hacia el interior y floema o líber hacia el exterior.

**La Madera o xilema** (d), es la parte maderable o leñosa del tronco, se puede distinguir en ella la albura, el duramen y la médula.

**La albura** (e), es la parte exterior del xilema cuya función principal es la de conducir el agua y las sales minerales de las raíces a las hojas; es de color claro y de espesor variable según las especies. La albura es la parte activa del xilema.

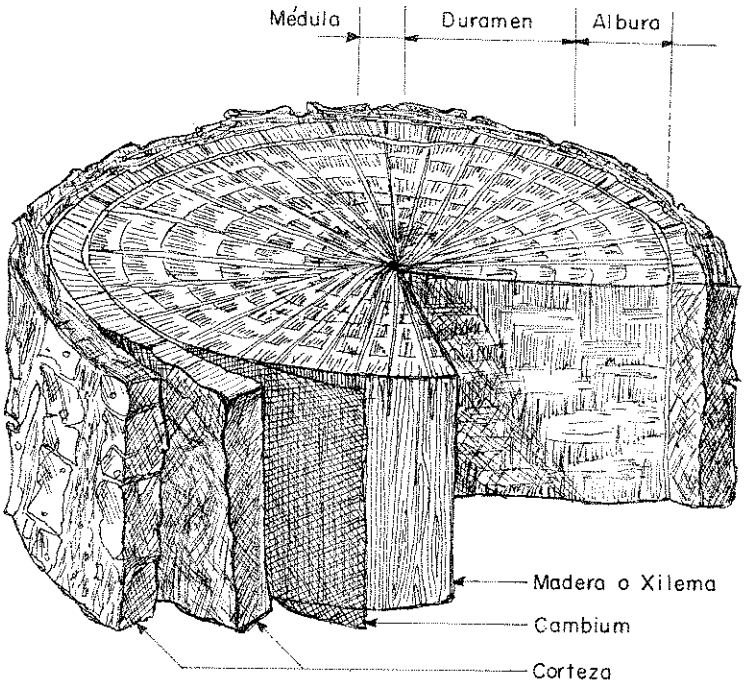
**El duramen** (f), es la parte inactiva y tiene como función proporcionar resistencia para el soporte del árbol. Se forma como se describe a continuación. Con el tiempo la albura pierde agua y sustancias alimenticias almacenadas y se infiltra de sustancias orgánicas distintas, tales como aceites, resinas, gomas, taninos, sustancias aromáticas y colorantes. La infiltración de estas sustancias modifica la consistencia de la madera que toma un color más oscuro y adquiere un mejor comportamiento frente al ataque de hongos e insectos, esto último distingue particularmente al duramen de la albura.

**Médula** (g), es la parte central de la sección del tronco y está constituida por tejido parenquimático.

### 1.2.2 Estructura Anatómica

La parte maderable del árbol tiene tres funciones básicas que son las siguientes: conducción de agua, almacenamiento de sustancias de reserva y resistencia mecánica. Para cumplir con estas funciones en la madera se distinguen tres tipos de tejidos: Tejido vascular (de conducción), tejido parenquimático (de almacenamiento) y tejido fibroso (de resistencia). Se llaman elementos prosenquimáticos todas aquellas células alargadas y de paredes engrosadas, principalmente relacionadas con la conducción y la resistencia mecánica; en cambio, se llaman elementos parenquimáticos a aquellas células cortas y de paredes relativamente delgadas que tienen la función del almacenamiento y distribución de las sustancias de reserva.

En el tronco existen dos grandes sistemas de elementos xilemáticos. El sistema longitudinal, formado por elementos prosenquimáticos (elementos vasculares, fibras o traqueidas) y elementos parenquimáticos; y el sistema transversal, constituido principalmente por elementos parenquimáticos.



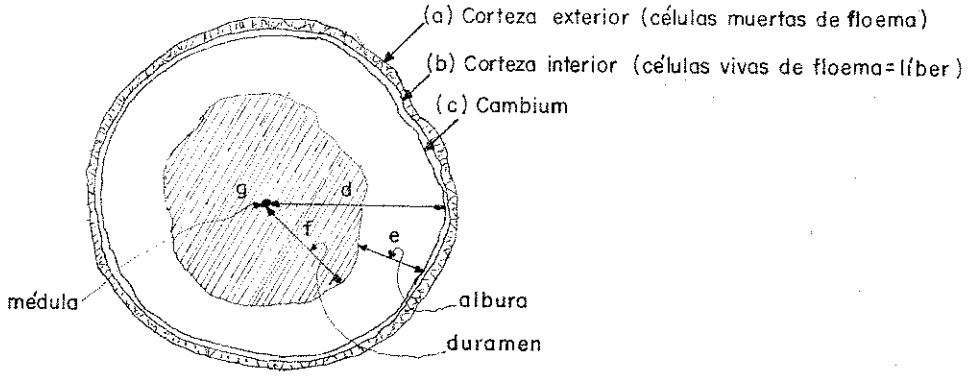




Figura 1.3 Partes del tronco

Según el grado de apreciación visual de los tejidos, podemos diferenciar el estudio de la estructura anatómica en tres niveles: macroscópico, microscópico y submicroscópico.

**Planos de la Madera**

Para una mejor comprensión de los elementos xilemáticos, es necesario tener una idea de los distintos planos o secciones. Se entiende por sección **transversal**, el corte practicado perpendicularmente al eje principal del tronco. Cuando el corte se efectúa en forma paralela a dicho eje, se obtendrá una sección longitudinal, la que será **tangencial** si corre paralela a los anillos de crecimiento y a la corteza y perpendicular a los radios. La sección **radial** es perpendicular a los anillos y se extiende de la médula a la corteza. Se sobrentiende que en cualquiera de esas secciones o planos podrán verse todos los elementos celulares que forman la madera, pero la importancia de las mismas reside en el hecho de que presentan aspectos diferentes según el corte considerado. (Fig. 1.4 y 1.5).

**ESTRUCTURA MACROSCOPICA.** Es observada a simple vista o con la ayuda de una lupa de 10 aumentos; se observan las siguientes características: (Fig. 14 y 1.5)

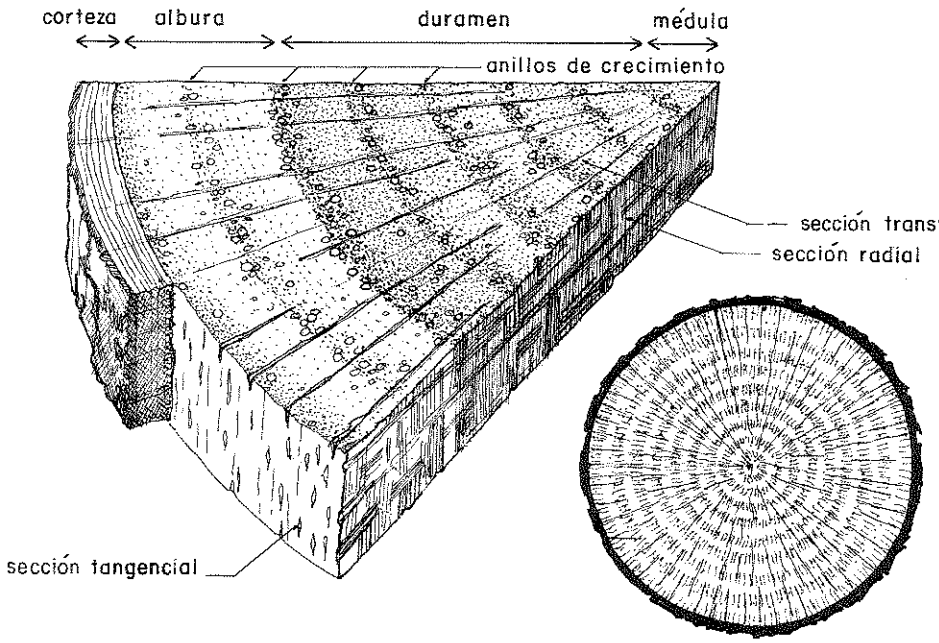
- **Anillos de crecimiento.**- Son capas de crecimiento que tienen la forma de una circunferencia, el último anillo siempre se extiende desde el extremo inferior del árbol hasta la copa. En las zonas templadas, en las cuales las estaciones son bien marcadas, todos
- los árboles tienen anillos bien definidos. En la primavera cuando empieza el crecimiento el cambium produce células largas con paredes delgadas y lumen amplio para la conducción de agua. En el otoño, la conducción del agua disminuye por lo que el cambium produce células pequeñas, de paredes engrosadas y el lumen pequeño. Debido a la diferencia de las células producidas, además de su color, se pueden ver fácilmente los anillos de crecimiento. En las zonas tropicales, en donde las estaciones no son muy marcadas, los anillos de crecimiento no siempre se distinguen claramente debido al crecimiento casi continuo del árbol.

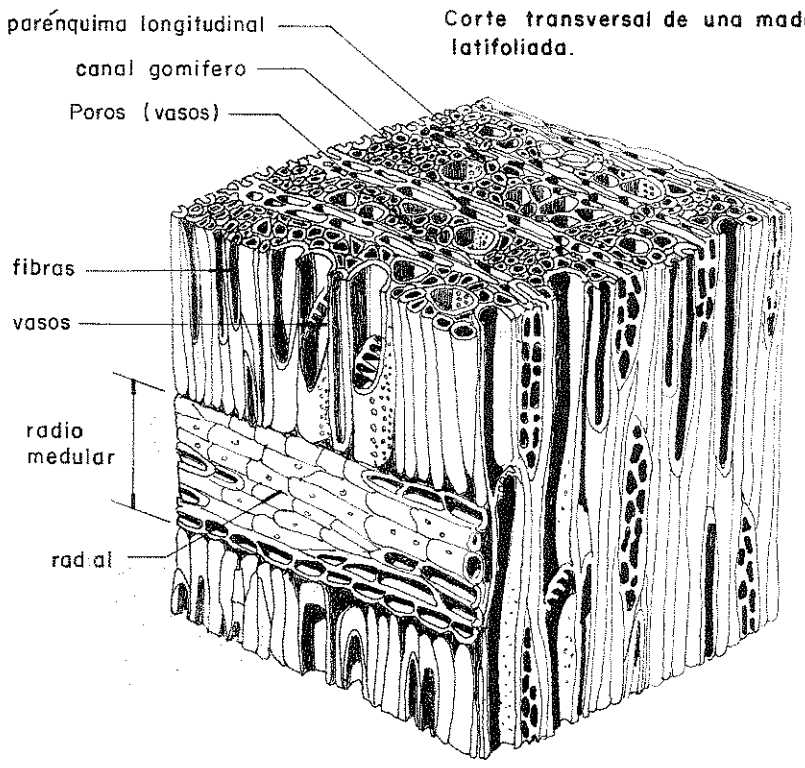
- **Radios medulares.**- Los radios son líneas que van desde el interior hacia el exterior del árbol, siguiendo la dirección de los radios del círculo definido por el tronco, formando el sistema transversal del tronco. Los radios están constituidos por células parenquimáticas, es por ello que son líneas débiles de la madera y durante el secado se producen grietas a lo largo de ellos. El ancho de los radios varía según la especie, con una lupa de 10 x se los puede identificar claramente.

- **Parénquima longitudinal.**- Formado por tejido parenquimático constituye parte del sistema longitudinal del tronco, su disposición tiene importancia en la identificación de la especie. El parénquima longitudinal tiene un color más claro que el tejido fibroso. Las maderas con mayor porcentaje de tejido parenquimático son maderas de baja resistencia mecánica y más susceptibles al ataque de hongos e insectos.

**ESTRUCTURA MICROSCOPICA.** En la estructura macroscópica se consideraron las características de los diferentes tejidos de la madera. En cambio la estructura microscópica trata de los diferentes tipos y características de las células que forman estos tejidos.

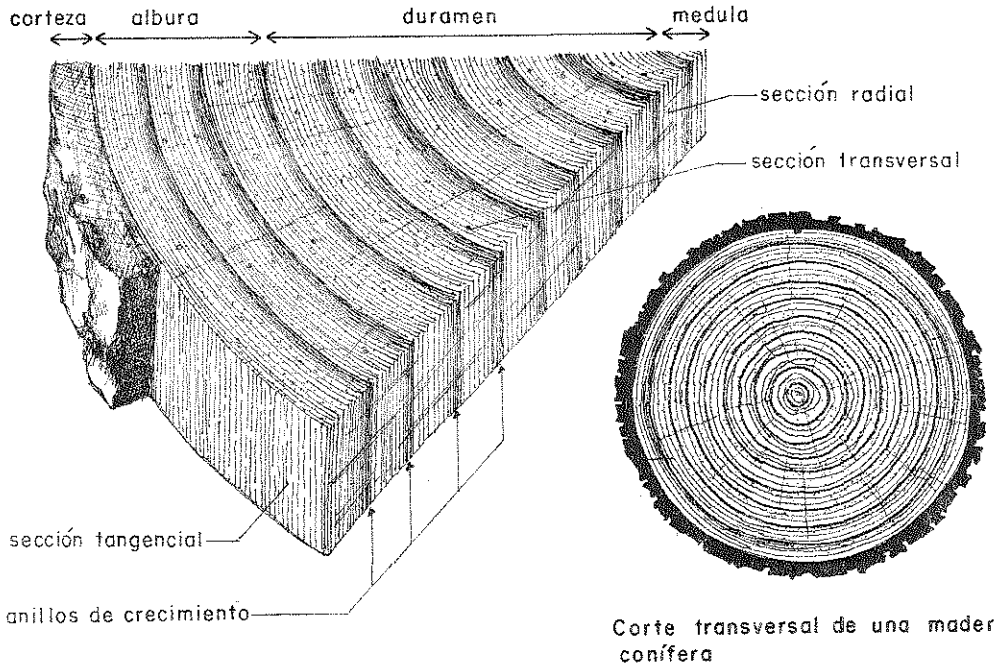
Según la estructura celular, las especies maderables se dividen en dos grandes grupos: las maderas latifoliadas y las maderas coníferas.




Corte transversal de una madera latifoliada.

Figura I.4 Estructura anatómica de las maderas latifoliadas (tropicales)




Corte transversal de una madera conífera

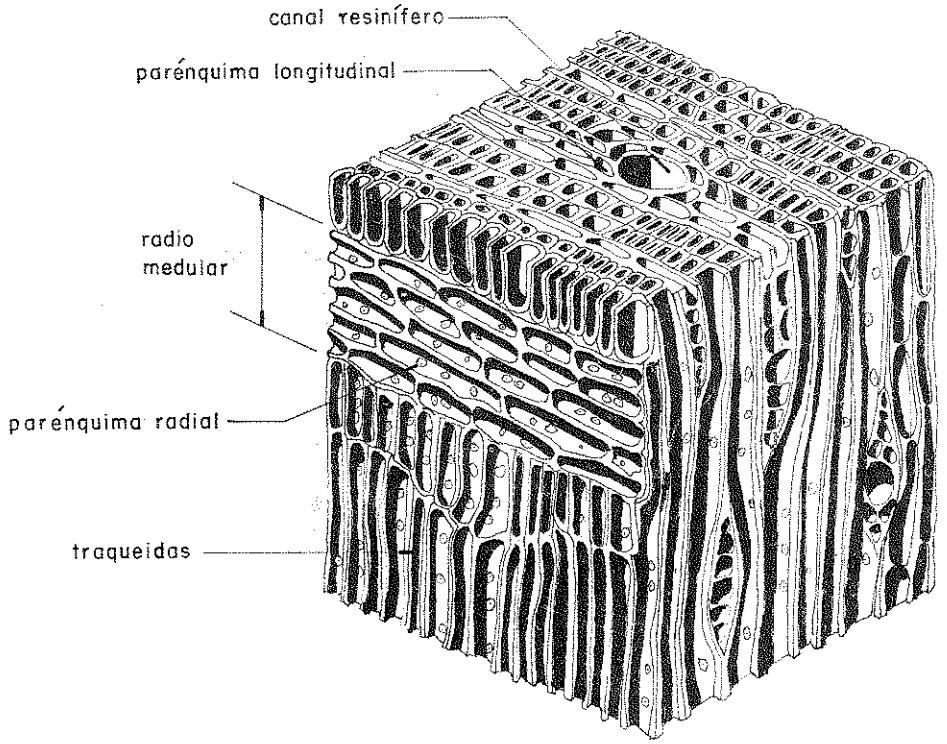



Figura I.5 Estructura anatómica de las maderas coníferas

- **Maderas latifoliadas.-** (Fig. 1.4). La madera tiene una estructura anatómica heterogénea, constituida por diferentes células leñosas, tales como: los vasos o poros que tienen la función de conducción del agua y sales minerales. Estas células forman del 6 al 50 por ciento del volumen total de la madera, siendo este porcentaje mayor en las maderas blandas y porosas. También existen fibras que son células adaptadas a la función mecánica y que forman el 50 por ciento o más del volumen de la madera; a mayor porcentaje de fibras mayor densidad y por tanto mayor resistencia mecánica. Asimismo se observan células de parénquima que tienen la función de almacenamiento de sustancias de reserva y forman un tejido leñoso blando; en muchas especies tropicales superan el 50 por ciento del volumen total.

- **Maderas coníferas.** (Fig. 1.5). La madera tiene una estructura anatómica homogénea y está constituida por elementos leñosos llamados traqueidas; éstas forman del 80 al 90 por ciento del volumen total de la madera y tienen la función de resistencia y conducción. Asimismo, presenta células de parénquima en menor proporción.

  En la Tabla 1.2 se presenta una descripción de las maderas latifoliadas y coníferas, en cuanto a su estructura anatómica.

**TABLA 1.2 ESTRUCTURA MICROSCOPICA DE LA MADERA**

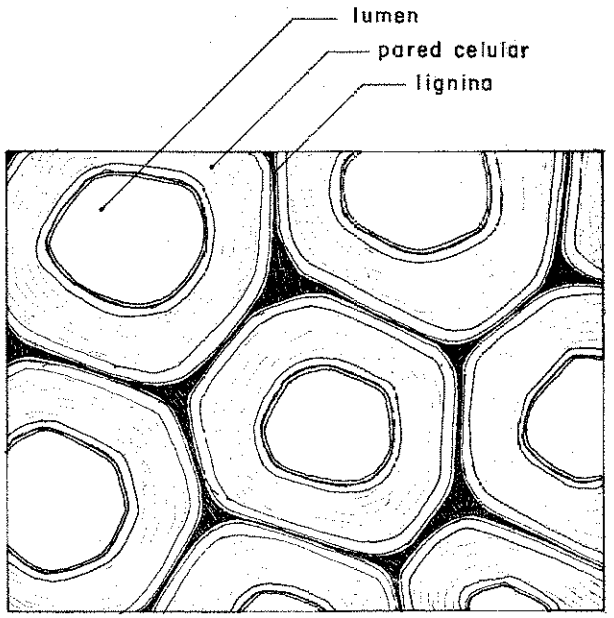
| Sistema | Elementos | Latifoliadas | Coníferas |
|---|---|---|---|
| Longitudinal | Prosenquimáticos | Vasos<br>Fibras | Traqueidas |
| | Parenquimáticos | Parénquima<br>Longitudinal | Parénquima<br>Longitudinal |
| Transversal | Prosenquimáticos | No Tiene | Traqueidas |
| | Parenquimáticos | Parénquima<br>Radial | Parénquima<br>Radial |

**ESTRUCTURA SUBMICROSCOPICA.-** En la Fig. 1,6 se puede observar la estructura de la fibra o célula leñosa. Esta presenta una cavidad central denominada lumen, delimitada por la pared celular propiamente dicha. La pared presenta tres capas:

- **Lámina media.-** Llamada capa intercelular porque une células adyacentes y está compuesta principalmente de lignina (60 a 90 por ciento de la pared celular) y pectina.

- **Pared primaria.-** Es la capa exterior de la célula compuesta principalmente de lignina y pectina distinguiéndose de la lámina media por la presencia de un 5 por ciento de celulosa en forma de fibrillas.

- **Pared secundaria.-** Compuesta principalmente por celulosa o fibrillas, llegando a alcanzar el 94 por ciento. Está formada por tres capas que se distinguen por la orientación de las fibrillas. La capa central es la de mayor espesor y sus fibrillas se orientan casi paralelamente al eje de la célula (entre 10° y 30° de desfase). Consecuentemente esta orientación es fundamental en la resistencia de la fibra. Las fibrillas están formadas por la unión de microfibrillas. Las microfibrillas están compuestas de micelas o cristalinos, las mismas que están constituidas por cadenas moleculares de celulosa.




Corte A-A transversal de la fibra

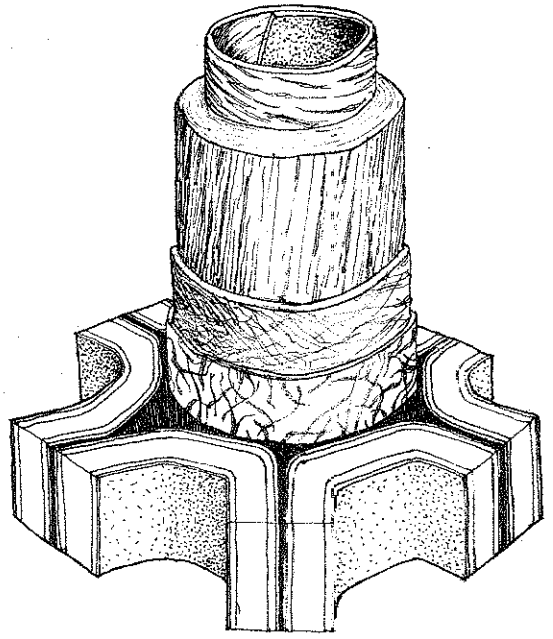


figura I.6 Estructura de la fibra

### 1.2.3 Composición Química de la Madera

La madera está constituida por los siguientes elementos: Carbono (C) 49 por ciento; Hidrógeno (H) 6 por ciento; Oxígeno (O) 44 por ciento; Nitrógeno (N) y minerales 1 por ciento. La combinación de estos elementos forma los siguientes componentes de la madera: Celulosa (40 – 60 por ciento), Hemicelulosa (5 – 25 por ciento) y la Lignina (20 – 40 por ciento).

## 1.3 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA MADERA

### 1.3.1 Contenido de Humedad

La madera contiene agua bajo tres formas: agua libre, agua higroscópica y agua de constitución. El agua libre se encuentra llenando las cavidades celulares. El agua higroscópica se halla contenida en las paredes celulares. El agua de constitución se encuentra formando parte integrante de la estructura molecular.

Cuando se expone la madera al medio ambiente, empieza a perder agua iniciándose el proceso de secado. En el transcurso del secado se pierde primero el agua libre y después el agua higroscópica, el agua de constitución no se pierde sino por combustión de la madera. En función de la cantidad de agua que contenga la madera pueden presentarse tres estados: verde, seco y anhidro. Se dice que la madera está verde cuando ha perdido parte del agua libre, será madera seca cuando ha perdido la totalidad del agua libre y parte del agua higroscópica, finalmente, será madera anhidra cuando ha perdido toda el agua libre y toda el agua higroscópica.

El contenido de humedad (CH) es el porcentaje en peso, que tiene el agua libre más el agua higroscópica con respecto al peso de la madera anhidra. Para una muestra de madera el CH será:

$$CH\% = \frac{\text{Peso húmedo} - \text{Peso anhidro}}{\text{Peso anhidro}} \times 100 \qquad (1.1)$$

El peso anhidro es conseguido mediante el uso de un horno a 103 $\pm$ 2°C, también se le llama peso seco al horno.

Existen dos valores del CH que son particularmente importantes, al primero se le llama Punto de Saturación de las Fibras (PSF) y es el CH que tiene la madera cuando ha perdido la totalidad del agua libre y comienza a perder el agua higroscópica. Al segundo CH se le llama Contenido de Humedad de Equilibrio (CHE) cuando la madera expuesta al aire, pierde parte del agua higroscópica hasta alcanzar un CH en equilibrio con la humedad relativa del aire. (Fig. 2.3).

El PSF varía de 25 a 35 por ciento. Cuando el CH es menor que el PSF la madera sufre cambios dimensionales; también varían sus propiedades mecánicas.

### 1.3.2 Cambios Dimensionales

Las variaciones en el CH producen cambios dimensionales en la madera, estos cambios se deben principalmente a la pérdida o ganancia del agua higroscópica en la pared celular.

El agua libre de las cavidades celulares no tiene ninguna influencia en la variación de las dimensiones, es decir, los cambios dimensionales se producen cuando el CH varía por debajo del PSF.

La contracción y la expansión presentan valores diferentes en las tres direcciones de la madera. La contracción longitudinal (CL) es del orden del 0.1 por ciento. La contracción tangencial (CT) y la contracción radial (CR) son las principales responsables del cambio volumétrico. Según Kollmann (1) la relación CT/CR varía del 1.65 a 2.30. Los valores de esta relación encontrados para maderas latifoliadas de la Subregión varían de 1.4 a 2.9. (Fig. 1.7) (2).

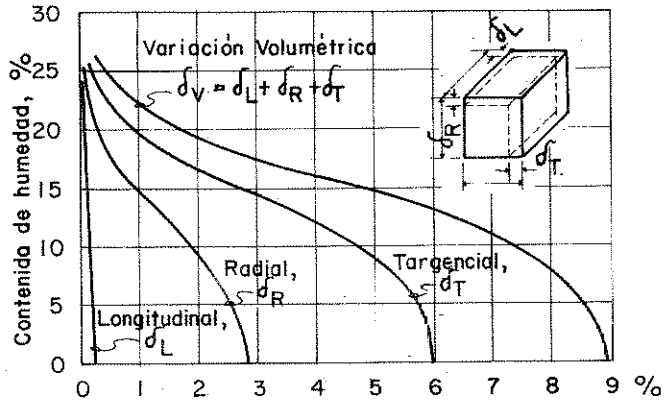



Figura 1.7 Cambios dimensionales en la madera con el contenido de humedad

La contracción (expansión) es para efectos prácticos una función lineal del CH. Considerando que la contracción (expansión) es igual a 0 por ciento cuando CH es mayor o igual al PSF e igual a K cuando el CH ha descendido a 0 por ciento, se tiene que para una variación a un CH cualquiera entre 0 y el PSF, la contracción (expansión) se puede calcular usando la expresión 1.2. Esta fórmula no es aplicable cuando $CH_i$ o $CH_f$ son mayores que PSF.

$$E \circ C\% = \frac{CH_f - CH_i}{PSF} \times K \qquad (1.2)$$

Entre las maderas estudiadas en la Subregión, las contracciones volumétricas obtenidas varían desde el 6 por ciento en maderas livianas (Bonga, Colombia) a 20 por ciento en el Eucalipto de Ecuador y Oloroso de Colombia. (2) (Tabla 1.3).

### 1.3.3 Densidad y Peso Específico

La relación que existe entre la masa y el volumen de un cuerpo se llama densidad. Por costumbre cuando se usa el sistema métrico se toma la masa como el peso del cuerpo. El peso de la madera es la suma del peso de la parte sólida más el peso del agua. El volumen de la madera es constante cuando está en el estado verde, el volumen disminuye cuando el CH es menor que el PSF y vuelve a ser constante cuando ha alcanzado el estado anhidro o seco al horno. Se pueden distinguir en consecuencia cuatro densidades para una misma muestra de madera.

## TABLA 1.3 COEFICIENTES DE CONTRACCION TOTAL (DE VERDE A ANHIDRO), K

| Especie | País | Radial % | Tangencial % | Volumétrica % | Especie | País | Radial % | Tangencial % | Volumétrica % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. Aceite cabimo | VE | 3.8 | 6.9 | 10.2 | 27. Charo amarillo | VE | 5.0 | 8.2 | 13.0 |
| 2. Aceite mario | CO | 6.6 | 10.9 | 16.8 | 28. Chimi | EC | 5.5 | 11.4 | 16.2 |
| 3. Ajo ajo | BO | 6.3 | 9.9 | 15.6 | 29. Chimicua | PE | 4.8 | 10.3 | 14.6 |
| 4. Algarrobo | VE | 3.1 | 6.5 | 8.4 | 30. Chupón rosado | VE | 5.2 | 9.5 | 15.1 |
| 5. Almendrillo | BO | 5.4 | 8.3 | 13.2 | 31. Cocuelo | CO | 3.6 | 4.9 | 8.4 |
| 6. Almendro | PE | 4.4 | 9.6 | 13.6 | 32. Copaiba | PE | 3.4 | 7.0 | 10.2 |
| 7. Apamate | VE | 4.6 | 6.9 | 11.1 | 33. Coquino | BO | 4.6 | 10.4 | 14.5 |
| 8. Bálsamo | CO | 5.6 | 7.2 | 12.4 | 34. Cuangaré | BO | 4.3 | 9.7 | 13.6 |
| 9. Baramán | VE | 5.0 | 11.6 | 16.2 | 35. Curupaú | BO | 3.8 | 8.3 | 11.8 |
| 10. Bibosi | BO | 3.6 | 7.5 | 10.8 | 36. Diablo fuerte | PE | 3.2 | 6.1 | 9.1 |
| 11. Blanquillo | BO | 5.1 | 10.3 | 14.8 | 37. Dormilón | CO | 3.9 | 9.8 | 13.3 |
| 12. Bonga | CO | 2.3 | 4.1 | 6.2 | 38. Estoraque | PE | 4.2 | 6.5 | 10.4 |
| 13. Cachimbo | PE | 4.9 | 7.5 | 12.0 | 39. Eucalipto | EC | 6.7 | 14.2 | 19.9 |
| 14. Caimitillo | EC | 7.9 | 11.1 | 18.2 | 40. Fernansánchez | EC | 4.3 | 8.0 | 12.0 |
| 15. Caimito colorado | CO | 6.3 | 9.2 | 14.9 | 41. Guayabochi | BO | 5.0 | 9.2 | 13.7 |
| 16. Canime | CO | 3.7 | 5.1 | 8.6 | 42. Guayabón | VE | 4.4 | 7.8 | 12.3 |
| 17. Caracolí | CO | 2.7 | 4.4 | 7.0 | 43. Guayacán pechiche | EC | 4.2 | 8.2 | 12.1 |
| 18. Carapa | VE | 4.9 | 8.2 | 12.1 | 44. Hobo colorado | CO | 3.1 | 5.1 | 8.0 |
| 19. Carbonero | CO | 6.1 | 9.5 | 15.0 | 45. Huayruro | PE | 3.2 | 6.4 | 9.3 |
| 20. Carne asada | VE | 6.2 | 11.3 | 16.9 | 46. Huimba | PE | 4.1 | 7.5 | 11.3 |
| 21. Carrá | CO | 5.7 | 8.7 | 13.9 | 47. Jíbaro | EC | 4.1 | 7.2 | 11.0 |
| 22. Casho moena | PE | 3.7 | 8.7 | 12.1 | 48. Kaqui | BO | 5.3 | 11.6 | 16.3 |
| 23. Catahua | PE | 3.5 | 5.8 | 9.1 | 49. Laguno | EC | 4.6 | 10.2 | 14.3 |
| 24. Chanul | CO | 7.4 | 11.1 | 17.7 | 50. Machare | CO | 5.3 | 11.3 | 16.0 |
| 25. Chanul | EC | 7.1 | 10.0 | 16.5 | 51. Manchinga | PE | 5.0 | 8.1 | 12.7 |
| 26. Chaquiro | CO | 5.4 | 8.5 | 13.5 | 52. Mapajo | BO | 4.5 | 8.2 | 12.4 |

## TABLA 1.3 COEFICIENTES DE CONTRACCION TOTAL (DE VERDE A ANHIDRO), K (CONT.)

| Especie | País | Radial % | Tangencial % | Volumétrica % | Especie | País | Radial % | Tangencial % | Volumétrica % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 53. Maquizapa ñagcha | PE | 2.3 | 6.3 | 8.4 | 79. Plumero | BO | 4.0 | 10.6 | 14.1 |
| 54. Marupa | PE | 2.9 | 6.7 | 9.4 | 80. Pumaquiro | PE | 4.1 | 8.0 | 11.8 |
| 55. Mascarey | EC | 6.4 | 13.6 | 19.1 | 81. Púnula | CO | 3.9 | 7.1 | 10.7 |
| 56. Mijao | VE | 3.2 | 5.3 | 9.5 | 82. Romerillo azuceno | EC | 4.9 | 8.0 | 12.5 |
| 57. Moena negra | PE | 2.7 | 5.9 | 8.4 | 83. Romerillo fino | EC | 3.2 | 5.7 | 8.7 |
| 58. Mora | CO | 2.6 | 4.9 | 7.4 | 84. Sajo | CO | 5.6 | 8.8 | 13.9 |
| 59. Mora | VE | 7.5 | 10.5 | 18.8 | 85. Samán | VE | 4.4 | 8.3 | 12.7 |
| 60. Moral fino | EC | 2.3 | 3.9 | 6.1 | 86. Sande | CO | 4.1 | 7.3 | 11.1 |
| 61. Mureillo | VE | 4.4 | 9.1 | 14.2 | 87. Sande | EC | 3.8 | 8.3 | 11.8 |
| 62. Mururé | BO | 2.6 | 4.9 | 7.4 | 88. Sangre de drago | VE | 3.7 | 6.9 | 10.3 |
| 63. Nato | CO | 5.0 | 9.3 | 13.8 | 89. Sangre de toro | BO | 4.9 | 9.5 | 13.9 |
| 64. Negrillo | BO | 3.9 | 6.6 | 10.3 | 90. Saqui saqui | VE | 3.6 | 5.9 | 8.8 |
| 65. Ochóo | BO | 3.6 | 5.4 | 8.8 | 91. Sebo | CO | 5.6 | 10.5 | 15.5 |
| 66. Oloroso | CO | 8.0 | 13.1 | 20.2 | 92. Seique | EC | 4.1 | 8.3 | 12.0 |
| 67. Pacay | BO | 3.6 | 8.2 | 11.7 | 93. Serebo | BO | 3.7 | 7.0 | 10.4 |
| 68. Pacora | EC | 7.3 | 14.0 | 20.3 | 94. Soroga | CO | 4.0 | 10.3 | 13.9 |
| 69. Palo maría | BO | 5.0 | 8.4 | 13.0 | 95. Sun sun | VE | 5.9 | 9.2 | 14.8 |
| 70. Palo sangre amarillo | PE | 5.6 | 10.1 | 15.1 | 96. Tachore | BO | 4.0 | 7.3 | 11.0 |
| 71. Palo sangre negro | PE | 2.7 | 4.8 | 7.4 | 97. Tangama | EC | 3.7 | 7.9 | 11.4 |
| 72. Panguana | PE | 3.7 | 6.9 | 10.4 | 98. Tangaré | CO | 4.7 | 8.6 | 12.9 |
| 73. Pantano | CO | 5.6 | 10.8 | 15.9 | 99. Tornillo | PE | 3.2 | 6.9 | 9.9 |
| 74. Pardillo amarillo | VE | 4.6 | 8.3 | 12.6 | 100. Ucshaquiro | PE | 3.4 | 6.6 | 9.8 |
| 75. Perhuétamo | VE | 6.0 | 10.4 | 16.6 | 101. Verdolago | BO | 5.5 | 9.2 | 14.1 |
| 76. Piaste | EC | 4.1 | 8.0 | 11.8 | 102. Virola | VE | 4.6 | 8.8 | 13.7 |
| 77. Pino insigne | EC | 4.6 | 7.7 | 11.9 | 103. Yesquero | BO | 4.4 | 7.4 | 11.5 |
| 78. Pituca | EC | 2.8 | 5.8 | 8.4 | 104. Yumbingue | EC | 5.1 | 8.6 | 13.3 |
| | | | | | 105. Zapatero | VE | 5.0 | 7.7 | 11.8 |

La densidad verde (DV) la relación que existe entre el peso verde (PV) y el volumen verde (VV).

La densidad seca al aire (DSA) la relación que existe entre el peso seco al aire (PSA) y el volumen seco al aire (VSA).

La densidad anhidra, (DA) la relación entre el peso seco al horno (PSH) y el volumen seco al horno (VSH).

La densidad básica (DB) la relación entre el peso seco al horno (PSH) y el volumen verde (VV). Es la menor de las cuatro.

La densidad básica es la que se usa con ventaja ya que las condiciones en las que se basa (peso seco al horno y volumen verde) son estables en una especie determinada. La densidad de la parte sólida de la madera es 1.56 g/cm$^3$ con variaciones insignificantes entre especies.

El peso específico (Pe) es la relación entre el peso de la madera, a un determinado contenido de humedad, y el peso del volumen de agua desplazado por el volumen de la madera. Considerando que el agua tiene densidad igual a 1 puede decidirse que la relación entre la densidad de la madera dividida entre la densidad del agua igualan a su peso específico. En el sistema métrico la densidad y el peso específico tienen el mismo valor, con la diferencia que este último no tiene unidades. La gravedad específica es equivalente al peso específico.

### 1.3.4 Expansión y Conductividad Térmicas

La medida de la cantidad de calor que fluye de un material sometido a un gradiente de temperatura, se llama conductividad térmica, este valor se expresa comúnmente en kilocalorías por metro por hora y por grado centígrado. En la Tabla 1.4 se presentan valores de la conductividad de la madera que es sólo una fracción de la conductividad de los otros materiales. La madera es por lo tanto un material aislante por excelencia debido a su naturaleza porosa.

**TABLA 1.4 CONDUCTIVIDAD TERMICA DE MATERIALES (3)**

| Material | Conductividad en Kcal/hora-m-°C |
|---|---|
| Aire | 0.0216 |
| Lana mineral | 0.03 |
| Madera anhidra (DA = 0.4) | 0.03 |
| Madera anhidra (DA = 0.8) | 0.12 |
| Corcho | 0.08 |
| Mortero de yeso | 0.30 |
| Ladrillo | 0.50 - 0.80 |
| Concreto | 1.15 - 1.40 |
| Acero | 35.00 - 50.00 |
| Cobre | 350.00 |

La conductividad térmica de la madera es directamente proporcional al contenido de humedad y a la densidad, es además de 2 a 2.8 veces mayor en la dirección longitudinal que en la dirección radial o tangencial. Para una madera de densidad básica 0.8 g/cm$^3$ y un CH del 30 por ciento, el valor de la conductividad térmica alcanza a 0.20 Kcal/hora-m-°C.

La madera cambia de dimensiones cuando sufre variaciones de temperatura. La madera como material anisotrópico posee valores diferentes de dilatación térmica en sus tres direcciones anatómicas. La dilatación tangencial y radial aumentan con la densidad de la madera, siendo la tangencial mayor que la radial. La dilatación longitudinal no depende de la densidad pero varía entre las especies. Valores típicos de la dilatación tangencial se encuentran entre 3 y 4 x $10^{-6}$ por °C. La dilatación tangencial varía entre 25 a más de 40 x $10^{-6}$ por °C y la radial entre 15 y 30 x $10^{-6}$ por °C (1).

## 1.3.5 Transmisión y Absorción del Sonido

Una de las principales ventajas de la madera es su capacidad para absorber vibraciones producidas por las ondas sonoras. Esta propiedad está íntimamente relacionada a su estructura fibrovascular, su naturaleza elastoplástica y su densidad. La capacidad que tiene un cuerpo de absorber ondas es directamente proporcional a su densidad. La velocidad con la que se propagan las ondas compresionales en un material elástico es:

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad (1.4)$$

en donde: $v$ = velocidad de las ondas
$E$ = módulo de elasticidad
$\rho$ = densidad

En la Tabla 1.5 se da la velocidad de propagación de las ondas compresionales en diferentes materiales.

**TABLA 1.5 VELOCIDAD DE LA PROPAGACION DE ONDAS**

| Material | Densidad | Velocidad en m/seg |
|---|---|---|
| Corcho | 0.25 | 430 - 530 |
| Madera | 0.52 | 4760 |
| Madera | 0.69 | 4300 |
| Agua | 1.00 | 1435 |
| Vidrio | 2.50 | 5000 - 6000 |
| Acero | 7.85 | 5000 |

La madera es menos efectiva en bloquear la trasmisión del sonido ya que esta propiedad depende del peso del material y la madera es más liviana que otros materiales estructurales. Por ello es conveniente seguir recomendaciones de diseño que permiten a las construcciones a base de madera aumentar su capacidad de aislamiento. La Sección 6.3 presenta recomendaciones específicas a este respecto.

## 1.3.6 Conductividad Eléctrica

La resistencia eléctrica de las maderas es muy sensible a cambios en su contenido de humedad, variando exponencialmente entre resistencias tan altas como 10,000 Megaohms, pa-

ra contenidos de humedad del orden del 5 por ciento, hasta resistencias de menos de 1 Megaohm en el punto de saturación de la fibra. Sin embargo, bajo condiciones normales de uso, la madera en estado seco al aire se comporta como un material aislante debido a que su resistencia eléctrica es aproximadamente 500 Megaohms.

La conductibilidad de la madera varía según las tres direcciones anatómicas de la madera. La conductividad paralela a las fibras es doble que la conductividad en el sentido transversal. Entre la conductividad en el sentido tangencial y radial existe una diferencia de aproximadamente 10 por ciento siendo en el sentido radial mayor que la tangencial.

Esta característica se aprovecha para medir el contenido de humedad de la madera usando detectores eléctricos que relacionan esta propiedad con la cantidad de agua que se encuentra en la pieza.

## 1.4 PROPIEDADES RESISTENTES DE LA MADERA

En la madera se pueden reconocer tres direcciones principales que pueden considerarse ortogonales entre sí, estas direcciones son la longitudinal, la tangencial y la radial. En la Fig. 1.8, puede observarse que la dirección radial y la tangencial son perpendiculares al grano. En la práctica se consideran dos direcciones: la dirección longitudinal o paralela a la fibra y la dirección transversal o perpendicular al grano.

Las principales propiedades resistentes de la madera son: resistencia a la compresión paralela al grano, la compresión perpendicular al grano, la flexión, tracción y corte paralelo al grano. Los esfuerzos básicos para cada una de estas propiedades resistentes son obtenidos de probetas pequeñas libres de defectos y ensayadas según la norma ASTM D-143 (4) y las normas COPANT (5).

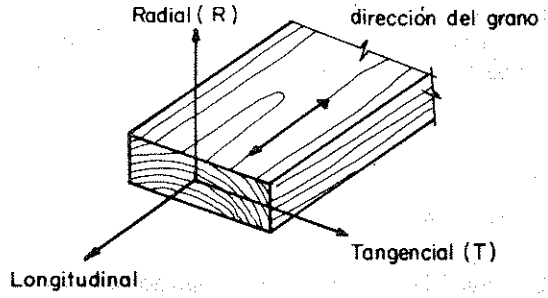



Figura 1.8 Direcciones ortogonales de la madera

### 1.4.1 Resistencia a la Compresión Paralela

La madera presenta gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a sus fibras. Esta proviene del hecho que las fibras están orientadas con su eje longitudinal en esa dirección y que a su vez coincide, o está muy cerca de la orientación de las microfibrillas que constituyen la capa media de la pared celular. Esta es la capa de mayor espesor de las fibras.

La capacidad está limitada por el pandeo de las fibras más que por su propia resistencia al aplastamiento. Cuando se trata de elementos a escala natural como columnas, solamente aquellas de una relación de esbeltez (longitud/ancho) menor que 10 desarrollan toda su resistencia al esforzar la sección a su máxima capacidad. Para elementos más esbeltos, que son los más comunes, la resistencia está determinada por su capacidad a resistir el pandeo lateral, que depende mayormente de la geometría de la pieza más que de la capacidad resistente de la madera que la constituye (Cap. 9).

La resistencia a la compresión paralela a las fibras en la madera es aproximadamente la mitad que su resistencia a la tracción (1).

Valores del esfuerzo de rotura en compresión paralela a las fibras para ensayos con probetas de laboratorio varían entre 100 y 900 kg/cm$^2$ para maderas tropicales. Esta variación es función de la densidad (entre 0.2 y 0.8 de D.B.). El esfuerzo en el límite proporcional es aproximadamente el 75 por ciento del esfuerzo máximo y la deformación es del orden del 60 por ciento de la máxima. (Fig. 1.9a).

### 1.4.2 Resistencia a la Compresión Perpendicular

Bajo este tipo de carga las fibras están sometidas a un esfuerzo perpendicular a su eje y que tiende a comprimir las pequeñas cavidades contenidas en ellas. Esto permite que se pueda cargar la madera sin que ocurra una falla claramente distinguible. Al incrementarse la magnitud de la carga la pieza se va comprimiendo (aplastando los pequeños cilindros que semejan las fibras), aumentando su densidad y también su misma capacidad para resistir mayor carga (Fig. 1.9b).

La resistencia está caracterizada por el esfuerzo al límite proporcional. Este varía entre 1/4 a 1/5 del esfuerzo al límite proporcional en compresión paralela.

Cuando las fibras reciben la carga a un ángulo intermedio entre 0° (paralela a las fibras) y 90° (perpendicular a las fibras) la resistencia alcanza valores intermedios que siguen aproximadamente la fórmula de Hankinson que se presenta en la Secc. 1.6.1 (Ec. 1.8) (Fig. 1.13).

### 1.4.3 Resistencia a la Tracción

La resistencia a la tracción paralela en especímenes pequeños libres de defectos es aproximadamente 2 veces la resistencia a la compresión paralela. En la Fig. 1.9c, se puede observar el comportamiento lineal y elástico de la curva esfuerzo-deformación, se observa también la naturaleza explosiva y violenta con la que se produce la falla. El valor típico que caracteriza este ensayo es el esfuerzo de rotura que varía entre 500 y 1500 kg/cm$^2$. La resistencia a tracción paralela es afectada significamente por la inclinación del grano. Por ejemplo, para una inclinación de 1 en 8 (7°) el esfuerzo de rotura es el 75 por ciento del esfuerzo de rotura paralelo al grano, para una inclinación de 1 en 4 (14°) el esfuerzo de rotura es sólo el 45 por ciento. El esfuerzo de rotura perpendicular al grano (90°) es del 2 al 5 por ciento del esfuerzo de rotura paralelo al grano. Para efectos prácticos la resistencia a la tracción perpendicular es nula. La influencia de otros defectos característicos de la madera hacen que la resistencia de elementos a escala real puede ser tan baja como un 15 por ciento del esfuerzo de rotura en tracción en probetas.

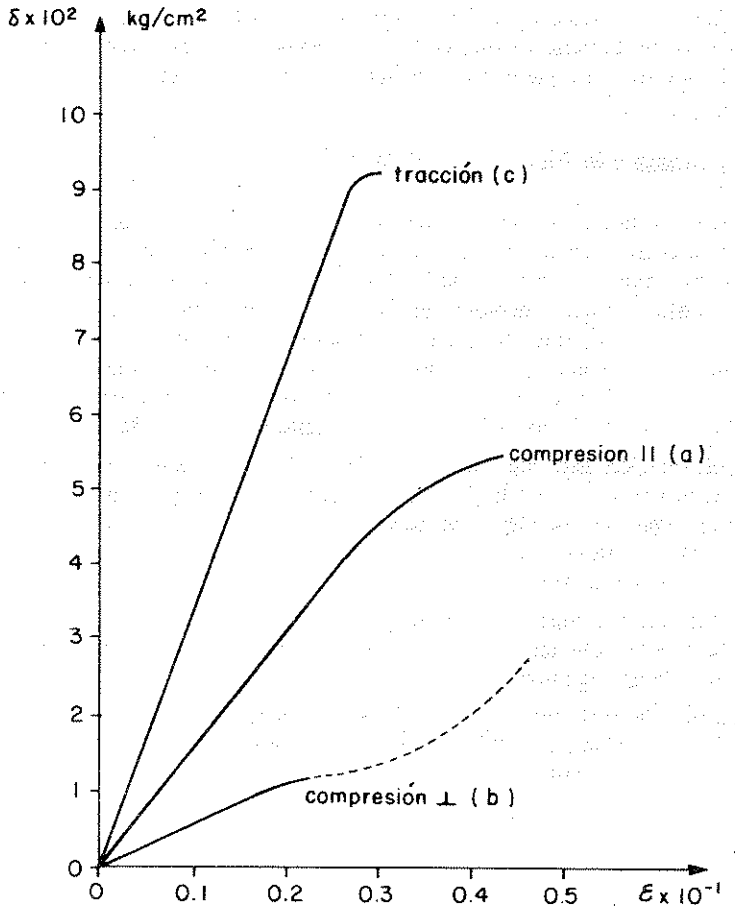



Figura 1.9 Curvas esfuerzo-deformación para maderas latifoliadas

### 1.4.4 Resistencia al Corte

En elementos constructivos el esfuerzo por corte o cizallamiento se presenta cuando las piezas están sometidas a flexión (corte por flexión). Los análisis teóricos de esfuerzos indican que en un punto dado los esfuerzos de corte son iguales tanto a lo largo como perpendicularmente al eje del elemento. Como la madera no es homogénea, sino que sus fibras se orientan por lo general con el eje longitudinal de la pieza, presenta distinta resistencia al corte en estas dos direcciones. La menor es aquella paralela a las fibras y que proviene de la capacidad del "cementante" de las fibras –la lignina– a este esfuerzo. Perpendicularmente a las fibras la resistencia es de tres a cuatro veces mayor que en la dirección paralela.

El esfuerzo de rotura en probetas sometidas a corte paralelo varía entre 25 y 200 kg/cm$^2$ en promedio. Es mayor en la dirección radial que en la tangencial. Aumenta con la densidad aunque en menor proporción que la resistencia a la compresión.

En elementos a escala natural hay una disminución por la presencia de defectos como por la influencia del tamaño de las piezas. Por otro lado este esfuerzo casi siempre se presenta combinado con otros lo que puede resultar en menores valores.

### 1.4.5 Resistencia a la Flexión Paralela al Grano

La diferencia entre la resistencia a la tracción y a la compresión paralela resulta en un comportamiento característico de las vigas de madera en flexión. Como la resistencia a la compresión es menor que a la tracción, la madera falla primero en la zona de compresión. Con ello se incrementan las deformaciones en la zona comprimida, el eje neutro se desplaza hacia la zona de tracción, lo que a su vez hace aumentar rápidamente las deformaciones totales; finalmente la pieza se rompe por tracción. En vigas secas, sin embargo, no se presenta primeramente una falla visible de la zona comprimida sino que ocurre directamente la falla por tracción (14). La Fig. 1.11 ilustra la situación descrita anteriormente.

Esta información experimental evidencia que la hipótesis de Navier sobre la permanencia de la sección plana durante la deformación no se cumple, y la aplicación de las fórmulas de la teoría de vigas para el cálculo de los esfuerzos no es estrictamente aplicable. Por lo tanto la resistencia a la flexión así estimada resulta en esfuerzos mayores que los de compresión y menores que los de tracción.

En la Fig. 1.10 se presenta una curva típica carga-deformación para maderas tropicales, en ella se puede apreciar que la carga en el límite proporcional es aproximadamente el 60 por ciento de la carga máxima.

En ensayos de probetas pequeñas libres de defectos los valores promedios de la resistencia a la flexión varían entre 200 y 1700 kg/cm$^2$ dependiendo de la densidad de la especie y del contenido de humedad.

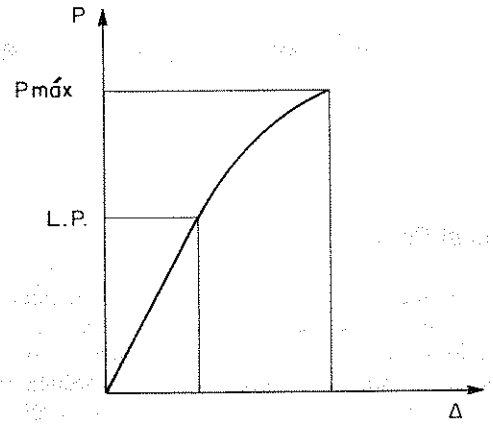



Figura 1.10 Curva típica carga-deflexión para flexión

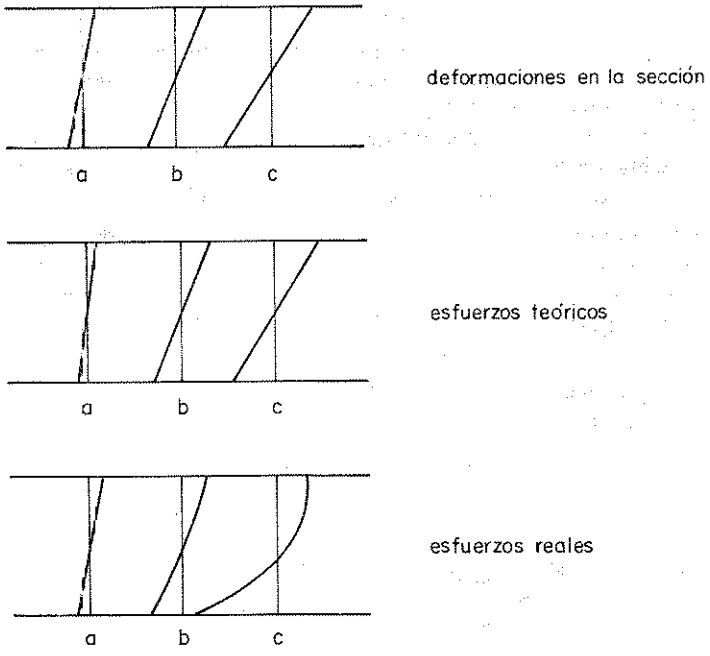



Figura I.11 Sección sometida a flexión

## 1.5 PROPIEDADES ELASTICAS DE MADERA

El módulo de elasticidad, el módulo de corte y el módulo de Poissón representan las características elásticas de un material. La madera como material ortotrópico tiene tres módulos de elasticidad, tres módulos de corte y seis módulos de Poissón, orientados y definidos según los tres ejes ortogonales. Desde el punto de vista ingenieril puede suponerse que el material es homogéneo lo que permite considerar sólo tres.

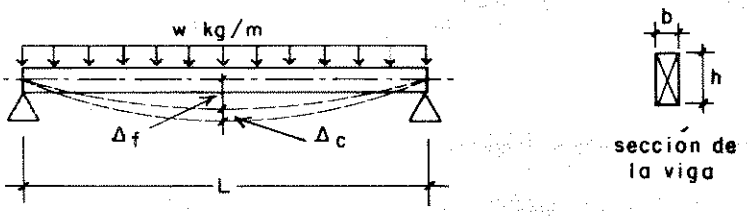



Figura I.12 Deformación de una viga, flexión y corte

### 1.5.1 Módulo de Elasticidad (MOE)

El módulo de elasticidad de la madera puede ser obtenido directamente de una curva esfuerzo-deformación, v.g. un ensayo de compresión paralela. Puede ser hallado también por métodos indirectos como en los ensayos a flexión. Según los resultados obtenidos en maderas tropicales (3) el MOE en compresión paralela es mayor que el MOE en flexión estática, no obstante, usualmente se toma el segundo como genérico de la especie, por ser las deflexiones en elementos a flexión criterio básico en su dimensionamiento.

La deflexión en la viga de la Fig.1.12 es la suma de dos deflexiones: la debida a flexión y la debida a corte, cuando se obtiene el módulo de elasticidad se calcula considerando solamente la contribución de la flexión, encontrándose un MOE aparente, menor que el MOE real que tiene el material. El valor del MOE así obtenido es corregido para obtener el MOE real.

Por ejemplo, para una viga simplemente apoyada, con carga uniformemente repartida y sección rectangular uniforme, las deflexiones por flexión y corte son:

$$\Delta_f = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} = \frac{15}{96E}\frac{wL^2}{bh}\left(\frac{L}{h}\right)^2 \qquad (1.5)$$

$$\Delta_c = \frac{1.2}{8}\frac{wL^2}{GA} = \frac{14.4}{96G}\frac{wL^2}{bh} \qquad (1.6)$$

en donde: I = momento de inercia de la sección
A = área de la sección recta
E = MOE
G = módulo de corte
w, L, b y h definidos en la Fig. 1.12

La relación entre $\Delta_f$ y el $\Delta_{total} = \Delta_f + \Delta_c$ será

$$\frac{\Delta_f}{\Delta_{total}} = \frac{1}{1 + \dfrac{14.4\,E}{15\,G\left(\dfrac{L}{h}\right)^2}} \qquad (1.7)$$

Así para (L/h) = 15 y (E/G) = 16, se tiene de la Ec 1.7 que $\Delta_f$ es 0.9361 del $\Delta$ total, es decir, la deflexión debida a flexión es el 93 por ciento de la deflexión total o la deflexión medida.

### 1.5.2 Módulo de Corte o Rigidez (G)

El módulo de corte relaciona las deformaciones o distorsiones con los esfuerzos de corte o cizallamiento que les dan origen, $\tau = G\gamma$. Existen diferentes valores para este módulo en cada una de las direcciones de la madera. Sin embargo el más usual es el que sigue la dirección de las fibras. Los valores reportados para esta propiedad varían entre 1/16 y 1/25 del módulo de elasticidad lineal (4).

### 1.5.3 Módulo de Poissón

Se conoce como módulo de Poissón a la relación que existe entre deformación lateral y deformación longitudinal. Para el caso de la madera existen en general 6 módulos de Poissón ya que se relacionan las deformaciones en las direcciones longitudinal, radial y tangencial. La madera presenta diferentes valores según las direcciones que se consideren, se han reportado para maderas coníferas valores del orden de 0.325 a 0.40 para densidades de 0.5 gr/ $cm^3$

## 1.6 FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LA MADERA

### 1.6.1 Defectos de Crecimiento

Existen algunas características en la madera que han sido adquiridas o desarrolladas por el árbol durante su crecimiento, y por afectar el comportamiento o aspecto de la madera se les llama defectos de crecimiento. Los principales son: nudos, inclinación del grano, fallas de compresión, perforaciones y médula excéntrica.

Los nudos son discontinuidades en la parte leñosa del tronco producidas por el nacimiento y posterior desarrollo de las ramas. La influencia de los nudos en el comportamiento de elementos estructurales depende de la ubicación que éstos tengan con respecto a la distribución de los esfuerzos. En zonas en tracción su influencia es muy importante, no así en zonas en compresión, los nudos producen inclinaciones en la dirección del grano que son zonas débiles de la madera. Existen tolerancias en las dimensiones de los nudos, que dan criterios de rechazo o aceptación de los elementos estructurales (Regla de Clasificación Visual en el Capítulo 3).

La inclinación del grano con respecto a la dirección longitudinal del tronco tiene marcada influencia en el comportamiento de los elementos estructurales. La inclinación del grano puede tener dos causas principales: una inclinación constante y que sigue la forma de espiral según la dirección longitudinal del tronco, o trozas que por su mal aserrado presentan grano inclinado. La resistencia que presenta una pieza con grano inclinado puede estimarse según la fórmula de Hankinson, la cual es función de la resistencia paralela, la resistencia perpendicular y función del ángulo $\theta$

$$N = \frac{PQ}{P\text{sen}^n\,\theta + Q\cos^n\,\theta} \qquad (1.8)$$

En la Tabla 1.6, se presentan valores de n y Q/P, que han sido encontrados experimentalmente (5).

**TABLA 1.6 VALORES EXPERIMENTALES PARA LA FORMULA DE HANKINSON**

| Propiedades | n | Q / P |
|---|---|---|
| Tensión | 1.5 - 2 | 0.04 - 0.07 |
| Compresión | 2 - 2.5 | 0.03 - 0.40 |
| Flexión | 1.5 - 2 | 0.04 - 0.10 |
| Módulo de Elasticidad | 2 | 0.04 - 0.12 |

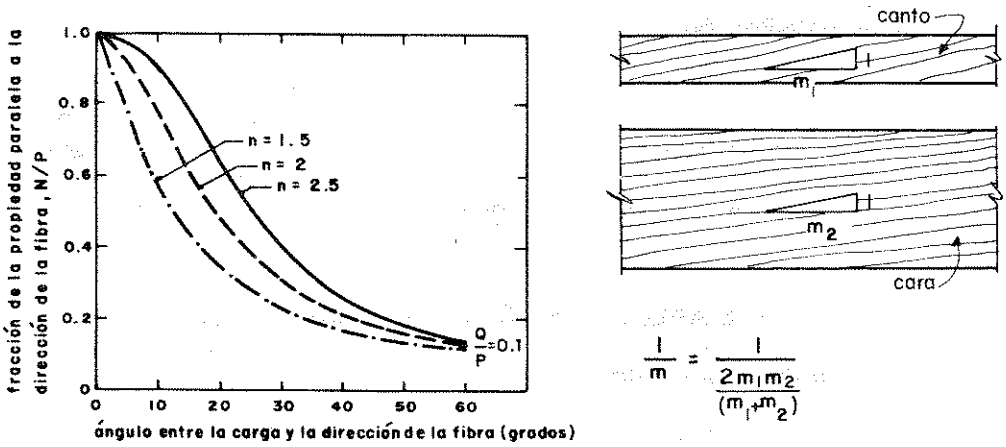



Figura 1.13 Influencia de la inclinación del grano

En la Fig. 1.13 se presentan curvas, para el valor de la propiedad N en función de $\theta$.

Las fallas de compresión son zonas de la madera en que las fibras están interrumpidas. Esto significa que al momento de cargar las piezas no será posible trasmitir esfuerzos a través de dichas secciones. Se deben tomar precauciones especiales para evitar clasificar piezas que incluyan este defecto ya que la resistencia en esas zonas es nula.

Las perforaciones son discontinuidades que aparecen en las piezas de madera que han sido atacadas antes de su aserrado por lo general. La magnitud y número de las mismas está limitada por la regla de clasificación (Cap. 3).

La médula excéntrica es consecuencia del crecimiento de árboles en condiciones adversas, tales como, la excesiva pendiente del terreno, la presencia de vientos dominantes en un solo sentido, luz intensa en un solo lado, etc. La médula excéntrica permite que se formen anillos angostos en un lado y anillos anchos en el lado opuesto del tronco, esto produce tensiones internas y una configuración oval de la sección transversal. Las tensiones así "almacenadas" se hacen presentes durante el secado, agrietando y deformando las trozas. Una buena técnica en el aserrado elimina en parte las tensiones y puede mejorar la calidad de la madera (Secc. 2.1).

### 1.6.2 Influencia del Contenido de Humedad

En la Fig. 1.14 se presenta una curva típica, que representa la variación de la resistencia con el contenido de humedad para probetas pequeñas libres de defectos. En ella se puede observar cómo la madera pierde resistencia cuando aumenta el contenido de humedad, se puede observar también, que la resistencia permanece constante cuando el contenido de humedad varía por encima del PSF. (Ver Secc. 1.3.1).

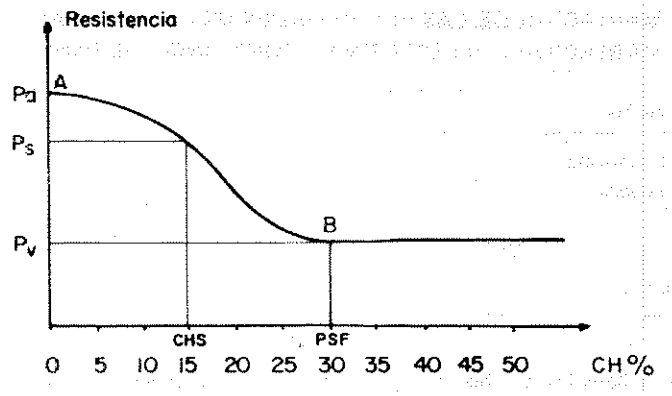



Figura 1.14 Influencia del contenido de humedad

La curva resistencia-CH, se idealiza por una expresión de tipo exponencial, que es la siguiente: (5)

$$P = Ps \left(\frac{Ps}{Pv}\right)^{-k} \qquad (1.9)$$

$$k = \frac{CH - CHS}{PSF - CHS} \qquad (1.10)$$

en donde: P = valor de la propiedad a un CH dado
Ps = valor de la propiedad a un CHS
Pv = valor de la propiedad en estado verde
CH = contenido de humedad
CHS = contenido de humedad en estado seco
PSF = punto de saturación de las fibras

El valor de CHS es generalmente el 12 por ciento considerado como el valor que define la madera seca al aire y el PSF se puede considerar igual al 30 por ciento. Por ejemplo: el valor de una propiedad a un CH del 12 por ciento es igual a 130 unidades, el valor de la propiedad en estado verde es 78 unidades, si el PSF de la especie es 27 por ciento, se desea conocer el valor de la propiedad a un CH del 15 por ciento.

De la Ec (1.10) se tiene que k es igual a (15 - 12) / (27 - 12) = 0.2, reemplazando en la expresión (1.9) se tiene:

$$P = 130 \left(\frac{130}{78}\right)^{-0.2} = 117 \text{ unidades}$$

Algunos autores, prefieren realizar una interpolación lineal entre dos valores extremos como A y B en la Fig. 1.14. Para maderas de la Subregión se han encontrado los valores indicados en la Tabla 1.7 (3).

**TABLA 1.7 VARIACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS PARA UNA VARIACION UNITARIA EN EL CONTENIDO DE HUMEDAD**

| Propiedad | % de Variación |
|---|---|
| Compresión paralela | 4 - 6 |
| Tracción paralela | 3 |
| Corte | 3 |
| Flexión | 4 |
| Módulo de Elasticidad | 2 |

En ensayos llevados a cabo en vigas a escala natural se ha observado que en promedio las vigas secas son más resistentes que las húmedas. La falla que se observa en las primeras es por lo general más frágil. (14).

## 1.6.3 Influencia de la Densidad

La densidad es una medida de la cantidad de material sólido que posee la madera y tiene una marcada influencia en la resistencia mecánica de ésta. En probetas pequeñas libres de defectos puede esperarse que la resistencia sea directamente proporcional a la densidad, es decir, a mayor densidad mayor resistencia. Los ensayos de laboratorio con estas probetas indican que existe buen nivel de correlación entre todas y cada una de las propiedades mecánicas y la densidad del material. En la Tabla 1.8, se presentan algunas correlaciones de tipo exponencial y lineal obtenidas para maderas de la Subregión. (3).

**TABLA 1.8 CORRELACIONES PROPIEDAD MECANICA VS. DENSIDAD BASICA**

| Propiedad Mecánica (verde)* | Exponencial | Lineal |
|---|---|---|
| FLEXION | | |
| Esfuerzo de rotura | $1412\rho^{1.20}$ | $-109 + 1482\rho$ |
| Módulo de Elasticidad | $186000\rho^{0.98}$ | $8000 + 177000\rho$ |
| COMPRESION PARALELA | | |
| Esfuerzo de rotura | $708\rho^{1.25}$ | $-83.5 + 777\rho$ |

* kg/cm²

## 1.6.4 Influencia de la Temperatura

En general, las propiedades mecánicas de la madera disminuyen con el aumento de temperatura y aumentan con la disminución de ésta. Estos efectos son inmediatos porque cuando la madera es expuesta un tiempo prolongado a altas temperaturas se producen cambios irreversibles en sus propiedades. A un contenido de humedad constante y una variación en la temperatura de alrededor de 200 °C la variación de las propiedades (con la temperatura) es aproximadamente lineal y los efectos reversibles, es decir, que la propiedad regresa a su

valor original si el cambio de temperatura es rápido. En la Fig. 1.15 podemos observar la variación del módulo de elasticidad con el tiempo de exposición en días y para distintas temperaturas, los gráficos han sido obtenidos para cuatro especies de coníferas y dos latifoliadas.

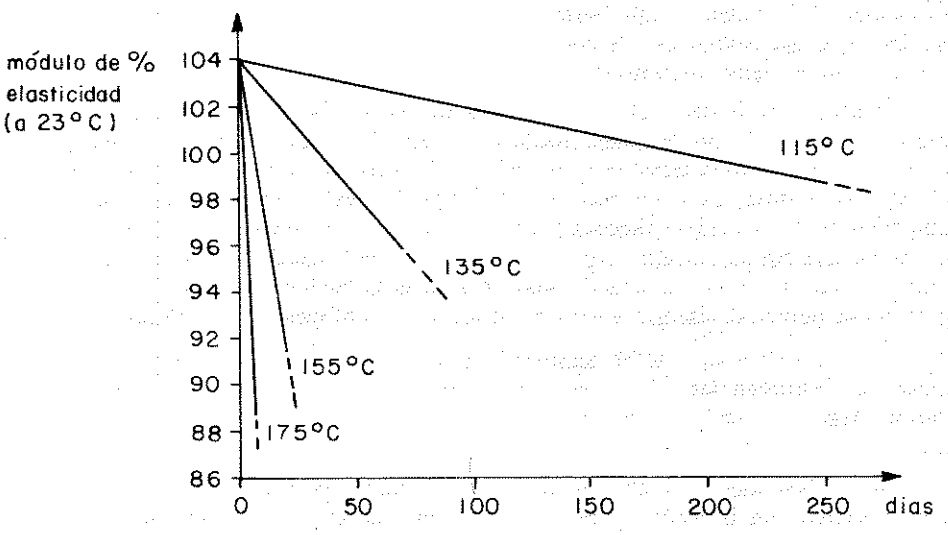



Figura 1.15 Efecto permanente del calor de un horno en el módulo de elasticidad

### 1.6.5 Duración de la Carga

Cuando un elemento de madera se carga por primera vez se deforma elásticamente. Si la carga se mantiene, se presenta una deformación adicional dependiente del tiempo. Este fenómeno se denomina flujo plástico ("creep"). Para algunas especies latifoliadas se ha encontrado que este incremento de deformación puede llegar a ser, en promedio, de dos a tres veces la deformación elástica inicial (7). Descargando el elemento la deformación inicial elástica se recobra totalmente y sólo una fracción de la deformación plástica se recupera tardando un tiempo en hacerlo.

Si en vez de controlar la carga se aplica una deformación constante, y mantenida, el esfuerzo inicial decrece a un 60 por ciento de su valor inicial luego de unos meses (6). Esta reducción de esfuerzos se denomina relajación.

Además del flujo plástico y de la relajación se presenta un efecto dependiente del tiempo en la resistencia de la madera. Investigaciones llevadas a cabo en probetas pequeñas libres de defectos en el laboratorio indicaban que la carga requerida para producir la falla después de un período de 10 años es aproximadamente el 60 por ciento de la carga que se hubiera requerido en un ensayo de 5 minutos de duración. Por otro lado la carga que una madera puede resistir a una carga de impacto es mayor que la predicha por el mismo ensayo mencionado. Sin embargo a los niveles de esfuerzo que un elemento estructural de tamaño natural está sometido, esa reducción de la resistencia no es tan dramática y menos evidente (8). Debe recordarse que los elementos reales se diseñan con esfuerzos admisibles que se basan en la resistencia mínima y están afectados por coeficientes de seguridad que los reducen aún más.

### 1.6.6 Degradación

La madera por ser un material orgánico y natural, constituido principalmente por celulosa y lignina, si es sometida a ciertas condiciones de humedad, temperatura y oxígeno puede ser degradada. La degradación de la madera se debe al ataque de organismos biológicos destructores como son los hongos y los insectos xilófagos que a dichas condiciones ambientales pueden invadir ciertos sectores de la madera y si no son detectados a tiempo, destruyen las células que la componen, afectando sus propiedades físicas y químicas y reduciendo severamente su resistencia estructural.

El ataque de hongos xilófagos provoca lo que se conoce como pudrición de la madera y esta según el tipo de hongo puede ser: "Pudrición Suave o Blanda" cuando se destruye la celulosa y se caracteriza por ser superficial, degradando la madera hasta adquirir una consistencia grasosa, de color oscuro. "Pudrición Blanca" cuando se destruyen todos los componentes de la madera (lignina y carbohidratos), el material residual semeja un esqueleto de madera sin coloración oscura. "Pudrición Parda" cuando se descompone la celulosa y sus pentosas asociadas, afectando poco o nada a la lignina. La parte atacada se contrae agrietándose perpendicularmente a las fibras tomando conformaciones cúbicas.

Otro tipo de ataque es el ocasionado por mohos y hongos cromógenos. Estos organismos no destruyen las células sino se alimentan de las sustancias que contienen en su interior. Atacan la madera con contenido de humedad superior al punto de saturación de las fibras (27 a 32 por ciento de CH).

Los mohos requieren abundante humedad constituyendo formaciones algodonosas en la superficie. En la madera seca se eliminan fácilmente mediante el cepillado. Los hongos cromógenos penetran en la madera oscureciéndola por zonas como el ataque conocido como mancha azul.

Para evitar el ataque de organismos biológicos degradantes, la madera sin durabilidad natural, puede ser tratada mediante la impregnación de sustancias preservantes (Cap. 2).

La durabilidad natural de la madera depende principalmente de la especie y de la zona del tronco de donde ha sido extraida. Generalmente el duramen contiene sustancias tóxicas como las fenólicas por ejemplo, que rechazan a los agentes biológicos que quieran invadirla. En su estado natural la albura se considera no durable.

### 1.6.7 Ataque de Insectos

La madera atacada por insectos es fácilmente destruida por lo que es necesario protegerla adecuadamente. En el Cap. 2 se presentan algunas recomendaciones sobre los tratamientos más usados con este fin.

Protección adicional contra este ataque puede suministrarse mediante un diseño apropiado. En el Cap. 6 se presentan recomendaciones y detalles de diseño específicos para este propósito.

Por lo general se consideran dos tipos de insectos que atacan la madera: unos los que atacan la madera antes de su puesta en servicio y los otros, que son los más importantes desde el punto de vista del usuario, que la atacan después de su puesta en servicio. Dentro de éstos figuran: los termites subterráneos y los de madera seca –que son los más dañinos– y los de nido aéreo; los escarabajos tipo lyctus o bostrichidos y las hormigas carpinteras o comejenes. Los termites se alimentan de la madera y la utilizan como vivienda, perforando túneles dentro de ella que la debilitan seriamente. Los escarabajos depositan sus huevos en los poros de la madera, de donde nace la larva que perfora túneles en el interior. Las hormigas carpinteras aunque no se alimentan de madera, la perforan con el objeto de fabricar galerías para vivir.

## 1.6.8 Ataques Químicos

El efecto de las sustancias químicas en la madera es altamente dependiente del tipo específico de compuesto. Líquidos que no producen hinchamiento de la madera como aceites de petróleo o creosota, no tienen efectos apreciables, mientras que líquidos que hinchan la madera tales como el agua o el alcohol pueden tener algún efecto aún cuando no produzcan degradación química. Esta pérdida en las propiedades dependen del hinchamiento y éste es un proceso reversible. Por otro lado, soluciones químicas que descomponen las sustancias constitutivas de la madera tienen un efecto permanente. Se pueden hacer las siguientes generalizaciones:

- Algunas especies son bastante resistentes al ataque de minerales diluidos y ácidos orgánicos.
- Acidos oxidantes degradan la madera más que ácidos no-oxidantes.
- Soluciones alcalinas son más destructivas que soluciones ácidas.

La protección a la madera contra el ataque de insectos o contra el fuego se logra mediante tratamientos con preservantes o con sales retardantes del fuego. Las propiedades mecánicas prácticamente no cambian con los preservantes, pero son afectadas algo por la combinación de los métodos de tratamiento químico retardante al fuego, métodos de tratamiento y el secado al horno. Comúnmente la resistencia a la flexión se reduce en alrededor del 10 por ciento sin embargo, la rigidez no es afectada apreciablemente. (5).

2.1 Aserrado

- 2.1.1 Cortes del Tronco
- 2.1.2 Obtención de Secciones Preferenciales PADT–REFORT

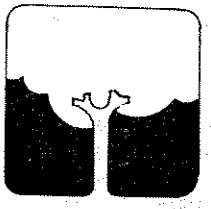
2.2 Secado

- 2.2.1 Influencia del Secado en los Elementos de Madera
- 2.2.2 Secado Natural
- 2.2.3 Presecado
- 2.2.4 Secado Artificial
- 2.2.5 Variación Dimensional
- 2.2.6 Defectos Originados por el Secado
- 2.2.7 Comportamiento al Secado de Maderas Tropicales

2.3 Protección de la madera

- 2.3.1 Preservación
- 2.3.2 Tipos de Preservantes
- 2.3.3 Métodos de Preservación
- 2.3.4 Características de Permeabilidad de Especies Tropicales
- 2.3.5 Ignífugos

2.4 Protección y Cuidado de los Materiales en Obra.



# 2
# Conversión, Secado y Protección de la Madera

## 2.1 ASERRADO

El primer procesamiento al que se somete un tronco luego de su extracción del bosque es el aserrado. Este se realiza mediante sierras de cinta o con sierras circulares de grandes dimensiones. La práctica imperante se concentra en la obtención de piezas de dimensiones grandes, dejando para una etapa posterior la obtención de secciones más pequeñas. Esta última operación se denomina reaserrado y por lo general se ejecuta con sierras de menor dimensión y muchas veces directamente en los depósitos.

La diversidad de especies del bosque tropical y sus diferentes características anatómicas, mecánicas, rango de densidades, entre otras, plantea condiciones variadas para su procesamiento. Hay especies de gran densidad que son difíciles de aserrar con las sierras convencionales (en su mayoría desarrolladas para maderas coníferas, con diferente estructura anatómica), otras que contienen sustancias corrosivas o extractos que dificultan el proceso. La mayoría, sin embargo, puede aserrarse sin mayores dificultades. Maderas que oponen dificultades al aserrado también pueden trabajarse con éxito, introduciendo variantes en la velocidad de las sierras o en la inclinación de los dientes (ángulo de ataque). En la referencia (1) se consignan las características de trabajabilidad de 105 especies del Grupo Andino investigadas como parte del Estudio Integral de la Madera para la Construcción.

### 2.1.1 Cortes del Tronco

La madera puede cortarse del tronco de tres maneras distintas: Tangente a los anillos de crecimiento, obteniéndose lo que se llama madera de "corte tangencial"; perpendicularmente a los anillos, es decir siguiendo la dirección de los radios (Fig. 1.4) o de los radios de las circunferencias definidas por los anillos, obteniéndose madera de "corte radial" (Fig. 2.1) y siguiendo una dirección arbitraria obteniéndose en general madera de "corte oblicuo".

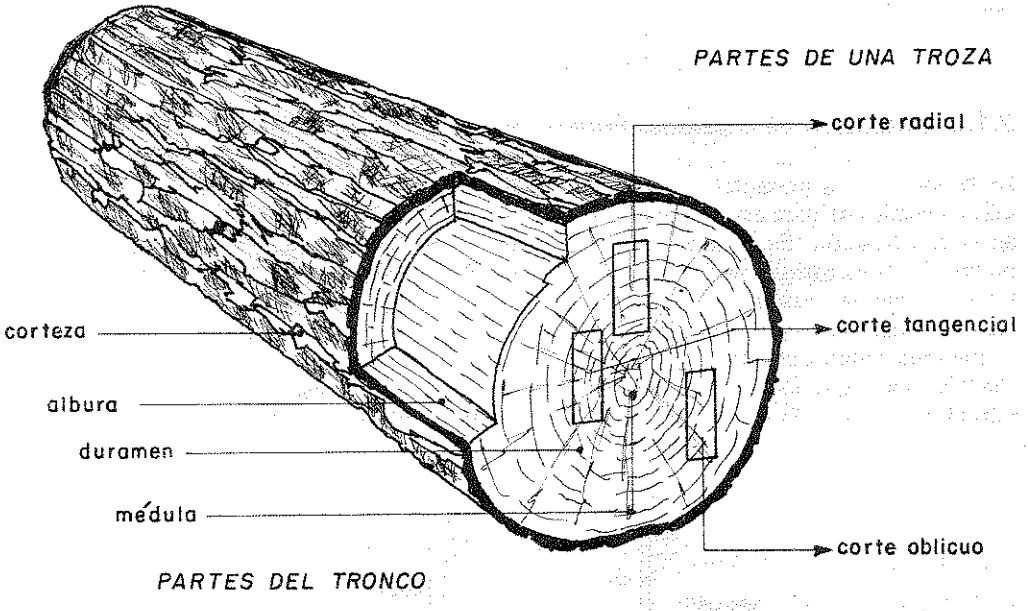
Para la obtención de piezas con estos cortes, el tronco debe disponerse en el carro de tal manera que permita a la sierra estos ángulos en correspondencia con los radios o anillos. Si se desea producir principalmente piezas con un tipo de corte determinado será necesario rotar sucesivamente el tronco en el carro.

Para producir madera de calidad estructural es conveniente aserrar las piezas en corte radial, para reducir las distorsiones y defectos debidos al secado. Por ser el tronco cilíndrico, esto no es siempre posible, por lo que debe decidirse el tipo de elemento que se quiere obtener con este corte —por ejemplo vigas o viguetas— y aserrar el resto para otro tipo de elementos menos exigente en estabilidad dimensional (Secc. 2.2).

Otro aspecto importante que se debe considerar para controlar las distorsiones por concentración de esfuerzos, es realizar el aserrado liberando progresivamente las tensiones presentes en el árbol. Esto se efectúa alternando los cortes entre ambos lados del tronco.

Desde el punto de vista del diseñador o constructor, la actividad del aserradero escapa de su control, aunque siempre puede servirse de esta información para reconocer las piezas y su tipo de corte o solicitar de antemano que el aserrado se realice siguiendo estas consideraciones.

Normalmente la madera radial o tangencial no es exactamente cortada perpendicular o paralelamente a los anillos de crecimiento; se considera sin embargo madera radial a aquella cuyos anillos hacen un ángulo de entre 60 y 90º con la cara mayor. Se acepta como madera



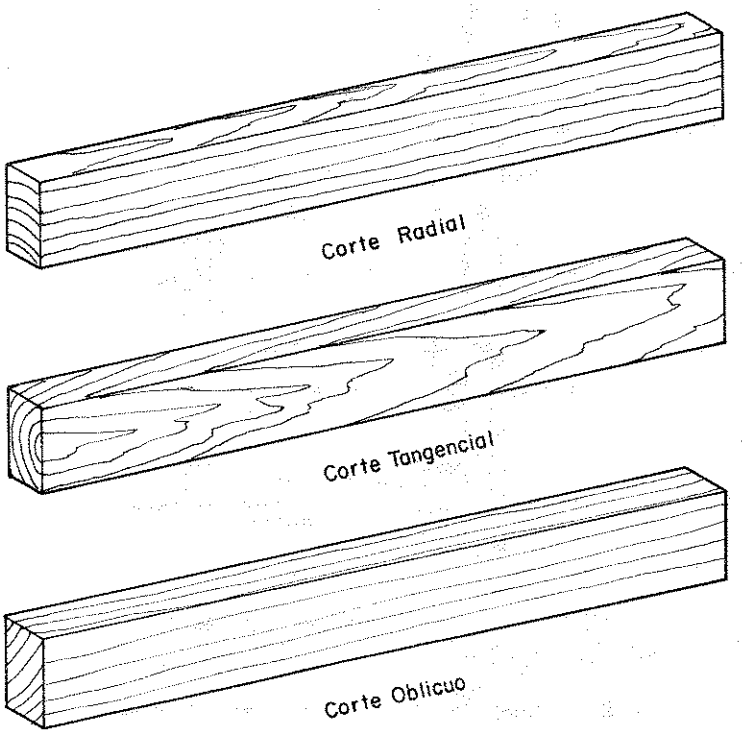




Figura 2.1 Denominación de los tipos de corte según su orientación en el tronco

tangencial a aquella cuyos anillos hacen un ángulo de 0 a 30º. A la madera cuyos anillos hacen un ángulo entre 30 y 60º se la denomina oblicua. Madera para otros usos no estructurales se produce con otro corte que no es el radial y muchas veces se prefieren por razones decorativas.

## 2.1.2 Obtención de Secciones Preferenciales PADT–REFORT

En la Secc. 3.1 se presentan las dimensiones de escuadrías que han sido definidas como las más convenientes para estandarizar la producción de piezas de madera aserrada a ser usadas en la construcción. En la misma sección se mencionan los criterios que sustentan esta propuesta. Estas escuadrías se denominan **Secciones Preferenciales.** Uno de los criterios importantes es que del reaserrado de una sección se pueda obtener otra que sea también una sección preferencial, luego de ser descartado el desperdicio por corte y cepillado. En la Fig. 2.2 se presenta como obtener estas secciones y sus posibles combinaciones a partir de una escuadría base –que es la de mayor dimensión práctica con la calidad exigida para madera estructural (Secc. 3.4). Las dimensiones se presentan en milímetros.

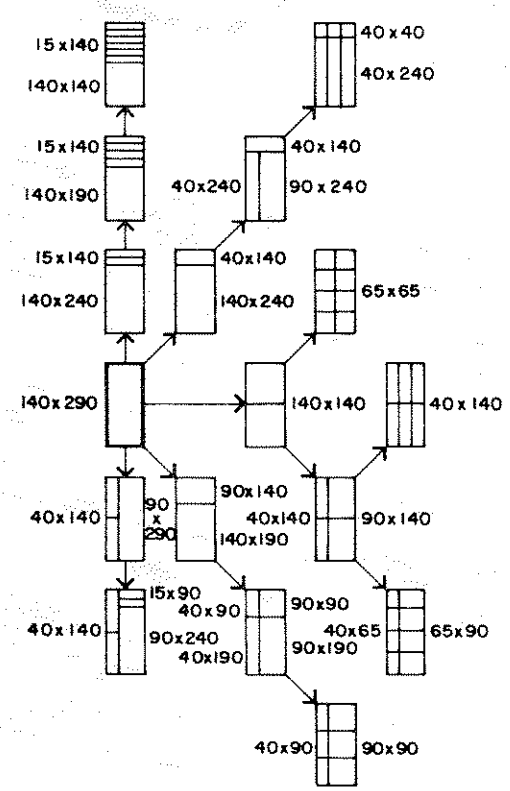



Figura 2.2 Obtención de secciones preferenciales

## 2.2 SECADO

### 2.2.1 Influencia del Secado sobre los Elementos de Madera

En probetas de laboratorio se ha comprobado que la madera al secarse mejora sus propiedades tecnológicas y estabilidad dimensional; es por eso que prácticamente todas las maderas reciben un acondicionamiento físico antes de su empleo. La eliminación del agua obedece a diversos propósitos, algunos de los cuales, son indispensables para conseguir buena calidad de los productos acabados (durabilidad y estabilidad en las dimensiones, por ejemplo) y economía en la producción (reducción del peso de la madera).

Cualquiera que sea el método empleado para secar la madera, debe tenerse en cuenta que en este proceso se producen cambios dimensionales que pueden originar defectos en la pieza. La técnica del secado tiene, por consiguiente, que evitar fundamentalmente la aparición de defectos que disminuyan su valor o la limiten para determinado uso, y debe además aplicarse tomando en cuenta la rapidez y economía del secado. Otra de las funciones del secado es obtener un producto que tenga un contenido de humedad (CH) compatible con el que tendrá que adquirir una vez que esté puesto en servicio. Este CH denominado de equilibrio (CHE) depende fundamentalmente de las condiciones ambientales a las que se encuentra sujeta la madera (Secc. 1.3.1) (Fig. 2.3).

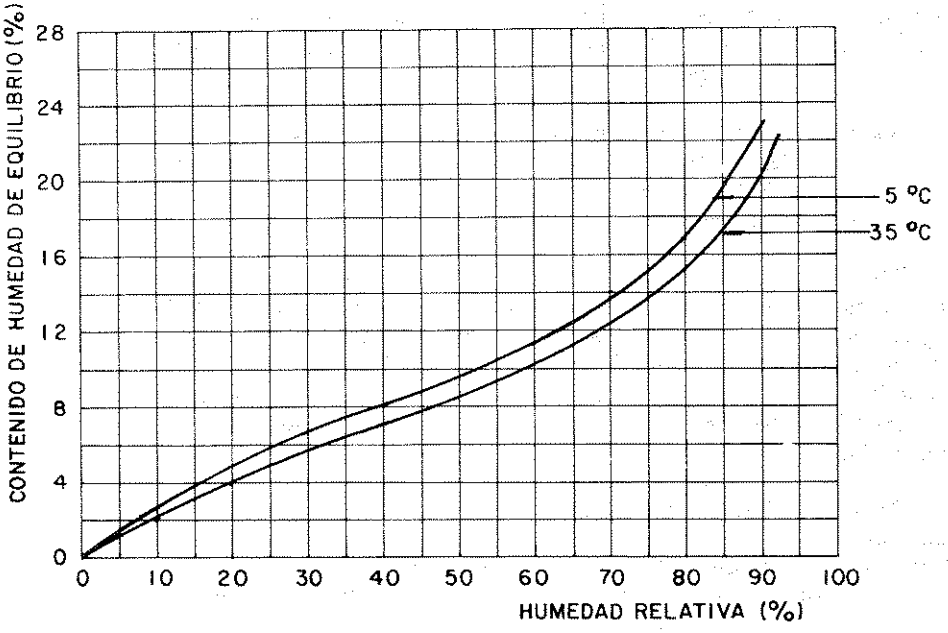



Figura 2.3 Contenido de humedad de equilibrio ( CHE ) en función de la humedad relativa y la temperatura

Para usos específicos en construcción se pueden presentar diferentes alternativas. Por ejemplo, las piezas de madera que van a ser utilizadas bajo agua o en contacto con el suelo, no es necesario que sean secadas a menos que vayan a ser sometidas a tratamientos de preservación. La madera estructural para vigas puede ser utilizada directamente en estado verde si el tiempo y costo del secado resultan excesivos. En caso de madera estructural como viguetas, se debe utilizar la madera con un CH cercano al CHE. La madera que será utilizada en pisos, ya sea en forma de tablas o parqué, en molduras, puertas, ventanas o machihembrado requiere de un secado cuyo grado puede ser incluso inferior al de la humedad de equilibrio del lugar.

Con la posible excepción de piezas de grandes dimensiones, es conveniente proceder a un secado previo de la madera para obtener ventajas en su utilización. La madera seca tiene menor peso, mayor capacidad mecánica, mejor estabilidad dimensional, menor susceptibilidad al ataque de organismos xilófagos, permite un mejor aislamiento térmico, acústico y eléctrico, una mejor penetración de preservantes en tratamientos industriales y una aplicación más eficiente de pinturas y barnices.

Para reducir el CH de la madera se tienen dos tipos de métodos comúnmente usados en la industria. Secado al aire o secado natural y secado artificial.

## 2.2.2 Secado Natural

Este tipo de secado se consigue exponiendo la madera a la acción del medio ambiente. El éxito de esta práctica depende de la forma en que se apile la madera, la cual debe permitir la libre circulación del aire alrededor de cada pieza que se seca. La evaporación del agua y su difusión en forma de vapor dependen de la temperatura, estado higrométrico y velocidad de movimiento del aire. Estos factores son los que influyen sobre la intensidad y velocidad del secado.

La madera recién aserrada **no debe exponerse directamente al sol**, por ser propensa al agrietamiento. Para evitar el ataque de hongos e insectos, durante el primer período de secado, se sumerge la madera recién aserrada en soluciones preservadoras como pentaclorofenato de sodio al 2 por ciento (Secc. 2.3.2).

Mientras la migración de humedad se produzca exclusivamente por los conductos capilares, la madera cede y gana agua con igual facilidad en la dirección de las fibras así como perpendicularmente a ellas; pero sucede lo contrario cuando las fibras no han llegado al estado de saturación. La migración radial es de 20 a 25 por ciento menor a la longitudinal; es por eso que si la salida de agua es muy rápida, se rajan los extremos. Es una buena práctica pintar los extremos con pinturas de aluminio o al óleo para evitar la pérdida acelerada de humedad.

El secado al aire se realiza generalmente en patios de secado ubicados en un terreno plano, alto, con buen drenaje y sin obstáculos que impidan la libre circulación del aire. El sitio debe mantenerse limpio, cortando el crecimiento de vegetación, así como la acumulación de desperdicios que puedan afectar el estado sanitario de la madera.

El secado natural o al aire, es la forma más sencilla y a veces la más económica para secar la madera, sobre todo si se dispone de buenos patios de secado y condiciones climáticas apropiadas.

El apilado de la madera puede hacerse de variadas formas, pero la más común, para la madera aserrada, es la denominada pila horizontal.

**Apilado horizontal.**- El apilado de la madera debe hacerse siempre sobre bases o cimientos elevados para evitar que las tablas se apoyen directamente sobre el suelo. Los cimientos pueden hacerse de concreto, madera preservada u otro material. En la Fig. 2.4 se muestra la forma típica de apilado horizontal. Sobre los travesaños se colocan las piezas que deben ser preferentemente de la misma especie y de igual espesor, espaciadas unas de otras, mediante separadores de madera adecuadamente escuadrados. Estos deben estar perfectamente alineados uno debajo del otro para evitar defectos en el secado de las piezas. Nótese el techo que sobresale convenientemente en la parte anterior y posterior de la pila (4).

La orientación de la pila depende de la dirección del sol, facilidad de apilado y orientación del sistema de drenaje.

La circulación del aire se realiza de arriba hacia abajo. El aire seco penetra en los espacios entre las tablas y se va saturando con la humedad de ellas, pierde temperatura y va descendiendo, arrastrando a su paso el aire que penetra por los costados de la pila, hasta llegar al fondo, de donde el aire húmedo debe ser desalojado.

Especies con un contenido de humedad inicial muy alto y/o que son muy susceptibles al ataque de hongos e insectos pueden empezar a secarse en forma rápida mediante un sistema de apilado en caballete o vertical, terminando luego el proceso con un apilado normal horizontal (4).

**Apilado en Caballete.**- En este caso, las tablas se reclinan o cargan de canto, en forma más o menos vertical, sobre una viga transversal, colocada de 1 a 3 m del piso, debiéndose observar que una tabla se coloque a un lado de la citada viga y la siguiente al lado opuesto, para formar así la pila en x, es decir, con los extremos de las tablas cruzadas.

**Apilado por los Extremos.**- En este caso, es como si se inclinara una pila horizontal hasta que las tablas queden en posición casi vertical. A este tipo de pila se le llama también "apilado de pie".

Antes de transportar la madera al patio de secado, es conveniente efectuar una selección en cuanto a especie, dimensiones y calidad, formando pequeños lotes, más o menos homogéneos, que se transportarán con mayor facilidad y darán un secado más uniforme.

### 2.2.3 Presecado

El presecado es una modificación del secado al aire que puede tener diversas modalidades, pero que básicamente consiste en proteger la madera apilada de la acción directa de la lluvia mediante la construcción de galpones en los cuales pueden instalarse sistemas sencillos para el movimiento e incluso el calentamiento del aire. En esta forma, es posible reducir el tiempo de secado a una fracción de aquel que se requiere para secar la madera mediante el secado al aire (Fig. 2.5).

### 2.2.4 Secado Artificial

El secado artificial es el proceso por el cual se elimina el agua de la madera mediante el empleo de temperatura, humedad y ventilación, diferentes a las naturales, obtenidas por medio de aparatos e instalaciones especiales, siendo los hornos secadores los más comunes. El secado artificial reduce considerablemente el tiempo de secado y la madera secada artificial-

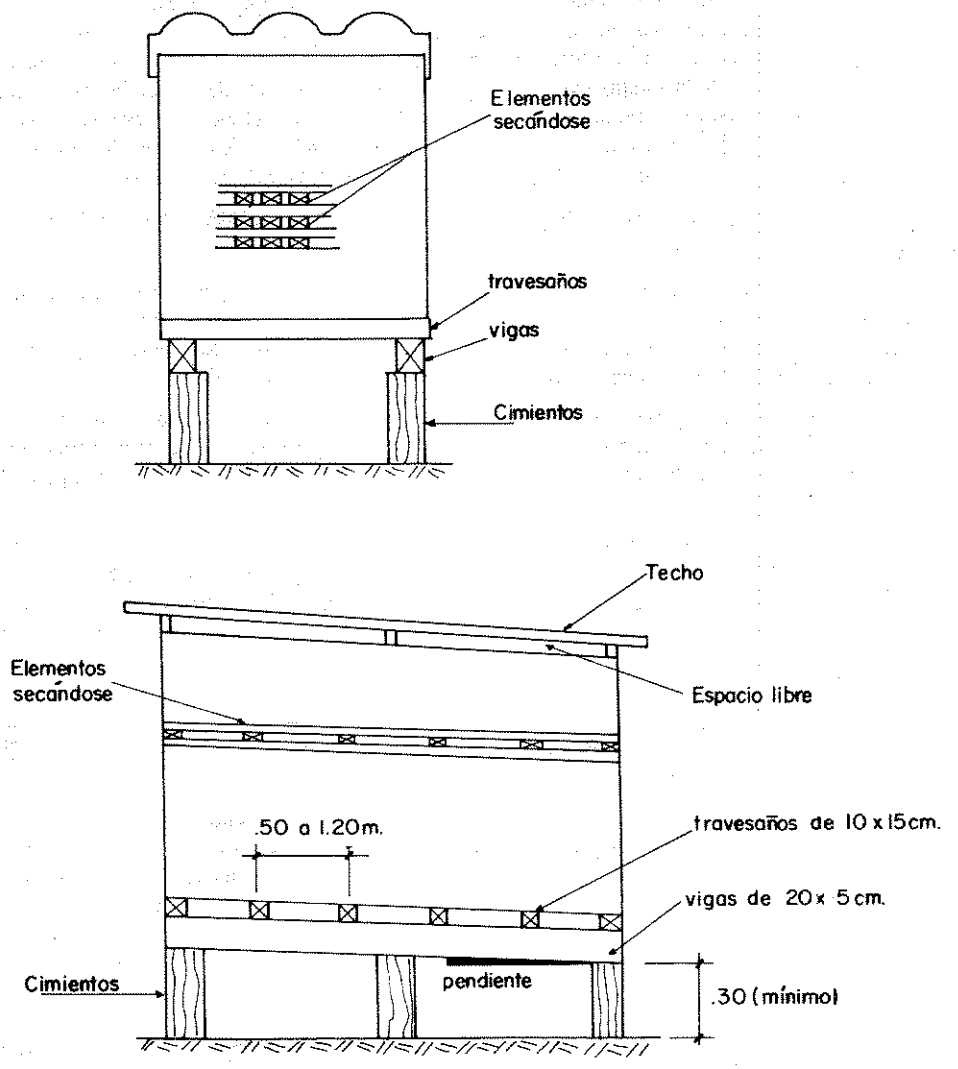



Figura 2.4 Apilado horizontal

mente puede adquirir valores muy bajos de CH. Bajo la condición de que el proceso se realice correctamente, la madera obtenida es de mejor calidad que la secada al aire, debido a que la madera se seca en condiciones controladas de temperatura y humedad relativa.

Los hornos, en general, constan de una o varias cámaras en las que la temperatura y humedad relativa pueden mantenerse a un nivel deseado, sea por control manual o automático. Un horno bien controlado secará la madera a un contenido de humedad previsto, en el menor tiempo posible y sin producir defectos en la madera.

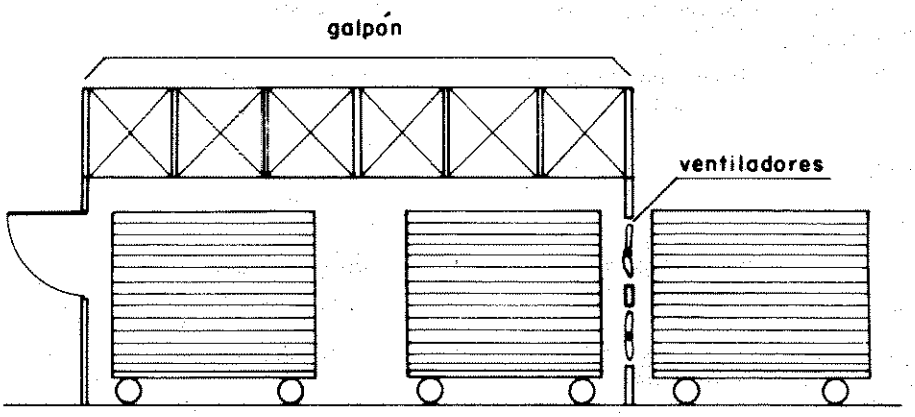



Figura 2.5 Presecado de la madera

## Procedimiento de Secado en Hornos

Una vez introducida la carga de madera dentro del horno, se controla cuidadosamente la temperatura y humedad de la cámara; éstas pueden variar a voluntad del operador, de acuerdo con la clase de madera.

Los cambios de temperatura y humedad relativa que el operador deberá realizar durante el tiempo de secado, constituyen lo que se denomina "Programa de Secado".

El programa de secado es suave cuando los cambios de temperatura y humedad se realizan en períodos más o menos largos de tiempo; en caso contrario, el programa de secado será severo, existiendo evicentemente el caso intermedio o programa moderado.

Prácticamente cada especie tiene un programa propio de secado. Con suficiente experiencia se puede formular un programa para una especie determinada o grupos de especies de similar comportamiento, basándose en el tiempo de secado; sin embargo, este programa variará también con el grosor de las tablas y con el CH de la madera al iniciarse el secado.

El CH de una tabla que se está secando, representa un índice de las tensiones que se desarrollan dentro de ella. En las primeras etapas del secado se debe usar humedad relativa alta, para controlar los esfuerzos de tracción sobre la superficie de la tabla.

Al final del secado, la humedad relativa baja compensa estos esfuerzos de la madera y ésta no sufre deformación.

En las etapas intermedias del secado, la superficie de la tabla estará en compresión, pudiendo resistir humedades relativas algo bajas, sin peligro de rajar su superficie.

## 2.2.5 Variación Dimensional

Cuando se seca la madera se presentan contracciones que son las que originan los cambios dimensionales de las piezas de madera al cambiar su contenido de humedad. En la Secc.

1.3.2 se presentan las características de contracción de especies tropicales investigadas en el PADT–REFORT.

Para disminuir los cambios dimensionales en los elementos de la estructura, la madera se seca a un contenido de humedad de entre 12 y 15 por ciento antes de usarla. Los diferentes cortes de las piezas pueden influir notablemente en las deformaciones que ésta pueda presentar luego de secarse (Fig. 2.6) debido a las diferencias entre la contracción radial y tangencial, por lo que se recomienda que las piezas para material estructural presenten de preferencia corte radial.

Cuando se utiliza madera con un alto contenido de humedad, es necesario considerar los cambios dimensionales que se presentan por la contracción y estimarlos mediante cálculos simples como los que se presentan en la Sección 4.2.4. En esta misma sección, se mencionan algunos aspectos a considerar en el diseño de edificaciones de madera debido a los posibles cambios dimensionales.

## 2.2.6 Defectos Originados por el Secado

La humedad de la madera, no está uniformemente repartida, es máxima en el centro y mínima en las capas externas. Esto origina en la madera que se seca, que la humedad circule del centro hacia la periferia, con una velocidad que es función de la diferencia del CH entre las dos zonas.

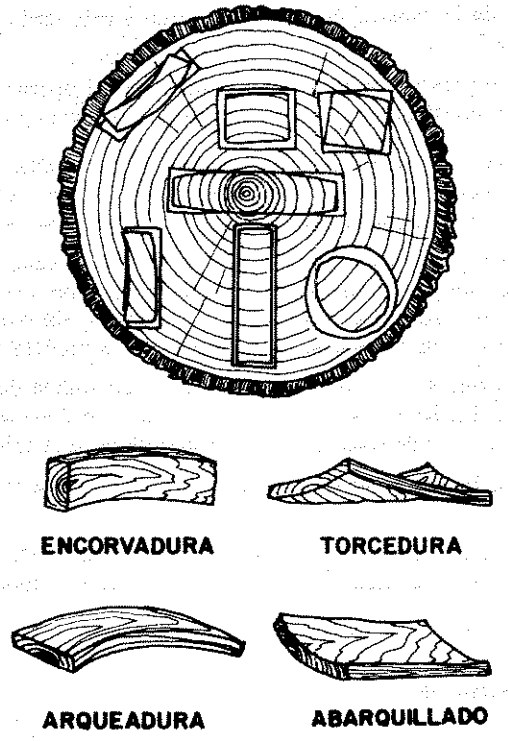



Figura 2.6 Deformaciones producidas al secar la madera

En una pieza de madera el secado comienza desde la superficie.* La madera, una vez que su CH baja del punto de saturación de las fibras (PSF) empieza a contraerse. La contracción, sin embargo, no alcanza a manifestarse en toda su magnitud debido a la restricción impuesta por la madera, todavía húmeda, del interior. En estas circunstancias, las capas exteriores de la madera se estabilizan en una dimensión mayor que la que les correspondería si pudiesen contraerse libremente, quedando en estado de tracción. A su vez tratan de reducir el interior a una menor dimensión, pero como éste todavía no empieza a contraerse, queda en estado de compresión.

Al continuar el proceso de secado, las capas inferiores empiezan a secar bajo el PSF y se contraen, pero en magnitud inferior a lo normal pues se lo impiden las capas exteriores estabilizadas a un estado de dilatación forzada. De esta manera, se produce una inversión de tensiones quedando el centro de la pieza en estado de tracción y el exterior en estado de compresión.

La situación antes descrita, combinada con el tipo de corte que tiene la madera y los diferentes coeficientes de contracción que tiene producen alabeos, colapso y cuando las tensiones exceden cierto límite se producen rajaduras y grietas. En la Secc. 3.4.4 del Cap. 3, se detallan e ilustran los defectos originados por el secado (Fig. 2.6).

## 2.2.7 Comportamiento al Secado de Maderas Tropicales

Los ensayos de secado se han realizado en laboratorios de los cinco países del Grupo Andino. Se ensayaron 105 especies sometidas a secado al aire y secado al horno.

El secado al aire, se realizó en pilas horizontales, instaladas en patios de secado descubiertos, con excepción de Santa Cruz (Bolivia) y Mérida (Venezuela). El ensayo se realizó hasta que las maderas tuvieran un CH igual al CH de la zona; en Mérida se fijó en 20 por ciento el CH final. El espesor de las tablas de ensayo fue de 2.5 cm.

Los resultados de secado al aire se expresan en función del tiempo de secado hasta que el CH final sea del 20 por ciento. Se distinguen especies de secado muy rápido (MR), rápido (R), moderado (M) y lento (L). Los tiempos aproximados de secado para los sitios y condiciones que se indican son: (Ver Tabla 2.1).

**TABLA 2.1 TIEMPO APROXIMADO DE SECADO (DIAS) PARA MADERA DE DENSIDAD BASICA (D.B.) PROMEDIO Y CH INICIAL ENTRE 60 – 70 POR CIENTO**

| Velocidad secado | Bogotá (aire libre) | Medellín (aire libre) | Mérida (en galpón) | Quito (aire libre) | Sta. Cruz (bajo techo) | Lima (en galpón) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MR | < 33 | < 6 | < 50 | < 10 | < 11 | < 30 |
| R | 33 – 70 | 6 – 12 | 50 – 105 | 10 – 20 | 11 – 22 | 31 – 53 |
| M | 71 – 140 | 13 – 25 | 106 – 210 | 21 – 42 | 23 – 44 | 54 – 110 |
| L | > 140 | > 25 | > 210 | > 42 | > 44 | > 110 |
| D.B. prom. | 0.58 | 0.42 | 0.58 | 0.53 | 0.55 | 0.56 |

* En el secado por microondas, el proceso es inverso.

El secado en horno, se realizó siguiendo tres programas de secado (Tabla 2.2). En la mayoría de casos, todas las especies se ensayaron con los tres programas. Sin embargo, en Quito y Bogotá, aquellas especies que respondieron bien con el programa severo no se ensayaron con los otros programas.

En ambos tipos de ensayo, el secado al aire y secado en horno, la evaluación se efectuó respecto al tiempo requerido para que la madera alcanzara el CH final establecido y a la calidad del material obtenido al final del proceso, estimada en función del tipo y magnitud de defectos presentes (2).

Los resultados de secado en horno, indican programas de secado comerciales que probablemente se adaptan mejor a las especies de la Subregión con producción mínima de defectos. En la Tabla 2.2 se presentan 3 programas.

**TABLA 2.2 PROGRAMAS DE SECADO**

| CH de la madera (%) | Temperatura (°C) Termómetro seco | Termómetro húmedo | Humedad relativa aproximada (%) |
|---|---|---|---|
| Programa Fuerte para maderas latifoliadas de secado fácil, A | | | |
| Verde | 60 | 56 | 80 |
| 60 | 65 | 58 | 70 |
| 50 | 70 | 60 | 60 |
| 40 | 75 | 61 | 50 |
| 30 | 80 | 62 | 40 |
| 20 | 80 | 60 | 35 |
| Programa Moderado para maderas latifoliadas de secado lento o que son propensas a sufrir ciertas deformaciones o agrietaduras, B | | | |
| Verde | 50 | 47 | 80 |
| 60 | 55 | 49 | 70 |
| 40 | 60 | 51 | 60 |
| 30 | 65 | 52 | 50 |
| 25 | 70 | 54 | 40 |
| 20 | 70 | 50 | 35 |
| Programa Suave para maderas latifoliadas de secado difícil, C | | | |
| Verde | 40 | 37 | 80 |
| 40 | 40 | 35 | 70 |
| 30 | 45 | 37 | 60 |
| 25 | 50 | 40 | 50 |
| 20 | 55 | 42 | 40 |
| 15 | 55 | 37 | 30 |

En la Tabla 2.3, se presenta un resumen del comportamiento al secado de las especies estudiadas en la Subregión. En general, los defectos que se presentan al final del secado, salvo algunas excepciones, son de escasa magnitud. Se indican los defectos que aparecen en mayor proporción sólo como una guía práctica para tomar precauciones, sin que ello necesariamente signifique que constituyan un problema serio.

## TABLA 2.3 COMPORTAMIENTO AL SECADO DE MADERAS TROPICALES

| | Especie | País** | Aire 1/ | Horno 2/ | Defectos principales Secado en horno 3/ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1. | Aceite cabimo | VE | M | A | Torcedura - Abarquillado |
| 2. | Aceite mario | CO | — | C | Torcedura - Encorvadura |
| 3. | Ajo ajo | BO | M | — | Arqueadura - Encorvadura |
| 4. | Algarrobo | VE | MR | A | Torcedura |
| 5. | Almendrillo | BO | M | — | Encorvadura - Torcedura |
| 6. | Almendro | PE | M | C | Abarquillado |
| 7. | Apamate | VE | M | A | Abarquillado |
| 8. | Bálsamo | CO | — | — | ——— |
| 9. | Baramán | VE | R | A | Abarquillado |
| 10. | Bibosi | BO | R | — | Torcedura - Encorvadura |
| 11. | Blanquillo | BO | R | — | Torcedura - Rajadura |
| 12. | Bonga | CO | M | A | Torcedura - Abarquillado |
| 13. | Cachimbo | PE | R | A | Ninguno |
| 14. | Caimitillo | EC | M | A | Arqueadura - Torcedura |
| 15. | Caimito colorado | CO | R | A | Rajaduras - Abarquillado |
| 16. | Canime | CO | — | A | Torcedura - Rajadura |
| 17. | Caracolí | CO | M | A | Encorvadura - Arqueadura |
| 18. | Carapa | VE | M | B | Abarquillado - Torcedura |
| 19. | Carbonero | CO | M | A | Torcedura - Encorvadura |
| 20. | Carne asada | VE | L | C | Colapso - Torcedura |
| 21. | Carrá | CO* | MR | A | Torcedura - Abarquillado |
| 22. | Casho moena | PE | M | A | Grietas |
| 23. | Catahua | PE | M | A | Grietas |
| 24. | Chanul | CO* | R | C | Torcedura - Arqueadura |
| 25. | Chanul | EC | M | B | Arqueadura - Torcedura |
| 26. | Chaquiro | CO* | M | B | Abarquillado - Torcedura |
| 27. | Charo amarillo | VE | M | B | Torcedura |
| 28. | Chimi | EC | R | A | Arqueadura - Torcedura |
| 29. | Chimicua | PE | R | B | Grietas - Torcedura |
| 30. | Chupón rosado | VE | M | A | Abarquillado - Torcedura |
| 31. | Cocuelo | CO | M | A | Arqueadura - Encorvadura |
| 32. | Copaiba | PE | R | A | Grietas |
| 33. | Coquino | BO | M | — | Arqueadura - Grietas |
| 34. | Cuangare | CO* | — | A | Torcedura- Abarquillado |
| 35. | Curupau | BO | — | — | ——— |
| 36. | Diablo fuerte | PE | M | A | Rajaduras |
| 37. | Dormilón | CO* | M | C | Torcedura - Arqueadura |
| 38. | Estoraque | PE | M | B | Rajadura - Torcedura |
| 39. | Eucalipto | EC | L | B | Arqueadura - Torcedura |
| 40. | Fernansánchez | EC | M | A | Arqueadura - Encorvadura |
| 41. | Guayabochi | BO | R | — | Torcedura - Rajadura |
| 42. | Guayabón | VE | M | A | Torcedura |
| 43. | Guayacán pechiche | EC | L | C | Torcedura - Arqueadura |
| 44. | Hobo colorado | CO | M | A | Arqueadura - Encorvadura |
| 45. | Huayruro | PE | M | A | Torcedura |
| 46. | Huimba | PE | M | B | Torcedura |
| 47. | Jíbaro | EC | R | A | Encorvadura - Torcedura |
| 48. | Kaqui | BO | M | — | Torcedura - Abarquillado |
| 49. | Laguno | EC | M | A | Arqueadura - Torcedura |
| 50. | Machare | CO* | MR | — | ——— |
| 51. | Manchinga | PE | MR | B | Grietas - Torcedura |
| 52. | Mapajo | BO | M | — | Torcedura - Abarquillado |
| 53. | Maquizapa ñaccha | PE | R | A | Ninguno |
| 54. | Marupa | PE | R | A | Ninguno |
| 55. | Mascarey | EC | M | B | Arqueadura - Encorvadura |
| 56. | Mijao | VE | M | B | Grietas - Colapso |
| 57. | Moena negra | PE | R | B | Torcedura |
| 58. | Mora | CO | R | C | Torcedura - Arqueadura |

## TABLA 2.3 COMPORTAMIENTO AL SECADO DE MADERAS TROPICALES (CONT.)

| | Especie | País** | Aire 1/ | Horno 2/ | Defectos principales Secado en horno 3/ |
|---|---|---|---|---|---|
| 59. | Mora | VE | M | A | Torcedura |
| 60. | Moral fino | EC | L | A | Encorvadura - Torcedura |
| 61. | Mureillo | VE | M | A | Grietas |
| 62. | Murure | BO | R | — | Arqueadura - Encorvadura |
| 63. | Nato | CO* | M | — | ——— |
| 64. | Negrillo | BO | R | — | Arqueadura - Torcedura |
| 65. | Ochoó | BO | R | — | Arqueadura - Encorvadura |
| 66. | Oloroso | CO* | R | — | ——— |
| 67. | Pacay | BO | M | — | Arqueadura - Torcedura |
| 68. | Pacora | EC | R | B | Arqueadura - Torcedura |
| 69. | Palo maría | BO | M | — | Torcedura - Abarquillado |
| 70. | Palo sangre amarillo | PE | M | B | Torcedura |
| 71. | Palo sangre negro | PE | M | A | Torcedura |
| 72. | Panguana | PE | R | A | Ninguno |
| 73. | Pantano | CO* | R | C | Torcedura - Encorvadura |
| 74. | Pardillo amarillo | VE | M | A | Ninguno |
| 75. | Perhuétamo | VE | M | A | Abarquillado - Grietas |
| 76. | Piaste | EC | R | A | Encorvadura - Torcedura |
| 77. | Pino insigne | EC | R | A | Torcedura - Arqueadura |
| 78. | Pituca | EC | R | A | Encorvadura - Torcedura |
| 79. | Plumero | BO | M | — | Torcedura - Abarquillado |
| 80. | Pumaquiro | PE | M | B | Torcedura |
| 81. | Púnula | CO | R | A | Rajadura - Torcedura |
| 82. | Romerillo azuceno | EC | L | A | Encorvadura - Arqueadura |
| 83. | Romerillo fino | EC | M | A | Arqueadura - Encorvadura |
| 84. | Sajo | CO* | — | B | Torcedura - Abarquillado |
| 85. | Samán | VE | R | B | Torcedura |
| 86. | Sande | CO* | MR | A | Torcedura - Encorvadura |
| 87. | Sande | EC | M | A | Encorvadura - Arqueadura |
| 88. | Sangre de drago | VE | R | C | Torcedura |
| 89. | Sangre de toro | BO | M | — | Arqueadura - Grietas |
| 90. | Saqui saqui | VE | L | A | Ninguno |
| 91. | Sebo | CO* | — | A | Torcedura - Abarquillado |
| 92. | Seique | EC | R | A | Arqueadura - Encorvadura |
| 93. | Serebó | BO | M | — | Torcedura - Encorvadura |
| 94. | Soroga | CO* | — | A | Torcedura - Abarquillado |
| 95. | Sun-sun | VE | R | A | Grietas |
| 96. | Tachoré | BO | R | — | Arqueadura - Encorvadura |
| 97. | Tangama | EC | M | A | Torcedura - Encorvadura |
| 98. | Tangare | CO | M | C | Torcedura - Arqueadura |
| 99. | Tornillo | PE | R | A | Torcedura |
| 100. | Ucshaquiro | PE | R | B | Torcedura |
| 101. | Verdolago | BO | R | — | Arqueadura - Grietas |
| 102. | Virola | VE | MR | B | Torcedura |
| 103. | Yesquero | BO | M | — | Arqueadura - Encorvadura |
| 104. | Yumbingue | EC | M | A | Encorvadura - Arqueadura |
| 105. | Zapatero | VE | M | A | Torcedura |

* Bogotá

** Bolivia (BO), Colombia (CO), Ecuador (EC), Perú (PE), Venezuela (VE)

1/ Ver Tabla 2.1

2/ Ver Tabla 2.2

3/ Ver definiciones en Fig. 2.6 Defectos en secado al aire para las especies de Bolivia.

## 2.3 PROTECCION DE LA MADERA

La madera, como cualquier otro material, tiene sus limitaciones, una de ellas, quizás la más importante, es la posibilidad de sufrir ataque de insectos y hongos; o de ser afectada por el fuego, desgaste mecánico y otros, por lo que es necesario preservarla.

### 2.3.1 Preservación

La durabilidad natural de la madera es la resistencia que opone este material a la pudrición por hongos o al ataque de insectos u otros agentes destructores. Ciertas clases de maderas son notables por su resistencia biológica. Su empleo debe ser recomendado para las situaciones más expuestas. Otras maderas son de buena o regular durabilidad y finalmente, hay maderas que son conocidas por su facilidad para ser atacadas.

La densidad de la madera es un índice de durabilidad; así por ejemplo las más pesadas son en general las más durables. Esta apreciación tiene muchas excepciones y por ello, en cada caso es necesario determinar la durabilidad real de la especie.

La durabilidad natural se puede aumentar mediante procedimientos artificiales, ya sea por un simple secado o por tratamientos preservadores especiales.

La preservación de la madera es la respuesta moderna de la técnica para satisfacer los requisitos tecnológicos actuales y futuros, frente al agotamiento de los bosques naturales con maderas naturalmente durables, reemplazados paulatinamente por especies de crecimiento rápido.

### 2.3.2 Tipos de Preservantes

La preservación o inmunización de la madera tiene por objeto modificar la composición química de este material, haciéndolo no apetecible a los organismos biológicos.

El efecto protector se consigue tornando a la madera venenosa o repelente a los elementos biológicos que la atacarían si no estuviese preservada.

Los preservadores pueden ser compuestos químicos puros o mezclas de compuestos. Varían ampliamente en naturaleza, eficiencia y costo. Por lo general son compuestos sólidos, que requieren de un solvente para penetrar en la madera. Se agrupan según el tipo de solvente que necesitan en: hidrosolubles y oleosolubles, según sea agua o aceite lo que necesitan para disolverse.

Para que un preservador sea tóxico, ha de ser suficientemente soluble en los líquidos celulares de los agentes biológicos, para que proporcione una dosis letal. Como estos líquidos son principalmente agua, esto significa que el preservador ha de ser hidrosoluble, por lo menos parcialmente.

En la madera se desea un grado elevado de protección, en consecuencia, el preservador debe penetrar hasta una profundidad considerable.

La protección de las capas superficiales de la madera únicamente, no es eficaz, ya que éstas se quiebran con facilidad, por las condiciones del clima y se desgastan o agrietan mientras la madera está secándose.

Los principales preservantes son:

- CREOSOTAS
  - Ordinaria para preservación
  - Líquida a temperatura ordinaria
  - Mezclas de creosota
- ORGANICOS
  - Pentaclorofenol (soluble en aceite)
  - Pentaclorofenato de sodio (soluble en agua)
  - Naftenatos
    - de cobre
    - de zinc
- INORGANICOS
  - Sal simple
  - Sal doble
  - Multisal
    - Tipo CCA
    - Tipo CCB

**Creosota.-** Consiste principalmente en hidrocarburos aromáticos sólidos y líquidos; contiene notables cantidades de ácidos y bases de alquitrán. Es más pesada que el agua. La creosota es una mezcla de compuestos y puede variar en cierta extensión; por eso para la preservación de la madera, debe cumplir con los requisitos de las normas técnicas.

**Pentaclorofenol.-** Es un compuesto químico cristalino, formado por reacción del cloro sobre el fenol. Es soluble en la mayoría de los aceites de petróleo de ebullición elevada. Irrita la piel y las mucosas, por lo que para trabajar con él hay que tomar las precauciones debidas y evitar el contacto directo con las soluciones o el producto. El pentaclorofenol es insoluble en agua, no es volátil y tiene gran estabilidad química. No resulta tóxico solamente para los perforadores marítimos. La concentración más apropiada de este producto, en solución de aceites, es del 5 por ciento en peso. Es muy eficaz contra los hongos e insectos xilófagos.

**Naftenatos.-** Son compuestos cerosos o gomosos. Los más comunes, para la preservación de la madera son los naftenatos de cobre y zinc. En el comercio se venden como concentrados que contienen de 60 a 80 por ciento de naftenatos metálicos, o de 6 a 8 por ciento de cobre o zinc como metales.

**Hidrosolubles o Inorgánicos.-** Los preservadores hidrosolubles son los más generalizados en la impregnación de la madera, sobre todo en los últimos tiempos, en donde han demostrado ser muy eficaces. El uso de sales simples, como los productos de arsénico, cobre y otros, es en la actualidad raro, debido a que son fáciles de lixiviarse al menor contacto con el agua del medio que rodea a la madera. Sólo se recomiendan para interiores y en pequeña escala. Las combinaciones de productos simples, para formar las sales dobles, tuvo su origen en la necesidad de reforzar la actividad tóxica de los preservadores simples. Suelen ser ácidas y por lo tanto corrosivas. Las mezclas de ácido bórico y tetraborato de sodio son buenas, pero sólo para interiores por que se lavan o lixivian con facilidad. Modernamente, a las formulaciones anteriores se les ha agregado el cromo, para hacerlas no lixiviables (lavables), lo que ha dado muy buenos resultados y origen a las multisales. A este tipo de preservadores pertenecen la mayoría de sales comerciales del mundo. Cuando se emplean para usos al exterior, sujetas a ciertas condiciones de humedad, deben perder su solubilidad al penetrar en la madera para quedar fijadas e incorporadas a ella en forma definitiva. En las multisales intervienen productos fungicidas e insecticidas. El cromo, que siempre llevan, se adiciona como cromato alcalino para contrarrestar la acción de los ácidos y en consecuencia, se reduce el

efecto corrosivo para los metales. Estas sales se pueden usar en las condiciones más desfavorables para la madera, por eso se han generalizado en todo el mundo.

La mayor ventaja de este grupo de preservadores es que se conocen perfectamente sus componentes activos; se transportan en forma sólida; utilizan el agua –que es abundante y no cuesta mucho como solvente– no desprenden olores y permiten el acabado de la madera por lo que es posible aplicar lacas, barnices, pinturas y otros. No aumentan la inflamabilidad de la madera y no son fitotóxicas. Su mayor desventaja es la de humedecer o hinchar la madera, lo cual obliga a no poder utilizarla de inmediato por tener que secarla nuevamente. Las multisales que han demostrado ser las más eficientes en la preservación de la madera son las del grupo CCA (cobre-cromo-arsénico) y las CCB (cobre-cromo-boro).

**Sales CCA.**- Compuestas del 56 por ciento de Dicromato de potasio, 33 por ciento de Sulfato de cobre, y 11 por ciento de Pentóxido de arsénico. La temperatura de utilización de este preservador, o los que deriven del patrón, no debe ser superior a los 50º C.

**Sales CCB.**– Estas sales no contienen arsénico, el cual ha sido reemplazado por boro, que por ser menos tóxico es aceptado por las nuevas disposiciones sanitarias de varias partes del mundo.

## 2.3.3 Métodos de Preservación

Los tratamientos preservadores requieren que la madera se encuentre en condiciones especiales, que varían según el método de preservación seleccionado. Así por ejemplo, los procedimientos por ósmosis y difusión necesitan que la madera conserve toda la humedad posible, para lograr la incorporación de los preservadores salinos en su interior. Todos los otros métodos exigen que la madera esté seca, es decir, entre 15 y 25 por ciento de humedad. El agua libre, retrasa o impide la entrada de los preservadores y la impregnación que se logra, no es satisfactoria. Con frecuencia, la madera preservada que no fue previamente secada, necesita tratamientos complementarios para cubrir adecuadamente las partes no impregnadas a causa de la distribución irregular de la humedad. Por otra parte, hay que procurar que todos los cortes o perforaciones que se tengan que hacer a la madera, para colocarlas en obra, se deben practicar antes del tratamiento, evitando así que se elimine parte del material preservado o que se rompa el anillo que la protege de la acción biológica, ignífuga u otra como el intemperismo. Cuando por alguna razón, ésta indicación no se puede cumplir, cortándose o perforándose la madera después de su tratamiento, se debe reestablecer, lo mejor posible, el anillo protector mediante el agregado de pastas preservadoras. Si no se procede así, es posible que la impregnación efectuada ya no sea efectiva, por muy buena que haya sido. Cuando se tiene maderas que resultan difíciles de preservar, por ser impermeables, se pueden hacer incisiones superficiales, con máquinas apropiadas, para lograr una penetración lateral aceptable, o una mejor distribución del preservador para formar un verdadero anillo protector. Por lo general, las incisiones se practican en la zona crítica de la madera, es decir, en la zona de empotramiento, que es por donde se inician las pudriciones. No es raro hacer incisiones a lo largo de toda la pieza de madera que haya mostrado deficiencias en la distribución de los preservadores. En general, los métodos de preservación se pueden dividir en tratamientos sin presión y tratamientos con presión.

## Tratamientos sin Presión

**Brocha.**- Es el método más simple y más antiguo, pero el tratamiento brinda una protección muy limitada. Sólo se emplea como mantenimiento o protección temporal.

**Pulverización.**- Es la aplicación superficial de un preservador mediante un pulverizador. Con este procedimiento, algo del líquido tóxico penetra en la madera por capilaridad, pero la penetración es muy escasa, aunque se empape bien la superficie de la madera. Los preservadores que generalmente se emplean por brocha y pulverización, son los solubles en aceite.

**Inmersión.**- La inmersión consiste simplemente en sumergir la madera en una tina de tratamiento en donde se encuentra el preservador. La inmersión puede ser breve o prolongada, pero siempre a temperatura ordinaria. La madera se mantiene sumergida mediante dispositivos apropiados que facilitan la inmersión. Terminado el tratamiento, se deja escurrir y secar antes de poner la madera en uso. Cuanto más prolongado sea el tiempo de tratamiento, mayor será la eficiencia del mismo, dependiendo de las características propias de la madera. Los tratamientos por inmersión son los más recomendados para marcos de puertas y ventanas, así como para otros trabajos de carpintería.

**Baño Caliente y Frío.**- Consiste en la inmersión de la madera seca durante unas horas, en baños sucesivos de preservador caliente y relativamente frío. El objeto del baño caliente es la expulsión del aire de las capas externas de la madera y el de evaporar la humedad de la superficie. La duración del baño y la temperatura del preservador, determinan en gran parte la eficacia del método. El baño frío hace que el aire y el vapor de agua que permanecen en las capas externas de la madera se contraigan, formando así un vacío parcial. Para compensar este vacío, la presión atmosférica tiende a forzar el preservador circundante dentro de la madera. Durante el baño caliente, se efectúa cierta penetración del preservador en la madera, pero la mayor parte de la absorción y penetración, se producen durante el baño frío. Conviene elevar al máximo permisible la temperatura del primer baño, pero sin poner en peligro la marcha de la operación o la eficacia del producto químico. La creosota y el pentaclorofenol, son los que mejor se adaptan a este método de tratamiento, debido a que permiten alcanzar temperaturas de 80 a 100º C. La duración del tratamiento puede variar considerablemente, según la clase de madera, el grado de preservación que se quiere dar a las piezas tratadas o de la naturaleza del preservador. Por lo general, el baño caliente es de 3 a 4 horas y el baño frío de 6 a 8 horas. En casos especiales, el ciclo de tratamiento se puede prolongar como máximo hasta 24 horas. La aplicación de este método, obliga a disponer de sistemas de calefacción y otras instalaciones complementarias que permitan trasladar la madera y transvasar el preservador utilizado.

## Tratamientos con Presión

En estos métodos, el preservador se aplica a la madera utilizando presiones distintas a la de la atmósfera dentro de un autoclave. Comprende los métodos de célula llena y célula vacía. Estos métodos tienen una serie de ventajas sobre los métodos sin presión. En la mayoría de los casos, puede conseguirse una penetración profunda y uniforme, así como una mayor absorción, con lo cual, se comunica a la madera una protección más eficaz. Por otra parte, en estos métodos pueden regularse las condiciones de tratamiento, de modo que es posible variar la penetración y retención de los preservadores, satisfaciendo así las exigencias de la utilización moderna de la madera. Finalmente, los procedimientos a presión se adaptan mejor a la producción en gran escala de la madera preservada. Entre los inconvenientes que se presentan a estos métodos, está el valor elevado de las instalaciones.

**Célula Llena.**- También llamado proceso Bethell. Consiste en colocar la madera en un autoclave para aplicar luego un vacío inicial. Aprovechando este vacío, se llena el autoclave con la solución preservadora, hasta alcanzar un lleno total. Luego se ejerce una presión hidráulica especificada. Esta presión se mantiene el tiempo suficiente para obtener el grado de tratamiento deseado (retención y absorción). Terminado el tratamiento, se drena el autoclave y se aplica, opcionalmente, un vacío final que limpia la superficie de la carga de madera para facilitar su manejo. En este proceso, se emplean preservadores hidrosolubles (multisales) y las células de la madera quedan con sus cavidades llenas de líquido, que al evaporarse, deposita los componentes químicos activos en las paredes.

**Célula Vacía.**- Existen dos modalidades de este método conocidas como proceso Ruping y proceso Lowry. El proceso Ruping consiste en colocar la carga en el autoclave e inyectar primero aire a presión y a continuación, manteniendo esa presión, se aplica la solución preservadora (creosota) y se bombea hasta alcanzar la presión hidráulica especificada. Terminado el tratamiento, se evacúa el líquido y se efectúa el vacío final. El proceso Lowry es semejante al anterior, con la excepción de que al principio del tratamiento no se inyecta aire a presión. En este método se emplean preservadores oleo e hidrosolubles. En el proceso por célula vacía, el preservador queda en las paredes celulares pero las cavidades de estas quedan vacías.

## 2.3.4 Características de Permeabilidad de Especies Tropicales

En las Tablas 2.4 y 2.5 se consignan los resultados del programa de investigación sobre el comportamiento de especies tropicales a los métodos más comunes de tratamiento preservador. En la primera se presentan los valores de absorción e índices de penetración de acuerdo a las escalas que se incluyen más adelante. En la segunda se presenta una clasificación de las especies de acuerdo a su índice de permeabilidad determinado como una combinación de sus características de absorción y penetración. La permeabilidad es un índice de la facilidad de aplicación del tratamiento preservador, siendo las especies más permeables las más fáciles de tratar.

De acuerdo a su permeabilidad las especies se clasifican en:

| | | | |
|---|---|---|---|
| P | = | Permeables | AA y PT, en albura y duramen |
| MP | = | Moderadamente Permeables | AM y PT o PP, en albura y duramen |
| EP | = | Escasamente Permeables | AP y PP o PI, en albura y duramen |
| I | = | Impermeables | AN y PN |

donde AA, AM, AP y AN se refieren a la escala de absorción y PT, PP, PI y PN se refieren a la escala de penetración que se presentan a continuación.

### Escala de Absorción

| | | | |
|---|---|---|---|
| Absorción Alta | (AA) | : | Más de 150 kilos de solución/$m^3$ |
| Absorción Buena | (AB) | : | Entre 100 y 150 kilos de solución/$m^3$ |
| Absorción Pobre | (AP) | : | Entre 50 y 100 kilos de solución/$m^3$ |
| Absorción Nula | (AN) | : | Menos de 50 kilos de solución/$m^3$ |

### Escala de Penetración

| | | | |
|---|---|---|---|
| Penetración Total | (PT) | : | Toda la sección penetrada |
| Penetración Parcial | (PP) | : | Forma un anillo periférico |
| Penetración Irregular | (PI) | : | No hay anillo definido |
| Penetración Nula | (PN) | : | No hay penetración |

### 2.3.5 Ignífugos

Dentro de los tratamientos a que se somete la madera puede considerarse a los ignífugos. Estos son materiales retardadores del fuego que reducen el grado de combustibilidad de la madera y la velocidad de propagación de la llama. En la Secc. 6.6.3.2 de este Manual se presenta una descripción de los principales tratamientos disponibles.

## 2.4 PROTECCION Y CUIDADO DE LOS MATERIALES EN OBRA

La madera recibida en la obra debe ser protegida de la lluvia y daños adicionales. La madera de construcción ya colocada como parte de la estructura antes de ser revestida puede mojarse debido a la lluvia, pero esta humedad está principalmente en la superficie expuesta y puede secarse rápidamente.

Las piezas secas pueden apilarse directamente unas sobre otras, sin espaciadores, pero la pila debería estar separada del suelo por lo menos de 15 a 20 cm y estar cubierta por una lona o tela impermeable de forma de drenar el agua que caiga en su superficie, lados y extremos.

La madera verde o casi verde, debe apilarse sobre separadores, como se indica en los métodos de secado al aire (Secc. 2.2.2) y bajo techo. El mismo procedimiento debe utilizarse para madera preservada que no se ha secado completamente.

## TABLA 2.4 CARACTERISTICAS DE ABSORCION Y PENETRACION DE PRESERVANTES DE LA MADERA DE ALBURA Y DURAMEN DE 105 ESPECIES DE LA SUBREGION

| | ESPECIE | | País | Densidad Básica (gr/cm³) | Baño Caliente-Frío-Penta | | | | Vacío Presión - Penta* | | | | Vacío-Presión-Sal C.C.A. | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Albura | | Duramen | | Albura | | Duramen | | Albura | | Duramen | |
| | | | | | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. |
| | | | | | 1/m³ | Tipo | 1/m³ | Tipo | 1/m³ | Tipo | 1/m³ | Tipo | 1/m³ | Tipo | 1/m³ | Tipo |
| 1. | Aceite cabimo | | VE | 0.56 | 192 | PT/PI | 10 | PN | 311 | PT | 32 | PN | 321 | PT | 47 | PN |
| 2. | Aceite mario | | CO/B | 0.46 | 112 | PT | 58 | PP | 174 | PP | 196 | PP | 204 | PT | 141 | PI |
| 3. | Ajo ajo | + | BO | 0.52 | — | — | 201 | PT | — | — | — | — | — | — | 577 | PT |
| 4. | Algarrobo | | VE | 0.76 | 159 | PT/PI | 12 | PN | 176 | PT/PI | 14 | PN | 311 | PT | 19 | PN |
| 5. | Almendrillo | + | BO | 0.80 | — | — | 21 | PI/PP | — | — | — | — | — | — | 99 | PP/PI |
| 6. | Almendro | | PE | 0.65 | 16 | PN | 7 | PN | — | — | — | — | 51 | PI | 35 | PN |
| 7. | Apamate | | VE | 0.55 | 142 | PT/PI | 142 | PP/PI | 235 | PT | 235 | PT | 472 | PT | 472 | PT |
| 8. | Bálsamo | ** | CO/M | 0.82 | — | — | 70 | PP | — | — | 89 | PP | — | — | 111 | PN/PI |
| 9. | Baramán | | VE | 0.51 | 180 | PT | 65 | PP/PI | 269 | PT | 54 | PP/PI | 500 | PT | 103 | PI/PP |
| 10. | Bibosi | + | BO | 0.50 | — | — | 230 | PT/PI | — | — | — | — | — | — | 676 | PT |
| 11. | Blanquillo | + | BO | 0.77 | — | — | 124 | PP | — | — | — | — | — | — | 466 | PT |
| 12. | Bonga | ** | CO/M | 0.21 | — | — | 147 | PI | — | — | 282 | PT | — | — | 486 | PT |
| 13. | Cachimbo | | PE | 0.59 | 216 | PT | 198 | PT | — | — | — | — | 487 | PT | 472 | PT |
| 14. | Caimitillo | | EC | 0.75 | 110 | PI/PT | 96 | PI/PT | 132 | PT | 119 | PP/PT | 293 | PI | 238 | PI |
| 15. | Caimito colorado | ** | CO/M | 0.68 | — | — | 93 | PN/PI | — | — | 121 | PP | — | — | 176 | PI/PP |
| 16. | Canime | ** | CO/M | 0.49 | — | — | 153 | PT | — | — | 192 | PP | — | — | 197 | PI |
| 17. | Caracolí | ** | CO/M | 0.34 | — | — | 119 | PI | — | — | 290 | PP | — | — | 232 | PI |
| 18. | Carapa | | VE | 0.56 | 55 | PP/PI | 17 | PN | 170 | PT/PI | 50 | PP/PI | 221 | PT | 56 | PP/PI |
| 19. | Carbonero | ** | CO/M | 0.59 | — | — | 189 | PT | — | — | 219 | PT | — | — | 401 | PT |
| 20. | Carne asada | | VE | 0.55 | 174 | PT/PI | 105 | PT/PI | 220 | PT | 136 | PT | 412 | PT | 412 | PT |
| 21. | Carrá | | CO/M | 0.51 | 258 | PT | 252 | PT | 283 | PT | 317 | PT | 379 | PT | 374 | PT |
| 22. | Casho moena | | PE | 0.53 | 63 | PI | 19 | PN | — | — | — | — | 102 | PI | 81 | PI |
| 23. | Catahua | | PE | 0.41 | 62 | PI | 36 | PI | — | — | — | — | 187 | PT | 140 | PP |
| 24. | Chanul | | CO/M | 0.69 | 124 | PT/PI | 99 | PP/PT | 111 | PI/PT | 86 | PI | 344 | PI/PT | 309 | PI |
| 25. | Chanul | | EC | 0.67 | 140 | PT | 129 | PP/PT | 143 | PT | 97 | PI/PT | 332 | PI/PT | 242 | PI/PT |
| 26. | Chaquiro | | CO/M | 0.69 | 76 | PI/PT | 64 | PI | 75 | PI | 84 | PI | 288 | PT | 196 | PI/PT |
| 27. | Charo amarillo | | VE | 0.65 | 191 | PT/PI | 111 | PP | 233 | PT | 233 | PT | 315 | PT | 315 | PT |
| 28. | Chimi | | EC | 0.63 | 169 | PI/PT | 164 | PT | 179 | PI/PT | 168 | PI | 463 | PT | 406 | PI/PT |
| 29. | Chimicua | | PE | 0.71 | 168 | PT | 150 | PT | — | — | — | — | 490 | PT | 498 | PT |
| 30. | Chupón rosado | | VE | 0.67 | 111 | PT/PI | 29 | PN | 225 | PT | 64 | PP/PI | 298 | PT | 44 | PN |
| 31. | Cocuelo | ** | CO/M | 0.35 | — | — | 298 | PI | — | — | 384 | PT | — | — | 381 | PT |
| 32. | Copaiba | | PE | 0.61 | 139 | PP | 69 | PP | — | — | — | — | 350 | PT | 81 | PI |
| 33. | Coquino | + | BO | 0.62 | — | — | 120 | PI/PP | — | — | — | — | — | — | 388 | PI/PT |
| 34. | Cuángare | | CO/B | 0.33 | 185 | PT | 181 | PP | 340 | PT | 382 | PT | 402 | PT | 401 | PI |
| 35. | Curupau | + | BO | 0.86 | — | — | 66 | PN | — | — | — | — | — | — | 89 | PP/PN |
| 36. | Diablo fuerte | | PE | 0.53 | 225 | PT | 128 | PT | — | — | — | — | 575 | PT | 566 | PT |
| 37. | Dormilón | | CO/B | 0.44 | 93 | PI | 49 | PN | 206 | PT | 123 | PI/PN | 167 | PI/PT | 114 | PI |

## TABLA 2.4 CARACTERISTICAS DE ABSORCION Y PENETRACION DE PRESERVANTES DE LA MADERA DE ALBURA Y DURAMEN DE 105 ESPECIES DE LA SUBREGION (CONT.)

| | ESPECIE | | País | Densidad Básica (gr/cm³) | Baño Caliente-Frío-Penta | | | | Vacío Presión - Penta* | | | | Vacío-Presión-Sal C.C.A. | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Albura | | Duramen | | Albura | | Duramen | | Al Albura | | Duramen | |
| | | | | | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. |
| | | | | | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo |
| 38. | Estoraque | | PE | 0.78 | 45 | PI | 22 | PN | — | — | — | — | 155 | PI | 48 | PN |
| 39. | Eucalipto | | EC | 0.55 | 32 | PP/PN | 27 | PN | 47 | PP | 41 | PN/PE | 117 | PT | 65 | PN |
| 40. | Fernansánchez | | EC | 0.54 | 63 | PP/PI | 33 | PP | 133 | PP | 122 | PP | 138 | PP/PI | 72 | PP |
| 41. | Guayabochi | + | BO | 0.74 | — | — | 85 | PP/PT | — | — | — | — | — | — | 280 | PP/PI |
| 42. | Guayabón | | VE | 0.64 | 117 | PT | 94 | PP/PI | 319 | PT | 319 | PT | 444 | PT | 444 | PT |
| 43. | Guayacán pechiche | | EC | 0.76 | 52 | PP/PN | 6 | PN | 28 | PN/PI | 7 | PN | 34 | PN/PI | 16 | PN |
| 44. | Hobo colorado | | CO/M | 0.31 | — | — | 240 | PT | — | — | 368 | PT | — | — | 480 | PT |
| 45. | Huayruro | | PE | 0.61 | 61 | PI | 34 | PN | — | — | — | — | 348 | PP | 167 | PI |
| 46. | Huimba | | PE | 0.57 | 146 | PT | 130 | PI | — | — | — | — | 503 | PT | 438 | PT |
| 47. | Jíbaro | | EC | 0.37 | 104 | PI | 88 | PI | 221 | PI | 137 | PI | 194 | PI | 132 | PI |
| 48. | Kaqui | + | BO | 0.48 | — | — | 225 | PP/PT | — | — | — | — | — | — | 659 | PT |
| 49. | Laguno | | EC | 0.36 | 151 | PI | 144 | PI/PT | 160 | PI | 137 | PI | 373 | PT | 348 | PT |
| 50. | Macharé | | CO/B | 0.58 | — | — | 24 | PN | 51 | PT | 69 | PP | 107 | PT | 82 | PN/PP |
| 51. | Manchinga | | PE | 0.68 | 236 | PT | 181 | PT | — | — | — | — | 475 | PT | 450 | PT |
| 52. | Mapajo | + | BO | 0.52 | — | — | 217 | PT | — | — | — | — | — | — | 582 | PT |
| 53. | Maquizapa ñagcha | | PE | 0.29 | 232 | PT | 210 | PT | — | — | — | — | 589 | PT | 546 | PT |
| 54. | Marupa | | PE | 0.36 | 307 | PT | 297 | PT | — | — | — | — | 676 | PT | 669 | PT |
| 55. | Mascarey | | EC | 0.59 | 153 | PI | 107 | PI | 133 | PP/PI | 109 | PI | 275 | PI | 248 | PI |
| 56. | Mijao | | VE | 0.36 | 224 | PT | 19 | PN | 471 | PT | 26 | PN | 606 | PT | 58 | PN |
| 57. | Moena negra | | PE | 0.42 | 63 | PI | 14 | PN | — | — | — | — | 83 | PI | 52 | PI |
| 58. | Mora | ** | CO/M | 0.46 | — | — | 117 | PI/PN | — | — | 140 | PN | — | — | 221 | PP/PN |
| 59. | Mora | | VE | 0.79 | 43 | PP/PI | 12 | PN | 119 | PP/PI | 48 | PN | 300 | PT | 46 | PN |
| 60. | Moral fino | | EC | 0.71 | 24 | PI/PP | 4 | PN | 23 | PI/PN | 6 | PN | 78 | PP/PN | 22 | PN |
| 61. | Mureillo | | VE | 0.48 | 204 | PT | 74 | PP/PI | 339 | PT | 339 | PT | 492 | PT | 492 | PT |
| 62. | Mururé | + | BO | 0.62 | — | — | 12 | PN | — | — | — | — | — | — | 124 | PI |
| 63. | Nato | | CO/B | 0.68 | 87 | PI/PT | 46 | PN | 128 | PI/PT | 39 | PI/PP | 221 | PI | 104 | PI |
| 64. | Negrillo | + | BO | 0.48 | — | — | 82 | PI | — | — | — | — | — | — | 447 | PI/PP |
| 65. | Ochoó | + | BO | 0.48 | — | — | 163 | PP/PT | — | — | — | — | — | — | 558 | PT |
| 66. | Uloroso | | CO/B | 0.69 | 106 | PP | 78 | PP | 92 | PI/PT | 92 | PT | 370 | PI/PT | 363 | PT |
| 67. | Pacay | + | BO | 0.51 | — | — | 138 | PT | — | — | — | — | — | — | 530 | PI/PT |
| 68. | Pacora | | EC | 0.54 | 143 | PP/PI | 139 | PT/PI | 164 | PI | 149 | PI | 409 | PT | 231 | PI |
| 69. | Palo maría | + | BO | 0.55 | — | — | 23 | PI/PP | — | — | — | — | — | — | 94 | PP/PI |
| 70. | Palo sangre amarillo | | PE | 0.68 | 194 | PT | 145 | PT | — | — | — | — | 409 | PT | 363 | PT |
| 71. | Palo sangre negro | | PE | 0.73 | 92 | PP | 17 | PN | — | — | — | — | 210 | PP | 101 | PI |
| 72. | Panguana | | PE | 0.49 | 273 | PT | 220 | PT | — | — | — | — | 545 | PT | 501 | PT |
| 73. | Pantano | | CO/B | 0.63 | 136 | PT | 114 | PI | 135 | PI/PT | 128 | PT | 339 | PI/PT | 316 | PI |
| 74. | Pardillo amarillo | | VE | 0.65 | 93 | PP/PI | 34 | PN | 183 | PT/PI | 97 | PP | 238 | PT | 106 | PN |

## TABLA 2.4 CARACTERISTICAS DE ABSORCION Y PENETRACION DE PRESERVANTES DE LA MADERA DE ALBURA Y DURAMEN DE 105 ESPECIES DE LA SUBREGION (CONT.)

| | ESPECIE | | País | Densidad Básica (gr/cm³) | Baño Caliente-Frío-Penta | | | | Vacío Presión - Penta* | | | | Vacío-Presión-Sal C.C.A. | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Albura | | Duramen | | Albura | | Duramen | | Albura | | Duramen | |
| | | | | | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. | Abs. | Pen. |
| | | | | | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo | l/m³ | Tipo |
| 75. | Perhuétamo | | VE | 0.78 | 118 | PT/PI | 48 | PP | 152 | PT/PI | 84 | PP/PI | 299 | PT | 75 | PP/PI |
| 76. | Piaste | | EC | 0.44 | 76 | PI | 70 | PI | 183 | PP/PT | 154 | PP/PI | 172 | PP | 102 | PP |
| 77. | Pino insigne | | EC | 0.40 | 239 | PT | 788 | PT/PI | 469 | PT | 358 | PT | 598 | PT | 586 | PT |
| 78. | Pituca | | EC | 0.52 | 74 | PI/PP | 26 | PN | 172 | PP/PI | 72 | PI/PN | 289 | PP | 116 | PP |
| 79. | Plumero | + | BO | 0.50 | — | — | 70 | PI | — | — | — | — | — | — | 292 | PP/PI |
| 80. | Pumaquiro | | PE | 0.67 | 129 | PP | 124 | PP | — | — | — | — | 333 | PT | 330 | PT |
| 81. | Púnula | | CO/M | 0.45 | — | — | 282 | PP | — | — | 370 | PT | — | — | 362 | PT |
| 82. | Romerillo azuceno | | EC | 0.45 | 282 | PT | 266 | PT | 364 | PT | 364 | PT | 586 | PT | 574 | PT |
| 83. | Romerillo fino | | EC | 0.58 | 237 | PT | 232 | PT | 308 | PT/PP | 272 | PT | 502 | PT | 475 | PT/PI |
| 84. | Sajo | | CO/B | 0.38 | 184 | PT | 170 | PT | 247 | PT | 230 | PT | 472 | PT | 490 | PT |
| 85. | Samán | | VE | 0.48 | 125 | PT | 33 | PN | 180 | PT | 136 | PP | 250 | PT | 50 | PN |
| 86. | Sande | | CO/B | 0.42 | 231 | PT | 272 | PT | 317 | PT | 378 | PT | 424 | PI | 469 | PI/PT |
| 87. | Sande | | EC | 0.41 | 374 | PT | 308 | PT/PI | 401 | PT | 392 | PT | 524 | PT/PP | 514 | PT/PP |
| 88. | Sangre de drago | | VE | 0.58 | 137 | PT | 137 | PT | 256 | PT | 250 | PT | 459 | PT | 459 | PT |
| 89. | Sangre de toro | + | BO | 0.57 | — | — | 228 | PT | — | — | — | — | — | — | 571 | PT |
| 90. | Saqui saqui | | VE | 0.41 | 224 | PT | 9 | PN | 424 | PT | 24 | PN | 520 | PT | 6 | PN |
| 91. | Sebo | | CO/B | 0.36 | 226 | PP/PT | 221 | PP | 340 | PT | 383 | PT | 409 | PI/PT | 413 | PI |
| 92. | Seique | | EC | 0.37 | 71 | PI | 50 | PI/PN | 167 | PI | 103 | PI | 123 | PI | 69 | PI/PP |
| 93. | Serebó | + | BO | 0.36 | — | — | 183 | PI/PT | — | — | — | — | — | — | 368 | PP/PI |
| 94. | Soroga | | CO/B | 0.37 | 90 | PP | 107 | PI | 219 | PT | 182 | PI | 335 | PT | 309 | PT |
| 95. | Sun sun | | VE | 0.36 | 170 | PT/PI | 133 | PP/PI | 290 | PT | 290 | PT | 483 | PT | 483 | PT |
| 96. | Tachoré | + | BO | 0.37 | — | — | 295 | PT | — | — | — | — | — | — | 670 | PT |
| 97. | Tangama | | EC | 0.34 | 76 | PI | 53 | PI | 193 | PI | 145 | PP | 218 | PP/PI | 172 | PP/PI |
| 98. | Tangare | | CO/B | 0.49 | 44 | PP | 52 | PP | 115 | PI | 70 | PI | 265 | PT | 147 | PN/PI |
| 99. | Tornillo | | PE | 0.45 | 62 | PI | 32 | PN | — | — | — | — | 104 | PI | 103 | PI |
| 100. | Uschaquiro | | PE | 0.39 | 73 | PI | 50 | PI | — | — | — | — | 330 | PI | 257 | PI |
| 101. | Verdolago | + | BO | 0.65 | — | — | 135 | PP/PI | — | — | — | — | — | — | 482 | PT |
| 102. | Virola | | VE | 0.38 | 258 | PT/PI | 258 | PI/PT | 471 | PT | 471 | PT | 462 | PT | 462 | PT |
| 103. | Yesquero | + | BO | 0.59 | — | — | 155 | PP/PT | — | — | — | — | — | — | 620 | PT |
| 104. | Yumbingue | | EC | 0.61 | 101 | PI | 54 | PI | 189 | PP/PT | 120 | PI/PP | 241 | PI | 151 | PI |
| 105. | Zapatero | | VE | 0.89 | 63 | PP/PI | 5 | PN | 81 | PT/PI | 13 | PN | 110 | PT | 14 | PN |

* Bolivia y Perú no realizaron tratamientos por vacío - presión con Penta, por no contar con equipo apropiado en la fecha de ejecución de los ensayos.

** Las especies de Medellín incluyen madera de albura y duramen con predominancia de este último.

\+ No se ha diferenciado entre albura y duramen. Los resultados se consignan en la columna duramen.

## TABLA 2.5 INDICES DE PERMEABILIDAD RELATIVA EN ALBURA Y DURAMEN PARA 105 ESPECIES DE LA SUBREGION

| | ESPECIE | País | Densidad Básica (gr/cm³) | PERMEABILIDAD | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Baño-Caliente-Frío-Penta | | Vacío-Presión-Penta | | Vacío-Presión C.C.A. | |
| | | | | Albura | Duramen | Albura | Duramen | Albura | Duramen |
| 1. | Aceite cabimo | VE | 0.56 | P | I | P | I | P | I |
| 2. | Aceite mario | CO/B | 0.46 | MP | EP | P | P | P | MP |
| 3. | Ajo ajo | BO | 0.52 | — | P | — | — | — | P |
| 4. | Algarrobo | VE | 0.76 | P | I | P | I | P | I |
| 5. | Almendrillo | BO | 0.80 | — | I | — | — | — | EP |
| 6. | Almendro | PE | 0.65 | I | I | — | — | EP | I |
| 7. | Apamate | VE | 0.55 | MP | MP | P | P | P | P |
| 8. | Bálsamo | COL/M | 0.82 | — | EP | — | EP | — | MP |
| 9. | Baramán | VE | 0.51 | P | EP | P | EP | P | MP |
| 10. | Bibosi | BO | 0.50 | — | P | — | — | — | P |
| 11. | Blanquillo | BO | 0.77 | — | MP | — | — | — | P |
| 12. | Bonga | CO/M | 0.21 | — | MP | — | P | — | P |
| 13. | Cachimbo | PE | 0.59 | P | P | — | — | P | P |
| 14. | Caimitillo | EC | 0.75 | MP | MP | MP | MP | P | P |
| 15. | Caimito colorado | CO/M | 0.68 | — | MP | — | MP | — | P |
| 16. | Canime | CO/M | 0.49 | — | P | — | P | — | P |
| 17. | Caracolí | CO/M | 0.34 | — | MP | — | P | — | P |
| 18. | Carapa | VE | 0.56 | EP | I | P | EP | P | EP |
| 19. | Carbonero | CO/M | 0.59 | — | P | — | P | — | P |
| 20. | Carne asada | VE | 0.55 | P | MP | P | MP | P | P |
| 21. | Carrá | CO/B | 0.51 | P | P | P | P | P | P |
| 22. | Casho moena | PE | 0.53 | EP | I | — | — | MP | EP |
| 23. | Catahua | PE | 0.41 | EP | I | — | — | P | MP |
| 24. | Chanul | CO/B | 0.69 | MP | EP | MP | EP | P | P |
| 25. | Chanul | EC | 0.67 | MP | MP | MP | EP | P | P |
| 26. | Chaquiro | CO/B | 0.69 | EP | EP | EP | EP | P | P |
| 27. | Charo amarillo | VE | 0.65 | P | MP | P | P | P | P |
| 28. | Chimi | EC | 0.63 | P | P | P | P | P | P |
| 29. | Chimicua | PE | 0.71 | P | MP | — | — | P | P |
| 30. | Chupón rosado | VE | 0.67 | MP | I | P | EP | P | I |
| 31. | Cocuelo | CO/M | 0.35 | — | P | — | P | — | P |
| 32. | Copaiba | PE | 0.61 | MP | EP | — | — | P | EP |
| 33. | Coquino | BO | 0.62 | — | MP | — | — | — | P |
| 34. | Cuángare | CO/B | 0.33 | P | P | P | P | P | P |
| 35. | Curupau | BO | 0.86 | — | EP | — | — | — | P |
| 36. | Diablo fuerte | PE | 0.53 | P | MP | — | — | P | P |
| 37. | Dormilón | CO/B | 0.44 | EP | I | P | MP | P | MP |

## TABLA 2.5 INDICES DE PERMEABILIDAD RELATIVA EN ALBURA Y DURAMEN PARA 105 ESPECIES DE LA SUBREGION (CONT.)

| ESPECIE | País | Densidad Básica ($gr/cm^3$) | PERMEABILIDAD | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Baño-Caliente-Frío-Penta | | Vacío-Presión-Penta | | Vacío-Presión C.C.A. | |
| | | | Albura | Duramen | Albura | Duramen | Albura | Duramen |
| 38. Estoraque | PE | 0.78 | I | I | — | — | P | I |
| 39. Eucalipto | EC | 0.55 | I | I | I | I | MP | I |
| 40. Fernánsánchez | EC | 0.54 | EP | I | MP | MP | MP | EP |
| 41. Guayabochi | BO | 0.74 | — | EP | — | — | — | MP |
| 42. Guayabón | VE | 0.64 | MP | EP | P | P | P | P |
| 43. Guayacán pechiche | EC | 0.76 | EP | I | I | I | I | I |
| 44. Hobo colorado | CO/M | 0.31 | — | P | — | P | — | P |
| 45. Huayruro | PE | 0.61 | EP | I | — | — | P | P |
| 46. Huimba | PE | 0.57 | MP | MP | — | — | P | P |
| 47. Jíbaro | EC | 0.37 | MP | EP | P | MP | P | MP |
| 48. Kaqui | BO | 0.48 | — | P | — | — | — | P |
| 49. Laguno | EC | 0.36 | P | MP | P | MP | P | P |
| 50. Macharé | CO/B | 0.58 | — | I | EP | EP | P | EP |
| 51. Manchinga | PE | 0.68 | P | P | — | — | P | P |
| 52. Mapajo | BO | 0.52 | — | P | — | — | — | P |
| 53. Maquizapa ñagcha | PE | 0.29 | P | P | — | — | P | P |
| 54. Marupa | PE | 0.36 | P | P | — | — | P | P |
| 55. Mascarey | EC | 0.59 | P | MP | MP | MP | P | P |
| 56. Mijao | VE | 0.36 | P | I | P | I | P | EP |
| 57. Moena negra | PE | 0.42 | EP | I | — | — | EP | EP |
| 58. Mora | CO/M | 0.46 | — | MP | — | MP | — | P |
| 59. Mora | VE | 0.79 | I | I | MP | I | P | I |
| 60. Moral fino | EC | 0.71 | I | I | I | I | EP | I |
| 61. Mureillo | VE | 0.48 | P | EP | P | P | P | P |
| 62. Mururé | BO | 0.62 | — | I | — | — | — | MP |
| 63. Nato | CO/B | 0.63 | EP | I | MP | I | P | MP |
| 64. Negrillo | BO | 0.43 | — | EP | — | — | — | MP |
| 65. Ochoó | BO | 0.43 | — | P | — | — | — | P |
| 66. Oloroso | CO/B | 0.69 | MP | EP | EP | EP | P | P |
| 67. Pacay | BO | 0.51 | — | MP | — | — | — | P |
| 68. Pacora | EC | 0.54 | MP | MP | P | MP | P | P |
| 69. Palo maría | BO | 0.55 | — | I | I | — | — | EP |
| 70. Palo sangre amarillo | PE | 0.68 | P | MP | — | — | P | P |
| 71. Palo sangre negro | PE | 0.73 | EP | I | — | — | P | MP |
| 72. Panguana | PE | 0.49 | P | P | — | — | P | P |
| 73. Pantano | CO/B | 0.63 | MP | MP | MP | MP | P | P |
| 74. Pardillo amarillo | VE | 0.65 | EP | I | P | EP | P | MP |

## TABLA 2.5 INDICES DE PERMEABILIDAD RELATIVA EN ALBURA Y DURAMEN PARA 105 ESPECIES DE LA SUBREGION (CONT.)

| ESPECIE | País | Densidad Básica ($gr/cm^3$) | PERMEABILIDAD | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Baño-Caliente-Frío-Penta | | Vacío-Presión-Penta | | Vacío-Presión C.C.A. | |
| | | | Albura | Duramen | Albura | Duramen | Albura | Duramen |
| 75. Perhuétamo | VE | 0.78 | MP | I | P | EP | P | EP |
| 76. Piaste | EC | 0.44 | EP | EP | P | P | P | MP |
| 77. Pino insigne | EC | 0.40 | P | P | P | P | P | P |
| 78. Pituca | EC | 0.52 | EP | I | P | EP | P | MP |
| 79. Plumero | BO | 0.50 | — | EP | — | — | — | MP |
| 80. Pumaquiro | PE | 0.67 | MP | MP | — | — | P | P |
| 81. Púnula | CO/M | 0.45 | — | P | — | P | — | P |
| 82. Romerillo azuceno | EC | 0.45 | P | P | P | P | P | P |
| 83. Romerillo fino | EC | 0.58 | P | P | P | P | P | P |
| 84. Sajo | CO/B | 0.38 | P | P | P | P | P | P |
| 85. Samán | VE | 0.48 | MP | I | P | MP | P | EP |
| 86. Sande | CO/B | 0.42 | P | P | P | P | P | P |
| 87. Sande | EC | 0.41 | P | P | P | P | P | P |
| 88. Sangre de drago | VE | 0.58 | MP | MP | P | P | P | P |
| 89. Sangre de toro | BO | 0.57 | — | P | — | — | — | P |
| 90. Saqui saqui | VE | 0.41 | P | I | P | I | P | I |
| 91. Sebo | CO | 0.36 | P | P | P | P | P | P |
| 92. Seique | EC | 0.37 | EP | EP | P | MP | MP | EP |
| 93. Serebó | BO | 0.36 | — | P | — | — | — | MP |
| 94. Soroga | CO/B | 0.37 | EP | MP | P | P | P | P |
| 95. Sun sun | VE | 0.36 | P | MP | P | P | P | P |
| 96. Tachoré | CO | 0.37 | — | P | — | — | — | P |
| 97. Tangama | EC | 0.34 | EP | EP | P | MP | P | P |
| 98. Tangaré | CO/B | 0.49 | I | EP | MP | EP | P | MP |
| 99. Tornillo | PE | 0.45 | EP | I | — | — | MP | MP |
| 100. Ucshaquiro | PE | 0.39 | EP | EP | — | — | P | P |
| 101. Verdolago | BO | 0.65 | — | MP | — | — | — | P |
| 102. Virola | VE | 0.38 | P | P | P | P | P | P |
| 103. Yesquero | BO | 0.57 | — | P | — | — | — | P |
| 104. Yumbingue | EC | 0.61 | MP | EP | P | MP | P | P |
| 105. Zapatero | VE | 0.89 | EP | I | EP | I | MP | I |

3.1 El Material de Construcción

- 3.1.1 Comercialización de la Madera
- 3.1.2 Escuadrías o Secciones Preferenciales PADT–REFORT
- 3.1.3 Dimensiones Comerciales y Dimensiones Reales

3.2 Madera de Construcción no Estructural

- 3.2.1 Clasificación General
- 3.2.2 Usos Según Densidades
- 3.2.3 Dimensiones y Tolerancias
- 3.2.4 Contenido de Humedad
- 3.2.5 Durabilidad Natural y Preservación
- 3.2.6 Requisitos de Calidad
  - 3.2.6.1 Requisitos Generales
  - 3.2.6.2 Madera para Puertas, Ventanas y Muebles Fijos
  - 3.2.6.3 Madera para Pisos
  - 3.2.6.4 Madera para Molduras y Forros

3.3 Madera de Construcción Estructural

- 3.3.1 Requisitos Generales
- 3.3.2 Contenido de Humedad
- 3.3.3 Durabilidad Natural y Preservación

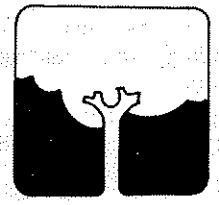
3.4 Clasificación Visual por Defectos para Madera Estructural

- 3.4.1 Defectos Relativos a la Constitución Anatómica
- 3.4.2 Defectos Relativos al Ataque de Agentes Biológicos
- 3.4.3 Defectos Originados durante el Apeo, Transporte y Almacenamiento
- 3.4.4 Defectos Originados durante el Secado
- 3.4.5 Defectos Originados durante el Aserrío
- 3.4.6 Control de Defectos
- 3.4.7 Norma de Clasificación Visual

3.5 Agrupación de Maderas Tropicales en Grupos Estructurales

3.6 Tolerancias

- 3.6.1 Tolerancias en la Habilitación de Piezas
- 3.6.2 Tolerancias en la Fabricación o Construcción de Componentes



# 3
# La Madera como Material de Construcción

## 3.1 EL MATERIAL DE CONSTRUCCION

La madera es el único material con que puede construirse íntegramente una vivienda. Lógicamente con el desarrollo de materiales complementarios hay buena cantidad de componentes de la misma que resultan más económicos fabricados de otros materiales, los servicios principalmente. Sin embargo no deja de ser cierto lo antes mencionado y puede resultar conveniente en localidades cercanas a las zonas de producción de madera.

Dentro de una vivienda o construcción liviana a base de madera deben distinguirse dos categorías de material. En una primera se encuentra todo aquel empleado con fines resistentes, principalmente el usado para entramados de muros, techos, pisos elevados, columnas, que constituyen la **estructura** de la edificación. En otra categoría se encuentra el material usado para revestimientos, puertas, ventanas, muebles, que no está destinado a resistir cargas importantes. Los requisitos para la madera de estas categorías son por consiguiente diferentes. En lo que sigue se denomina: Madera Estructural o Madera de Construcción Estructural a la primera, y Madera No Estructural o Madera de Construcción No Estructural a la segunda.

### 3.1.1 Comercialización de la Madera

La madera se emplea tal como se la obtiene del árbol. Excepto aquel caso en que se realiza un secado artificial y eventualmente la impregnación con preservantes, el único proceso que sufre es el cortado con herramientas manuales o mecánicas.

La madera aserrada es el producto final obtenido luego de cortar la troza del árbol longitudinalmente hasta convertirla en un conjunto de piezas esbeltas de sección transversal rectangular. Para que sus caras y cantos sean paralelos, perpendiculares y lisos las piezas son generalmente cepilladas.

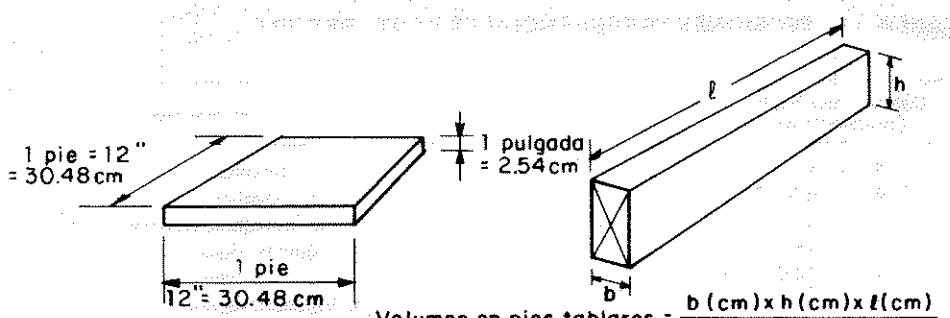
La madera se comercializa por volumen siendo la cubicación cuantificada en metros cúbicos ($m^3$) –y en varios Países Andinos– pies cuadrados o pies tablares. Esta última equivale a una pieza cuadrada de doce pulgadas de lado (1 pie) y una pulgada de espesor. (Fig. 3.1). Un metro cúbico equivale a casi 424 pies tablares.

El precio de los tableros a base de madera se cotiza por metro cuadrado ($m^2$) para un determinado espesor, o también por pie cuadrado en aquellos países o regiones que usan estas unidades.

Las molduras se comercializan por metro lineal.

### 3.1.2 Escuadrías o Secciones Preferenciales PADT–REFORT

La necesidad de contar con un grupo de escuadrías con dimensiones estandarizadas apropiadas para la construcción y el diseño con madera ha dado origen a las denominadas secciones preferenciales que se presentan en esta sección.




1 pie tablar ( p.t.) o pie cuadrado
( p.t.= 30.48 cm x 30.48 x 2.54 cm = 2360 $cm^3$ )

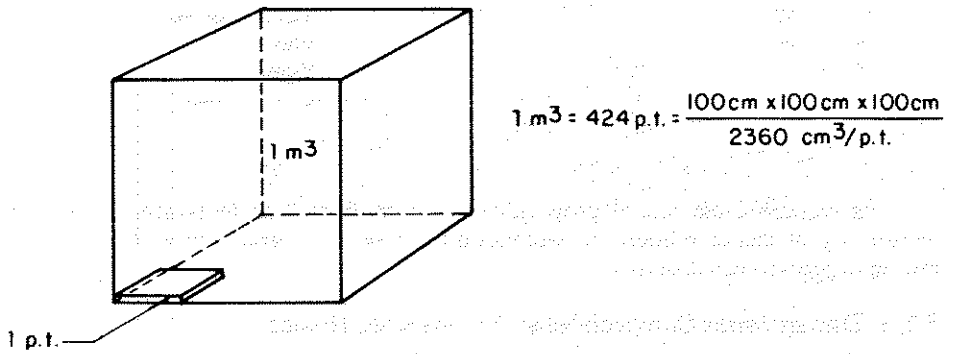



Figura 3.1 Unidades para comercializar madera

En la identificación de las mismas se han tenido en cuenta factores como: (1)

- eficiencia de las formas estructurales
- adaptabilidad al mercado actual
- facilidad de obtención de unas a partir de las otras
- satisfacer la necesidad de contar con un número adecuado de escuadrías para construcción de viviendas y construcciones pequeñas que puedan normalizarse a través de la aceptación de los propios usuarios.

Las dimensiones de estas secciones transversales se refieren a las dimensiones finales mínimas de piezas de madera aserrada y seca. Para conseguirlas los productores y aserraderos deben considerar las contracciones de secado.

La Tabla 3.1 contiene las dimensiones de las secciones preferenciales PADT–REFORT así como el uso más frecuente que puede asignárseles.

**TABLA 3.1 SECCIONES PREFERENCIALES PADT--REFORT**

| Dimensiones b x h (centímetros) | Uso más frecuente |
|---|---|
| 4 x 4 | Pie--derechos |
| 4 x 6.5 | Pie--derechos, viguetas |
| 4 x 9 | Pie--derechos, viguetas, columnas |
| 4 x 14 | Viguetas, vigas |
| 4 x 16.5 | Viguetas, vigas |
| 4 x 19 | Viguetas, vigas |
| 4 x 24 | Viguetas, vigas |
| 6.5 x 6.5 | Columnas |
| 6.5 x 9 | Columnas, vigas |
| 9 x 9 | Columnas |
| 9 x 14 | Columnas, vigas |
| 9 x 19 | Vigas |
| 9 x 24 | Vigas |
| 9 x 29 | Vigas |
| 14 x 14 | Columnas |
| 14 x 19 | Vigas, columnas |
| 14 x 24 | Vigas |
| 14 x 29 | Vigas |

Es recomendable que el proyectista se limite, dentro de lo posible, al uso de estas secciones y al menor número de seciones diferentes para lograr mayor eficiencia y economía en el proceso constructivo.

### 3.1.3 Dimensiones Comerciales y Dimensiones Reales

Debido al proceso de cortes sucesivos y cepillado, las piezas de madera experimentan disminuciones progresivas en las dimensiones de su sección transversal, haciendo diferentes las medidas iniciales -denominadas nominales o equivalentes comerciales- y aquellas que finalmente presenta.

La comercialización de la madera se realiza por lo general en función de las dimensiones iniciales, o sea de las nominales, y que únicamente se utilizan para la determinación del volumen facturado al comprador, ya que finalmente las dimensiones resultantes son menores. La diferencia es originada además de las pérdidas por corte y cepillado, por las contracciones naturales de la pieza debidas a la disminución del contenido de humedad durante el secado. Las dimensiones reales de la escuadría son las que se usan en el diseño y las que deben tener al momento de la construcción. (Fig. 3.2).

En los Países Andinos no ha habido uniformidad en las dimensiones obtenidas en las escuadrías al referirse a determinadas dimensiones nominales. Es decir, pedir una pieza de ciertas dimensiones a distintos proveedores resulta por lo general en distintas dimensiones. Se hace necesario por consiguiente establecer una correspondencia única a fin de que mientras en el comercio se sigan usando dimensiones nominales teóricas, la dimensión real finalmente obtenida sea siempre la misma -con las tolerancias especificadas.

En correspondencia con el grupo de secciones preferenciales que se presentan en la Secc. 3.1.2 se han adoptado unas dimensiones que se refieren a los equivalentes en el lenguaje comercial para las zonas y países donde se usa todavía el sistema inglés. Las dimensio-

nes reales solamente se consideran en unidades métricas (cm) ya que se espera una pronta generalización en su aceptación por parte de los usuarios.

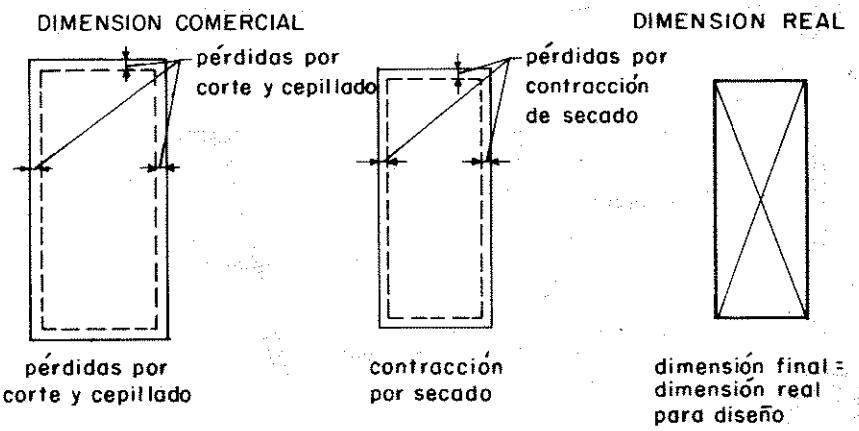



Figura 3.2 Dimensiones comerciales y reales de la escuadría (sección transversal)

## TABLA 3.2 DIMENSIONES REALES Y EQUIVALENTES COMERCIALES

| Dimensión Real b x h (cm) | Equivalente Comercial b x h (pulgadas) |
|---|---|
| 4 x 4 | 2 x 2 |
| 4 x 6.5 | 2 x 3 |
| 4 x 9 | 2 x 4 |
| 4 x 14 | 2 x 6 |
| 4 x 16.5 | 2 x 7 |
| 4 x 19 | 2 x 8 |
| 4 x 24 | 2 x 10 |
| 6.5 x 6.5 | 3 x 3 |
| 6.5 x 9 | 3 x 4 |
| 9 x 9 | 4 x 4 |
| 9 x 14 | 4 x 6 |
| 9 x 19 | 4 x 8 |
| 9 x 24 | 4 x 10 |
| 9 x 29 | 4 x 12 |
| 14 x 14 | 6 x 6 |
| 14 x 19 | 6 x 8 |
| 14 x 24 | 6 x 10 |
| 14 x 29 | 6 x 12 |

Para espesores de tablas de revestimiento se considera que 1" (una pulgada) teórica o comercial puede equivaler a 2 cm de espesor real, aunque estas piezas deben obtenerse cortando otras mayores directamente a esta dimensión y no por subdivisión de escuadrías de 4 cm de ancho por ejemplo, ya que por el corte y cepillado se obtendría una dimensión menor de 2 cm.

## 3.2 MADERA DE CONSTRUCCION NO ESTRUCTURAL

Las recomendaciones que se presentan a continuación son aplicables a toda aquella madera que no forma parte de la estructura de la edificación y que requiere de requisitos apropiados a su función.

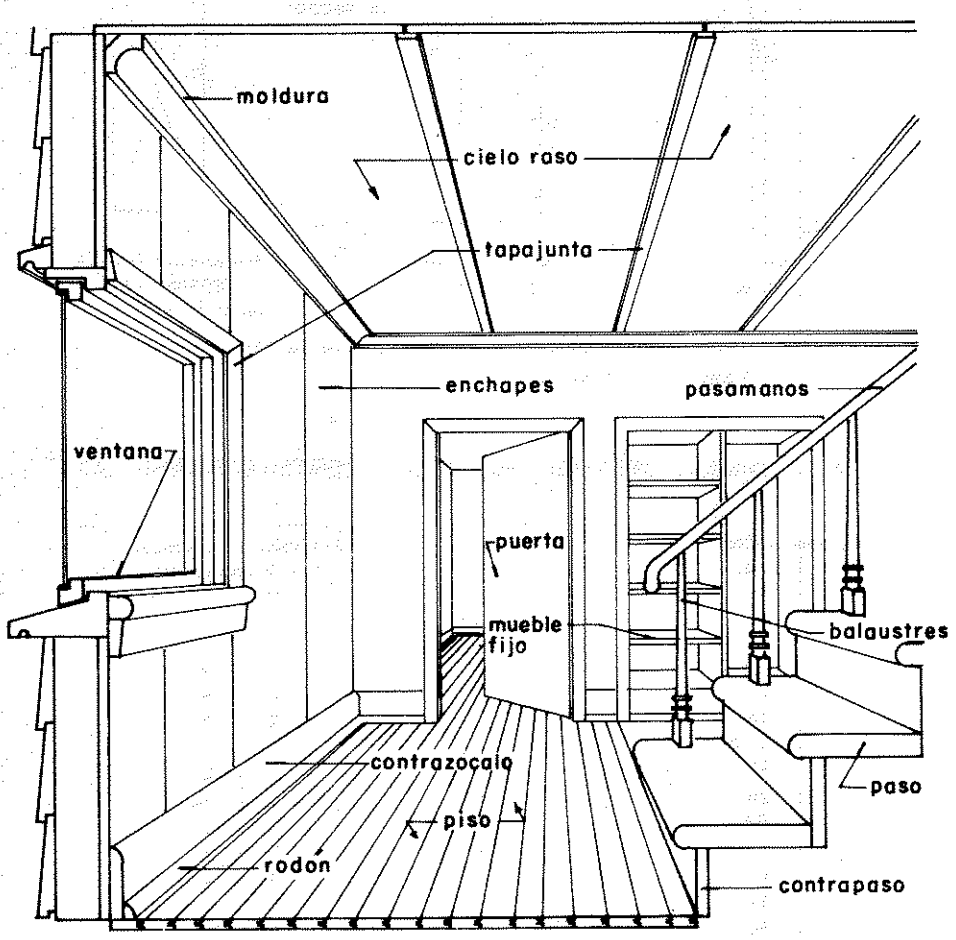



**Figura 3.3 Madera de construcción no estructural**

### 3.2.1 Clasificación General

La madera de uso no estructural puede presentarse básicamente en dos formas dentro de una construcción.

a) Madera Vista.
Cuyas características de calidad son más estrictas, de buena apariencia, y en general limpia de defectos. Llevará un acabado transparente o al natural.

b) Madera Cubierta o No Vista.
Será pintada o cubierta por barnices opacos, pintura u otros materiales tales como maderas y enchapes. Por ello la madera puede ser de menor calidad por apariencia y se permiten algunos defectos.

### 3.2.2 Usos según Densidades

a) Madera Dura o Pesada.
Comprende a las maderas pesadas y muy pesadas con densidades entre 0.8 gr/cm$^3$ y 1.12 gr/cm$^3$ al 15 por ciento de contenido de humedad.
Durabilidad natural alta (excepto albura).
No necesitan tratamiento preservador.

Generalmente se las usa como pisos (entablado, parquetería, machihembrado, etc.), como pasos de escaleras, elementos torneados (balaustrada, baranda y pasamanos) y en forma de láminas como enchapes.

b) Madera Medianamente Dura.
Incluye a las maderas medianas o medianamente pesadas.
Densidad entre 0.72 a 0.88 gr/cm$^3$.

Algunas se pueden considerar maderas pesadas pero su durabilidad natural no es muy alta en condiciones tropicales, por lo tanto se recomienda usarlas con tratamiento preservador.

Usadas generalmente en carpintería de obra como marcos de puertas y ventanas; como forros para cielo rasos, paredes; como molduras de barandas y pasamanos, tapamarcos, rodones, zócalos y contrazócalos.

c) Maderas Blandas.
Consideradas así a las especies relativamente poco densas o livianas comprendidas entre densidades de 0.4 gr/cm$^3$ a 0.72 gr/cm$^3$ al 15 por ciento de contenido de humedad.

Son las maderas denominadas de utilidad general, pues pueden ser utilizadas también como madera de carpintería, mueblería, decorativas, etc.

De este grupo , las maderas más blandas son usadas en forma impresa como molduras, rodones, zócalos, tapamarcos, marquesinas, etc., y las maderas más densas son usadas en puertas contraplacadas y ventanas utilitarias.

No son muy durables en climas tropicales, pero tratadas convenientemente pueden usarse en construcción con éxito.

### 3.2.3 Dimensiones y Tolerancias

Las dimensiones de las maderas serán las usuales del comercio debiendo necesariamente referirse al sistema métrico decimal al otorgarse las medidas finales de las piezas secas de construcción.

Entre la medida nominal de una pieza y la encontrada en el mercado se puede permitir una tolerancia similar a la usual en el aserrío y corte.

Cuando se ofrecen productos terminados como molduras, zócalos, machihembrados, etc., la tolerancia es más estricta no permitiéndose dimensiones menores que la estipulada y mayores en no más de 2.5 mm para anchos y 1 mm para espesores.

### 3.2.4 Contenido de Humedad

La madera de uso no estructural, deberá trabajarse en términos generales, seca con un contenido de humedad cercano al de equilibrio o correspondiente al clima normal en el cual será usada.

Para la comercialización de madera destinada a uso de construcción no estructural se recomienda que el contenido de humedad sea menor que 20 por ciento.

### 3.2.5 Durabilidad Natural y Preservación

Las especies de alta durabilidad natural deberán ser usadas preferentemente, más aún en zonas de posible presencia de agua o humedad, y cercanas o en contacto con el suelo.

Aquellas de poca durabilidad natural, deberán preservarse por métodos reconocidos e indicarse el mantenimiento a seguir posteriormente. Se deberán tomar precauciones en el tipo de preservación para madera que va a estar en contacto directo con el hombre o con sus alimentos.

### 3.2.6 Requisitos de Calidad

#### 3.2.6.1 Requisitos Generales

Las maderas a ser usadas en construcción no estructural y cuyo uso final va a ser madera vista o cubierta por pintura u otro material y que cumplan con los requerimientos anteriores deberán también cumplir con las condiciones siguientes:

a) Toda pieza de madera debe ser **"sana"** o libre de ataque visible de hongos o pudrición alguna.

   No debe provenir del centro, corazón o médula del árbol y no debe presentar rajaduras severas ni aristas faltantes.

b) La presencia de agujeros de insectos (de origen) está permitida siempre que los provenientes de ambrosia (menor que 3 mm de diámetro) sean escasos y bien esparcidos (no más de 10 unidades por metro lineal) y los provenientes de insectos mayores no sean más de 2 unidades por metro lineal.

c) No se permiten nudos sueltos o libres, deberán ser sanos, firmes y no mayores que el 25 por ciento del ancho de la pieza. Nunca mayores de 25 mm de diámetro.

d) Los defectos de secado tales como grietas y arqueaduras deberán ser leves, de tal suerte que puedan corregirse en la instalación con el acabado final de la pieza.

### 3.2.6.2 Madera para Puertas, Ventanas y Muebles Fijos

La madera para marcos de puertas, hojas de madera sólida y marcos y hojas de ventanas debe ser durable naturalmente o estar preservada contra hongos e insectos. Debe poseer cualidades de trabajabilidad buena que permitan los rebajos, cortes y ensambles con máquinas ordinarias de carpintería. Además deben ser lo suficientemente duras como para resistir el arranque o extracción de clavos y tornillos y clavos de la cerrajería tradicional.

### 3.2.6.3 Madera para Pisos

La madera para pisos debe cumplir fundamentalmente con requisitos de apariencia, resistencia al desgaste y relativamente baja contracción –dilatación (movimiento de la madera que ya ha sido secada y estabilizada).

Generalmente se encuentran estas características en las maderas duras o pesadas, y en las maderas medianteme nte duras, siempre que posean poros difusos o del tipo en anillo.

Cuando se construye el piso de madera en dos capas una de las cuales es el piso visto, ya sea machihembrado o parqué que sufrirá el desgaste, lo expuesto anteriormente es válido; pero en la primera capa o sub-base no es necesario ninguno de los requisitos anteriores, limitándose a seguir los requisitos generales de calidad anteriormente descritos.

### 3.2.6.4 Madera para Molduras y Forros

Generalmente deben ser de baja o mediana densidad pues usualmente son impresas o son obtenidas de máquinas múltiples de gran velocidad y alto rendimiento.

Deben poseer buen comportamiento al acabado con máquinas simples, al clavado y al encolado para su fijación.

No necesariamente deben preservarse aún cuando su durabilidad natural no es muy alta. Sólo en los casos de contacto con el suelo o con fuentes de posible humedad.

## 3.3 MADERA DE CONSTRUCCION ESTRUCTURAL

Se denomina así a aquella madera que constituye el armazón estructural de la edificación. Es decir forma la parte resistente de componentes como muros o paredes, pisos, techos, tales como: pie-derechos, columnas, vigas, cerchas, entre otros. La característica común a todos estos elementos es su función básicamente resistente. (Fig. 3.4).

### 3.3.1 Requisitos Generales

Las condiciones que debe satisfacer este material son las siguientes:

1. Debe ser material clasificado como de calidad estructural para lo cual debe cumplir con la Norma de Clasificación Visual por Defectos que se presenta en la siguiente sección.
2. Debe ser madera proveniente de las especies forestales consideradas como adecuadas para construir y que se presentan agrupadas en la Sección 3.5.
3. Deben ser piezas de madera dimensionadas de acuerdo a las escuadrías o secciones preferenciales aquí presentadas. (Secc. 3.1.2).

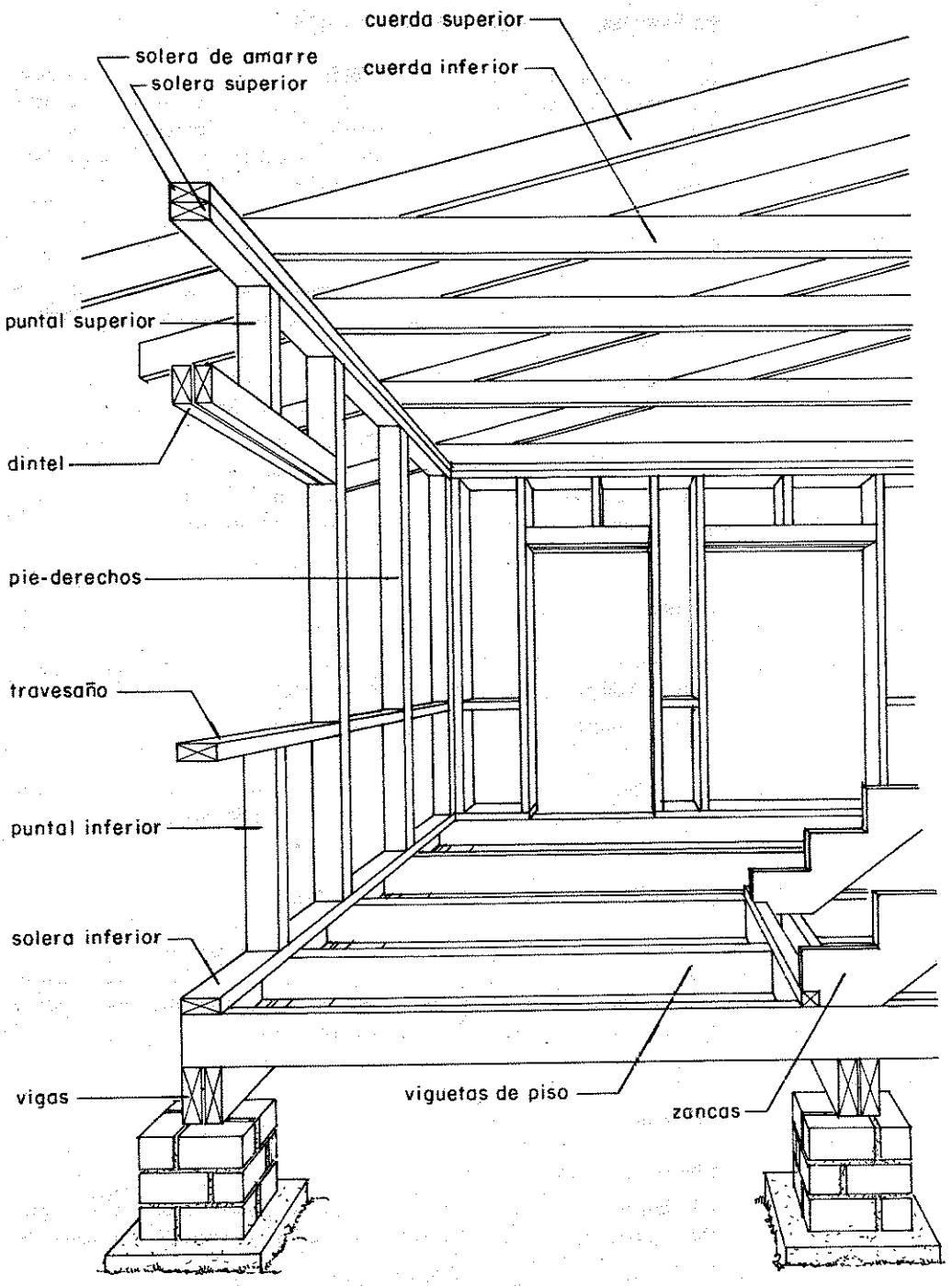



Figura 3.4 Madera de construcción estructural

Las especies que se presentan en los grupos de la Secc. 3.5 son aquellas para las que se han efectuado ensayos de vigas a escala natural, verificándose que las propiedades de la especie correspondan a las del grupo asignado. Es por ello necesario que todas las piezas de madera que se usan para la estructura de la edificación satisfagan los requisitos mencionados. De lo contrario, no es posible usar en el diseño, ni en el dimensionamiento de estos elementos, las propiedades que se han asignado al grupo estructural al que pertenece la especie.

Eventualmente, cuando los Países Andinos hayan incorporado a su normalización los grupos estructurales con sus respectivas especies, la Regla de Clasificación Visual y las secciones o escuadrías preferenciales, los usuarios podrán contar con piezas de madera de especies identificables, agrupadas, clasificadas en la zona de producción y almacenadas ya en sus dimensiones definitivas, garantizando un costo apropiado a este material de construcción (Fig. 3.5).

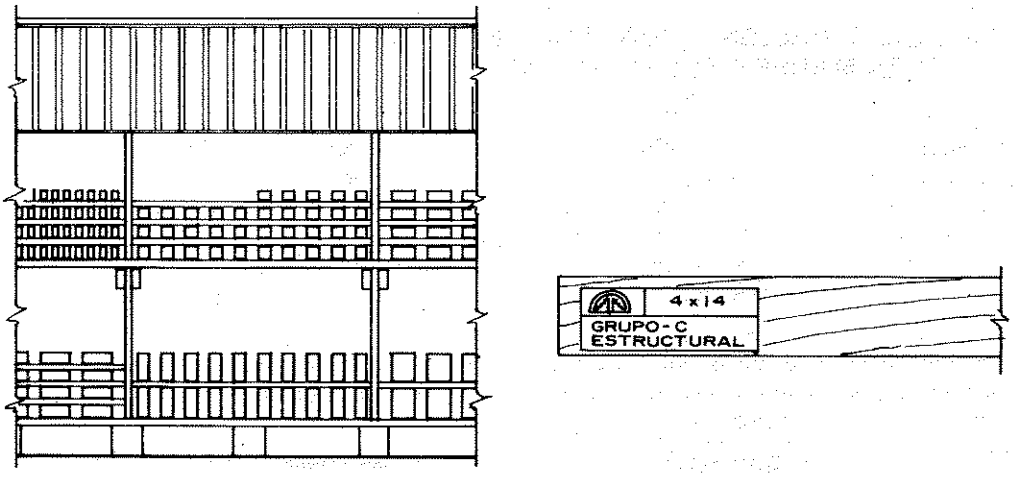



Figura 3.5 Madera estructural : clasificada, especie agrupada, dimensionada

Estos grupos no consideran muchas especies no estudiadas todavía, pero que también son aptas para construir. El uso de especies no agrupadas aún, es posible, si previamente se aplica la metodología que se presenta en el Cap. 1 para agrupar nuevas especies. Una vez identificado el grupo al que se la puede asignar, todas las propiedades del grupo son aplicables a esa nueva especie.

### 3.3.2 Contenido de Humedad

Es conveniente construir con madera en estado seco o al contenido de humedad de equilibrio. De esta forma se garantiza la estabilidad dimensional de las piezas y disminuyen el riesgo de ataque de hongos e insectos. Sin embargo, las especies de mayor densidad (grupo estructural A y algunas del grupo B) ofrecen dificultades al clavado y labrado cuando secas, por lo que comúnmente se trabajan en estado verde (CH $>$ 30 % ). En este caso deben adoptarse precauciones para garantizar que:

— Las piezas al secarse mantengan su forma inicial.

- Los elementos de unión estén protegidos contra el ataque corrosivo de la madera húmeda.
- Los detalles constructivos permitan a la madera contraerse libremente a medida que se seca (Ver Cap. 5 y 6).

### 3.3.3 Durabilidad Natural y Preservación

La madera para estructuras debe tener buena durabilidad natural o estar adecuadamente preservada. Adicionalmente deben aplicarse en el diseño aquellos detalles constructivos destinados a proteger la edificación contra agentes dañinos a la madera. Factores externos —como la humedad por ejemplo— mal controlados pueden deteriorar el material, o propiciar el crecimiento de hongos e insectos que atacan la madera. El Cap. 6 presenta recomendaciones y detalles para proteger la edificación mediante un diseño adecuado.

## 3.4 CLASIFICACION VISUAL POR DEFECTOS PARA MADERA ESTRUCTURAL

Cualquier irregularidad o imperfección que afecta las propiedades físicas, químicas y mecánicas de una pieza de madera puede considerarse como un **defecto.** La finalidad de la clasificación por defectos es limitar la presencia, tipo, forma, tamaño y ubicación de los mismos con la finalidad de obtener piezas de madera con características mínimas garantizadas. Variando las tolerancias pueden definirse un sinnúmero de clases, sin embargo a continuación se propone una sola regla o norma para la clasificación de madera para uso estructural.

La clasificación mencionada es del tipo **"visual"** lo que implica una selección o verificación de las tolerancias por personal humano entrenado y eventualmente certificado oficialmente siguiendo una comprobación visual. La aplicación de la norma se limita a madera aserrada y escuadrada.

Para facilitar la aplicación de la norma se presentan conjuntamente con las tolerancias algunas recomendaciones para el reconocimiento de defectos. Se dispone también de un "Manual de Clasificación Visual para Madera Estructural" (2) editado por el PADT—REFORT de la Junta del Acuerdo de Cartagena.

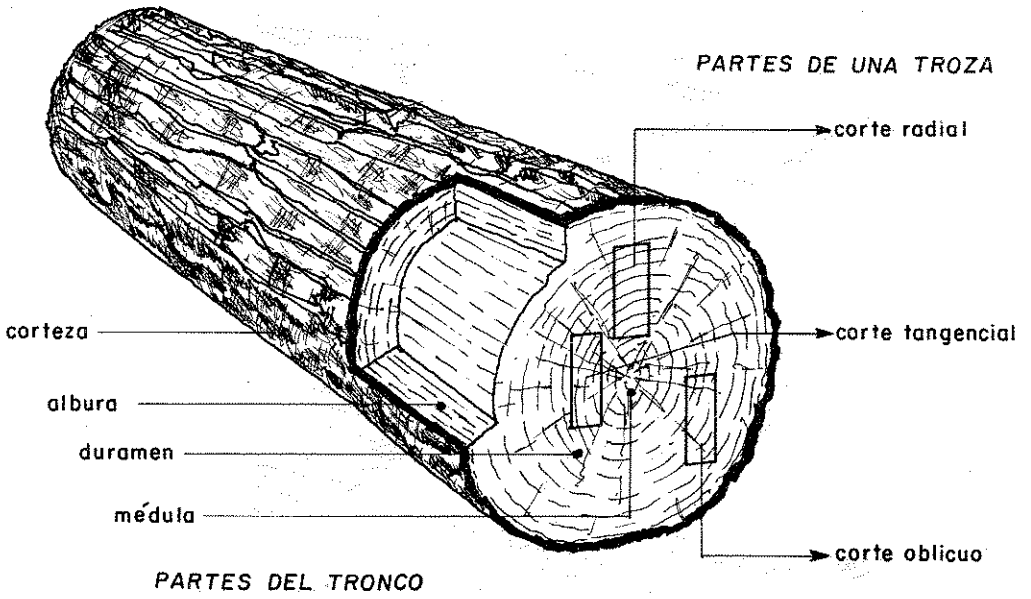
Se espera que de la producción de un aserradero que funcione con criterios mínimos de eficiencia, del 40 al 45 por ciento de la producción se clasificaría como MADERA ESTRUCTURAL, es decir piezas que satisfacen los límites de defectos establecidos en la norma que aquí se presenta.

La calidad de la madera es afectada por diversos agentes o factores. A continuación se presentan definiciones para los diferentes tipos de defectos agrupados según su origen. En la Fig. 3.6 se ilustran algunos de los términos más usados en esta sección.

### 3.4.1 Defectos Relativos a la Constitución Anatómica

**Albura.-** Es la parte del leño que sigue a la corteza que en el árbol en pie contiene células vivas y materiales de reserva. Generalmente es de color claro y es más susceptible al ataque de hongos e insectos que el duramen. En general, sus propiedades mecánicas no son diferentes a las del duramen.

Se considera como defecto cuando ha sido atacada y presenta pudrición y cuando no está preservada. Por lo general la albura en casi todas las especies es atacable.



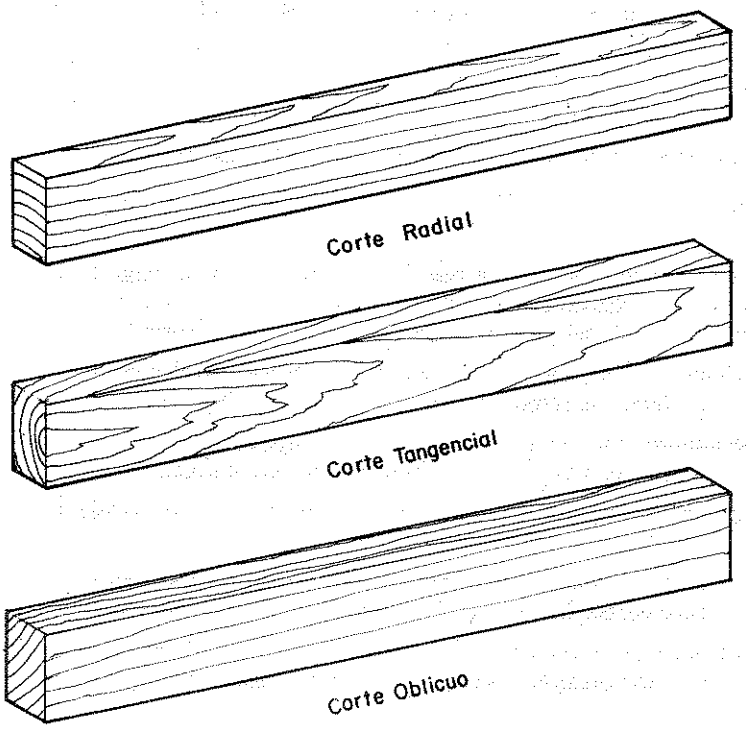




Figura 3.6 Términos usados en la definición de defectos y presentación de la norma de clasificación visual

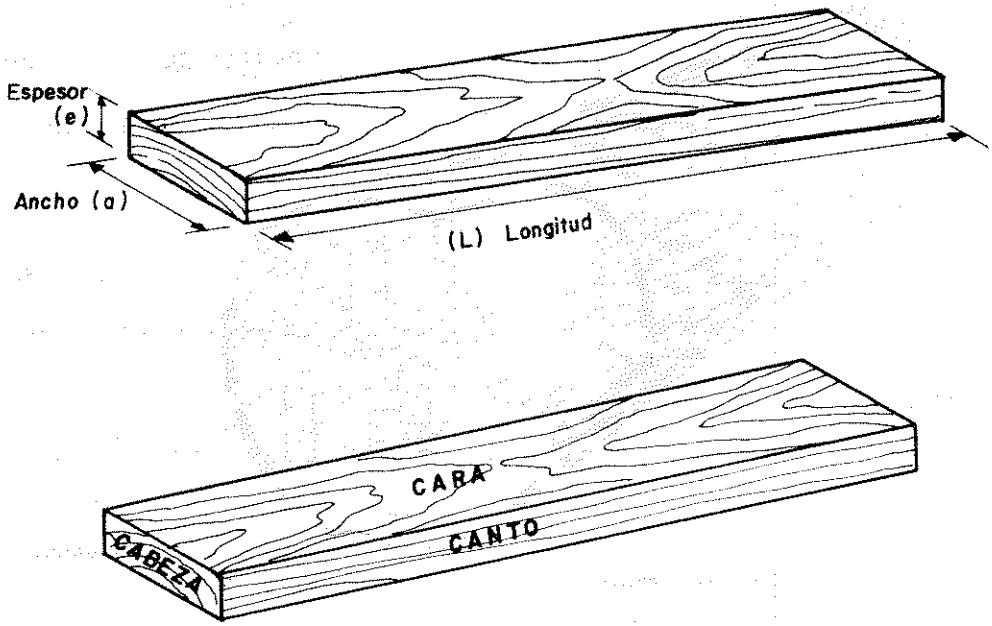



Figura 3.6 Términos usados en la definición de defectos y presentación de la norma de clasificación visual (cont.)

**Bolsa.**- Es la presencia de una cavidad bien delimitada, que contiene resina, goma o tanino.

**Corteza incluida.**- Es la presencia de una masa de corteza total o parcialmente comprendida en el leño.

**Duramen quebradizo o madera de reacción.**- Es la madera anormal formada típicamente en algunas zonas limitadas de ramas o fustes, caracterizada por su color, consistencia y propiedades distintas al resto del leño, es esencialmente de la zona central del tronco.

**Grano inclinado.**- Es la desviación angular que presentan los elementos constitutivos longitudinales de la madera, con respecto al eje longitudinal del fuste o canto de una pieza.

**Madera de compresión.**- Es la madera de reacción que se forma típicamente en las coníferas. Generalmente es más dura y oscura que la madera normal.

**Madera de tensión.**- Es la madera de reacción que se forma típicamente en las latifoliadas, generalmente es más clara que la madera normal.

**Médula.**- Es la parte central del duramen, constituida esencialmente por células de parénquima o células muertas. Es susceptible al ataque de hongos e insectos.

**Nudo.**- Es el área de tejido leñoso resultante del rastro dejado por el desarrollo de una rama, cuyas características organolépticas y demás propiedades son diferentes a las de la madera circundante.

**Parénquima en bandas anchas.**- Son células de paredes delgadas que presentan mayor cavidad, las que almacenan sustancias de reserva. Dichas células, agrupadas en bandas de 6 o más series, forman zonas débiles del leño.

### 3.4.2 Defectos Relativos al Ataque de Agentes Biológicos

**Acañonado.**- Es el orificio aproximadamente cilíndrico en el interior de una troza como consecuencia del atabacado.

**Atabacado.**- Es el proceso de pudrición castaña de la madera que se caracteriza, en la etapa avanzada, por la desintegración del leño en un polvo de color parduzco.

**Mancha.**- Es el cambio de color de la madera producido por hongos que descomponen la estructura leñosa.

**Perforaciones grandes.**- Son agujeros con diámetros mayores a 3 mm producidos por insectos o larvas perforadoras. Ej. Bostrychydae "brocas de los domicilios".

**Perforaciones pequeñas.**- Son agujeros con diámetros iguales o menores a 3 mm producidos por insectos o larvas perforadoras. Ej. Lyctus.

**Pudrición avanzada.**- Es la etapa de descomposición en que la madera presenta cambios evidentes en su apariencia, peso específico, composición, dureza y otras características mecánicas.

**Pudrición castaña.**- Es aquella que se caracteriza por una coloración castaña de la madera como consecuencia de la descomposición de la celulosa.

**Pudrición clara.**- Es aquella que se caracteriza por la coloración clara de la madera como consecuencia de la descomposición preponderante de la lignina además de las holocelulosas.

**Pudrición incipiente.**- Es la etapa inicial de la descomposición en la cual la madera pierde parte de sus propiedades mecánicas y puede sufrir cambios de color debido al ataque de hongos.

### 3.4.3 Defectos Originados durante el Apeo, Transporte y Almacenamiento

**Desgarramiento.**- Es el rompimiento que se produce en la base del tronco al ser cortado o talado el árbol.

**Fractura o falla de compresión.**- Es la deformación o rompimiento de las fibras de la madera como resultado de compresión o flexión excesivas ocasionadas en árboles en pie por la acción del viento, nieve o proceso de crecimiento, y en árboles apeados como resultado de esfuerzos durante las operaciones de explotación y aprovechamiento.

**Rajadura.**- Es la separación de los elementos constitutivos de la madera que se extiende en la dirección del eje de la pieza afectando totalmente el espesor de la misma o dos puntos opuestos de una madera rolliza.

### 3.4.4 Defectos Originados durante el Secado

**Alabeo.**- Es la deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinal o transversal o de ambos.

**Abarquillado.**- Es el alabeo de las caras en la dirección transversal.

**Arqueadura o combado.**- Es el alabeo de las caras en la dirección longitudinal.

**Colapso.**- Es la reducción de dimensiones de la madera que ocurre durante un proceso de secado por encima del punto de saturación de la fibra y que se debe a un aplastamiento de sus cavidades celulares. A menudo se observa como un corrugado de la superficie.

**Encorvadura.-** Es el alabeo de los cantos en sentido longitudinal.

**Endurecimiento superficial.-** Es el estado de tensiones en una pieza caracterizado por compresión en las capas externas y tensión en la parte interna, como resultado de inadecuadas condiciones de secado.

**Grieta.-** Es la separación de los elementos constitutivos de la madera cuyo desarrollo no alcanza a afectar dos caras de una pieza aserrada o dos puntos opuestos de la periferia de una madera rolliza.

**Rajadura.-** Es la separación de los elementos constitutivos de la madera que se extiende en la dirección del eje longitudinal de la pieza y afecta totalmente el espesor de la misma o dos puntos opuestos de una madera rolliza.

**Torcedura.-** Es el alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.

### 3.4.5 Defectos Originados Durante el Aserrío

**Arista faltante.-** Es la falta de madera en una o más aristas de una pieza.

**Mala escuadría.-** Se denomina así a la sección transversal de una pieza de madera que está mal labrada a escuadra.

**Picada.-** Es la depresión en la superficie de una pieza producida por un corte anormal.

### 3.4.6 Control de Defectos

**Constitución Anatómica.-** Los defectos relativos a la constitución anatómica de una pieza de madera no son controlables debido a que son características propias de la especie. Propiamente no constituyen defectos sino **características de crecimiento** que al habilitar las piezas de madera aserrada quedan incorporadas en éstas alterando su comportamiento estructural. Solamente se evitarían, seleccionando y analizando las características generales de la especie antes de cortar el árbol o aserrar la pieza de madera, seleccionando especies que presenten el tipo de grano, parénquima o volumen de albura, etc., que se encuentren dentro del rango de tolerancia de la clasificación; o habilitando teniendo en mente la producción de madera para estructuras orientando debidamente los planos de corte.

**Ataques Biológicos.-** Los defectos relativos al ataque de los agentes biológicos son controlables a su debido tiempo como cualquier tipo de infección. En la actualidad se cuenta con la ayuda de los preservantes hidrosolubles y oleosolubles en el mercado, para controlar los ataques. Si se considera conveniente no usar preservantes es recomendable elegir una especie que presente buena o alta durabilidad natural.

**Apeo, Transporte y Aserrío.-** Los defectos originados durante el apeo, transporte, almacenamiento y aserrío, son ocasionados por lo general por deficiencias manuales o mecánicas durante dichas operaciones.
Se controlan fácilmente teniendo en cuenta la mano de obra calificada y el buen mantenimiento de la maquinaria y equipo, durante las operaciones de extracción, transporte, aserrío y apilado.

**Secado de la Madera.-** Los defectos originados durante el secado, son ocasionados por las deficiencias en el sistema de apilado y almacenamiento de las piezas al secarse, o por un mal programa de secado al horno.
Se controlan tomando en cuenta la constitución anatómica de la madera y considerando especialmente el plano de corte durante el aserrío de determinadas especies. Para ello es necesario contar con mano de obra calificada conocedora de los conceptos propios del secado de la madera (ver Cap. 2).

### 3.4.7 Norma de Clasificación Visual

La Norma de Clasificación Visual por Defectos PADT–REFORT que se presenta a continuación está destinada a la clasificación de madera aserrada para uso estructural. Todas las piezas que satisfagan la mencionada regla clasifican como Madera Estructural y todas las propiedades resistentes y elásticas asignadas a las especies agrupadas en grupos resistentes son aplicables sin otras restricciones que las tolerancias en dimensiones para la habilitación y fabricación de componentes.

En el desarrollo de la Norma de Clasificación Visual se han tenido como referencia los documentos (3, 4, 5, 6) de la lista de referencias del capítulo que aparece al final del Manual.

**ALABEO**

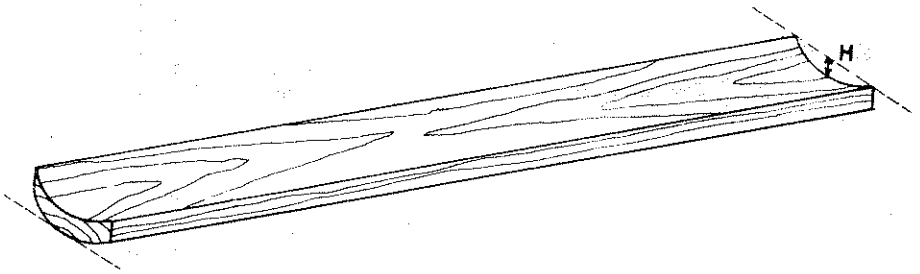
Es la deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinal, transversal o de ambos.

Se consideran:

a. Abarquillado
b. Arqueadura
c. Encorvadura
d. Torcedura

**a. Abarquillado**

Es el alabeo de las piezas cuando las aristas o bordes longitudinales no se encuentran al mismo nivel que la zona central.

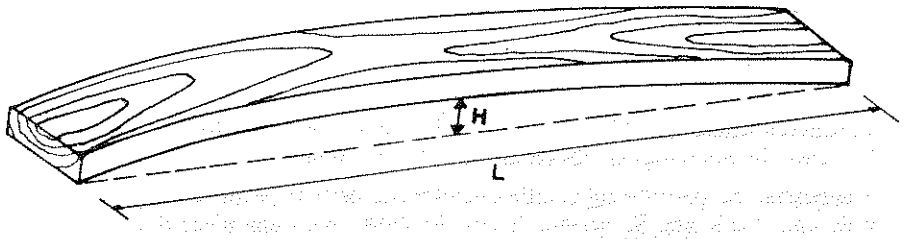



**Reconocimiento.-** Al colocar la pieza de madera sobre una superficie plana apoyará la parte central de la cara quedando levantados, presentando un aspecto cóncavo o de barquillo.

**Tolerancia.-** Se permiten en forma leve, no mayor de 1 por ciento del ancho de la pieza.

**b. Arqueadura**

Es el alabeo o curvatura a lo largo de la cara de la pieza.

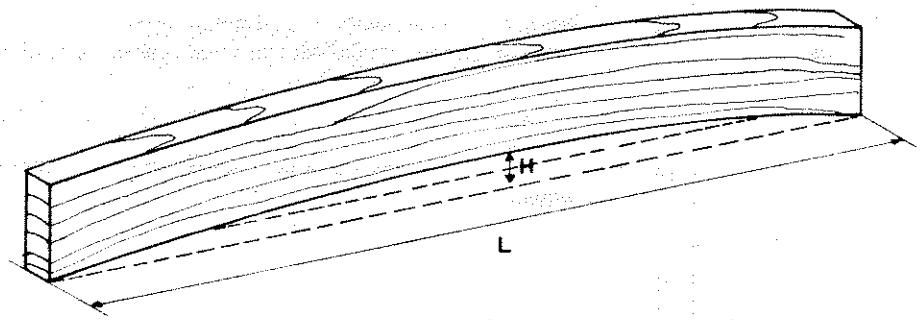


**Reconocimiento.-** Al colocar la pieza sobre una superficie plana se observará una luz o separación entre la cara de la pieza de madera y la superficie de apoyo.

**Tolerancia.-** Se permite 1 cm por cada 300 cm de longitud o su equivalencia: $\frac{H}{L} < 0.33\%$

**c. Encorvadura**

Es el alabeo o curvatura a lo largo del canto de la pieza.

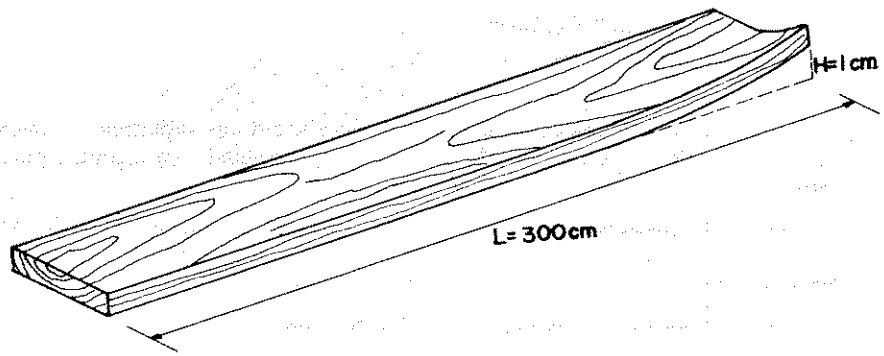



**Reconocimiento.-** Al colocar la pieza sobre una superficie plana se observará una luz o separación entre el canto de la pieza de madera y la superficie de apoyo. Se ubicará el lugar de mayor distanciamiento para ser medido.

**Tolerancia.-** Se permite 1 cm por cada 300 cm de longitud o su equivalente: $\frac{H}{L} < 0.33\%$

**d. Torcedura**

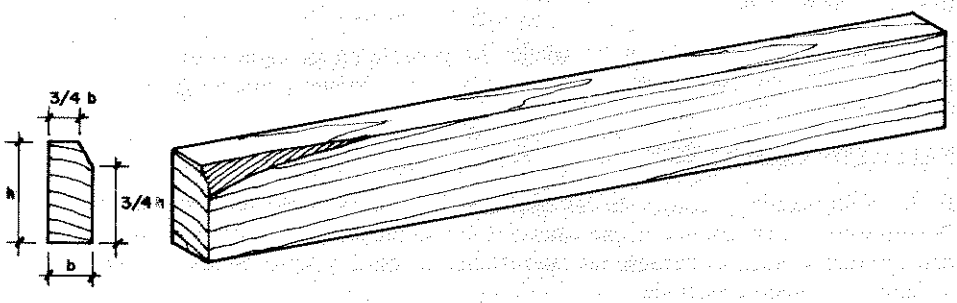
Es el alabeo que se presenta cuando las esquinas de una pieza de madera no se encuentran en el mismo plano.




**Reconocimiento.-** Al colocar la pieza sobre una superficie plana se observará el levantamiento de una o más aristas en diferentes direcciones.

**Tolerancia.-** Se permite solamente cuando este defecto se presenta en forma muy leve y en una sola arista. Se permite 1 cm de alabeo para una pieza de 3 m de longitud.

## ARISTA FALTANTE

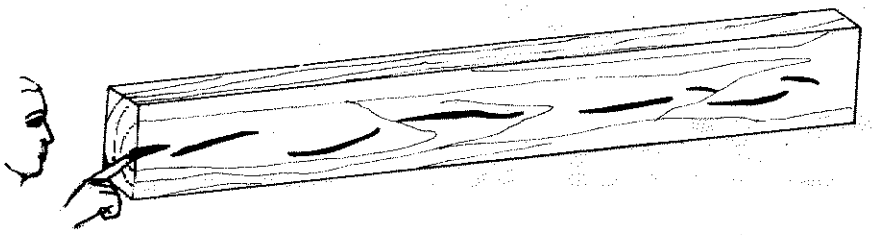



**Reconocimiento.**- Es la falta de madera en una o más aristas de la pieza.

**Tolerancia.**- Se permite en una sola arista. Las dimensiones de la cara y el canto donde falta la arista deberán ser por lo menos los tres cuartos de las respectivas dimensiones de la sección completa.

## DURAMEN QUEBRADIZO

Es la parte más interior del leño, generalmente de color más oscuro y de mayor durabilidad que la albura, aunque no está siempre nítidamente diferenciado de ella. Constituye normalmente la mayor proporción del centro del tronco.



**Reconocimiento.**- Porción de madera en una zona de aprox. 10 cm de diámetro adyacente a la médula caracterizada por una fragilidad anormal. Se presenta en forma de grietas de media luna. Es más frecuente en árboles viejos y puede presentar deterioro.

**Tolerancia.**- Ninguna. No se permite.

## ESCAMADURA O ACEBOLLADURA

Es la separación del leño entre dos anillos de crecimiento consecutivos.

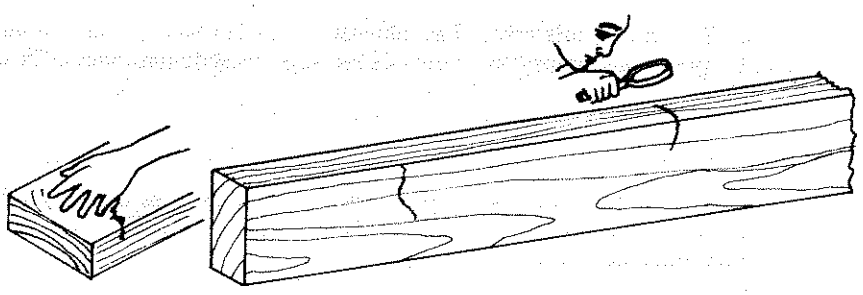
**Reconocimiento.**- Se observan como escamas superficiales en las caras tangenciales de una pieza de madera.

**Tolerancia.**- No se permite en las aristas. Se permite en las caras si es paralela al eje de la pieza, de una profundidad menor de un décimo del espesor y una longitud no mayor de un cuarto de la longitud total.

## FALLAS DE COMPRESION

Es la deformación y rotura de las fibras de la madera como resultado de compresión o flexión excesiva en árboles en pie causados por su propio peso, o por acción del viento. Pueden producirse además durante las operaciones de corte y apeo de los árboles o por un mal apilado de la madera aserrada.

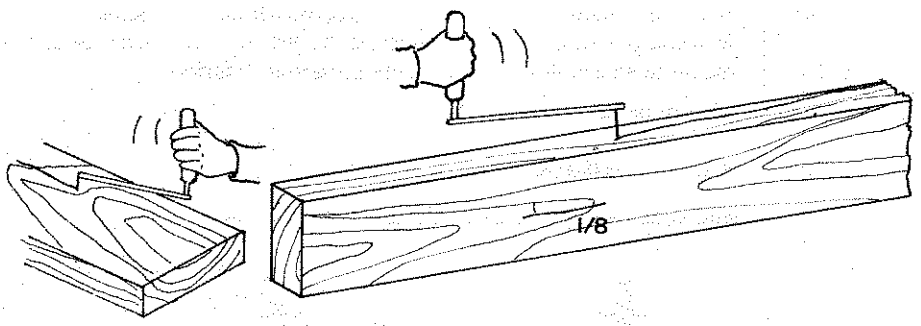
**Reconocimiento.**- Se observan en las superficies **bien cepilladas** de una pieza como arrugas finas perpendiculares al grano. **Estas fallas originan zonas con muy poca o ninguna capacidad mecánica, por lo que su correcta identificación es fundamental para la seguridad de la estructura.** Se presenta en árboles que tienen el tallo y fuste muy ahusado o cónico.



**Tolerancia.**- Ninguna. No se permiten.

## GRANO INCLINADO

Es la desviación angular de las fibras de la madera en relación al eje longitudinal de la pieza.

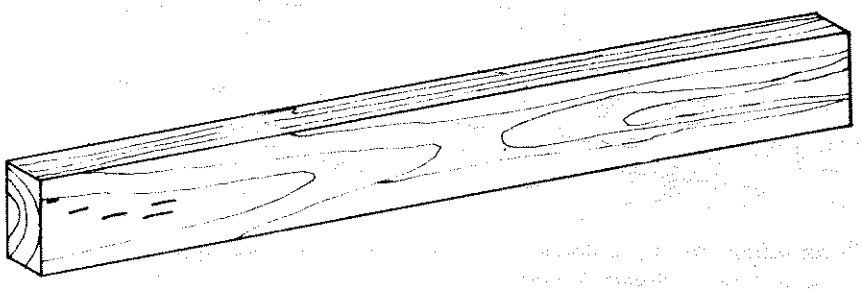



**Reconocimiento.**- Es la desviación angular que presenta el grano con respecto al eje longitudinal de la pieza. Es necesario hacer uso repetido del detector del grano sobre las caras y cantos de la pieza.

**Tolerancia.**- Se permite en cara o canto hasta un máximo de 1/8 de inclinación.

## GRIETA

Es la separación de los elementos de la madera en dirección radial y longitudinal que no alcanza a afectar dos caras de una pieza, o dos puntos opuestos de la superficie de una madera rolliza.

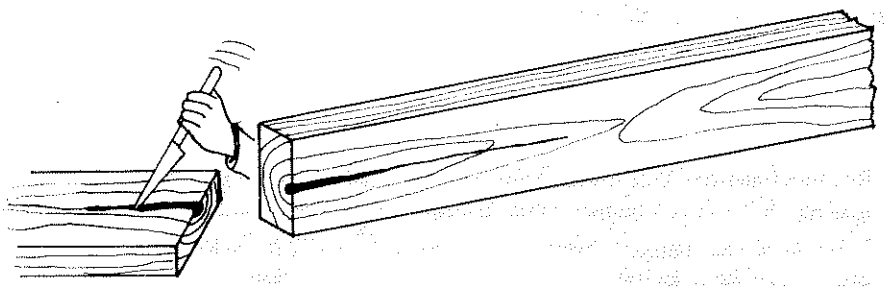


**Reconocimiento.**- Se observan como separaciones discontinuas y superficiales, de aproximadamente un milímetro de separación y 2 a 3 mm de profundidad. Este defecto se produce durante el proceso de secado.

**Tolerancia.**- Se permiten moderadamente. La suma de sus profundidades, medidas desde ambos lados, no debe exceder un cuarto del espesor de la pieza.

## MEDULA

Es la parte central del duramen constituida esencialmente por parénquima, tejido generalmente blando o células muertas.



**Reconocimiento.**- Es la pequeña zona de tejido esponjoso situada en el centro del duramen. Es susceptible al ataque de hongos e insectos.

**Tolerancia.**- No se permite.

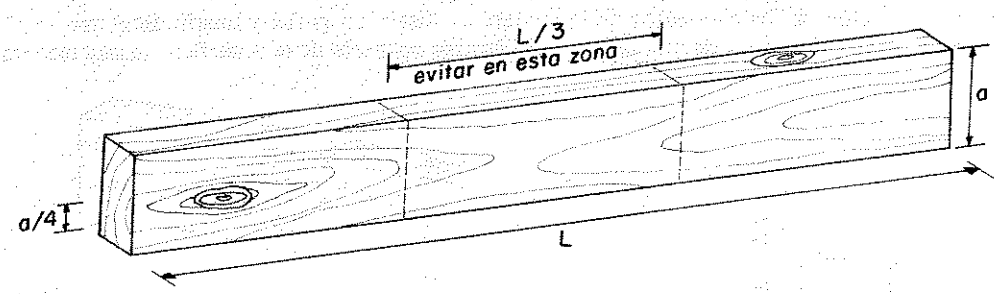
## NUDO

Es el área de tejido leñoso, resultante del rastro dejado por el desarrollo de una rama, cuyas características organolépticas y propiedades son diferentes a la madera circundante.

Se consideran:

a. Nudo sano
b. Nudo hueco
c. Nudos arracimados

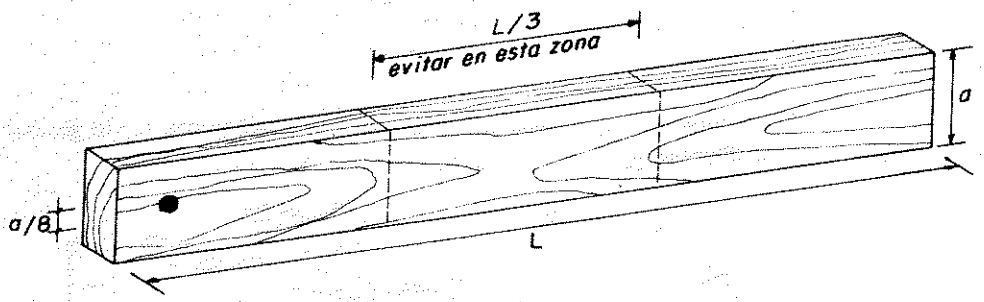
a. **Nudo Sano**




**Reconocimiento.**- Es la porción de rama entrecruzada con el resto de la madera y que no se soltará o aflojará durante el proceso de secado y uso. No presenta deterioro ni pudrición.

**Tolerancia.**- Se permiten hasta un diámetro de 1/4 del ancho de la cara, con un máximo de 4 cm y con un distanciamiento entre nudos mayor de 100 cm.

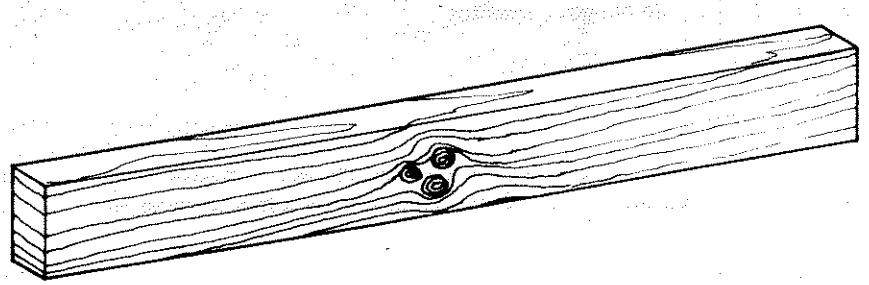
b. **Nudo Hueco**




**Reconocimiento.**- Son los espacios huecos dejados por los nudos al desprenderse de la madera. A los nudos sueltos o con deterioro se los debe considerar comc nudos huecos

**Tolerancia.**- Se permite hasta un diámetro de 1/8 del ancho de la cara y hasta un máximo de 2 cm Evitarlos en cantos sometidos a tracción.

c. **Nudos Arracimados**

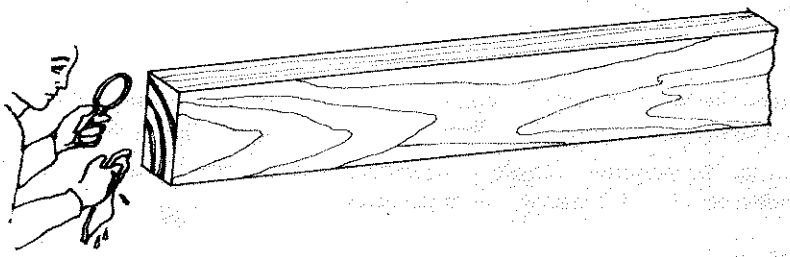


**Reconocimiento.**- Se observan con el agrupamiento de dos o más nudos desviando notoriamente la dirección de las fibras que lo rodean.

**Tolerancia.**- No se permiten.

## PARENQUIMA

Son células típicamente en forma de paralelepípedo, presentan paredes delgadas. Sirven para almacenar sustancias de reserva. Son susceptibles al ataque de hongos e insectos.



**Reconocimiento.**- Son células correspondientes al tejido blando, por lo general de color más claro que la parte fibrosa del leño. Se distribuyen en bandas concéntricas y son visibles a simple vista en la sección transversal de la pieza de madera previamente humedecida.

**Tolerancia.**- No se permite en piezas que van a estar sometidas a esfuerzos de compresión paralela al grano. Para otros usos si se permite. Las bandas parenquimatosas no deben ser mayores de 2 mm de espesor.

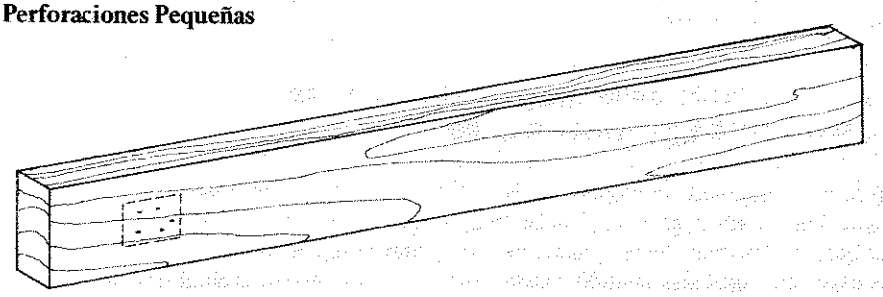
## PERFORACIONES

Son agujeros o galerías causadas por el ataque de insectos o larvas.

Se consideran:

a. Perforaciones pequeñas
b. Perforaciones grandes

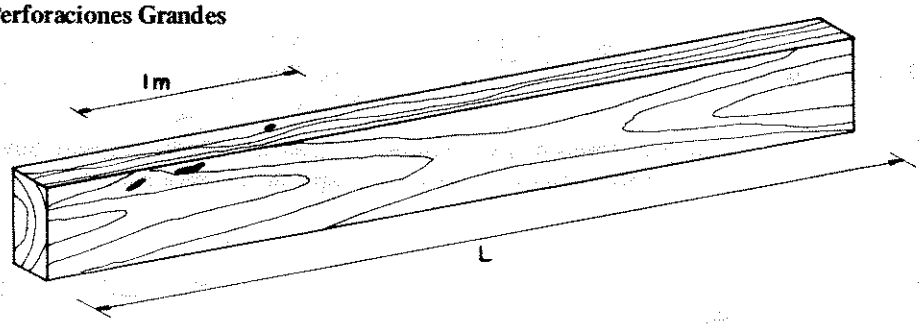
### a. Perforaciones Pequeñas



**Reconocimiento.**- Son agujeros con diámetros iguales o menores a 3 mm producidos por insectos de tipo Ambrosia. Insectos tipo Lyctus no se aceptan.

**Tolerancia.**- Se permiten cuando su distribución es moderada y comprende una zona menor que un cuarto de la longitud total de la pieza. Máximo 100 agujeros en 100 $cm^2$. No alineados ni pasantes.

**b. Perforaciones Grandes**

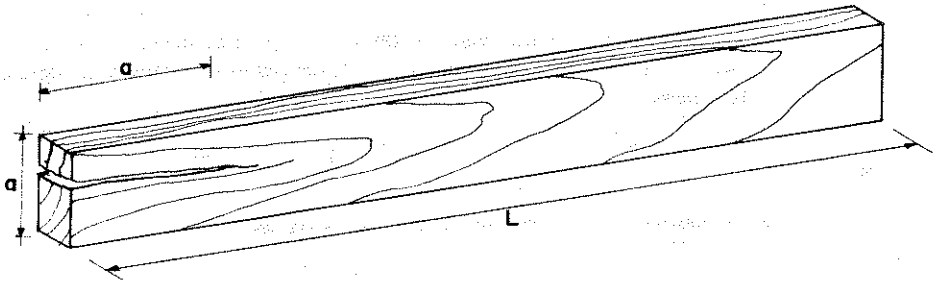



**Reconocimiento.**- Son agujeros con diámetros mayores de 3 mm producidos por insectos o larvas perforadoras tipo "brocas de los domicilios", Bostrychidae.

**Tolerancia.**- Se permiten cuando su distribución es moderada y superficial. Máximo 3 agujeros por metro lineal. No alineados ni pasantes.

**RAJADURAS**

Son separaciones naturales entre los elementos de la madera que se extienden en la dirección del eje de la pieza y afectan totalmente su espesor, o dos puntos opuestos de una madera rolliza.




**Reconocimiento.**- Se observan como separaciones del tejido leñoso en la dirección del grano.

**Tolerancia.**- Se permite sólo en uno de los extremos de la pieza y de una longitud no mayor al ancho o cara de la pieza.

## 3.5 AGRUPACION DE MADERAS TROPICALES EN GRUPOS ESTRUCTURALES

El número de especies de madera en la Subregión Andina que pueden ser adecuadas para la construcción es muy grande, mucho mayor que el número de especies que actualmente se conocen y destinan a esta aplicación. Para evitar la selectividad de los usuarios hacia una o pocas especies conocidas cuando existen otras de características similares, se ha considerado apropiado agrupar a las especies ensayadas en tres grupos estructurales. Esto debe permitir mayor flexibilidad en el uso de las maderas tropicales, evitando preferencias injustificadas que incrementen los precios del material.

## TABLA 3.3 GRUPOS DE ESPECIES ESTUDIADAS EN EL PADT–REFORT PARA MADERA ESTRUCTURAL

| PAIS | GRUPO | NOMBRE COMUN | NOMBRE CIENTIFICO |
|---|---|---|---|
| BOLIVIA | A | Almendrillo<br>Curupau | *Taralea oppositifolia*<br>*Piptadenia grata* |
| | B | Coquino<br>Mururé<br>Verdolago | *Ardisia cubana*<br>*Clarisia racemosa*<br>*Terminalia amazonia* |
| | C | Palo maría<br>Yesquero | *Calophyllum brasiliense*<br>*Cariniana estrellensis* |
| COLOMBIA | A | Chanul<br>Chaquiro<br>Oloroso | *Humiriastrum procerum*<br>*Goupia glabra*<br>*Humiria balsaminifera* |
| | B | Machare<br>Nato<br>Pantano | *Symphonia globulifera*<br>*Mora megistosperma*<br>*Hieronyma chocoensis* |
| | C | Aceite mario<br>Carrá<br>Dormilón<br>Mora<br>Sande<br>Tangare | *Calophyllum mariae*<br>*Huberodendron patinoi*<br>*Pentaclethra macroloba*<br>*Clarisia racemosa*<br>*Brosimum utile*<br>*Carapa guianensis* |
| ECUADOR | A | Caimitillo<br>Guayacán pechiche | *Chrysophyllum cainito*<br>*Minquartia guianensis* |
| | B | Chanul<br>Moral fino<br>Pituca | *Humiriastrum procerum*<br>*Chlorophora tinctoria*<br>*Clarisia racemosa* |
| | C | Fernansánchez<br>Mascarey<br>Sande | *Triplaris guayaquilensis*<br>*Hieronyma chocoensis*<br>*Brosimum utile* |
| PERU | A | Estoraque<br>Palo sangre negro<br>Pumaquiro | *Myroxylon peruiferum*<br>*Pterocarpus sp.*<br>*Aspidosperma macrocarpon* |
| | B | Huayruro<br>Manchinga | *Ormosia coccinea*<br>*Brosimum uleanum* |
| | C | Catahua amarilla<br>Copaiba<br>Diablo fuerte<br>Tornillo | *Hura crepitans*<br>*Copaifera officinalis*<br>*Podocarpus sp.*<br>*Cedrelinga catenaeformis* |
| VENEZUELA | A | Algarrobo<br>Mora<br>Perhuétamo<br>Zapatero | *Hymenaea courbaril*<br>*Mora gonggrijpii*<br>*Mouriri barinensis*<br>*Peltogyne porphyrocardia* |
| | B | Aceite cabimo<br>Apamate<br>Charo amarillo<br>Chupón rosado<br>Guayabón<br>Pardillo amarillo | *Copaifera pubiflora*<br>*Tabebuia rosea*<br>*Brosimum alicastrum*<br>*Pouteria anibifolia*<br>*Terminalia guianensis*<br>*Terminalia amazonia* |
| | C | Carne asada<br>Mureillo<br>Samán<br>Saqui saqui | *Hieronyma laxiflora*<br>*Erisma uncinatum*<br>*Pithecellobium saman*<br>*Bombacopsis quinata* |

Las propiedades mecánicas de la madera, especialmente el esfuerzo de rotura en flexión (módulo de rotura o MOR), están correlacionados con la densidad básica (Cap. 1). Por lo tanto, el agrupamiento de las especies en tres grupos está basado –con algunas excepciones– en las densidades. Los límites entre grupos han sido establecidos considerando tanto las características de resistencia como de rigidez (7).

Las maderas ensayadas por el PADT–REFORT han sido agrupadas en tres grupos estructurales, en función de su resistencia y densidad básica.

Se denomina A al grupo de maderas de mayor resistencia, B al grupo intermedio y C al grupo de menor resistencia. Las densidades básicas de las maderas del grupo A están por lo general en el rango de 0.71 a 0.90, las del grupo B entre 0.56 y 0.70, y las del grupo C entre 0.40 y 0.55.

El agrupamiento de las especies de cada país por grupo estructural se presenta en la Tabla 3.3.

A medida que se vayan ensayando nuevas especies será posible ubicarlas directamente en alguno de los grupos y usar los valores de diseño recomendados. Puede en ciertos casos usarse una metodología, como la propuesta en el Cap. 1, para incorporar directamente una especie en el grupo correspondiente.

Este agrupamiento, así como todas las otras recomendaciones de diseño que se presentan en este manual, es válido solamente para madera que satisface la Norma de Clasificación Visual por Defectos (Secc. 3.4).

Cualquier especie de las ubicadas en un grupo estructural determinado se considera que reúne por igual las características de resistencia y rigidez asignadas al grupo. Desde el punto de vista de comportamiento estructural es indiferente usar cualquiera de ellas una vez seleccionado el grupo que desea. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que las maderas del mismo grupo estructural no siempre tienen características similares de trabajabilidad y durabilidad natural.

## 3.6 TOLERANCIAS

Las tolerancias que se presentan a continuación deben formar parte de las especificaciones técnicas del diseñador. Estas especificaciones servirán como pautas de control de calidad para el fabricante y el constructor.

### 3.6.1 Tolerancias en la Habilitación de Piezas

Las dimensiones que se presentan en la sección 3.1.2. como las escuadrías preferenciales son las dimensiones finales para madera seca. Estas pueden tener tolerancias según se indica a continuación: (8)

**En la sección transversal:**
a) – 1 mm, + 2 mm en dimensiones menores de 150 mm
b) – 2 mm, + 4 mm en dimensiones mayores de 150 mm

**En longitud:** – 1 mm, + 3 mm en todas las piezas

### 3.6.2 Tolerancias en la Fabricación o Construcción de Componentes

Es recomendable conservar las siguientes tolerancias al fabricar componentes como muros (entramados o paneles) o cerchas (armaduras o tijerales).

Muros:

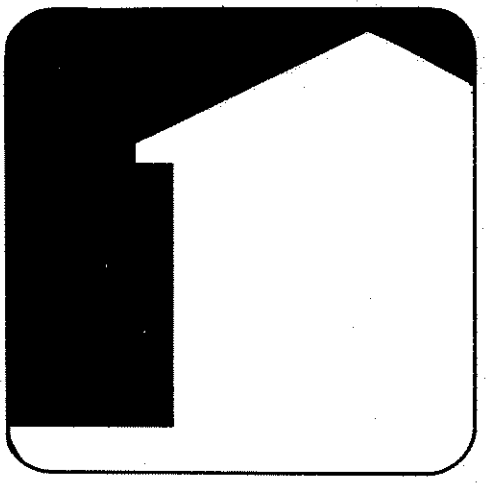
La longitud de los muros debe construirse con menos de 3 mm de la dimensión teórica. Es decir, si un muro o panel tiene 2,400 mm de largo, debe fabricarse como de 2,397 mm. Sobre esta dimensión se permite una tolerancia de más o menos 2 mm.

Finalmente el panel puede tener entonces un largo mínimo de 2395 mm y un máximo de 2399 mm. (9).

La altura de los muros debe construirse con la dimensión teórica y una tolerancia de más o menos 2 mm.

Cerchas o Armaduras y Tímpanos:

La longitud de cerchas o armaduras y tímpanos deben tener una tolerancia de más o menos 0.5 mm. por metro de longitud. La altura debe tener una tolerancia de más o menos 1 mm por metro de altura.



# II
# CONSTRUCCION CON MADERA

4.1 La Edificación de Madera y sus Componentes

4.1.1 Cimientos
4.1.2 Pisos y Entrepisos
4.1.3 Muros
4.1.4 Techos
4.1.5 Carpintería y Accesorios
4.1.6 Instalaciones

4.2 Consideraciones de Diseño

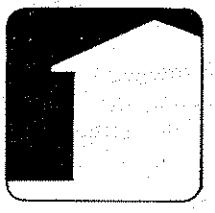
4.2.1 Particularidades del Diseño con Madera
4.2.2 Especificaciones Técnicas
4.2.3 Coordinación Modular
4.2.4 Control Dimensional
4.2.5 Factores para Reducir Costos de Construcción
4.2.6 Acabados y Mantenimiento

4.3 Sistemas Estructurales

4.3.1 Uniones Estructurales
4.3.2 Sistema Entramado
4.3.3 Sistema Poste y Viga
4.3.4 Sistema de Armaduras

4.4 Sistemas Constructivos

4.4.1 Introducción
4.4.2 Sistemas Constructivos No Industrializados
4.4.3 Sistemas Constructivos Semi-Industrializados
4.4.4 Sistemas Constructivos Industrializados



# 4
# Planeamiento de la Edificación

## 4.1 LA EDIFICACION DE MADERA Y SUS COMPONENTES

La madera en la edificación es utilizada tanto para la estructura como para el revestimiento. Por su condición de material orgánico, en ciertos usos donde requiera ser especialmente protegida, como cimientos por ejemplo, puede ser reemplazada por otros materiales; mientras que en otros usos, como en carpintería, es difícilmente mejorada. De esta forma la madera se combina con otros materiales en la fabricación y complementación de los distintos componentes de la edificación.

Además de la estructura y el revestimiento, se debe prever la colocación empotrada de las instalaciones eléctricas y sanitarias, así como la colocación de materiales de aislamiento y acondicionamiento en la medida exigida por el lugar o ambiente donde se encuentra.

La Fig. 4.1 presenta una perspectiva isométrica de una vivienda de madera sin terminar, que muestra a manera de ejemplo, dos sistemas de techos e incluye una terminología de los elementos que la componen.

### 4.1.1 Cimientos

Los cimientos son la base sobre la cual se levanta la edificación y que transmiten las cargas de la misma al terreno. La forma como realizan esta trasmisión de las cargas depende del tipo de cimentación que se trate, de esta manera, se diferencian las de tipo puntual, como los pilotes y pilastras, y las de tipo distribuido como los cimientos corridos y las losas de hormigón vaciadas sobre el terreno.

Los pilotes son elementos verticales de sección cuadrada o circular de madera, hormigón o acero, los cuales son hincados, enterrados o vaciados in situ, se emplean en terrenos poco resistentes, anegadizos o con mucha pendiente. (Fig. 4.2.b)

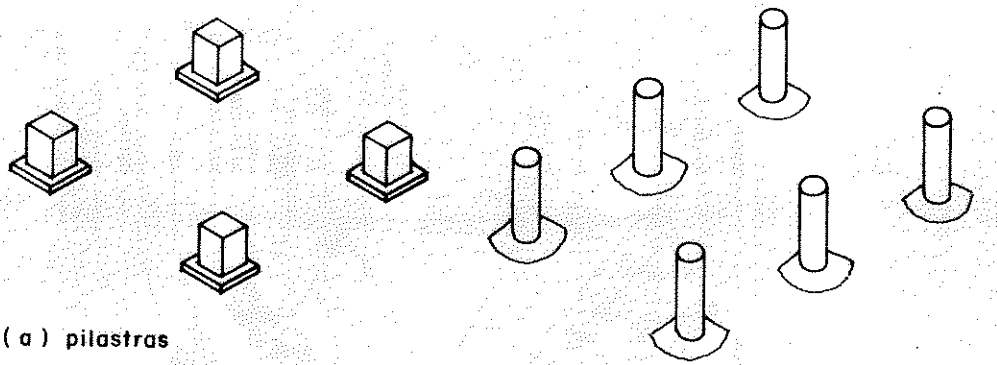
En algunos casos constituyen las columnas de un primer piso libre que eleva la construcción a un segundo nivel, estando sometidas a fuerzas de flexión importantes ya que se comportan como vigas empotradas en la base a diferencia de las pilastras, que se mencionan a continuación, y que por ser de mucho menos altura están sometidas principalmente a compresión.

Las pilastras están constituidas por una base o zapata de hormigón semienterrada sobre la cual se levanta a una determinada altura sobre el suelo –menor que para los pilotes– una pila de piedra, ladrillo u hormigón. (Fig. 4.2.a y 5.3.a)

Los cimientos corridos son de hormigón vaciados en una zanja continua que es excavada a todo lo largo donde, posteriormente, serán levantados los muros. Las dimensiones varían de acuerdo a la capacidad portante del terreno.

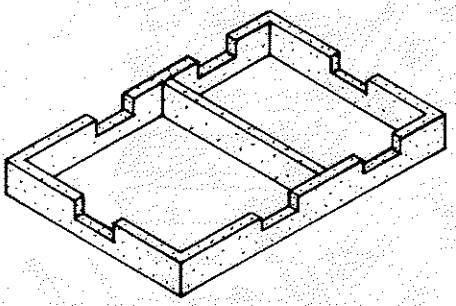
La parte inferior es el **cimiento** propiamente dicho, se construye con hormigón ciclópeo, la parte superior –cuando se necesita por altura– es el **sobrecimiento** y se construye con hormigón simple. (Fig. 4.2.c, 5.2.a y 5.3.b)

Cuando el piso en una edificación de madera es de hormigón, es conveniente vaciarlo conjuntamente con la cimentación. Como esta última es por lo general de dimensiones pequeñas, se convierte en un simple engrosamiento de la losa

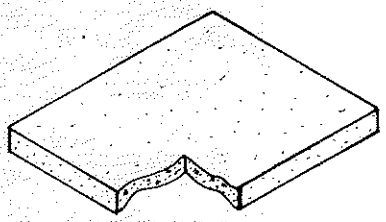


( a ) pilastras

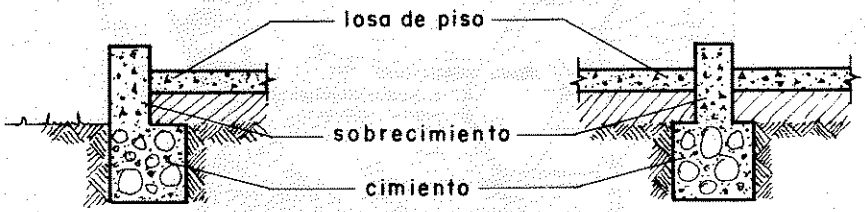
( b ) pilotes



( c ) cimentación corrida



( d ) losa de piso combinada
con cimentación corrida




sección en muro exterior

sección en muro interior

Figura 4.2 Cimientos

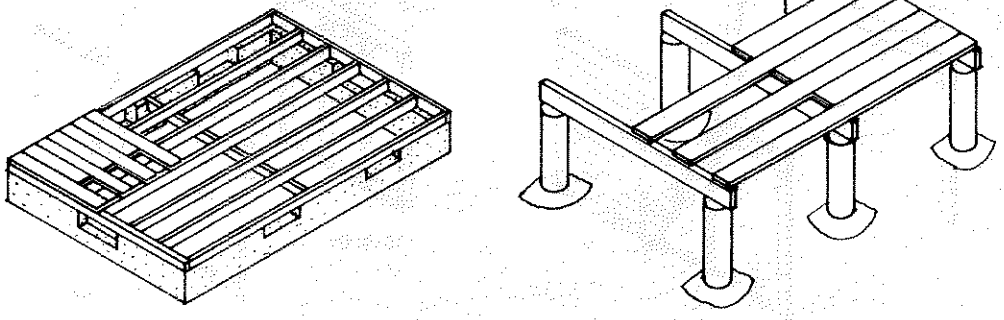
Las losas de hormigón son de aproximadamente 100 mm de espesor, vaciadas sobre una capa de suelo afirmado y se extienden por toda el área de la edificación. En los bordes y debajo de los muros portantes la losa se engruesa constituyendo una cimentación corrida, pero se diferencia de aquella en que se construyen conjuntamente formando una sola unidad. (Fig. 4.2.d y 5.2.b).

## 4.1.2 Pisos y Entrepisos

Los pisos se extienden por toda el área de la edificación conformando una superficie de apoyo. El piso puede consistir en una losa de hormigón en contacto con el suelo o en una estructura de madera elevada. En el primer caso, el piso puede estar enmarcado por una cimentación corrida, o puede formar parte de ella, si se trata de una losa. En el caso de un piso de madera elevado, éste se apoya directamente sobre la cimentación o sobre muros portantes si se trata de un entrepiso. Los pisos y entrepisos de madera están conformados por vigas, viguetas y el piso propiamente dicho.

El piso propiamente dicho está por lo general constituido por dos capas. Una inferior –estructural o resistente– que es el "sub-piso" o "falso piso" y otra que es la capa de acabado y hace las veces de un revestimiento del piso. En algunos casos el piso resistente puede quedar visto como único revestimiento.

El falso piso puede variar de acuerdo al sistema constructivo. En el sistema entramado es liviano, ya que se apoya sobre viguetas y éstas sobre vigas o muros; se usan comúnmente: entablados –machihembrados o no– y tableros contrachapados o aglomerados resistentes a la humedad y de calidad estructural. (Fig. 4.3.a). En el sistema poste y viga el piso es más pesado, ya que se apoya directamente sobre las vigas cubriendo luces mayores. Se usan entablonados de 4 o 5 cm de espesor (Fig. 4.3.b).



( a ) viguetas y entablado sobre cimentación corrida

( b ) vigas y entablonado sobre pilotes

**Figura 4.3 Pisos y entrepisos**

Para revestir los pisos existen varias alternativas de materiales que dependen del uso que se de a la habitación y de los costos relativos. Se usan: cemento pulido, losetas de cemento o arcilla cocida, baldosas asfálticas o vinílicas en falsos pisos de hormigón, o madera machihembrada, parqué, alfombra y otros en falsos pisos de madera. El entablado para revestimiento de piso debe presentar el corte radial en la superficie ya que es más resistente al desgaste. (Fig. 5.2.a y b, 5.3.a y b).

## 4.1.3 Muros

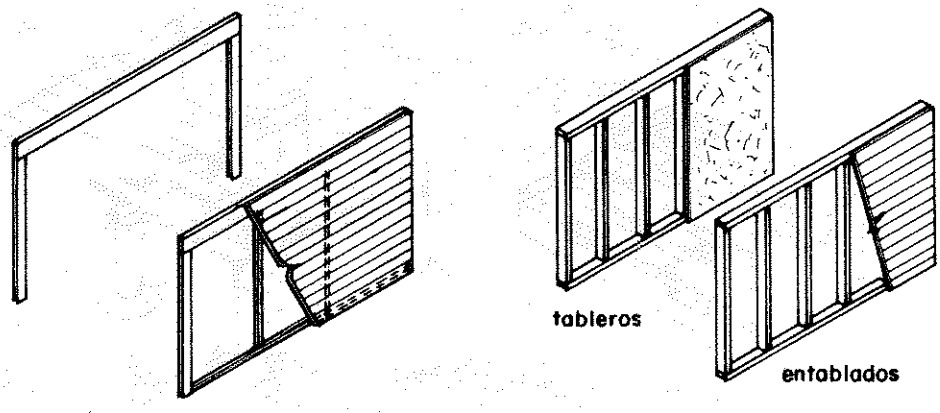
Los muros en edificaciones de madera pueden ser portantes y no portantes, según la función resistente que cumplan. Los primeros reciben cargas del techado o del piso superior y los segundos cumplen principalmente una función de cerramiento.

Cuando el sistema estructural de la construcción es del tipo poste y viga (Secc. 4.3.3) o a base de pórticos, los muros son de relleno y tienen un entramado propio que facilita su revestimiento y que está diseñado únicamente para darle la suficiente rigidez. En algunos casos pueden recibir un revestimiento de entablonado (tablas de gran espesor) o de tableros aglomerados de suficiente espesor.

**Muro entramado** es aquel que tiene como "armazón" un entramado de madera. Estos, al tener los pie-derechos del entramado relativamente cerca, permiten un revestimiento de menor espesor que puede ser de entablado, tablero o enlucido. (Fig. 4.4.b, 5.34, 5.35).

**Revestimientos**

Sobre los entramados de muros portantes o de relleno se colocan revestimientos que pueden estar en uno o en ambos lados del mismo. Estos pueden ser: entablados, tableros y revoques. Estos últimos se fabrican con morteros de yeso o cemento sobre malla metálica, enlistonados o sobre caña.




( a ) pórtico y entablonado

( b ) entramado

Figura 4.4 Muros

En muros exteriores es necesario usar revestimientos resistentes a la humedad. Si se usan tableros, éstos deben ser únicamente fabricados con adhesivos o aglomerantes adecuados.

Para muros interiores los revestimientos deben ser resistentes al fuego para proteger la estructura de madera por el tiempo mínimo que indican los reglamentos (Secc. 6.6.4.4). Desde este punto de vista son recomendables aquellos revestimientos a base de materiales inertes como yeso, morteros de cemento o cal y deberían evitarse la madera misma y los tableros a base de madera.

### 4.1.4 Techos

Los techos a base de madera pueden estar constituidos por diferentes sistemas estructurales como se muestra en la Fig. 4.5. Sobre estos elementos se coloca la cubierta por el lado exterior y el cielo raso por el lado interior. La cubierta puede estar constituida –al igual que los pisos– por dos elementos. Una base de entablado o tableros que se coloca sobre las viguetas o correas y una cubierta exterior propiamente dicha que puede ser de distintos materiales. Entre los más usados están las tejas cerámicas, tejas de madera, tejas asfálticas, planchas onduladas metálicas y/o de asbesto-cemento y paja. (Fig. 5.36 a,b,c,d,e).

Los cielos rasos pueden ser horizontales o inclinados. Además de su función estética al presentar una superficie plana a la vista, cumplen el importantísimo papel de proteger el techo o piso contra la propagación del fuego. Los materiales adecuados deben ser a la vez livianos y de acabado rugoso, generalmente tableros de baja densidad o también enlucidos de yeso.

### 4.1.5 Carpintería y Accesorios

Como carpintería, en viviendas, se considera a las puertas, ventanas, escaleras, muebles de cocina, guardarropas y otros elementos de acabados, como son las molduras, contrazócalos y rodones para el remate final. La fabricación de éstos requiere generalmente mano de obra y materiales de buena calidad. (Fig. 4.6).

Las puertas que dan hacia el exterior generalmente son de madera sólida ya sea apaneladas o machihembradas, en el interior pueden ser contraplacadas con bastidor y tablero contrachapado o de partículas en ambas caras y con algún material de relleno en el interior (Fig. 5.37).

Las ventanas deben ser de madera resistente a la intemperie y suficientemente herméticas o protegidas para impedir el ingreso de lluvia al interior (Fig. 5.38).

Las escaleras descansan sobre vigas dentadas o rebajadas conocidas como zancas, a ellas se aseguran los pasos, contrapasos y pasamanos. La madera a ser usada como pasos debe ser muy dura para resistir el desgaste por rozamiento. Las escaleras pueden ser de uno o más tramos. (Fig. 5.39 y 5.40).

Los muebles de cocina comprenden armarios de piso y armarios de pared, generalmente están fijados a la estructura (Fig. 5.41).

Los guardarropa pueden ser empotrados o movibles, ser construidos desde un inicio o, previéndo su ubicación, en una siguiente etapa de complementación de la vivienda. (Fig. 5.42).

### 4.1.6 Instalaciones

Las instalaciones más comúnmente usadas en viviendas son de dos tipos, las eléctricas y las sanitarias.

Las instalaciones eléctricas comprenden la entrada en el tablero general, circuitos para tomacorriente, centros de luz y de reserva, cajas y accesorios. Para la protección de los conductores se recomienda que la instalación eléctrica sea entubada. (Fig. 4.7 y 5.43).

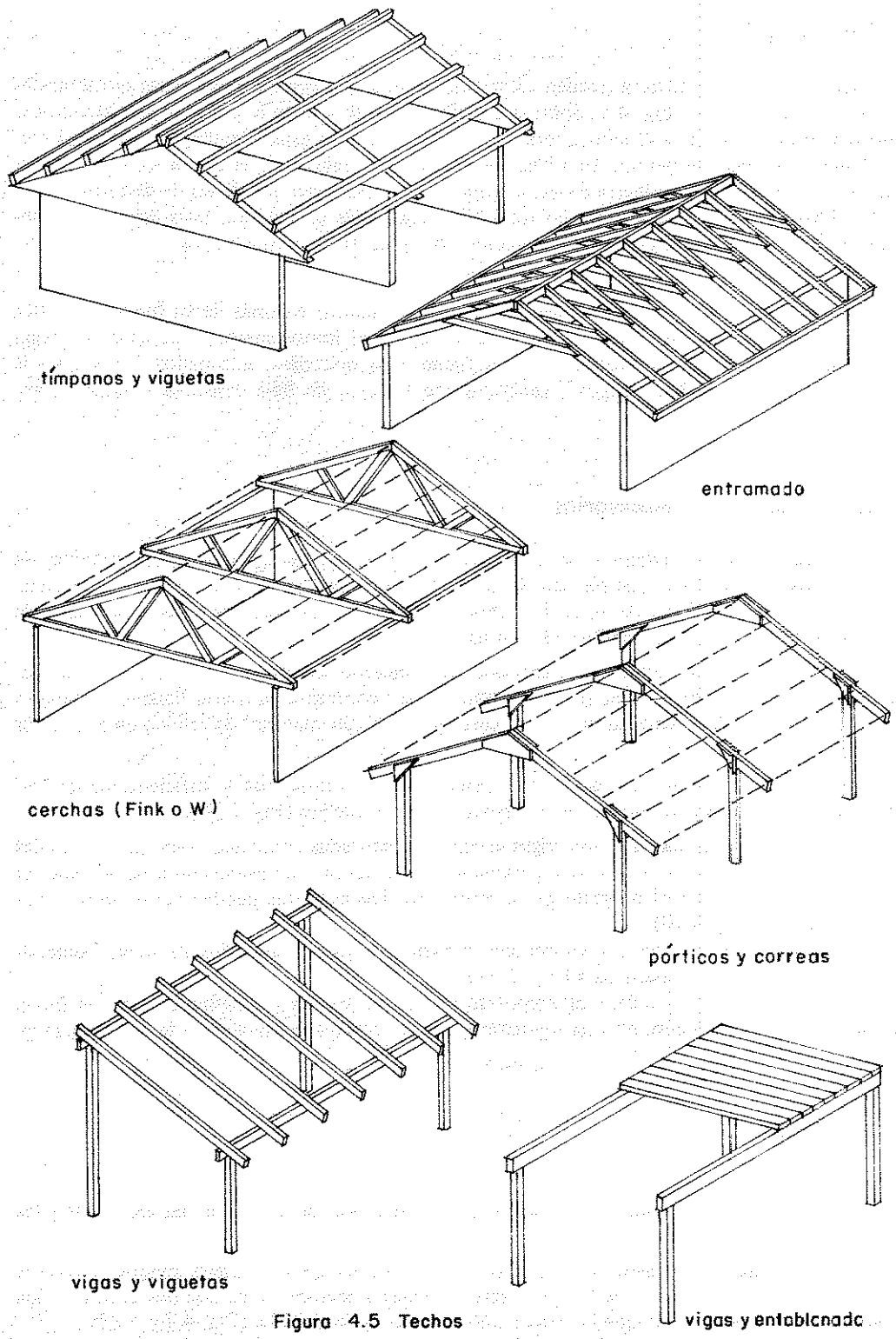



Figura 4.5 Techos

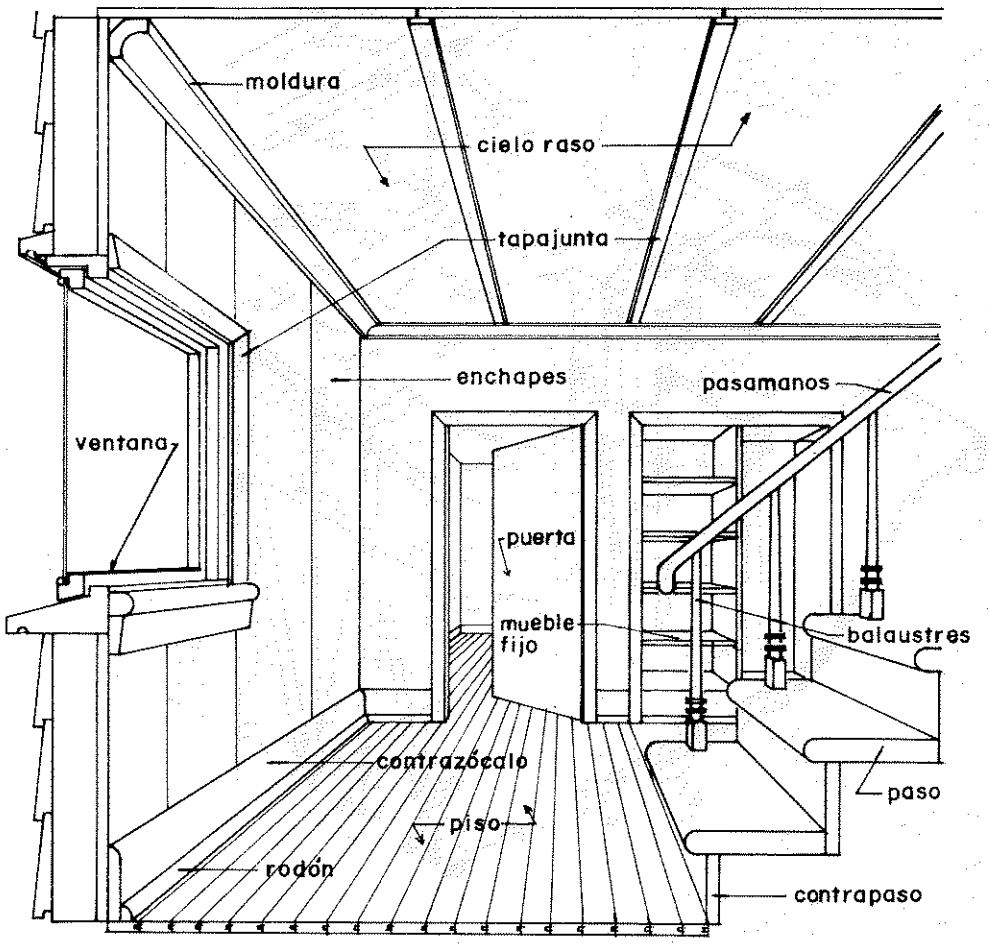



Figura 4.6 Carpintería y accesorios

Las instalaciones sanitarias comprenden el sistema de abastecimiento de agua potable y el sistema de evacuación de desagüe o aguas servidas. Las tuberías se agrupan para facilitar su protección, aislamiento o inspección. El muro por donde corren las tuberías para alimentar a los diferentes aparatos se conoce como muro sanitario. (Fig. 4.8, 5.44 y 5.45).

Un excelente trabajo de carpintería puede ser echado a perder luego, cuando los instaladores electricistas o sanitarios perforen o destajen la estructura para tender sus ductos y tuberías, por lo cual, se recomienda prever las zonas y puntos por donde serán tendidas las redes y que por el corte en la madera no se debilite la estructura, como el ejemplo que se presenta en la Fig. 5.46.

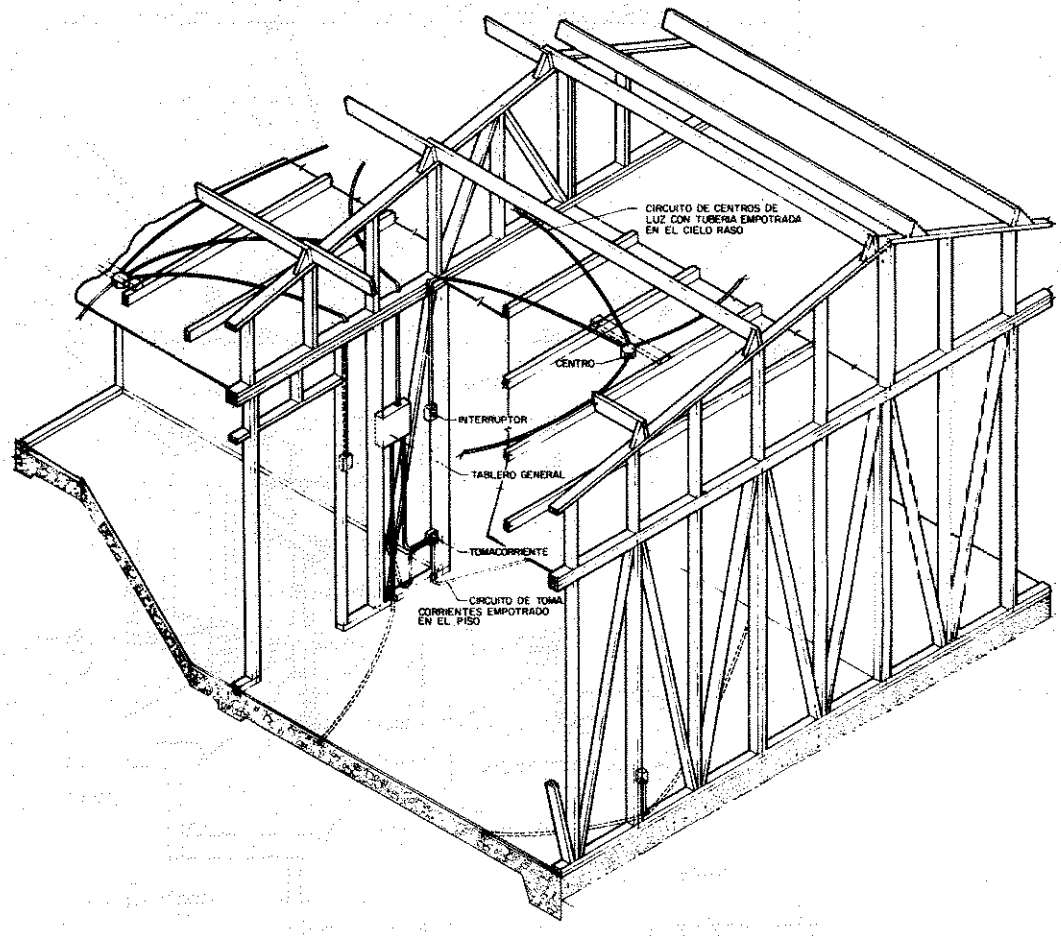



Figura 4.7 Instalaciones eléctricas

## 4.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

### 4.2.1 Particularidades del Diseño con Madera

La madera como cualquier otro material de construcción, tiene ventajas que pueden ser utilizadas y desventajas que deben ser controladas. En la medida que más se conozca el material se podrá sacar el máximo provecho a sus virtudes y controlar sus defectos.

Para usar apropiadamente este material en construcción, es recomendable que el diseñador tenga conocimiento de los diferentes aspectos tecnológicos, comportamiento mecánico y estructural, criterios de uso y protección por diseño, posibilidades de transformación y prefabricación de la madera y finalmente, las características de erección y montaje que requiere este tipo de construcción. Por ejemplo, es importante conocer la pro-

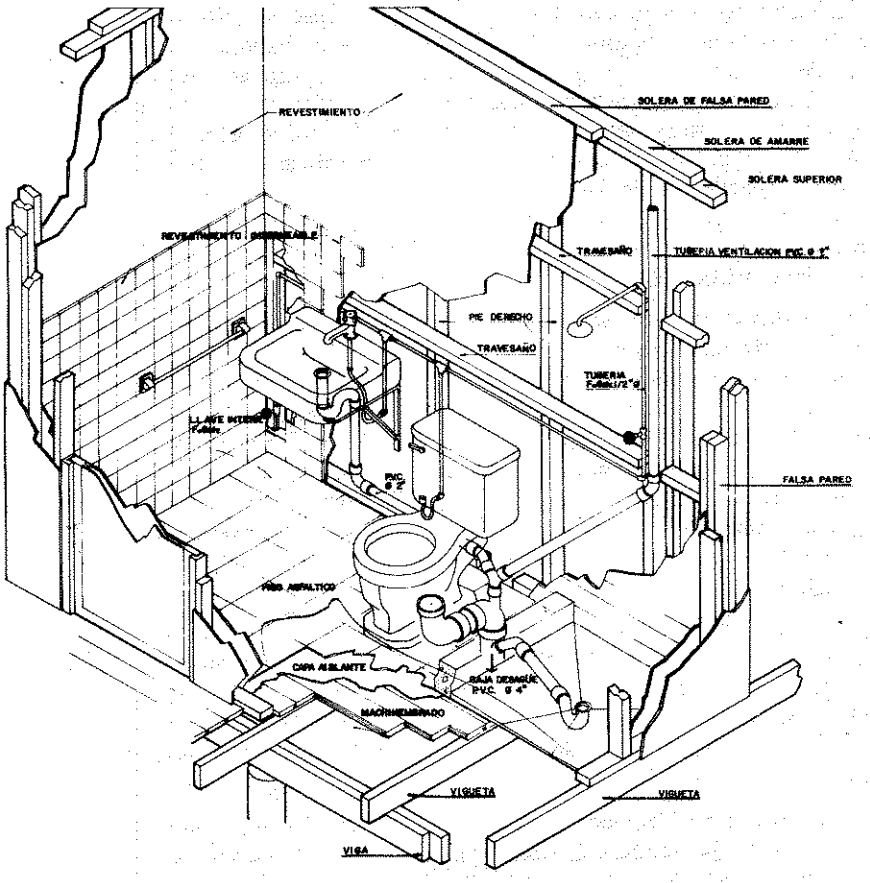



Figura 4.8 Instalaciones sanitarias

piedad que tiene la madera de equilibrar su contenido de humedad con el del medio ambiente, sufriendo contracciones o expansiones dimensionales según sea el caso que pierda o gane humedad, ya que este fenómeno puede afectar las dimensiones y tolerancias de los componentes de construcción. Asimismo conocer las propiedades anatómicas de la madera permite especificar que para pisos es conveniente utilizar entablados que tengan un corte radial (Cap. 1) pues son más resistentes al desgaste mecánico, pero para revestimientos de muro se recomienda entablados con corte tangencial, debido a que absorben menos pintura, su mantenimiento es más económico y su textura encebollada más atractiva.

La madera debe ser principalmente utilizada por sus propiedades estructurales, estéticas y por la versatilidad de usos que ofrece. El costo, es también una variable a tomar en cuenta. Cuando algunos de los requerimientos de diseño antes mencionados, no pueden ser satisfechos con el uso de la madera, es más conveniente no usarla antes que arriesgarla a un fracaso, ya que ello no hace sino alimentar los prejuicios que tanto daño han hecho en el pasado y que tanto trabajo cuesta erradicar de la mente de ciertos usuarios, financiadores, aseguradores y autoridades oficiales.

Otro aspecto es el relativo a los desperdicios, especialmente si es que no se le toma en cuenta desde el tablero de dibujo. No olvidemos que la madera es un material que ya viene "hecho" de la naturaleza, por lo tanto, tenemos que utilizar criterios lógicos de ordenamiento del material y no al revés, como puede suceder especialmente con el concreto u hormigón, cuyas formas se fabrican a voluntad del constructor. La coordinación modular es una ayuda de diseño que puede fácilmente utilizarse en función de las longitudes, secciones y dimensiones de los elementos, componentes y revestimientos que intervienen en una construcción con madera, sacando el máximo provecho de la disponibilidad del recurso en el mercado y reduciendo su desperdicio tanto durante la fabricación como en el montaje de la edificación.

En cuanto al abastecimiento del material en los Países Andinos, es necesario tomar en cuenta que en la mayoría de los casos se encontrarán dos tipos de dimensiones en piezas de madera: la dimensión nominal o comercial que se utiliza para la madera sin habilitar y en estado húmedo y la dimensión real que se emplea en piezas habilitadas, es decir secas y cepilladas. En el Cap. 3 se presenta una relación de escuadrías en dimensión real y su equivalente comercial, donde se muestra que una pieza de 2" x 4" resulta siendo de 40 x 90 mm o una de 6" x 10" deberá considerarse como de 140 x 240 mm. Las dimensiones comerciales son las indicadas para la adquisición de material, transporte y secado de la madera, mientras que las dimensiones reales requieren ser consideradas para las etapas de: preservación, elaboración de detalles constructivos y cálculos estructurales, así como para el almacenaje de componentes.

La expresión o representación gráfica en el diseño con madera es distinta, tiene su propia simbología y requiere ser conocida como cualquier otro lenguaje de dibujo. En el Cap. 14 se presentan recomendaciones para la representación gráfica del diseño con madera y un juego completo de planos al detalle que permitirán al usuario familiarizarse con este tema.

Finalmente debe mencionarse que el éxito o fracaso de una construcción con madera, depende mucho de la atención que se ponga a los criterios de protección de la edificación a través del diseño, entendiéndose por protección la reducción o eliminación de las causas que deterioran o destruyen la madera, de modo tal que se garantice un buen comportamiento del material en sus funciones estéticas y estructurales. Hay tres mecanismos de protección importantes: especificaciones técnicas (Secc. 4.2.3), detalles constructivos (Cap. 6) y tratamientos a la madera (Cap. 2). Si se cumple con dar la debida importancia, durante las etapas de diseño, a los tres criterios antes mencionados, las posibilidades de éxito de una construcción con madera serán por lo menos iguales o mayores que las de una construcción tradicional.

### 4.2.2 Especificaciones Técnicas

Por lo general las especificaciones comprenden la redacción de todas las indicaciones que sean necesarias para la ejecución de la obra y que no estén contenidas en los planos. Se componen principalmente de la descripción de los materiales y los procedimientos de construcción a usarse.

Esta información escrita debe ser exacta, inteligible y sobre todo posible de interpretar. Por ejemplo: especificar que la madera esté siempre libre de todo defecto puede resultar irreal e innecesario. La calidad requerida debe condicionarse al costo, es decir una mejor calidad o apariencia puede exigirse cuando los costos no están limitados, o en su defecto solamente cuando los requisitos de diseño especifiquen la ausencia total de determinado

tipo de defecto para resaltar las cualidades estéticas de la madera. No es recomendable exigir requerimientos ambiguos o subjetivos como exigir calidad de acuerdo a la "buena práctica constructiva" o a la "satisfacción del proyectista".

En construcciones con madera las especificaciones más importantes, adicionalmente a la madera estructural y no estructural, son los revestimientos interiores y exteriores. En ese sentido se recomienda, especificar un recubrimiento interior que sea incombustible o tenga una resistencia mínima al fuego de acuerdo a las normas y un revestimiento exterior que sea impermeable y resistente a la intemperie.

En el caso de especificaciones técnicas para madera, éstas se supeditarán al tipo de uso estructural o no estructural de la misma. A continuación se presenta una tabla resumen donde se incluyen los principales aspectos que deben especificarse:

| Especificaciones | Madera Estructural | Madera No Estructural |
|---|---|---|
| Tipo de especie | Si (grupos) | No necesariamente |
| Dimensiones reales | Si | Si |
| Procesamiento (acabado) | No necesariamente | No necesariamente |
| Tolerancias | Si | Si |
| Longitudes | Referidas a planos | Referidas a planos |
| Grado de clasificación | Estructural | No Estructural |
| Contenido de Humedad | Si | Si |
| Preservación | Si es necesario | Si es necesario |
| Resistencia | Si | No |

## 4.2.3 Coordinación Modular

La utilización racional de la madera y sus productos derivados en la construcción hace necesaria la adopción de criterios dimensionales que hagan su uso eficiente desde las etapas de extracción y transformación para facilitar luego el diseño, la fabricación y la construcción. Esto se alcanza con la aplicación del Sistema de Coordinación Modular que tiene como objetivo relacionar las dimensiones de los materiales con las dimensiones de los ambientes arquitectónicos, reducir el desperdicio, aumentar el rendimiento de la mano de obra y acortar los tiempos de construcción.

En construcción con madera se utilizan principalmente dos tipos de materiales: los elementos que componen el casco estructural de la edificación y los revestimientos que sirven para recubrir esa estructura. Esto implica el uso de elementos principalmente longitudinales, que son las piezas de madera aserrada y el uso de elementos destinados para cubrir una superficie, como son los entablados o tableros de revestimiento. Ambos elementos poseen formas y dimensiones definidas, ya sea porque vienen "hechos" de la naturaleza o porque son manufacturados de acuerdo a un criterio industrial. Esta es la gran diferencia con la construcción vernacular o tradicional, en la cual el barro o el cemento, por ser materiales amorfos, pueden ser moldeados a voluntad del constructor, razón por la cual, la aplicación de una coordinación dimensional no resulta tan crítica como en construcción con madera.

El Sistema de Coordinación Modular permite organizar todas las medidas y disponer armónica y ordenadamente las piezas de madera en estructuras entramadas o aporticadas. Con este sistema es posible preparar componentes combinables, labor que en la construc-

ción, como procedimiento esencialmente aditivo de componentes, se ve facilitada por las características propias de la madera (liviana y muy resistente al impacto). La aplicación de alguno de los sistemas constructivos puede requerir madera dimensionada, paneles (pequeños, medianos o grandes) y hasta componentes tridimensionales; todos los cuales deben tener dimensiones coordinadas.

La coordinación dimensional se practica mediante el uso de una dimensión base o módulo con el cual se correlacionan las dimensiones de los materiales, para simplificar sin desperdicios, las dimensiones de los componentes, de tal manera que puedan ser intercambiables, combinables y flexibles.

El módulo base (MB) adoptado por los institutos de normas de muchos países, es de 100 mm por su posibilidad de cubrir, por combinación numérica, una mayor cantidad de materiales empleados en la construcción. En la práctica se utilizan los múltiplos del módulo base para elaborar tramas o retículas de referencia.

Las tramas son planos formados por una sucesión de líneas paralelas horizontales y verticales, separados a distancias moduladas que sirven como ayuda de trabajo para diseñar los diferentes elementos, componentes o proyectos arquitectónicos, que requieran estar organizados a base de un criterio de coordinación dimensional. (Fig. 4.9).

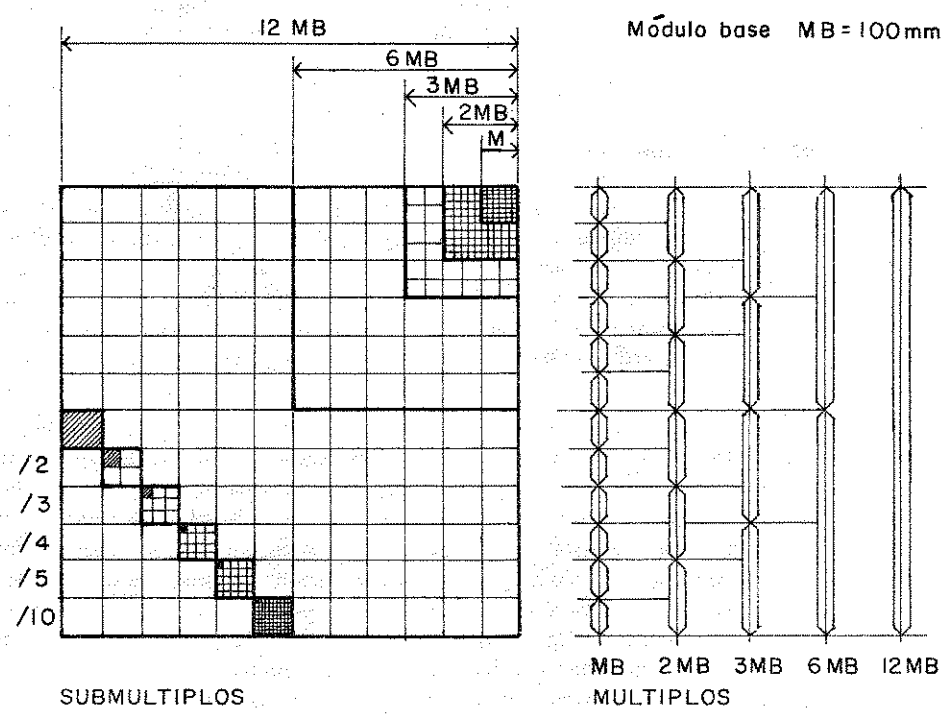



Figura 4.9 Trama modular

La trama modular más recomendable para ser empleada en proyectos de edificaciones de madera es la de 12 MB debido a que los múltiplos o submúltiplos de esta dimensión se encuentran incluidos en muchas partes de las viviendas, tales como: altura y anchos de habitaciones (2400 — 3000 mm), tableros para el revestimiento de muros (1200 - 2400), espaciamiento entre pie-derechos (400 - 600 mm), espaciamiento entre viguetas (400 - 600 mm), espaciamiento entre cerchas o armaduras de cubierta (1200 - 2400 mm), luces de techado (2400 - 3000, 6000 - 7200). (Fig. 4.10).

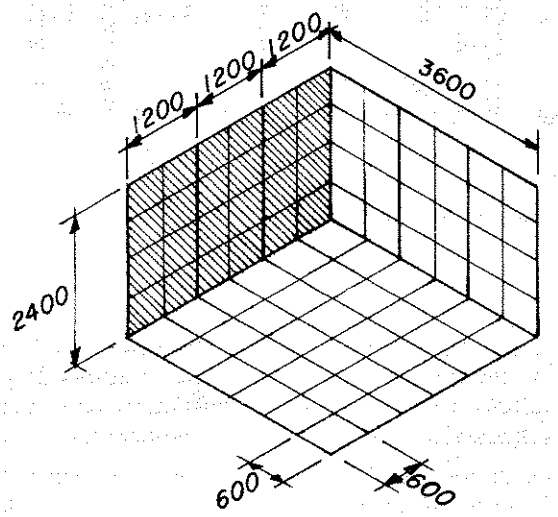



Figura 4.10 Trama tridimensional

Para preparar componentes se emplea una trama menor que la del proyecto, generalmente 2 MB o 3 MB según la distribución y longitudes totales de los elementos parciales que lo conforman. Con esta trama se hacen las plantillas para la fabricación de paneles para muros, tímpanos y también las aberturas para vanos de puertas, ventanas, cajas de escalera, que son obtenidas de múltiplos de estos valores.

En las plantillas de fabricación los elementos que conforman un panel se ubican de la siguiente manera: todas las piezas que forman el borde o perímetro van inscritas dentro de las dimensiones totales del componente, de tal manera que sus caras exteriores coincidan con las líneas finales de la trama; todas las piezas interiores se las coloca haciendo coincidir sus propios ejes con las líneas interiores de las tramas. Para aberturas incluidas en el componente sus dimensiones se toman netas entre interiores de los elementos que la conforman. Esto es muy importante para preparar el metrado de piezas, así como la lista de cortes transversales, pero sobre todo, para obtener componentes con dimensiones totales modulares que deben acoplarse exactamente junto con otros en la trama del proyecto total. (Fig. 4.11).

La construcción con madera requiere de algunas tolerancias en el dimensionamiento de las piezas, en la fabricación de los componentes y en la colocación final de éstos en la obra. Estas varían con el contenido de humedad que posee la madera al momento de la fabricación, el tamaño de los componentes y el proceso de fabricación y montaje utilizado.

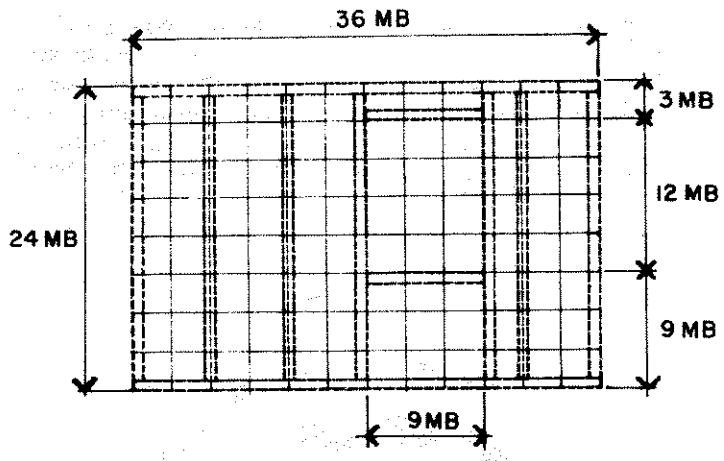



Figura 4.11 Muros con medidas modulares

Generalmente los componentes tienen una dimensión menor a la modular para que puedan ser colocados sin dificultad, esta diferencia es absorbida por las juntas entre los elementos. En el capítulo 3 se especifican las tolerancias tanto para la habilitación de las piezas como para la fabricación o construcción de componentes.

Para la longitud de los muros se especifica que deben construirse 3 mm menos de la dimensión teórica. Es decir, si un muro o panel tiene 2,400 mm de largo, debe fabricarse como de 2,397 mm y sobre esa dimensión se permite una tolerancia de más o menos 2 mm. Esto significa que el panel tendrá un largo mínimo de 2,395 mm y un máximo de 2,399 mm. Para la altura de los muros debe considerarse la dimensión teórica y una tolerancia de más o menos 2 mm. (Fig. 4.12).

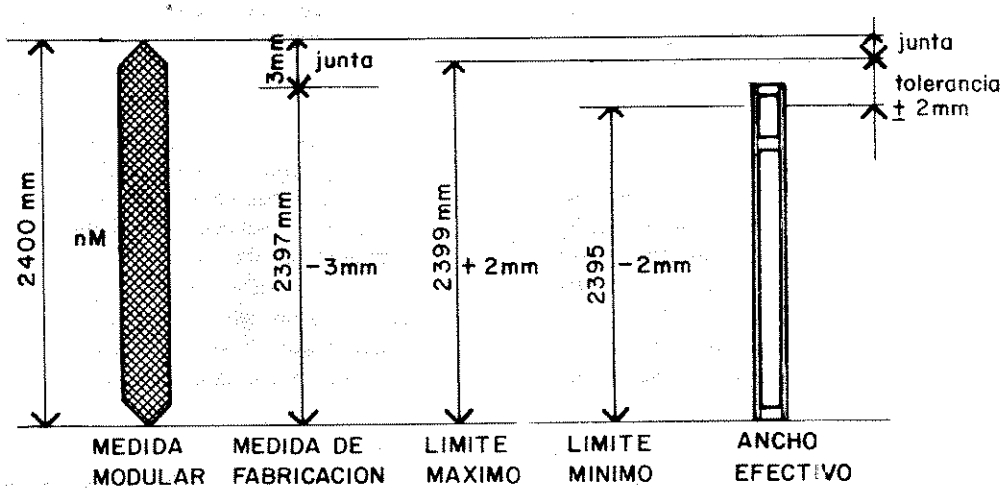



Figura 4.12 Tolerancias en el dimensionamiento de paneles de muro

Para el caso de cerchas o armaduras y tímpanos se debe tener una tolerancia de más o menos 0.5 mm por metro de longitud. La altura debe tener una tolerancia de más o menos 1 mm por metro de altura. (Fig. 4.13).

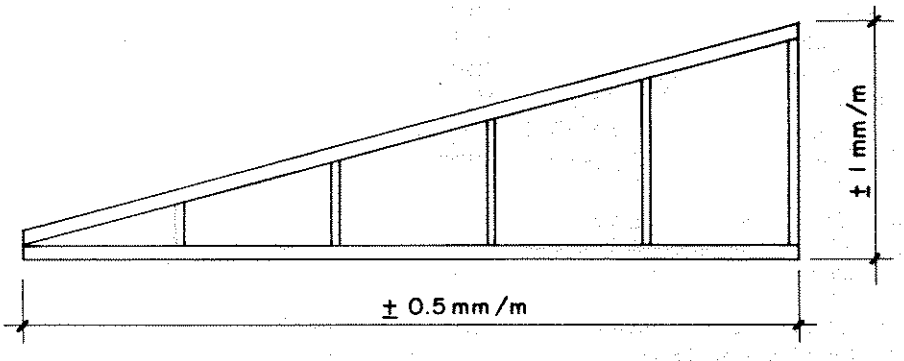



Figura 4.13 Tolerancias en el dimensionamiento de cerchas o tímpanos

Para la ubicación de los componentes dentro de la trama del proyecto se presentan las siguientes alternativas: a) colocarlos haciendo coincidir una de sus caras con la línea de la trama; b) colocarlos haciendo coincidir sus ejes con la línea de la trama; c) colocarlos en zonas neutras abiertas en la trama que tienen el espesor del componente. (Fig. 4.14).

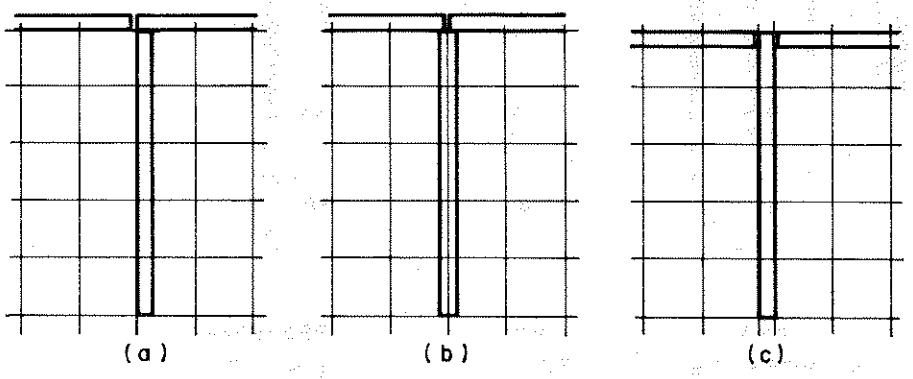



Figura 4.14 Ubicación de los componentes dentro de la trama

Los distintos encuentros que pueden ocurrir entre componentes hacen escoger una u otra posición respecto a la trama modular.

El siguiente ejemplo muestra una vivienda de 75 $m^2$ de construcción que utiliza un módulo básico de 100 mm, dos módulos para diseño de componentes (MC) de 200 mm y 300 mm y un módulo para el diseño del proyecto (MP) de 1200 mm.

La vivienda se diseñó sobre la base de una trama modular de 1200 x 1200 mm y tiene 6 MP de ancho y 9 MP de largo. En este caso los tres muros portantes distanciados cada 3 MP están ubicados en zonas neutras, lo que permite que los muros transversales se ubiquen entre ellos sin ningún inconveniente y de acuerdo a las necesidades de diseño.

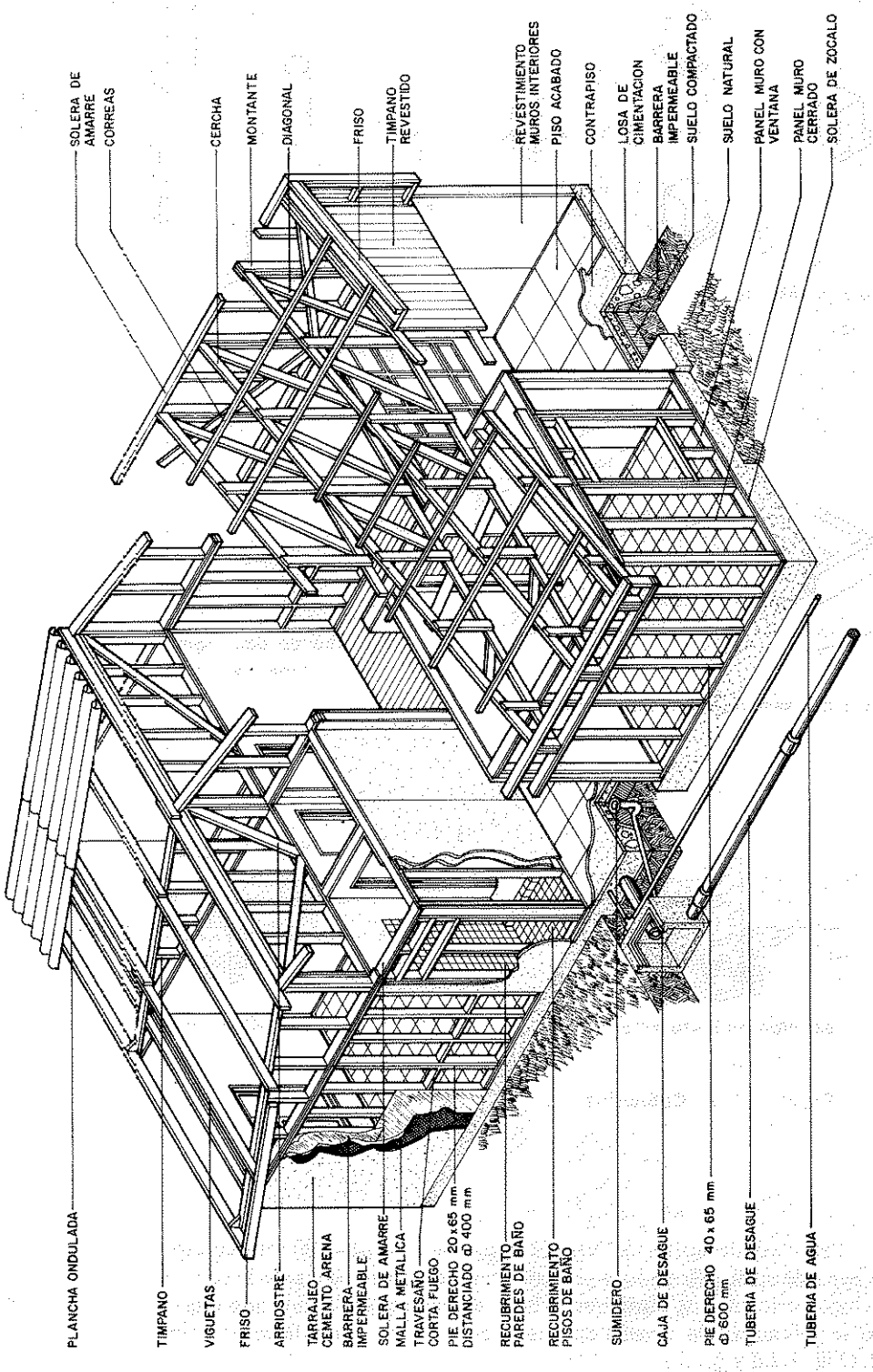



Figura 4.1 La edificación de madera y sus componentes

Las dimensiones modulares de los ambientes arquitectónicos son:

| | | |
|---|---|---|
| Porche | : | 1 MP x 3 MP |
| Estar comedor | : | 5 MP x 3 MP* |
| Cocina | : | 2 MP x 2.5 MP** |
| Dormitorio 1 | : | 3 MP x 3.5 MP* |
| Dormitorio 2 | : | 3 MP x 2.5 MP** |
| Dormitorio 3 | : | 3 MP x 2.5 MP** |
| Baño | : | 2 MP x 1 MP |
| Corredor | : | 1 MP* x 3.5 MP |
| Vivienda | : | 9 MP x 6 MP*** |

**NOTA:** MP* : indica menos 1 espesor de muro
MP** : indica menos 2 espesores de muro
MP*** : indica más 3 espesores de muro

En el caso de los paneles de muro se utilizaron dimensiones de 600 x 2400 y 1200 x 2400. En ellos se incluyeron 2 tipos de paneles ciegos, 3 tipos de paneles de ventana y 2 tipos de paneles de puerta tal como se ilustra en la Fig. 4.15.

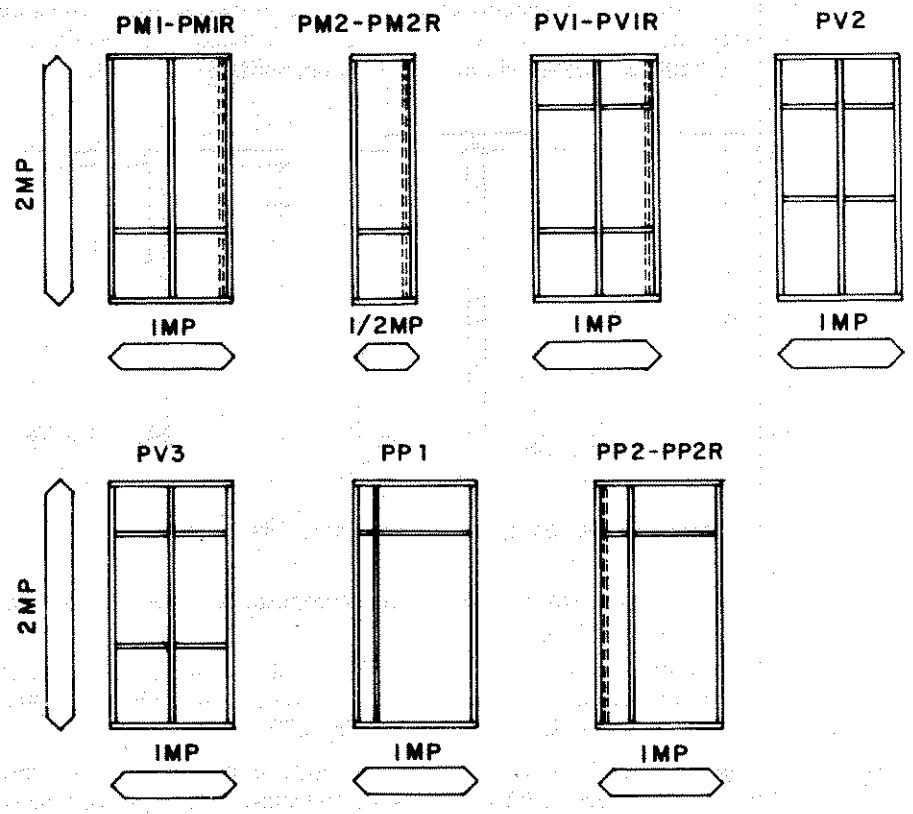



Figura 4.15 Tipo de paneles de muro

A continuación se ilustra el modo como se distribuyen los paneles en la vivienda. (Fig. 4.16). Estos fueron diseñados para descansar en una solera de zócalo y recibir un revestimiento de malla de metal expandido de 1200 x 2400 mm y enlucido cemento-arena. Encima de los paneles se colocan: la solera de amarre, los tímpanos portantes y de arriostre, el cielo raso y la cobertura.

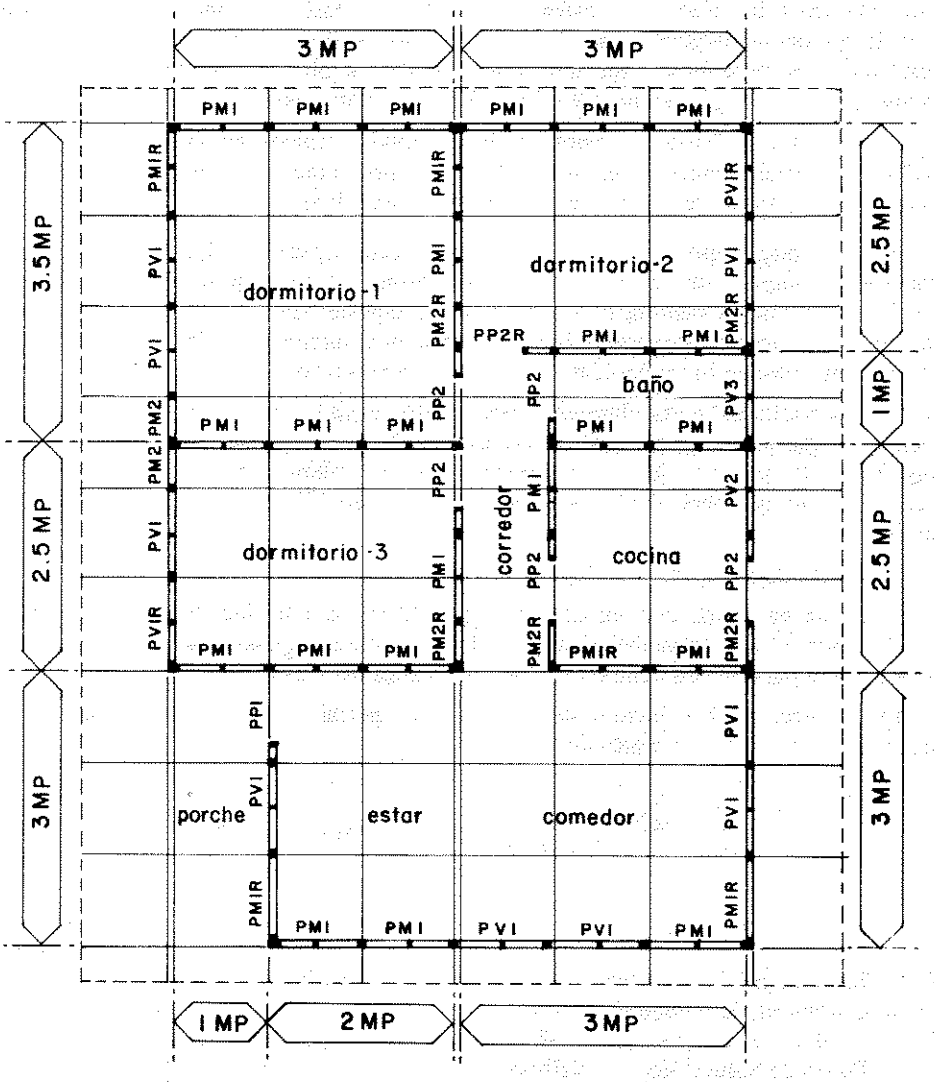



Figura 4.16 Distribución de paneles de muro en vivienda modular

### 4.2.4 Control Dimensional

La madera por sus características orgánicas está sujeta a fluctuaciones en su contenido de humedad, debido principalmente a cambios en la humedad relativa y en la temperatura del ambiente, que inducen a variaciones dimensionales. La Fig. 2.3 muestra la fluctuación de la humedad de equilibrio de la madera para diferentes niveles de humedad relativa y variaciones de temperatura entre 5°C y 35°C.

La variación dimensional depende del tipo de especie y de la dirección del grano. El movimiento a lo largo de la pieza (o del grano) es casi nulo, pero puede ser considerable en la dirección perpendicular al grano. En este sentido el movimiento es mayor tangencialmente, es decir en la dirección tangencial a los anillos de crecimiento, que en el sentido opuesto o radial (perpendicular a los anillos de crecimiento).

La Fig. 1.7 muestra los cambios dimensionales típicos en el sentido longitudinal, radial y tangencial. Asimismo en la Tabla 1.3 se presentan los coeficientes K de contracción (expansión) total (de condición verde a estado anhidro).

Resulta muy importante tomar en cuenta este aspecto en las etapas de diseño de elementos y componentes de madera, siendo posible prever el porcentaje de CH que absorberá o expulsará la madera una vez en uso y equilibrada con el medio ambiente. Esto permitirá determinar la expansión o contracción que sufrirán las piezas, lo cual podrá ser controlado estableciendo las debidas tolerancias constructivas.

Este aspecto es particularmente importante cuando los componentes son fabricados en un lugar y se erigen en otro con características de humedad relativa y temperatura diferentes. Es por eso que se recomienda que la madera esté secada al mismo contenido de humedad que será alcanzado una vez que se equilibre con el medio ambiente del lugar de uso.

A manera de ejemplo, se incluye el siguiente caso práctico:

Una viga de Sande con un CH de 20 por ciento será trasladada a la obra cuyo equilibrio de contenido de humedad alcanzará al 12 por ciento. ¿Qué dimensión deberá tener la viga de madera para que en condiciones de uso alcance 90 x 240 mm?

En la Secc. 1.3.2 se incluye una fórmula que permite determinar la variación dimensional por unidad de ancho o alto de la sección.

$$E \text{ o } C = \frac{CH_f - CH_i}{PSF} \times \frac{K}{100}$$

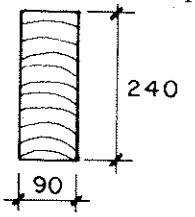
donde:

E, C = Expansión (si es positiva), Contracción (si es negativa)
$CH_f$ = Contenido de humedad final
$CH_i$ = Contenido de humedad inicial
PSF = Punto de Saturación de las fibras
K = Coeficiente de contracción (expansión) total, radial o tangencial (el que se esté calculando).

Hay que recordar que el PSF promedio se alcanza al 30 por ciento de CH, por lo tanto la contracción puede ocurrir **sólo a partir** del PSF y la expansión puede presentarse **hasta el**

nivel del PSF. (Esto para casos de piezas de madera cuyo CH alcance o provenga de porcentajes mayores a 30 por ciento).

Considerando que la pieza de madera tiene un corte radial se tiene:




$CH_f = 12\,\%$
$CH_i = 20\,\%$
PSF $= 30\,\%$
K $= 3.8\,\%$ (R), $8.3\,\%$ (T) Tabla 1.3

$$C\ (R) = \frac{12 - 20}{30} \times \frac{3.8}{100} \times 240\ mm$$

C (R) = – 2.432 mm de contracción en la dirección radial

$$C\ (T) = \frac{12 - 20}{30} \times \frac{8.3}{100} \times 90\ mm$$

C (T) = – 1.992 mm de contracción en la dirección tangencial

Significa que la pieza deberá tener 92.4 mm de ancho y 241.99 mm de peralte para que alcance dimensiones finales de 90 x 240 mm.

Si fuera el caso contrario de expansión, la fórmula se aplicaría del mismo modo, con los mismos resultados pero positivos, siendo necesaria una dimensión de 88.0 x 237.6 para que una vez equilibrado el CH, alcance una dimensión de 90 x 240 mm.

### 4.2.5 Factores para Reducir Costos de Construcción

En la construcción de edificaciones de madera, el aspecto de costos es tan importante como en construcción tradicional, pero se tienen ventajas comparativas por la naturaleza misma de la técnica y los procedimientos constructivos. Los siguientes son aspectos que pueden ser de utilidad.

**Reducción de Costos por Diseño**

- Las plantas rectangulares de vivienda han demostrado ser más económicas que las cuadradas, en forma de "L" o de "U", aunque no siempre por la reducción en la longitud de los muros.
- El diseño de la edificación debe contemplar la disponibilidad comercial de secciones y longitudes de piezas de madera y de elementos de revestimiento. Esto reduce desperdicios y favorece la rapidez de erección y montaje.
- Es conveniente concentrar la ubicación de las instalaciones sanitarias, no sólo para disminuir su recorrido, sino para reducir en caso necesario la cantidad de paneles sanitarios.
- Establecer etapas de crecimiento horizontal y vertical para reducir el área, pero en función de las necesidades futuras.

**Reducción de Costos por Elección de Materiales**

- Usar especies agrupadas como adecuadas para la construcción (Secc. 3.5) que sean menos conocidas y cuyo costo es menor a pesar de comportarse igual o mejor que las de uso más difundido.
- Es deseable utilizar, de ser factible, los materiales y componentes disponibles en el mercado que tengan dimensiones comerciales fáciles de conseguir evitando pedidos especiales que siempre encarecen su valor.
- Al elegir los materiales debe conciliarse el costo directo con el de mantenimiento. Por ejemplo, invertir inicialmente en elementos de unión galvanizados o resistentes a la corrosión, significa un desembolso ligeramente mayor pero justificado considerando el ahorro en gastos de mantenimiento posteriores.

**Reducción de Costos por Construcción**

- La recepción de materiales en obra debe seguir un ritmo pre-establecido de manera de reducir al mínimo la necesidad de almacenamiento, y por lo tanto los costos de operación en obra.
- En algunos casos puede ser conveniente pre-ensamblar algunos componentes en la planta para facilitar un rápido montaje.
- El transporte y manipuleo deben reducirse al mínimo lo que permitirá ahorrar en mano de obra y acelerar la velocidad de montaje.
- Aunque las características y magnitud de la obra determinarán el sistema constructivo más apropiado, aún con mano de obra disponible puede ser conveniente utilizar un cierto nivel de tecnología intermedia, incluyendo algún tipo de maquinaria y prefabricando piezas y componentes. En la Secc. 4.3 se presentan las ventajas y desventajas de diferentes sistemas constructivos.
- Los sistemas constructivos con madera se prestan mucho no sólo a ser auto-construidos, sino sobre todo auto-fabricados. Por el tipo de herramientas que se utilizan y por la versatilidad de uso de la madera, es posible implementar programas dirigidos hacia individuos o comunidades, que con poca calificación, están en condiciones de adquirir, fabricar y/o construir progresivamente en un lapso relativamente largo, sin cargas financieras ni crediticias y al ritmo que imponga la propia capacidad adquisitiva de los usuarios.

## 4.2.6 Acabados y Mantenimiento

Además de la pintura y el resanado, comunes a cualquier edificación, el mantenimiento y reparación en edificaciones de madera resulta fácil y permite la sustitución de elementos y componentes eventualmente dañados por problemas de filtración, condensación, ataque de hongos e insectos y modificaciones de forma y tamaño de las habitaciones.

Para que el mantenimiento sea mínimo y poco costoso es necesario tomar las precauciones del caso desde la etapa de diseño, fabricación y construcción, eligiendo sobre todo, acabados de buena calidad que protejan y hagan durable a la edificación.

A continuación se señalan algunos criterios que deben ser contemplados durante la aplicación de acabados y mantenimiento:

La superficie de la madera puede cubrirse con materiales y otras sustancias para facilitar su limpieza y protegerla de la erosión por intemperismo y del desgaste por el uso. Debe tenerse en cuenta que el acabado sobre la madera, al obstruir sus poros, evita la entrada de esporas de hongos y además que los insectos depositen sus huevos en ella. Otras razones para pintar la madera, son las de retardar los cambios de humedad, la combustión por el fuego o simplemente, para aumentar la reflexión de la luz en las habitaciones oscuras.

El acabado de la madera puede ser dado con pinturas y esmaltes opacos, que ocultan su grano y color; con barnices, lacas, aceites y ceras transparentes que mejoran su apariencia o con tintes y colorantes que alteran su color pero no mejoran su brillo y textura los cuales dependen del tipo de madera. La elección de uno u otro acabado depende principalmente de los costos y las posibilidades de mantenimiento.

En el interior de la vivienda lo más económico es aplicar tres capas de emulsión a todas las paredes y cielo rasos. En cocinas y baños se requiere pintura lavable mate o brillante. En exteriores las pinturas son más resistentes que los barnices y se recomienda que sean de tipo esmalte o hidrófugas.

Los materiales de acabado deben ser de buena calidad y deben aplicarse en maderas limpias y secas. Después de la primera capa, los agujeros de clavos, grietas y otros defectos deben ser tapados con masilla u otro sellador apropiado.

Las piezas de madera usadas exteriormente y en especial los extremos o cabezas de las mismas, deben estar protegidas con materiales que repelen el agua, particularmente en las juntas y ensambles.

Una casa bien construida y con materiales adecuados requiere mucho menor mantenimiento que una casa mal construida y con materiales de baja calidad. El mayor costo inicial se justifica con el menor gasto futuro en la conservación de la vivienda.

Algo de reparación puede esperarse en el primer año. Por ejemplo en el acabado de las paredes interiores pueden aparecer grietas y alguna de las puertas puede atascarse. Esto suele ocurrir luego que la madera alcanza un contenido de humedad que está en equilibrio con el medio ambiente o luego que los elementos estructurales se deforman una vez cargados en forma permanente.

El usuario de la edificación debe desarrollar un continuo plan de mantenimiento y reparación a través de los años. Por ejemplo:

a) Revisar que las aberturas de ventilación debajo de un piso de madera elevado, aleros y tímpanos no estén obstruidas por plantas, objetos depositados, basura, etc. o que la malla mosquitero no esté rota.

b) Revisar los sistemas de evacuación de agua de lluvias como rotura o grietas en el material de cubierta, obstrucción o rotura del canal de recolección y tubo bajante. Eficiencia de las zanjas de drenaje.

c) Limpieza constante de los elementos de madera, pisos, muros, estanterías y otros muebles fijos.

d) Inspección de zonas humedecidas permanentemente buscando la fuente.

e) Revisión de los sistemas de agua y desague para detectar fugas de agua, humedecimiento, condensación y vibraciones.

f) Mantener los sistemas de control del ataque de termites subterráneos, mediante una renovación del envenenamiento del suelo alrededor de los cimientos, limpieza de los escudos metálicos y posibles rutas de acceso, así como eliminación de restos de materiales lignocelulósicos posibles de convertirse en foco de infección.

g) Ajuste de aquellos elementos de unión que por razones de contracción de la madera hayan quedado desajustados después de un tiempo.

## 4.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES

### 4.3.1 Uniones Estructurales

Las piezas de madera aserradas en las dimensiones requeridas, son unidas entre sí para formar componentes. La unión permite la continuidad constructiva y transmite las fuerzas que actúan entre los elementos, debiendo estas piezas permanecer fijas para conservar la forma original del conjunto.

Por medio de las uniones se pueden obtener elementos de cualquier longitud, traslapando sucesivamente las piezas, o también de cualquier ancho mediante la adición de piezas paralelas. Ambos recursos son muy ventajosos ya que al trabajar con piezas pequeñas el desperdicio es menor y su manipuleo así como su fijación más simples.

Los encuentros entre piezas de madera pueden darse por cualquiera de sus lados o superficies (Secc. 3.4) y estos pueden ser en forma perpendicular, paralela, inclinada o con rebajo. (Fig. 4.17).

Los dispositivos que se emplean para construir las uniones en construcciones con madera se conocen con el nombre de elementos de unión. Los más usados son: clavos, pernos, tirafondos, zunchos, pletinas y ángulos metálicos, que no sólo sirven para uniones entre maderas sino para madera con acero u hormigón. (Fig. 4.18). Existen otros, como las planchas de clavos, pero no se fabrican localmente.

De todas las uniones las más fáciles de fabricar y verificar son las uniones clavadas, la mayoría de las uniones en construcción liviana se hacen con clavos. (Fig. 4.19).

### 4.3.2 Sistema Entramado

En este sistema la estructura está constituida por elementos de sección transversal pequeña y a su vez muy esbeltos, pero dispuestos a corta distancia entre ellos. Generalmente, tienen el mismo espesor pero varían en el ancho y en la longitud. Con ellos se construyen los distintos componentes tales como muros, pisos, entrepisos, techos, todos ellos arriostrados o cubiertos por entablado o por tableros conformando volúmenes arriostrados entre sí, resultando en una rigidez del conjunto similar a la de un casco o caja en donde las cargas se transmiten en forma repartida. Existen dos variantes principales en este sistema: el entramado plataforma y el entramado global o integral.

**a) Sistema Entramado Plataforma**

En este sistema el piso es construido a modo de una plataforma, sobre la cual se erigen los muros. Los muros reciben a la plataforma del piso superior o directamente al techo. La plataforma del piso está compuesta por viguetas paralelas y por entablado o tableros como revestimiento estructural, el cual se clava directamente a las viguetas. El piso descansa sobre la solera de zócalo en caso de una cimentación corrida o sobre vigas en una cimentación de pilotes o pilastras (Fig. 4.20a).

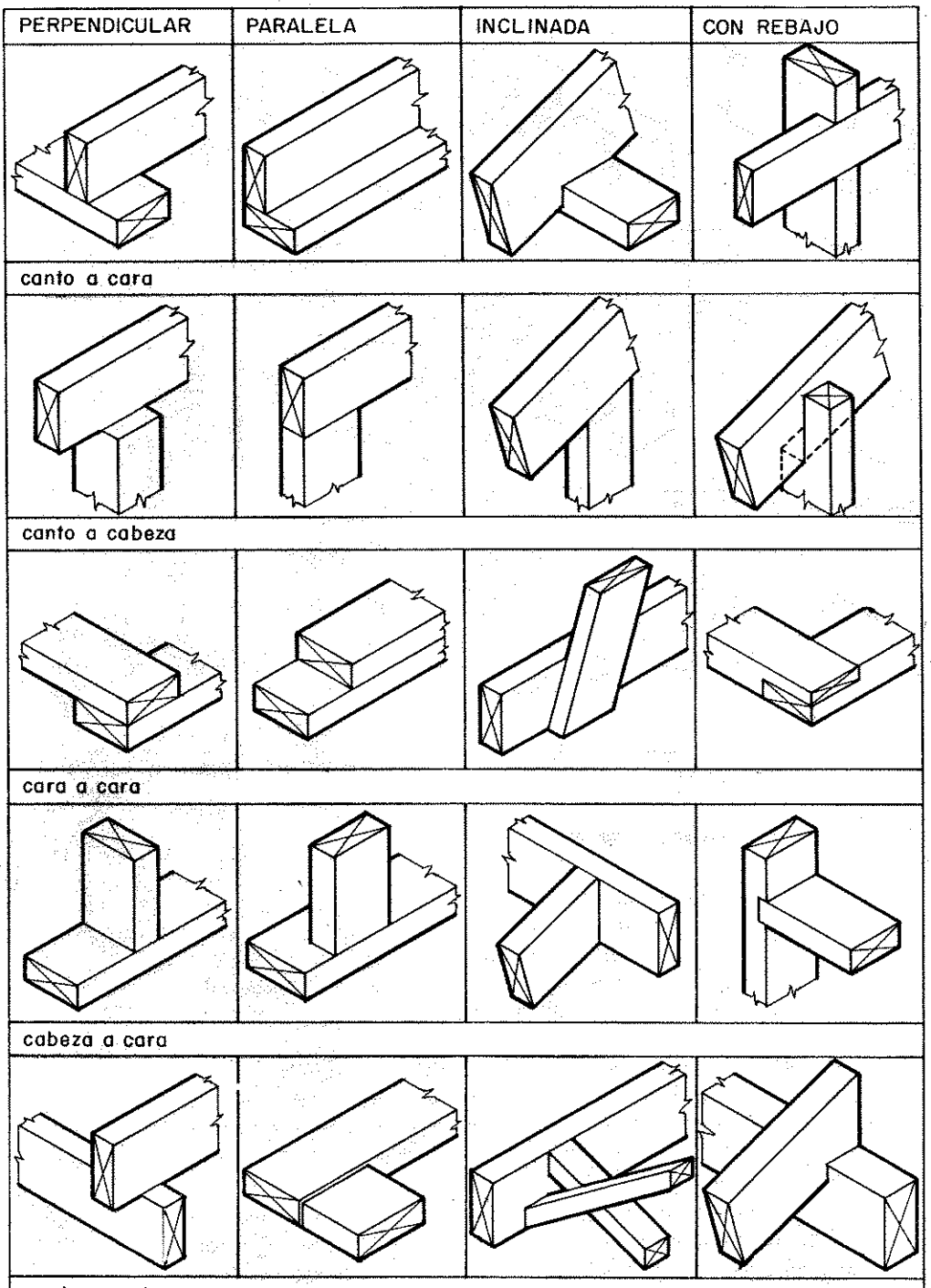



Figura 4.17 Encuentro entre elementos de madera

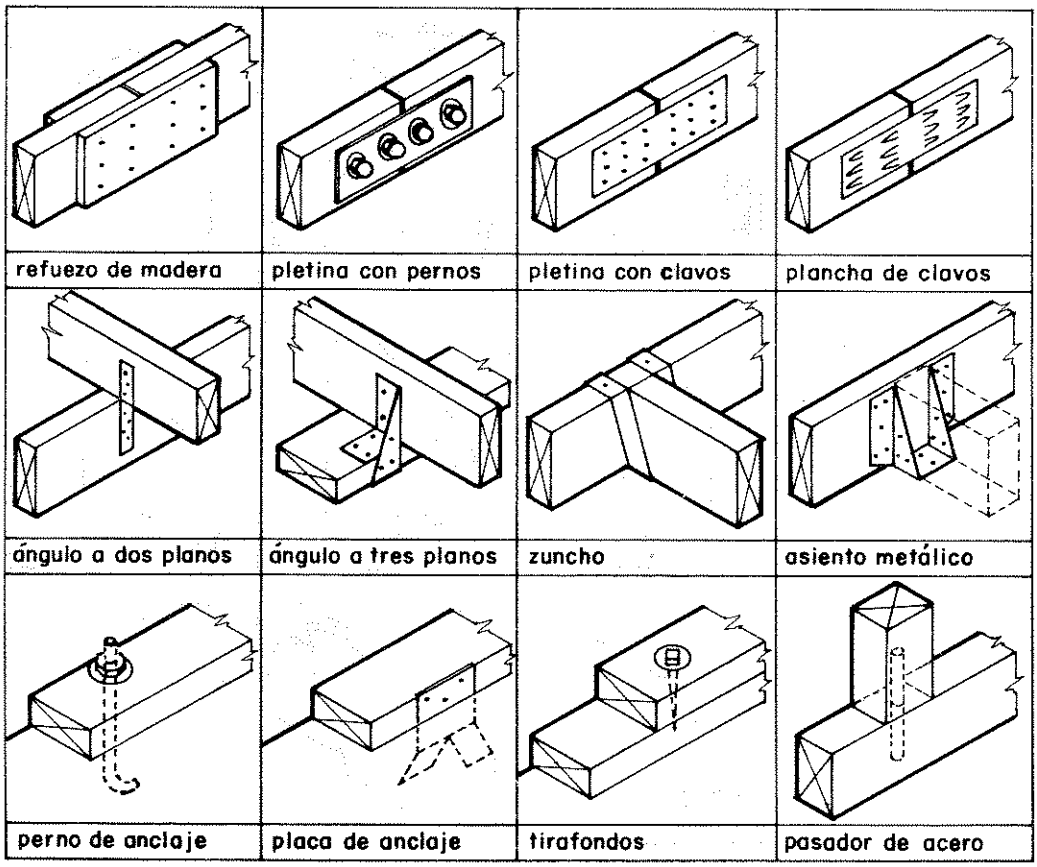



Figura 4.18 Elementos de unión

Los muros están compuestos por pie-derechos paralelos en cuyos extremos tienen soleras clavadas a ellos. Los muros, con o sin revestimiento, se colocan sobre la plataforma del piso y se fijan desde sus soleras inferiores a las viguetas. Los pie-derechos de los muros colindantes se clavan entre sí. Encima de las soleras superiores de los muros se coloca otra solera traslapada que va enlazándolos que se conoce como solera de amarre.

Los techos entramados pueden tener diferente inclinación, descansan sobre los muros portantes y están formados en algunos casos por viga cumbrera, viguetas o pares y cuerdas o tirantes de cielo raso. Por el exterior pueden estar revestidos por entablado, tableros, o llevar correas espaciadas de acuerdo al tipo de cubierta que se utilice. En el interior la estructura puede quedar vista u oculta por un cielo raso.

El sistema entramado plataforma, por su simplicidad, es el más usado y puede ser aplicado con diferentes técnicas de construcción. Permite fabricar los componentes en forma artesanal o industrial, para luego ser montados en la obra. Los componentes resultantes son livianos, fáciles de transportar en camiones normales y no necesitan de grúa para su erección. Es posible empotrar las instalaciones en la cámara de aire que se crea entre los revestimientos, la cual en sí colabora con el aislamiento o puede servir para la colocación de materiales aislantes. (Ver Cap. 5 Detalles Constructivos del Sistema Entramado).

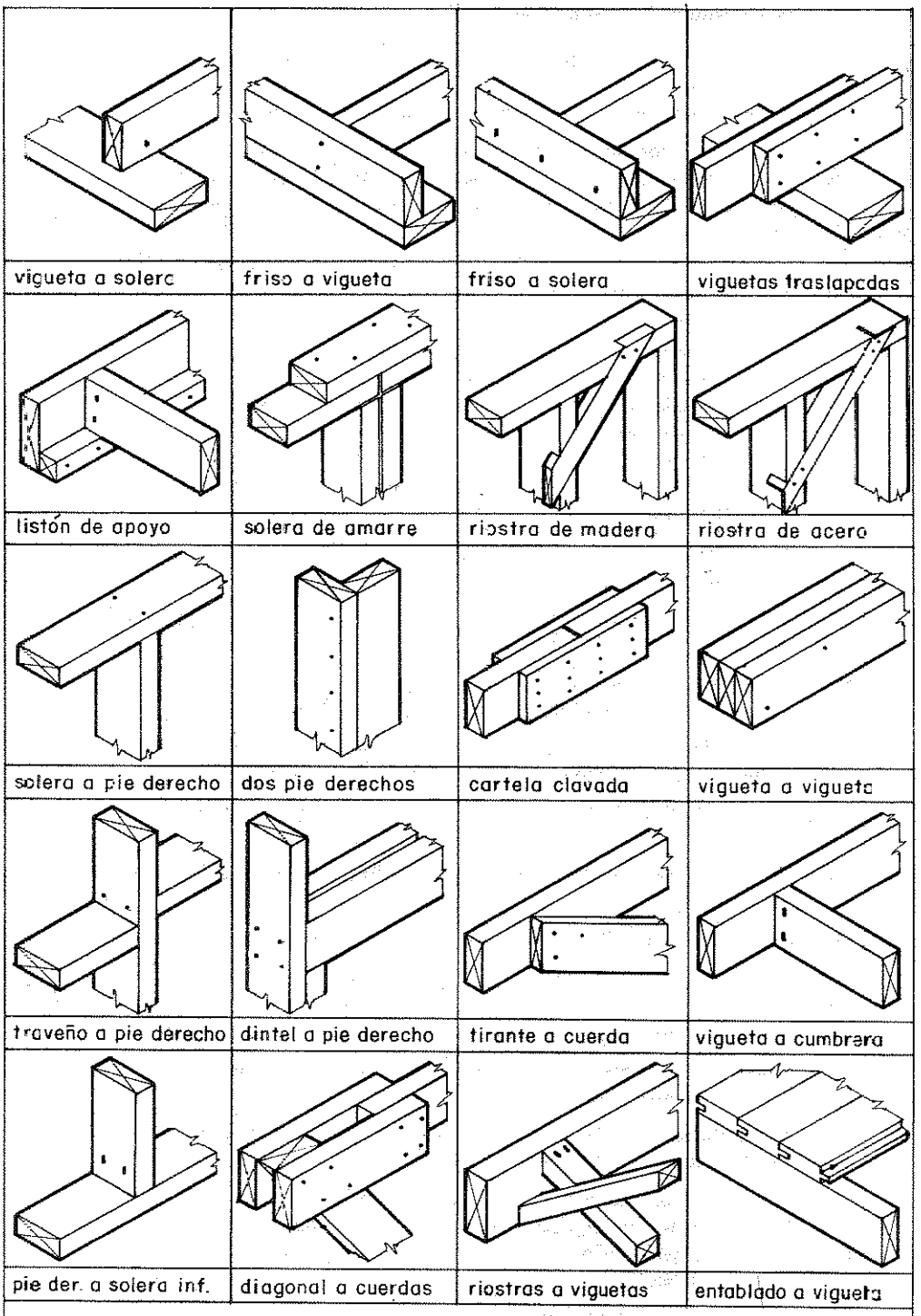



Figura 4.19 Uniones clavadas mas comunes

**b) Sistema Entramado Global o Integral**

La diferencia más saltante con el Entramado Plataforma es que los pie-derechos de los muros exteriores y de algunos muros interiores tienen dos pisos de altura, acabando en las soleras superiores de amarre, las que reciben directamente al techo. (Fig. 4.20b).

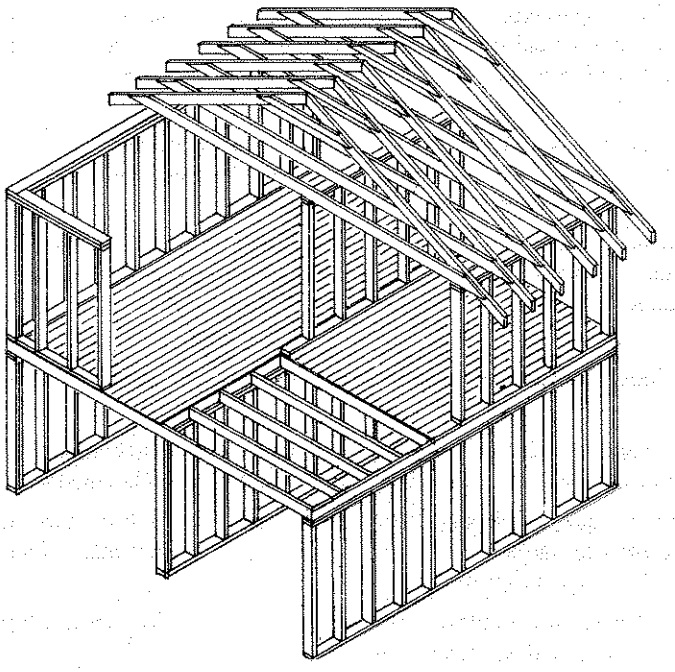
En el primer piso los pie-derechos están clavados cara a cara con las viguetas y ambos se apoyan sobre la solera de zócalo. En el segundo piso las viguetas descansan sobre un listón de apoyo y se clavan a los pie-derechos de la misma forma que en el primer piso. El listón de apoyo es una pieza horizontal encajada a los pie-derechos de los muros portantes. Las viguetas laterales paralelas y en contacto con los muros son clavadas a los pie-derechos. El revestimiento tanto de pisos como de muros debe colocarse en la obra. Los techos son similares al sistema plataforma.

El uso de este sistema no es muy difundido y no se presta fácilmente a la prefabricación de los componentes, tanto por el tamaño de los mismos, como por su forma de ensamblaje. Además los detalles constructivos no son convenientes cuando se usa madera húmeda. Sin embargo, en ellos es muy fácil el tendido de tuberías y cables verticalmente, así como la colocación del aislamiento.

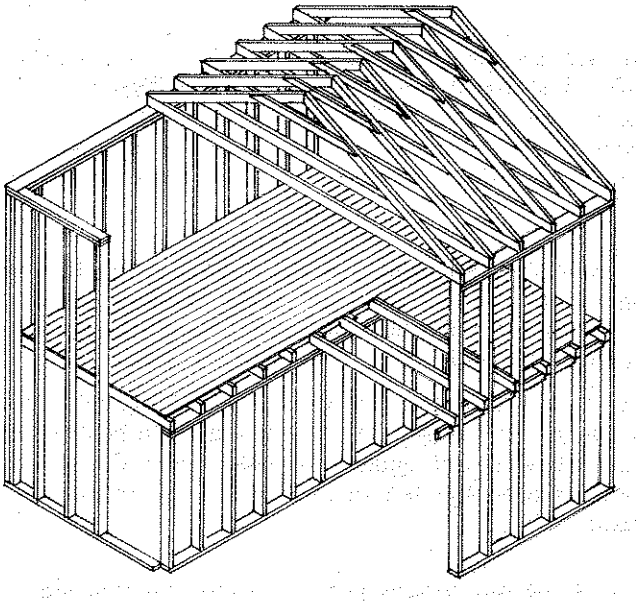
**Ventajas y Desventajas del Sistema Entramado**

El sistema entramado puede ofrecer más ventajas que desventajas especialmente si se trata de construcción de viviendas. Estas pueden resumirse como sigue:

1. Menores costos de construcción (mínimo entre 5 a 15 por ciento) en relación con la construcción tradicional de ladrillo.
2. Mejores propiedades de aislamiento que incrementan el confort y que por lo general permiten prescindir de métodos de acondicionamiento mecánico.
3. Gran flexibilidad en el diseño, adaptándose a cualquier tipología arquitectónica aplicando criterios de coordinación dimensional.
4. Alta productividad en la mano de obra, tanto en la etapa de fabricación como de erección.
5. Bajo nivel de mecanización, tanto para la fabricación como para el montaje de componentes.
6. Metodos de unión sencillos y baratos, especialmente cuando se generaliza el uso de clavos.
7. La mayoría del trabajo es en "seco", tanto en planta como en la obra, lo cual independiza la construcción de la estación climática.
8. Es un sistema que ofrece grandes posibilidades de prefabricación con posibilidades de aplicar diferentes niveles de complejidad.
9. Buena durabilidad si se tiene en cuenta aspectos de protección por diseño, buenos detalles constructivos y especificaciones técnicas.
10. El tiempo de construcción es mucho más rápido. La estructura puede ser fabricada y erigida en un lapso máximo de una semana, lo cual hace posible que la vivienda esté lista para ser ocupada en no más de 8 semanas, a diferencia de los 6 o 9 meses necesarios para construcción tradicional.
11. La posibilidad de ocupación más temprana, hace posible reducir los gastos de administración y financiación, recuperar la inversión inicial más rápidamente y pagar tasas de interés más bajas.



( a ) entramado plataforma



( b ) entramado global o integral

Figura 4.20 Sistemas entramados

12. Salvo algunas operaciones específicas, la práctica ha demostrado que se requiere mano de obra sin mayor calificación durante la secuencia de fabricación y montaje lo que lo convierte en un sistema apropiado para regiones con exceso de mano de obra no calificada.
13. Este tipo de sistema utiliza por lo general elementos con secciones y longitudes cortas lo cual lo convierte en un sistema ideal para lugares donde la madera tropical no se encuentra disponible en grandes dimensiones.
14. La versatilidad de la construcción hace posible que los tabiques internos puedan ser removidos y cambiados de lugar en razón de las necesidades funcionales y arquitectónicas de los usuarios.

Existen sin embargo algunas desventajas en el uso de este sistema estructural.

1. Dadas las características del sistema se requiere gran cantidad de buenos detalles constructivos para asegurar un adecuado comportamiento en la construcción.
2. Considerando que el sistema entramado consiste en la interconexión de muchas piezas relativamente pequeñas, se puede esperar que existan más problemas por variación dimensional de los componentes.
3. Sin una fabricación estandarizada y sin la aplicación de coordinación modular, es más probable un mayor desperdicio que con otros sistemas, debido a la mayor cantidad de piezas pequeñas que hay por organizar.

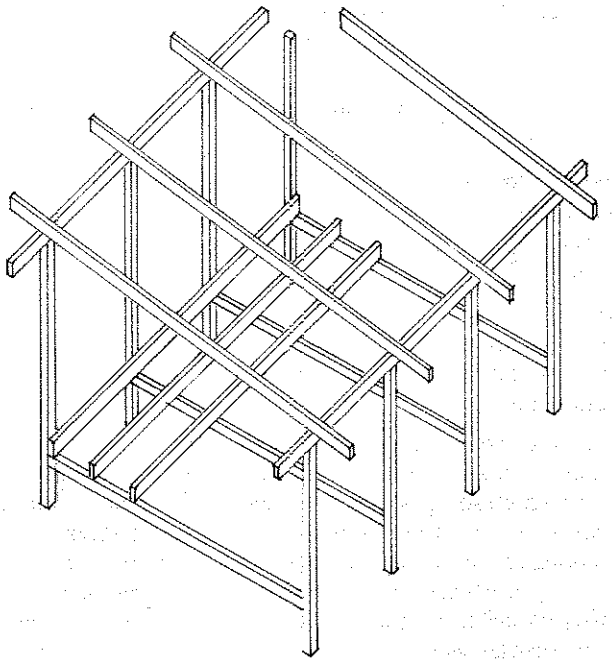
### 4.3.3 Sistema Poste y Viga

Como su nombre lo indica este sistema está constituido por vigas y columnas, que se colocan a modo de pórticos. Típicamente éstos van espaciados a alrededor de 1.5 m si están unidos por entablonado, o a alrededor de 3.50 si van unidos por viguetas más entablado o tablero. Transmiten la carga al nivel inmediato inferior en forma concentrada. Este sistema se emplea tanto para construcciones livianas, de uno o dos pisos, como para pesadas o de tres pisos o más (Fig. 4.21).

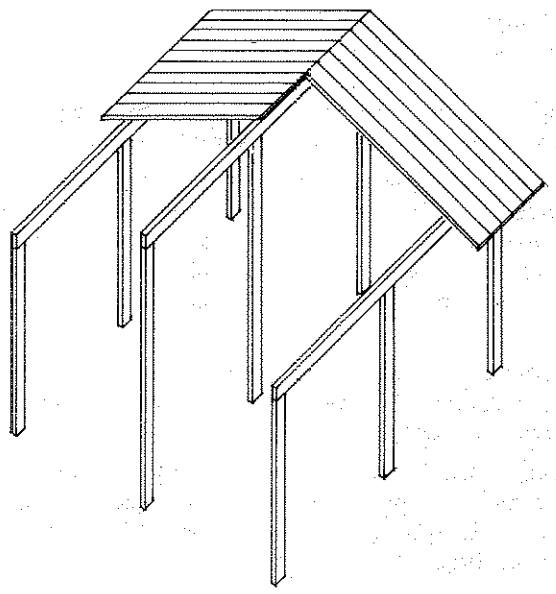
Economiza mano de obra porque son pocos elementos de fácil ensamblaje. El diseño de la edificación es muy flexible en el cerramiento de los distintos ambientes. Generalmente no requiere dinteles en aberturas para puertas o ventanas, éstas se colocan entre las columnas o postes y pueden tener toda la dimensión del vano.

No se requiere cielo raso ya que las vigas y el entablado del techo, sea éste plano o inclinado, pueden quedar vistos interiormente. Los aleros son fácilmente logrados colocando vigas que sobresalgan la magnitud requerida sobre los muros. Con este sistema pueden erigirse edificaciones en cualquier tipo de terreno, especialmente en aquellos con pendientes muy fuertes o anegadizos.

Las limitaciones de este sistema pueden ser resueltas mediante un cuidadoso diseño. Es necesario proporcionar estabilidad lateral especialmente en muros, mediante elementos diagonales de arriostre. Las instalaciones eléctricas y sanitarias son difíciles de esconder, debido a la falta de espacios vacíos en muros y techos, para lo cual es necesario el empleo de ductos. (Ver Cap. 5 Detalles Constructivos del Sistema Poste y Viga).



( a ) poste, viga y viguetas



( b ) poste, viga y entablonado

Figura 4.21 Sistema poste y viga

**Ventajas y Desventajas del Sistema de Poste y Viga**

Existen algunas ventajas que pueden ser aprovechadas a través del uso de un sistema de poste y viga:

1. El efecto arquitectónico del acabado es tal vez lo más destacable debido a que las columnas, vigas y entablados o entablonados pueden ser barnizados de modo tal que conserven su color natural, su textura y dirección del grano, lo que permite un efecto estético muy agradable.

2. Libertad de diseño. Como la tabiquería en un sistema de poste y viga normalmente no resiste cargas verticales, su ubicación no está controlada por consideraciones estructurales. Esto permite al diseñador máxima libertad en la distribución interior de la planta arquitectónica.

3. Velocidad de erección debido a que es posible obtener un ahorro sustancial de mano de obra, siempre y cuando se apliquen ciertos detalles arquitectónicos apropiados. Esta afirmación se basa en lo siguiente: las piezas, por lo general son más largas y se utilizan en menor cantidad que en un sistema de entramado convencional. Debido a la presencia del entablonado, se elimina la necesidad de arriostramiento de las viguetas. Los elementos de unión utilizados son tal vez más grandes, pero se requiere menor cantidad. La cobertura del techo puede ser montada muy rápidamente, lo que permite que los trabajos pendientes sean hechos con la debida protección climática.

4. Reducción en la altura de la edificación, debido a que en un sistema de poste y viga, la altura de las habitaciones es medida desde el piso hasta la cara inferior del entablonado, mientras que en construcción tradicional es medida desde el piso hasta el canto inferior de la vigueta. Esto hace posible un ahorro en los revestimientos interiores y exteriores, en la longitud de los pie-derechos, así como en la fabricación de escaleras, instalaciones sanitarias y otro tipo de servicios.

Existen sin embargo algunas limitaciones en el uso de este sistema pero que son relativamente fáciles de resolver, si se presta especial atención durante las etapas de diseño:

1. El entablonado de piso está diseñado para resistir cargas uniformes y moderadamente bajas y no se espera que resista cargas concentradas y relativamente altas. Cuando este tipo de cargas ocurre, como en el caso de muros portantes, tinas para baño, refrigeradoras, etc. se hace necesario reforzar el entablonado por debajo para trasmitir las cargas a las vigas, lo cual puede "ensuciar" el aspecto estético concebido inicialmente. (Fig. 5.32).

2. En climas moderados es suficiente el aislamiento que provee el entablonado de 50 mm de espesor, pero en climas más severos puede requerirse cierto tipo de aislamiento, lo cual puede incrementar los costos de construcción.

3. La localización del sistema de distribución eléctrica y sanitaria puede presentar un problema, debido a la falta de espacios en el cielo raso que permitan esconder el tendido de ductos, alambres y tuberías, por lo que ciertos detalles apropiados deben ser considerados en la etapa de diseño.

4. Considerando que todo el trabajo de carpintería en una construcción de poste y viga debe ser de un buen nivel de acabado, debe preverse un cuidado especial para proteger las piezas durante el transporte, manipuleo y montaje. Debe evitarse asimismo cualquier posibilidad de decoloración debido a la inclemencia climática o a una exposición dispareja ante la luz solar.

### 4.3.4 Sistema de Armaduras

Es el sistema de techado conformado por cerchas, armaduras o tijerales que cubren alrededor de diez metros de luz y están espaciadas entre 0.60 a 1.20 m. Las cerchas o armaduras de cubierta, como también se las conoce, son elementos estructurales de mucha resistencia y muy económicos, tanto en mano de obra como en materiales (Fig. 4.22).

Para la fabricación de las cerchas se emplean piezas esbeltas y de poca longitud, ya que éstas pueden empalmarse a todo lo largo de la cercha. Son fáciles de prefabricar y almacenar. Por su propio peso no tienen problemas de transporte y el montaje se realiza en forma manual. Por los esfuerzos a que están sometidos sus elementos, las armaduras no deben ser cortadas o taladradas en ningún lugar.

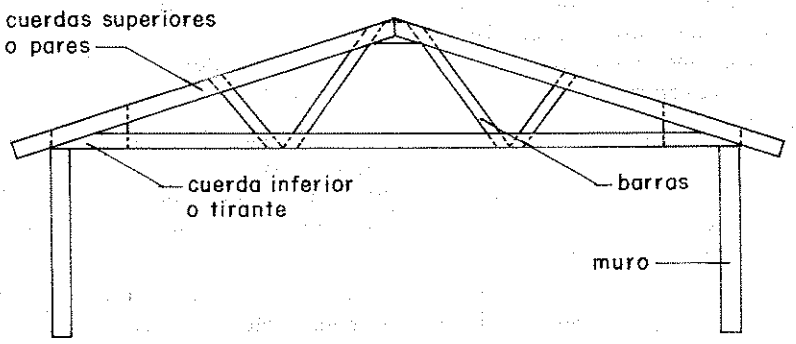
El espacio que queda en su interior forma una cámara de aire que proteje a los ambientes de la radiación solar y puede ser usado para correr los cables de energía eléctrica, ductos de aire acondicionado, la chimenea y para colocar el tanque de agua.

Existen distintos tipos de cerchas, las cuales se emplean de acuerdo a las necesidades particulares de la edificación. Pueden tener una sola agua, dos aguas, cuerdas superiores casi paralelas sólo con una ligera pendiente. (Fig. 11.1).

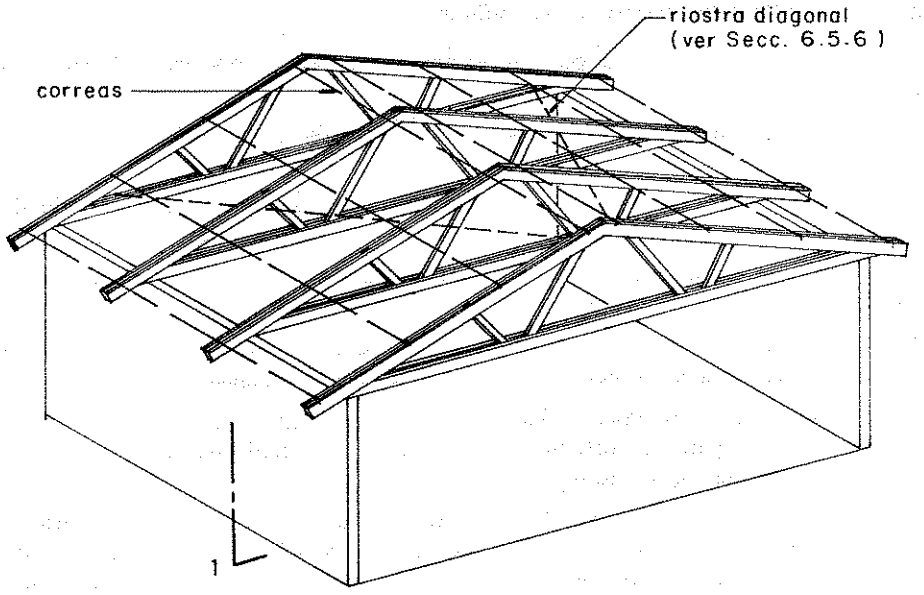
**Ventajas y Desventajas del Sistema de Armaduras**

Existen muchas ventajas que pueden ser aprovechadas haciendo uso del sistema de armaduras :

1. Por la característica del sistema el peso muerto es bajo resistiendo sobrecargas eficientemente.
2. Cada uno de los elementos de una armadura puede ser diseñado y ubicado de tal manera que su capacidad final sea mucho mayor que la de una viga sólida de madera.
3. Las armaduras son muy fáciles de fabricar y pueden ser producidas masiva y eficientemente.
4. Especialmente para armaduras ligeras no son necesarios procedimientos de erección complejos que pueden ser realizados por mano de obra no especializada.
5. La capacidad de cubrir grandes luces generalmente elimina la necesidad de disponer interiormente de paredes portantes, ofreciendo de este modo una gran flexibilidad de diseño en la planta arquitectónica.
6. Dependiendo de la luz, la pendiente y el espaciamiento, el sistema de armaduras puede significar un ahorro sustantivo de material y sobre todo el techo puede ser erigido en una fracción del tiempo que suelen tomar otros sistemas tradicionales en madera. De este modo la construcción se encuentra inmediatamente protegida del clima, por lo tanto, la velocidad de construcción es mayor y el costo final menor.
7. El sistema de armaduras ofrece una gran variedad de pendientes de techo y formas de cielo raso, dándole al diseñador muchas alternativas para obtener efectos visuales agradables tanto interior como exteriormente. Incluso en el caso que la armadura sea de cuerdas paralelas, es decir, para un techo plano, el sistema favorece el acondicionamiento del espacio a través de un adecuado aislamiento y sobre todo ventilación.
8. Considerando que las armaduras son diseñadas para cada ocasión que van a ser usadas, es posible proponer condiciones de carga y formas estructurales especiales sin que ésto represente mayores problemas.




SECCION - 1




PERSPECTIVA ISOMETRICA

Figura 4.22 Sistema de armaduras

9. Para la mayoría de luces utilizadas en viviendas las necesidades de elementos de unión pueden ser cubiertas mediante la utilización de clavos, lo que facilita la fabricación y hace económica la solución final.
10. Por lo general las barras y las cuerdas de las armaduras pueden ser fabricadas con piezas cortas y de poca sección, ya sea uniéndolas para conseguir más longitud o en su defecto fabricando la armadura en dos mitades que son unidas en la obra.

El sistema de armadura ofrece muy pocas limitaciones:

1. En lugares con sistemas deficientes de comunicación vial pueden existir problemas para transportar armaduras muy largas o de mucho peralte debido al ancho y las curvas de las carreteras, así como a la altura de los puentes y cables aéreos.
2. Para armaduras muy pesadas pueden ser necesario equipos de erección sofisticados lo cual agrega costos o hace imposible su uso en algunas zonas alejadas.
3. Las armaduras que requieren uniones con cartelas metálicas, pernos, conectores o colas sintéticas, requieren mano de obra semi-calificada que no siempre se encuentra disponible.

## 4.4 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

### 4.4.1 Introducción

La construcción con madera puede llevarse a cabo con distintos sistemas de fabricación, los cuales se diferencian principalmente por la cantidad de trabajo realizado en la fábrica o en la obra; desde la transformación de la madera a piezas de distintas secciones y tamaños hasta la fabricación completa de elementos volumétricos (Fig. 4.27), cada uno de los cuales requiere equipos suficientes de acuerdo a la cantidad de construcciones por realizar.

Los sistemas constructivos pueden ser agrupados en:

1. Vernacular: Utiliza sistemas y materiales de construcción tradicionales siendo ejecutado completamente en el lugar de la obra.
2. Habilitado o Semi-Precortado: Que utiliza madera cortada en los aserraderos en sección transversal, dejando los cortes en longitud, perforaciones y rebajos a ser ejecutados en la obra.
3. Precortado: Es decir, que emplea elementos prefabricados en la planta transportados a la obra y allí ensamblados para luego ser erigidos. La proporción del trabajo en planta es aproximadamente igual al de la obra.
4. Prefabricación parcial: Que incluye gran parte del trabajo en planta prefabricando paneles y componentes completos que son montados en la obra.
5. Prefabricación total: Donde el trabajo en obra se limita a montar elementos volumétricos como techos o ambientes completos que incluyen instalaciones, accesorios y en algunos casos hasta acabados, limitándose a un mínimo el trabajo en obra.

La figura 4.23 explica gráficamente los sistemas constructivos descritos en esta sección.

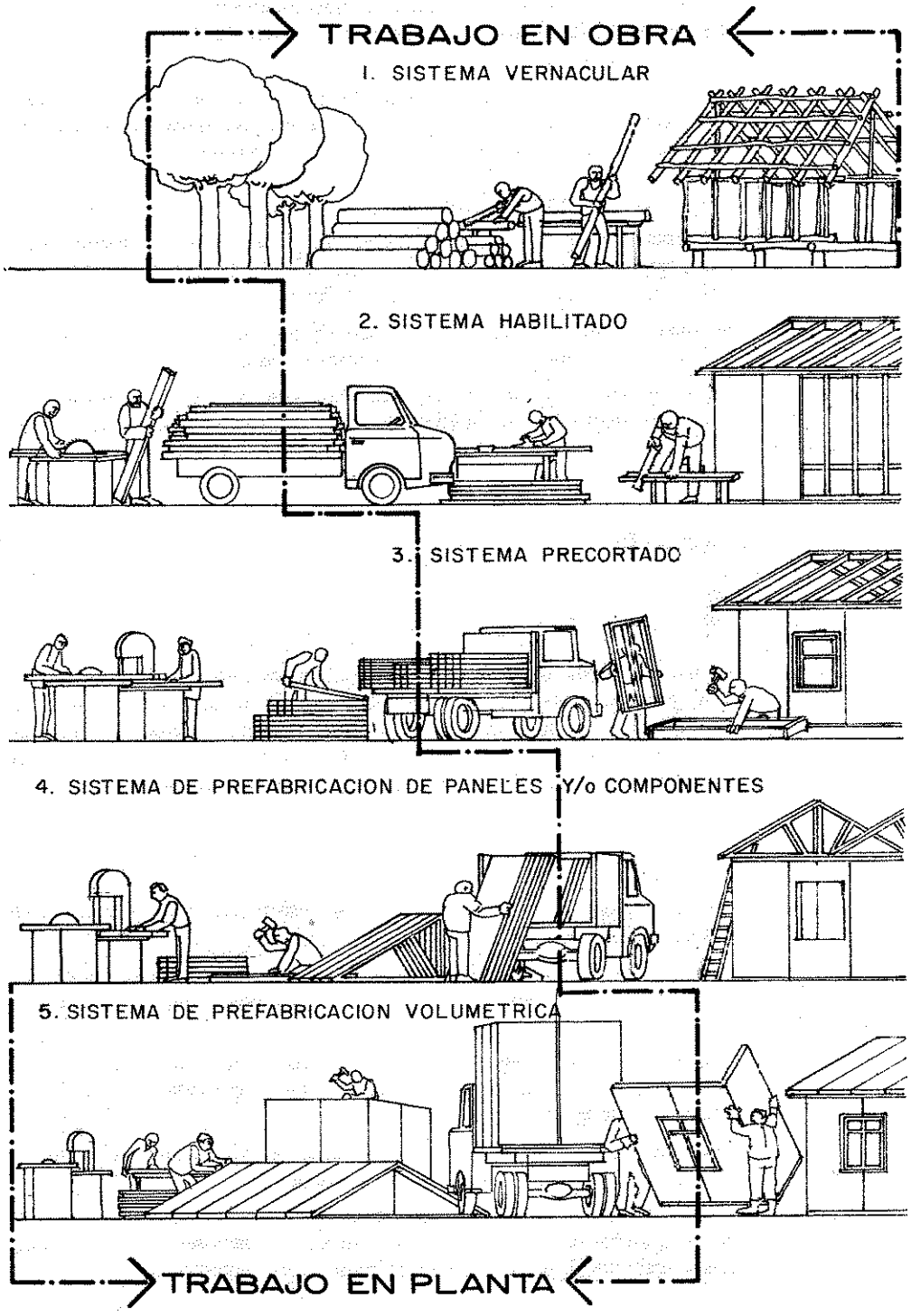



Figura 4.23 Tipos de sistemas constructivos con madera

Puede observarse que existe otra posibilidad de clasificar los sistemas constructivos, de acuerdo a su grado de industrialización.

Sistemas Constructivos No-Industrializados

1. Vernacular
2. Habilitado o Semi-Precortado

Sistemas Constructivos Semi-Industrializados

3. Precortado

Sistemas Industrializados

4. Prefabricación Parcial (paneles y componentes)
5. Prefabricación Total (elementos volumétricos)

## 4.4.2 Sistemas Constructivos No-Industrializados

Son aquellos donde la cantidad de trabajo hecho en la planta es mínima y la principal característica es el uso de tradición local y materiales de construcción con muy poca o ninguna transformación (es decir, madera rolliza, adobe, caña, paja, etc.).

Estos sistemas constructivos son principalmente utilizados para construir arquitectura vernacular en especial para uso habitacional y comercial donde la actividad doméstica prevalece sobre esta última. Otro uso de estos sistemas es para fines constructivos de carácter agropecuario consistente en graneros, corrales, granjas, establos, etc. En menor escala dichos sistemas han sido utilizados para construir viviendas taller o pequeñas industrias de tipo artesanal.

### 1. Sistema Vernacular

Es sin lugar a dudas el sistema de construcción más antiguo utilizado en el lugar de la obra usando materiales locales y métodos de construcción vernaculares. La materia prima es casi siempre material con nada o poca transformación y proviene de las áreas aledañas a la construcción.

El ensamblaje y montaje de las uniones es llevado a cabo utilizando métodos tradicionales, aplicándose muy poca tecnología moderna así como sistemas de transporte pesado.

Este es el método de construcción más popular en todos los países andinos y sus variaciones responden a las diferentes condiciones geográficas o climáticas del lugar.

La madera es uno de los materiales de construcción más comunes especialmente en techos donde se la usa en forma de madera rolliza o azuelada apoyada en muros de adobe, de piedra, o de madera, caña y barro.

Este último tipo de muro consistente en parantes de madera, revestidos con caña y barro es muy popular en los países andinos y se le conoce con los nombres de: "Quincha", "Bahareque" o "Bajareque". Su origen se remonta a la época colonial y ha sido tradicionalmente apropiado para resistir temblores tan comunes en las zonas andinas.

### 2. Sistema Habilitado o Semi-Precortado

Este es un sistema constructivo basado en el uso de piezas de madera que llegan del reaserradero o depósito con las secciones finales habilitadas y listas para ser usadas procedién-

dose a ejecutar en la obra los cortes en longitud, rebajos, destajos, perforaciones, etc. que sean requeridos para proceder a la fabricación y erección de los componentes.

En este tipo de sistema se requiere el empleo de mano de obra semicalificada en condiciones de usar herramientas de carpintería simples como martillo, escuadra, prensa, compás, serrucho, etc.

Este tipo de construcción no es tan popular como la vernacular y su uso está más difundido en los lugares cercanos a los abastecedores de materiales de construcción ya transformados.

Se requiere, a diferencia del anterior sistema, cierta documentación técnica como planos, listado de piezas y detalles arquitectónicos para la fabricación y erección de componentes, lo que permite obtener un producto final con acabados mejor presentados.

### 4.4.3 Sistemas Constructivos Semi-Industrializados

Son aquellos donde el número de repeticiones de algunos elementos constitutivos es suficientemente grande como para ser prefabricados en gran escala pero sin la necesidad de completar el ensamblaje de paneles, componentes o elementos volumétricos.

En este tipo de sistemas el porcentaje de trabajo realizado en planta se considera casi igual al realizado en el lugar de la obra.

#### 3. Sistema Pre-Cortado

Es considerado el método más antiguo de prefabricación y uno de los más populares para atender la actual construcción con madera. Consiste en emplear madera habilitada tanto en sección como en longitud incluyendo los rebajos, destajos, perforaciones, etc. listas para ser erigidas en el lugar de la obra. Este sistema resulta ser en buena cuenta un sistema de prefabricación de elementos constructivos.

El precortado de piezas de madera puede ser realizado bajo condiciones que permitan un buen control de calidad y de exactitud de las piezas y por lo general, representa un método de construcción económico en pequeña escala.

Con la finalidad de asegurar uniformidad en las piezas y precisión en las dimensiones, los elementos una vez pre-fabricados son preensamblados con ayuda de prensas en plantillas apropiadas donde se verifican las dimensiones y procede a realizar cualquier corrección antes de empezar a prefabricar elementos similares en serie. (Fig. 4.24).

Después de ser prefabricadas las piezas precortadas deberán ser marcadas para su posterior identificación durante el ensamblaje en la obra. Durante el almacenaje o posterior despacho de las piezas a la obra éstas deberán, en lo posible, ser agrupadas en función de su ubicación final para reducir pérdidas o confusión de las mismas.

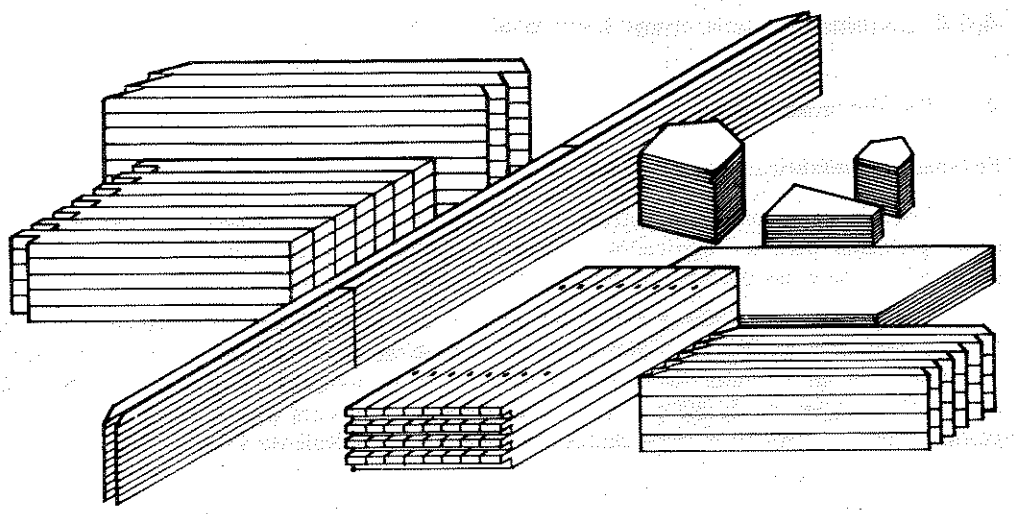


Figura 4.24 Precortado

**Ventajas y Desventajas de los Sistemas de Construcción Semi-Industrializados**

El sistema pre-cortado se está popularizando mucho últimamente debido a la reducción de costos de construcción por la reducción del trabajo en obra y por las ventajas en el transporte de elementos pre-cortados sin desperdicio de espacio. Esto se debe a que debido a la ausencia de ensamblaje en la fabricación, las piezas son transportadas a la obra tal y como fueron transformadas en la planta. El costo de transporte puede ser menor ya que los elementos de madera no están constituyendo paneles, componentes o elementos tridimensionales que ocupan mucho más espacio.

Este sistema constructivc no usa maquinaria sofisticada para las operaciones de prefabricación y puede ser aplicado sin problemas en pequeña carpintería, siempre y cuando se justifique el número mínimo de repeticiones de los elementos de madera.

Los elementos pre-cortados son fácilmente apilados de acuerdo a ciertos códigos de identificación que son los mismos incluidos en los planos de construcción de tal manera que su identificación, transporte y manipuleo puede ser realizado muy fácilmente.

Una desventaja la constituye el hecho de contar con una variedad de piezas diferentes, algunas de ellas muy pequeñas que pueden extraviarse y demorar una secuencia constructiva pre-establecida.

Cuando una pieza precortada no ha sido bien medida, verificada y corregida, puede causar grandes contratiempos cuando al ser usada como plantilla de otras el error se repite, salvo que existan períodos constantes de pre-ensamblaje y verificación que aumentan innecesariamente los costos de producción.

El sistema de precortado es particularmente apropiado para la prefabricación y construcción de viviendas en serie, pero su adaptación para la fabricación de casas que han sido diseñadas en forma individual y construidas por pequeños contratistas no es económica debido a la gran cantidad de detalles para especificar los cortes de sección y longitud para cada una de las piezas y por las dificultades para no confundir las piezas individuales antes y durante la erección.

## 4.4.4 Sistemas Constructivos Industrializados

### 4. Prefabricación Parcial

**Sistemas de Prefabricación de Paneles**

Los componentes de construcción hechos mediante un sistema modular apanelado están previstos para ser fabricados, manipulados y erigidos por dos hombres sin la necesidad del uso de grúas u otros mecanismos de izamiento. (Fig. 4.25).

Los paneles interiores y exteriores en este tipo de sistemas están usualmente construidos teniendo en cuenta criterios de coordinación modular con dimensiones uniformes que usan un módulo como unidad de medida. El módulo típico usado en construcciones con madera es de 10 cm y se le denomina "M". Para paneles de madera es muy común el uso de elementos distanciados con un módulo equivalente a 6M o 60 cm.

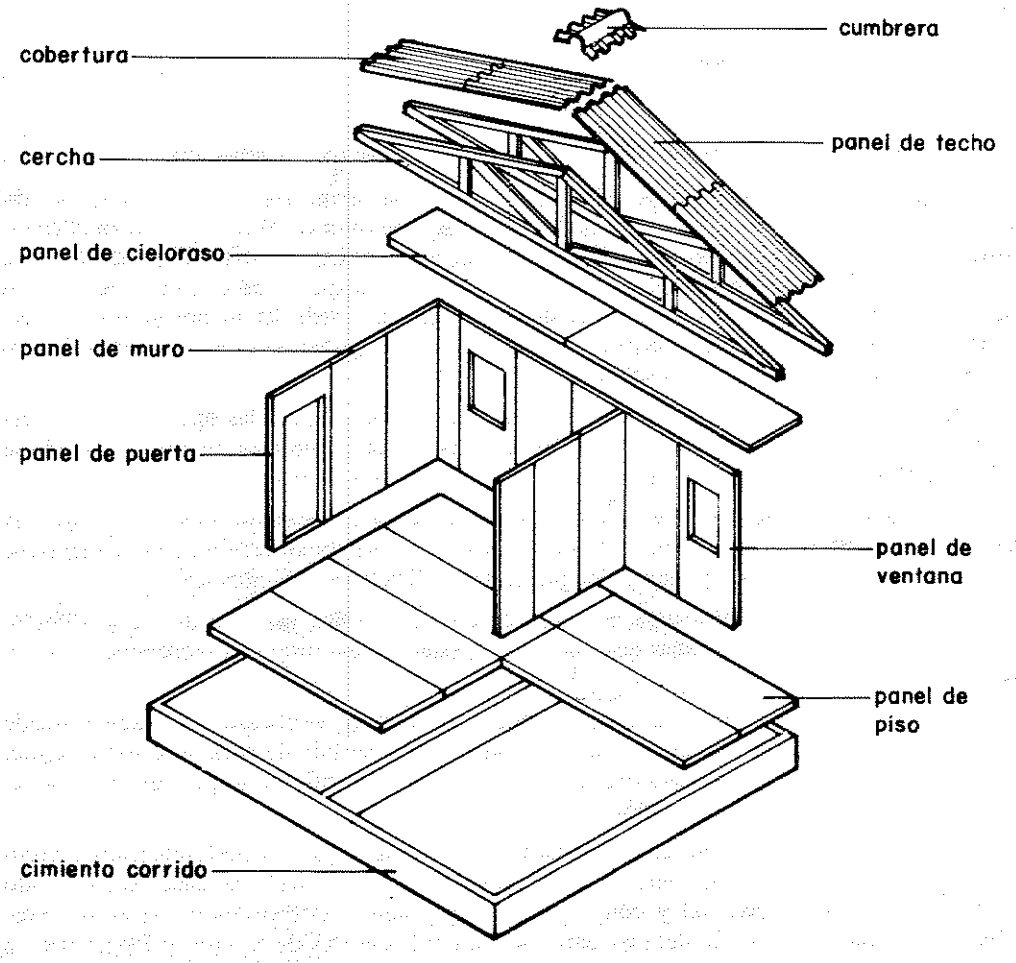



Figura 4.25 Sistema de prefabricación de paneles

Los tabiques interiores pueden ser construidos del mismo modo que los exteriores, es decir, con paneles pre-fabricados o llevando las piezas precortadas a la obra y ensamblados in situ.

Tanto los componentes de cielo raso y la estructura de techo son prefabricados en planta y transportados a la obra a manera de componentes prefabricados.

Este es un sistema constructivo muy atractivo para los arquitectos, debido a que es posible diseñar una gran variedad de casas, todas ellas con distribución arquitectónica distinta, utilizando los mismos paneles modulares.

Estos paneles pueden ser prefabricados utilizando una gran variedad de niveles de mecanización, es decir, desde la utilización de herramientas manuales y tecnologías intermedias, hasta maquinaria altamente sofisticada para grandes volúmenes de producción.

Dentro de todos los sistemas de construcción industrializada disponibles en el Pacto Andino, este es uno de los más populares debido a que es una solución intermedia entre un sistema de pre-cortado y uno de prefabricación de grandes componentes, especialmente en términos de las posibilidades de transporte sin la necesidad de recurrir a equipos especiales.

**Sistema de Prefabricación de Componentes**

Consiste en la fabricación en planta de grandes componentes de piso, muro y techo que incluyen en algunos casos instalaciones y acabados primarios y que son transportados a la obra para su posterior montaje.

Este tipo de sistemas puede no ser apropiado en países donde el ahorro de mano de obra no resulta ser el factor crítico en la reducción de costos, pero puede resultar conveniente cuando la escasez de mano de obra calificada o condiciones climáticas exigen reducir al mínimo el trabajo en obra aumentando de este modo el control de calidad de los componentes, como para construcciones en minas, asentamientos fronterizos y en irrigaciones o proyectos hidroeléctricos.

Con este sistema los componentes de madera debido a su poco peso pueden alcanzar dimensiones equivalentes al tamaño de una unidad habitacional promedio (10 a 12 $m^2$) con pesos menores a 1,000 kilos por unidad.

En este tipo de sistemas los pisos pueden ser una losa de hormigón o ser elevados y compuestos por grandes paneles de piso. Los tabiques interiores son por lo general prefabricados en grandes tamaños al igual que los muros exteriores. (Fig. 4.26).

Este sistema constructivo es especialmente apropiado cuando en la operación de construcción se dispone de grúas o equipos de izamiento.

Con la excepción de algunas molduras, no se usan pequeños componentes, lo cual implica que no hay peligro de pérdida o extravío de los mismos.

Los componentes pre-fabricados son transportados en forma vertical de la fábrica, cuando es posible, con los vidrios de las ventanas instalados e inclusive las paredes exteriores pintadas con una primera mano. Estos grandes componentes permiten reducir al mínimo los problemas de ensamblaje que se presentan en el sistema a base de paneles

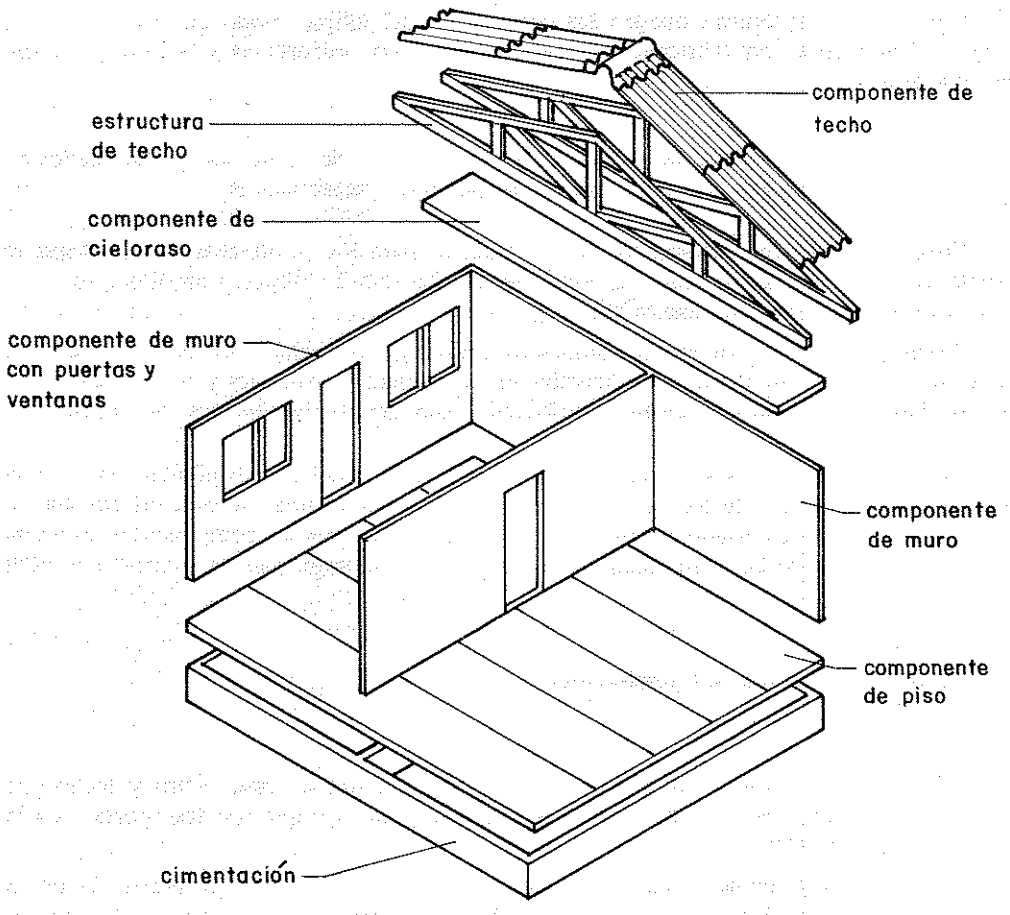



Figura 4.26 Sistema de prefabricación de componentes

La libertad de diseño utilizando este tipo de sistemas no siempre se ve favorecida y salvo que la demanda lo justifique es necesario adaptarse a ciertas condiciones de modulación y concepción espacial, la cual resulta, en algunos casos, en expresiones arquitectónicas monótonas que motivan una acogida desfavorable.

5. **Prefabricación Total**

**Sistema de Prefabricación Volumétrica**

En la prefabricación de viviendas con estos sistemas constructivos, las unidades habitacionales son completamente terminadas en planta y sólo la construcción de la cimentación y la instalación de ciertos muebles y accesorios se realizan en la obra.

El área de construcción de estas unidades volumétricas puede variar desde los 10 a los 50 $m^2$ de área. Utilizando este sistema el porcentaje de trabajo en la fabricación es mucho mayor que el realizado en la obra.

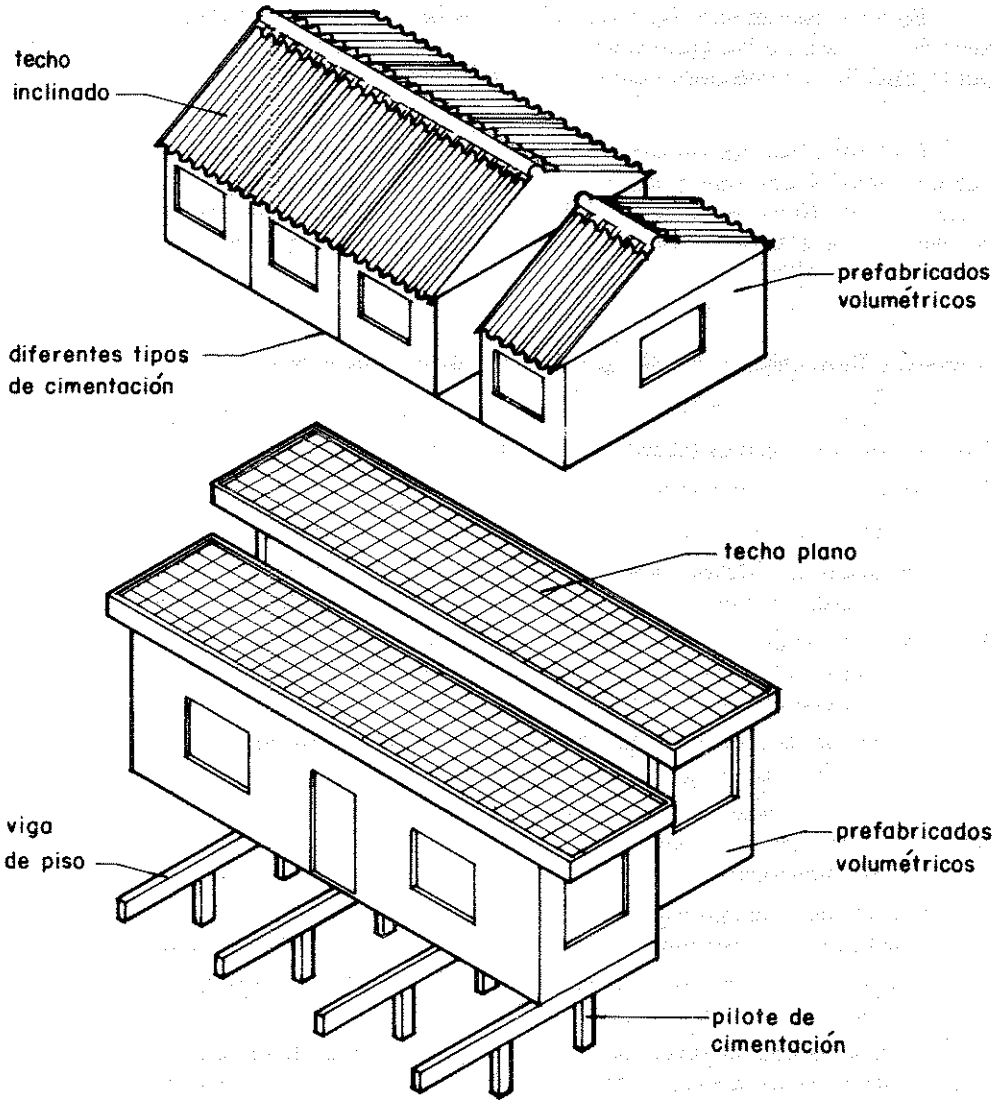



Figura 4.27 Sistema de prefabricación volumétrica

Este sistema permite al cliente ver exactamente cómo lucirá su vivienda antes de ser instalada en su ubicación final.

Después que la cimentación ha sido construida, una vivienda puede ser erigida y completamente terminada en materia de días, en cualquier época del año y diferentes tipos de condiciones climáticas.

Dada la necesidad de fabricación masiva los costos de financiación de cada unidad son generalmente bajos, pero el costo final de estas unidades se ve seriamente afectado por el precio del transporte, especialmente si se considera que lo que se moviliza es volumen y no masa.

En los países andinos las características de las vías de comunicación, sobre todo en las áreas de montaña y selva, constituyen un gran inconveniente a la utilización de estos sistemas por la dificultad en transportar unidades volumétricas.

Esta dificultad, sin embargo, puede ser económicamente aceptable cuando se justifica que las unidades sean transportadas en helicóptero, como por ejemplo en los centros de explotación petrolífera en la selva. Tal como puede deducirse este tipo de sistema resulta conveniente para fines de uso temporal o cuando se requiera emplear unidades de construcción movilizables.

**Ventajas y Desventajas de los Sistemas Constructivos Industrializados**

Las principales ventajas de los sistemas industrializados son:

1. Ahorro en el desperdicio de materiales
2. Debido a una producción muy mecanizada se requiere menos mano de obra calificada.
3. Ejecución de la fabricación fuera del lugar de la obra y como consecuencia se reduce la mano de obra en la construcción (tiempo muerto) y tiempo total de construcción.
4. Pre-acabado de los componentes antes de la entrega en obra, lo que implica una reducción en el empleo de personal calificado en obra, la posibilidad de reducción de costos y el incremento de control de calidad.
5. Reducción de costos debido a la estandarización de componentes y al volumen de producción en razón de la economía de escala.

La madera puede ser un material ideal para sistemas constructivos industrializados, pero construcciones íntegramente de madera pueden no ser la respuesta tanto desde un punto de vista funcional como arquitectónico.

Existen sin embargo algunos aspectos que pueden considerarse como desventajas debido a que todos los países pueden reunir fácilmente los siguientes requisitos:

1. Los sistemas industrializados requieren de una demanda efectiva constante que justifique una producción continua.
2. La estandarización necesaria para la construcción industrializada en casas de madera significa a veces una respuesta negativa en la aceptabilidad del consumidor.
3. La estandarización e intercambiabilidad de componentes dependen de dimensiones coordinadas modularmente lo que implica disponibilidad de materiales de construcción modulados para asegurar flexibilidad y funcionabilidad en el diseño.
4. Otro aspecto muy importante que debe ser tomado en cuenta es la abundante disponibilidad de mano de obra en países en vía de desarrollo, por lo que algunas veces será más recomendable utilizar mano de obra en vez de industrializar, mecanizar y por lo tanto reducir los requerimientos de personal.

5.1 INTRODUCCION

5.2 SISTEMA ENTRAMADO (Fig. 5.1)

5.2.1 Cimientos y Pisos (Fig. 5.2 y 5.3)
5.2.2 Pisos y Entrepisos (Fig. 5.4 a 5.9)
5.2.3 Muros (Fig. 5.10 a 5.14)
5.2.4 Techos (Fig. 5.15 a 5.22)

5.3 SISTEMA POSTE Y VIGA (Fig. 5.23)

5.3.1 Cimientos y Anclajes (Fig. 5.24)
5.3.2 Pisos y Entrepisos (Fig. 5.25 a 5.27)
5.3.3 Muros (Fig. 5.28 a 5.32)
5.3.4 Techos (Fig. 5.33)

5.4 REVESTIMIENTOS

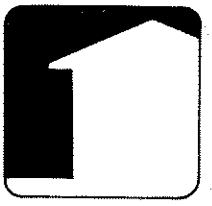
5.4.1 Muros Exteriores (Fig. 5.34)
5.4.2 Muros Interiores y Cielo Raso (Fig. 5.35)
5.4.3 Techos (Fig. 5.36)

5.5 CARPINTERIA

5.5.1 Puertas y Ventanas (Fig. 5.37 y 5.38)
5.5.2 Escaleras (Fig. 5.39 y 5.40)
5.5.3 Muebles Fijos (Fig. 5.41 y 5.42)

5.6 INSTALACIONES

5.6.1 Eléctricas (Fig. 5.43)
5.6.2 Sanitarias (Fig. 5.44 y 5.45)
5.6.3 Perforaciones y Rebajos (Fig. 5.46)

# 5
# Detalles Constructivos

5.1 INTRODUCCION

5.2 SISTEMA ENTRAMADO

Fig. 5.1 Sistema Entramado

5.2.1 Cimientos y Pisos

Fig. 5.2 Cimientos y pisos de hormigón vaceados sobre el suelo, recomendables en terrenos planos:

a) Cimiento corrido
b) Placa o losa

Fig. 5.3 Cimientos y pisos de madera elevados, recomendables en terrrenos irregulares:

a) Cimiento puntual tipo pilastra
b) Cimiento corrido.

5.2.2 Pisos y Entrepisos

Fig. 5.4 Entrepiso entramado

Fig. 5.5 Abertura en pisos entramados

Fig. 5.6 Arriostramiento en pisos entramados

a) Bloques
b) Riostras cruzadas

Fig. 5.7 Voladizos en pisos entramados

Fig. 5.8 Entrepiso entramado sobre muro de adobe

Fig. 5.9 Entrepiso entramado sobre muro de ladrillo

5.2.3 Muros

Fig. 5.10 Muro entramado

Fig. 5.11 Aberturas en muros entramados

a) Dintel encajado
b) Dintel pasante
c) Dintel apoyado

Fig. 5.12 Arriostramiento en muros entramados

Fig. 5.13 Encuentro de muros, parte inferior

Fig. 5.14 Encuentro de muros, parte superior

5.2.4 Techos

Fig. 5.15 Techo entramado

Fig. 5.16 Aleros laterales

a) Alero inclinado
b) Alero horizontal

Fig. 5.17 Alero sobre el tímpano

Fig. 5.18 Tímpanos o hastiales

Fig. 5.19 Vertientes en techos

a) Limatesa
b) Limahoya

Fig. 5.20 Techo entramado sobre muro de adobe

Fig. 5.21 Techo entramado sobre muro de ladrillo

Fig. 5.22 Techo de cerchas

5.3 SISTEMA POSTE Y VIGA

Fig. 5.23 Sistema Poste y Viga

5.3.1 Cimientos y Anclajes

Fig. 5.24 Anclaje de columnas al piso o a la cimentación

a) Copa
b) Pletina
c) Caja
d) Pasador de acero
e) Pernos
f) Angulo de acero

5.3.2 Pisos y Entrepisos

Fig. 5.25 Tipos de vigas y columnas

a) Viga sólida y columna compuesta
b) Viga y columna compuestas
c) Viga laminada y columna sólida
d) Viga y columna laminadas
e) Viga cajón y columna sólida
f) Viga I y columna sólida

Fig. 5.26 Fijación entre vigas y columnas

a) Zuncho de acero
b) Asientos metálicos
c) Pasador de acero
d) Pletina de acero

Fig. 5.27 Viguetas de entrepiso

a) Viguetas a tope sobre viga principal

b) Viguetas traslapadas cara a cara sobre viga principal
c) Viguetas sobre listón de apoyo en viga principal, con rebajo para traslapar en su parte superior
d) Viguetas sobre listón de apoyo en viga principal, empalmadas por su parte superior

5.3.3 Muros

Fig. 5.28 Muro en poste y viga

Fig. 5.29 Muro en poste y viga con cerramiento de entramado

Fig. 5.30 Viga de piso y columna sobre pilastra

Fig. 5.31 Viga de piso y columna sobre cimiento corrido

Fig. 5.32 Refuerzo del entablonado para muros ubicados fuera de las vigas

a) Muro portante paralelo al entablonado
b) Muro perpendicular al entablonado

5.3.4 Techos

Fig. 5.33 Alternativas de techado

a) Vigas parelelas a la viga cumbrera
b) Vigas transversales a la viga cumbrera

## 5.4 REVESTIMIENTOS

5.4.1 Muros Exteriores

Fig. 5.34 Revestimientos de muros exteriores

a) Entablado vertical
b) Entablado horizontal
c) Tableros verticales
d) Mortero de cemento sobre malla expandida
e) Mortero de cemento sobre caña (guadua)

5.4.2 Muros Interiores y Cielo Raso

Fig. 5.35 Revestimientos interiores de muro y cielo raso

5.4.3 Techos

Fig. 5.36 Cubiertas de techo

a) Cubierta de paja
b) Cubierta de teja cerámica
c) Cubierta de teja de madera
d) Cubierta de teja asfáltica
e) Cubierta de planchas onduladas

5.5 CARPINTERIA

5.5.1 Puertas y Ventanas

Fig. 5.37 Puertas exteriores

Fig. 5.38 Ventanas

5.5.2 Escaleras

Fig. 5.39 Escalera de un solo tramo

Fig. 5.40 Escalera de tres tramos

5.5.3 Muebles fijos

Fig. 5.41 Muebles de cocina

a) Armario de pared
b) Armario de piso

Fig. 5.42 Guardarropa

5.6 INSTALACIONES

5.6.1 Eléctricas

Fig. 5.43 Instalaciones eléctricas

5.6.2 Sanitarias

Fig. 5.44 Instalaciones sanitarias. Agua.

Fig. 5.45 Instalaciones sanitarias. Desague

5.6.3 Perforaciones y rebajos

Fig. 5.46 Perforaciones y rebajos en elementos de madera

## 5.1 INTRODUCCION

Los detalles constructivos de este capítulo constituyen un conjunto de recomendaciones para el diseño y construcción con madera que sintetizan la buena práctica constructiva con madera tropical. Cumplen también, la función de familiarizar al profesional que recién incursiona en el diseño y construcción con madera con las soluciones más comunes relativas a sistemas constructivos, revestimientos, carpintería de obra e instalaciones eléctricas y sanitarias.

Estos detalles están ordenados siguiendo una secuencia que corresponde aproximadamente al proceso constructivo de una edificación. En cada caso cubriendo alternativas para cada elemento estructural y sistema constructivo.

Como parte de las figuras se incluyen recomendaciones colocadas directamente sobre el dibujo, con el fin de explicar o resaltar algunas ideas. Igualmente se muestran detalles ampliados de algunos aspectos que requieren mayor aclaración.

En los detalles en que aparecen elementos estructurales y sus ensambles o uniones, no se muestran los elementos de unión –como clavos, pernos, etc.– debiendo estos colocarse siguiendo las recomendaciones del Cap. 12. Si se trata de conexiones de construcciones livianas, poco esforzadas deben colocarse según lo recomendado en la Tabla 13.16 que se presenta en el Cap. 13. En cualquier caso la verificación de resistencia y la determinación del número y disposición de los elementos de unión debe hacerse siguiendo las mencionadas recomendaciones.

No se enfatizan aquellos detalles referentes a protección de la edificación. Estos aparecen en el Cap. 6 con sus respectivas notas explicativas.

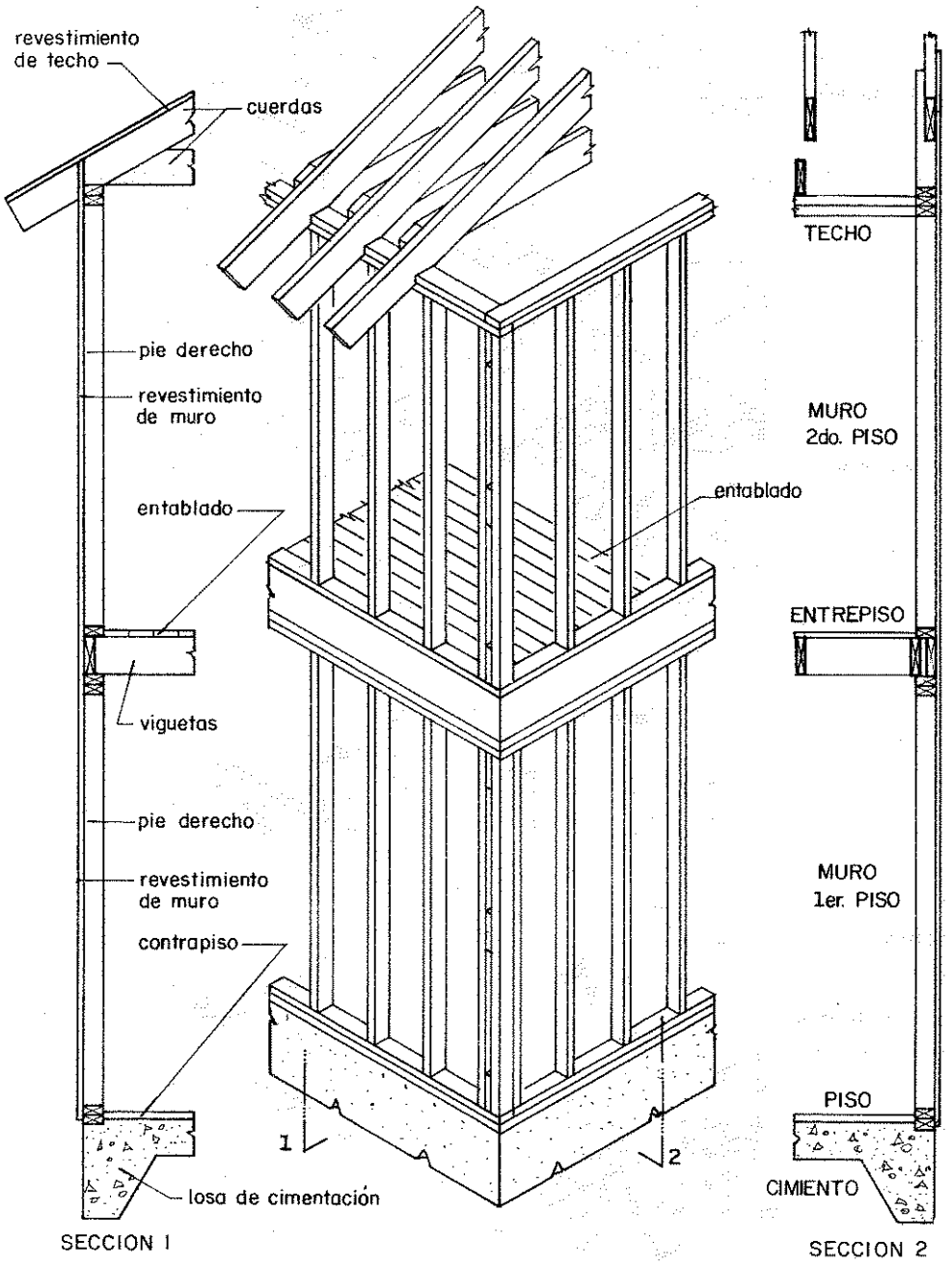
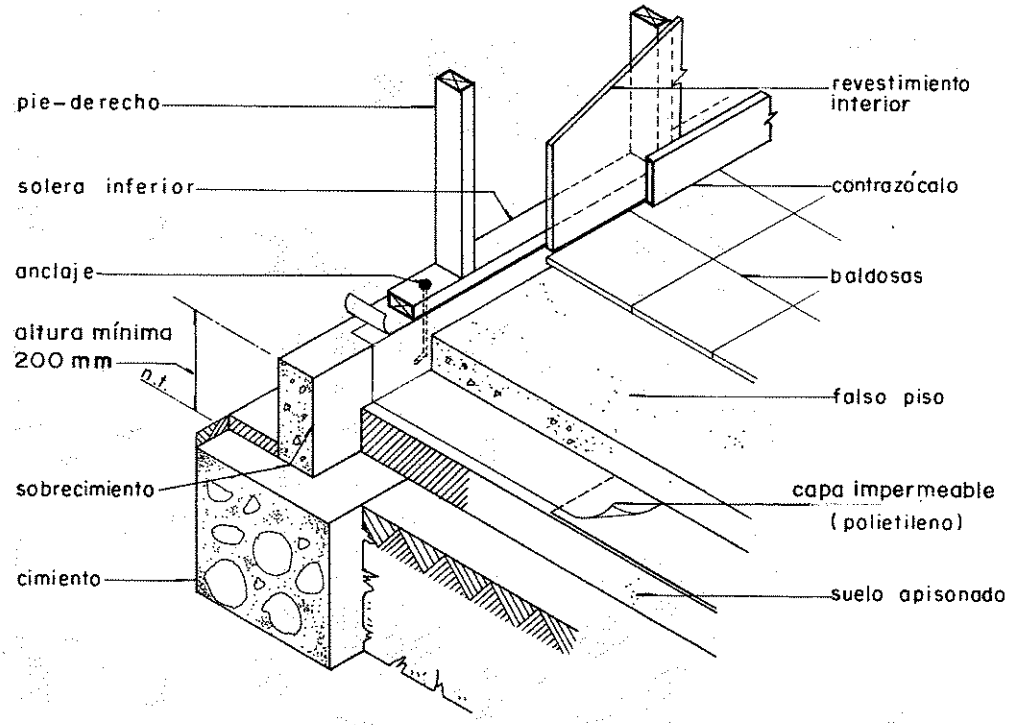
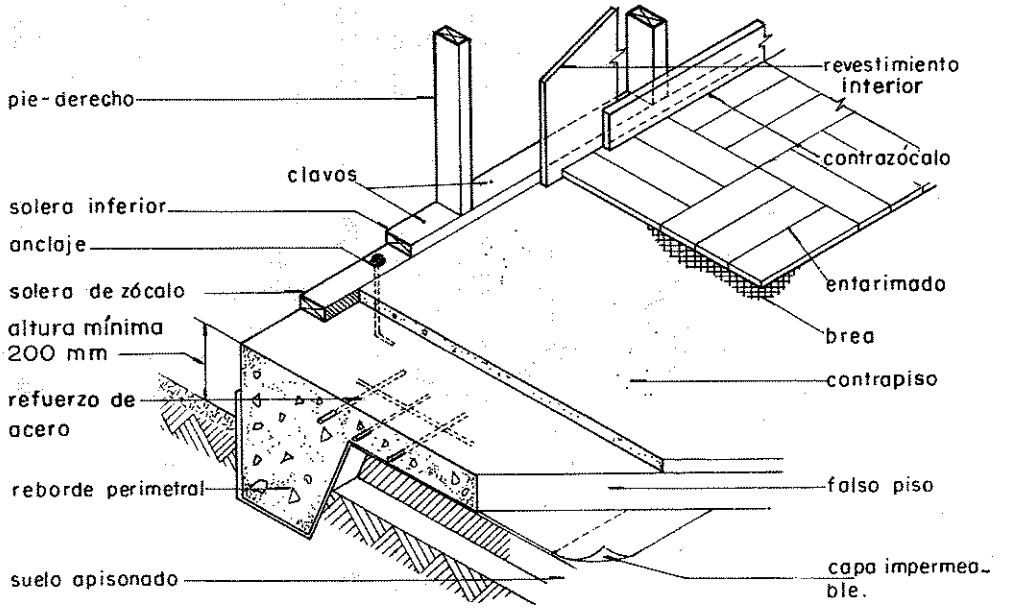



Figura 5.1 Sistema Entramado

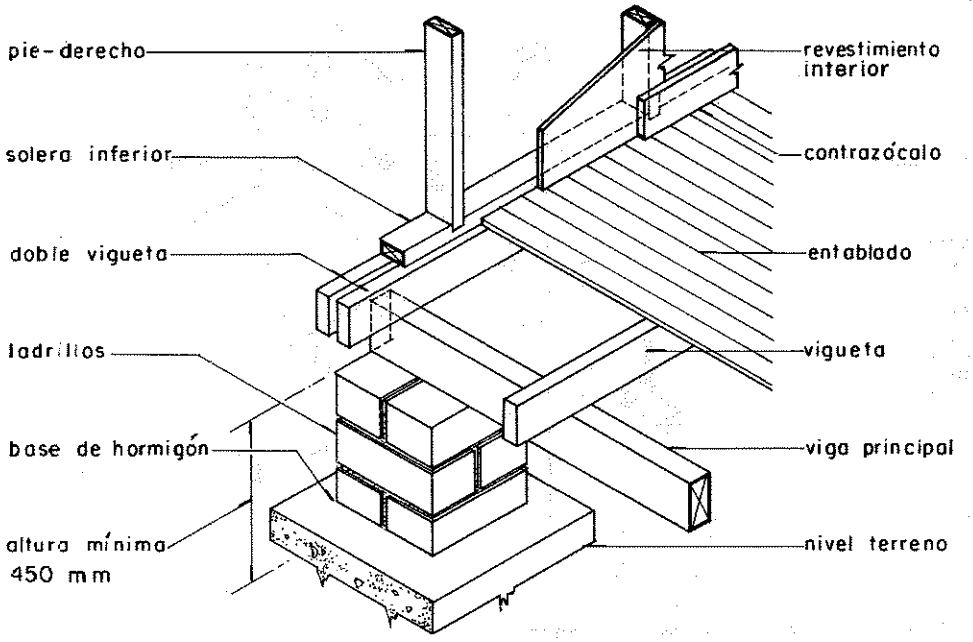



(a) CIMIENTO CORRIDO

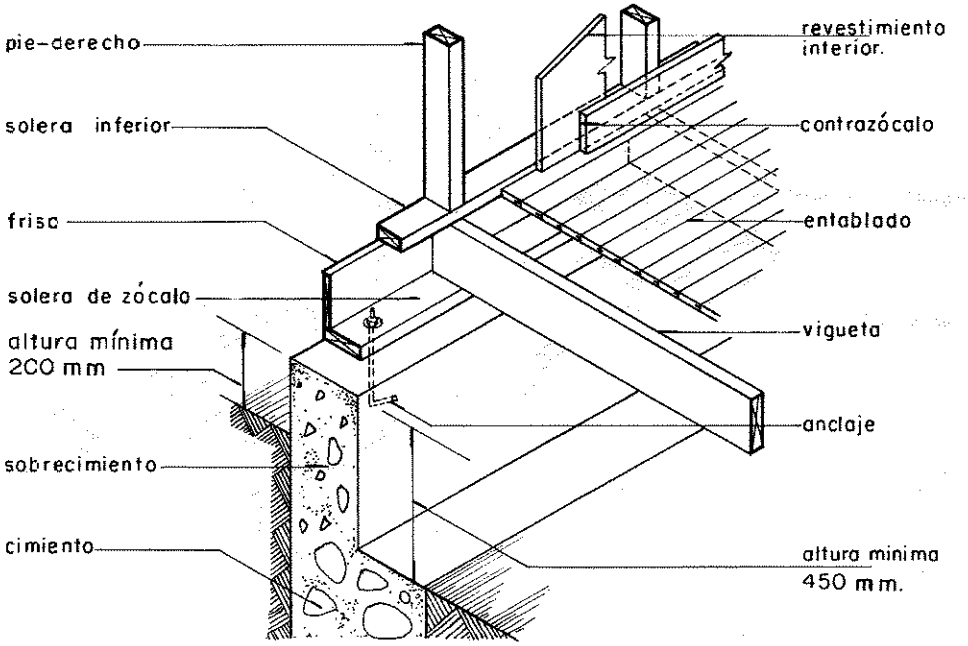



(b) PLACA O LOSA

Figura 5.2 Cimientos y pisos de hormigón vaciados sobre el suelo, recomendables en terrenos planos




(a) CIMIENTO PUNTUAL TIPO PILASTRA




(b) CIMIENTO CORRIDO

Figura 5.3 Cimientos y pisos de madera elevados, recomendables en terrenos irregulares

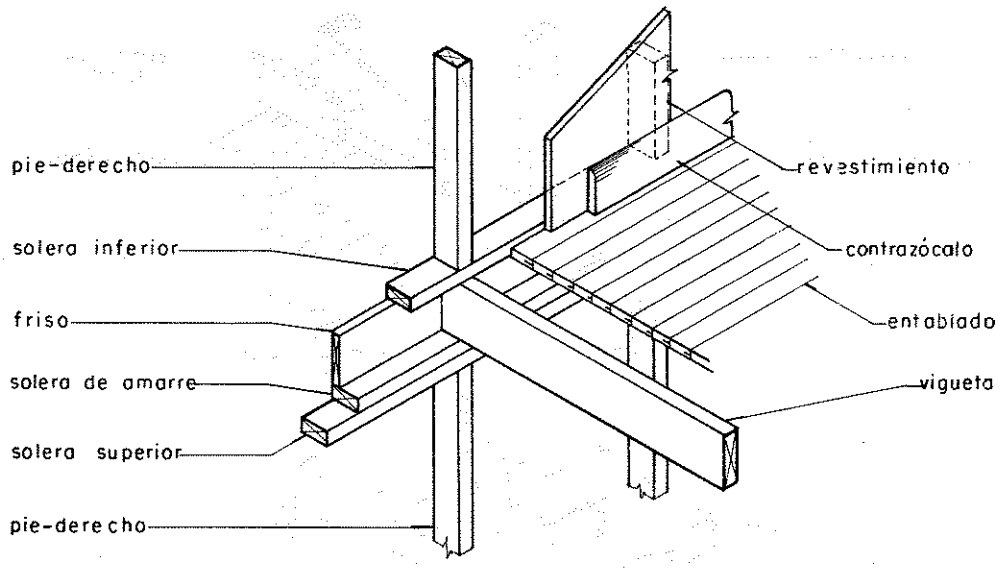



Figura 5.4 Entrepiso entramado

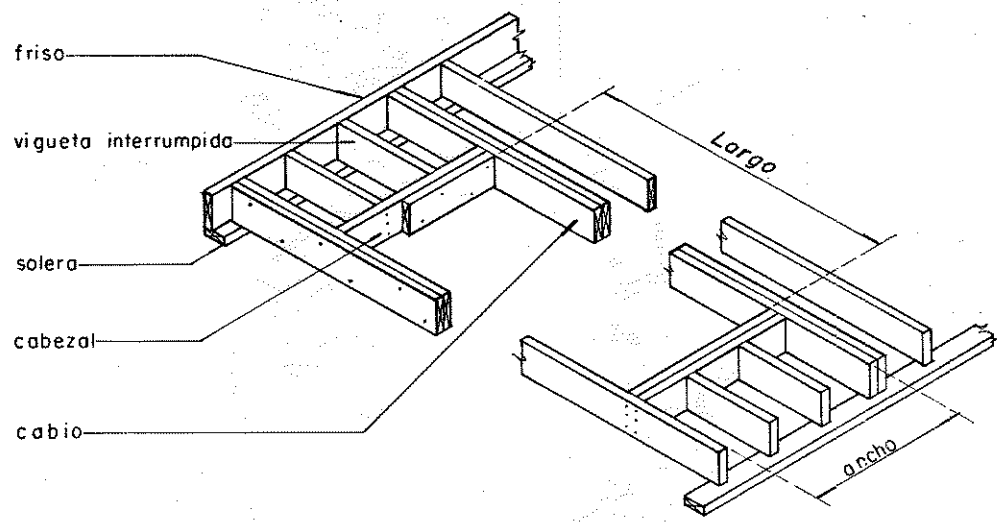
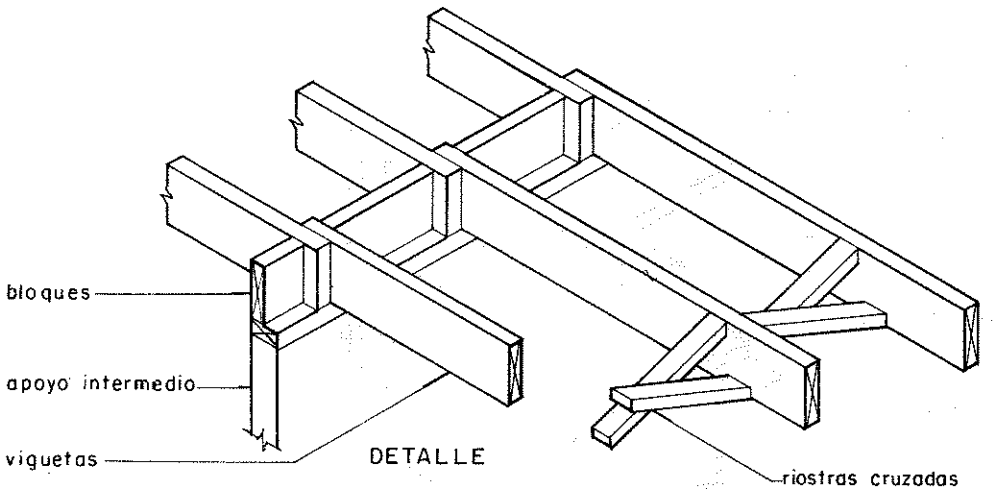



Figura 5.5 Abertura en pisos entramados




( a ) BLOQUES

Los bloques o travesaños de canto tienen las mismas dimensiones que las viguetas y se colocan en el espacio libre entre ellas.

( b ) RIOSTRAS CRUZADAS

Diagonales para la nivelación de las viguetas, brindan refuerzo adicional para su estabilidad y reparten las cargas concentradas a otros elementos.
Es recomendable espaciarlas como máximo 2400 mm

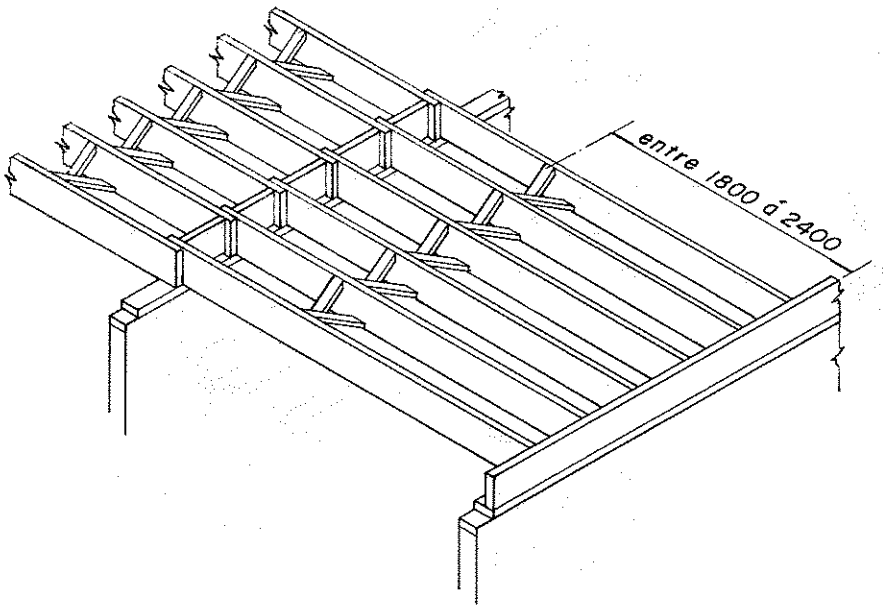
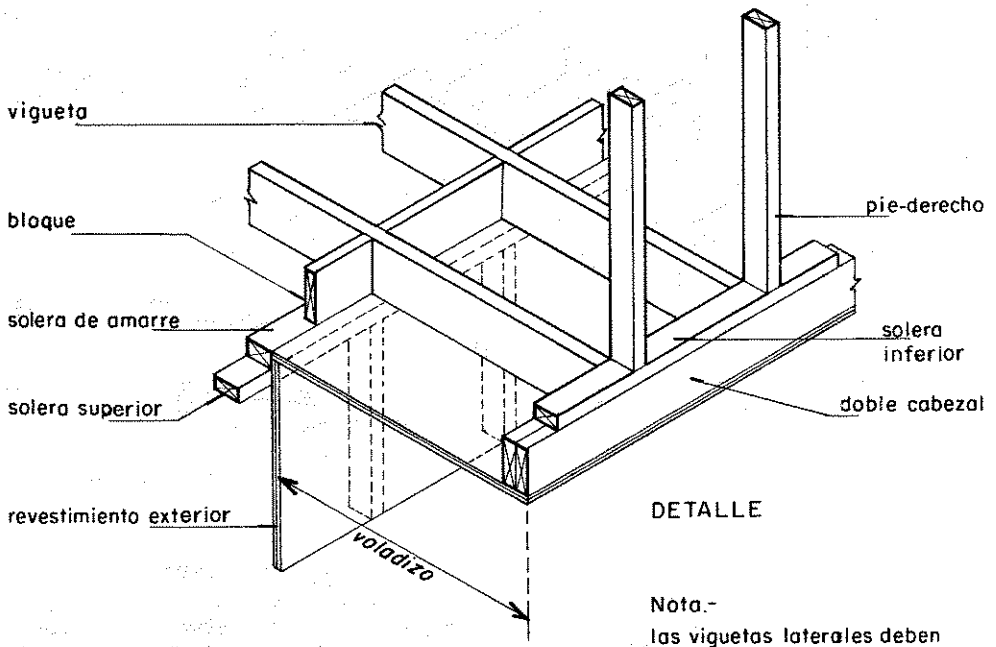



Figura 5.6 Arriostramiento en pisos entramados




DETALLE

Nota.-
las viguetas laterales deben ser dobles así como el cabezal frontal. Se recomienda no exeder el volado de 1200 mm.

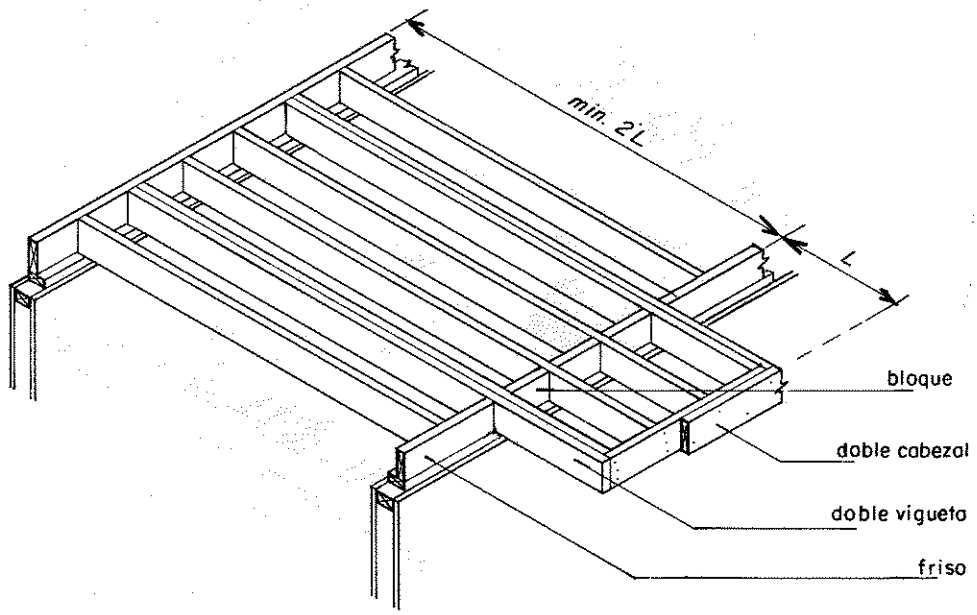



Figura 5.7 Voladizos en pisos entramados

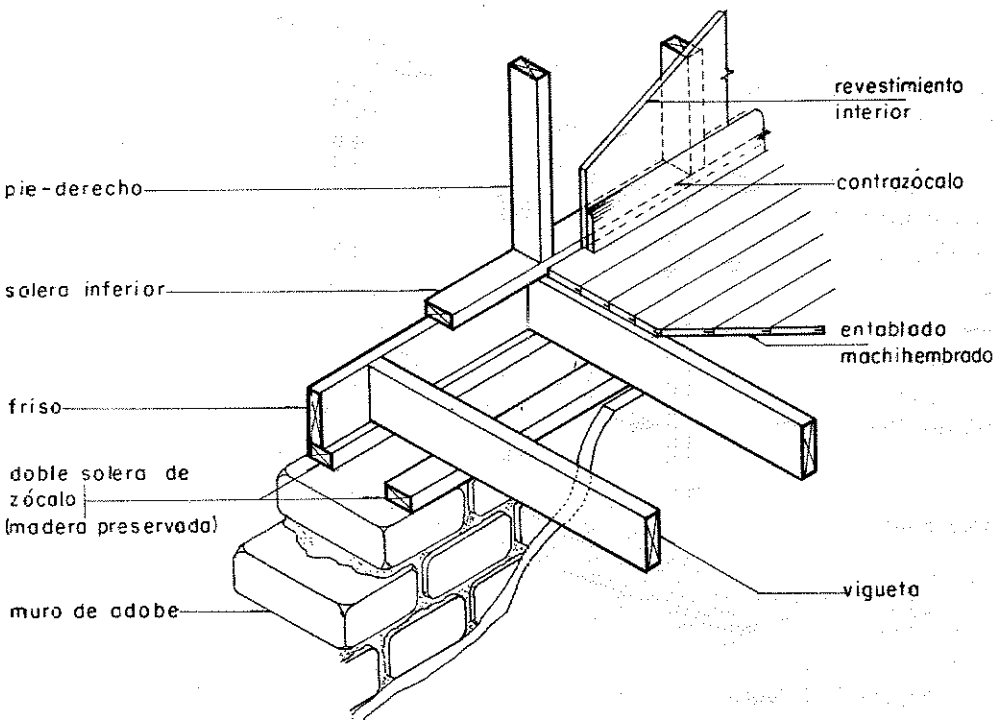



Figura 5.8 Entrepiso entramado sobre muro de adobe

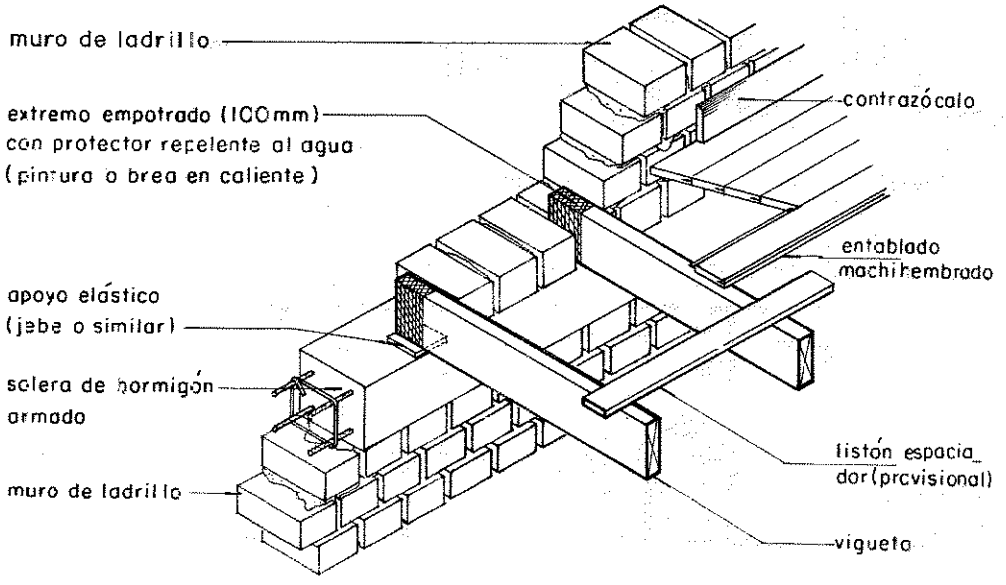



Figura 5.9 Entrepiso entramado sobre muro de ladrillo

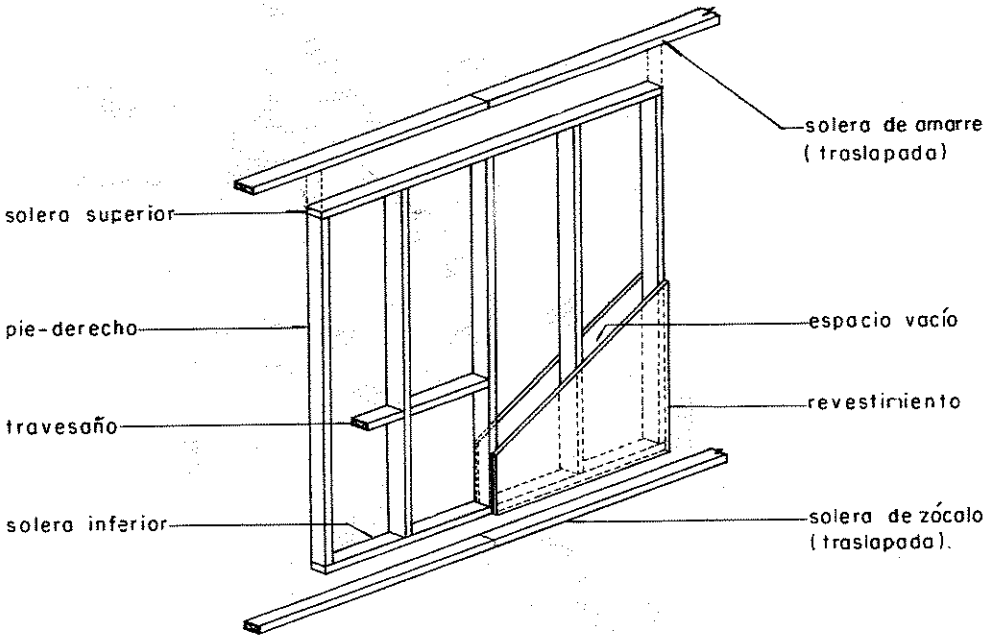



Figura 5.10 Muro entramado

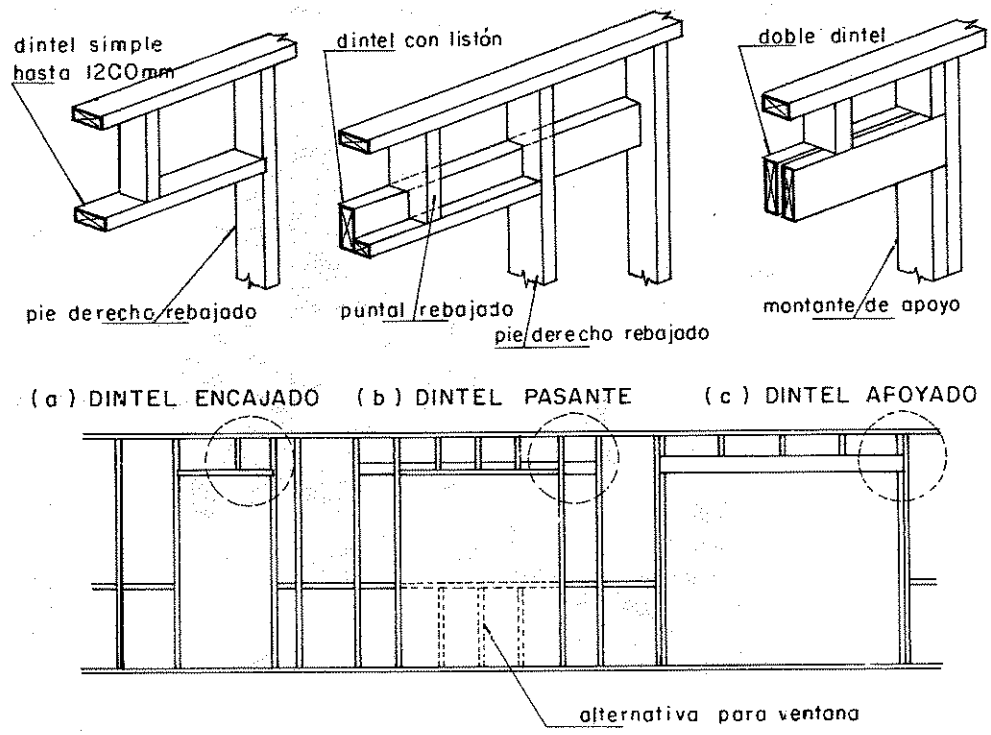
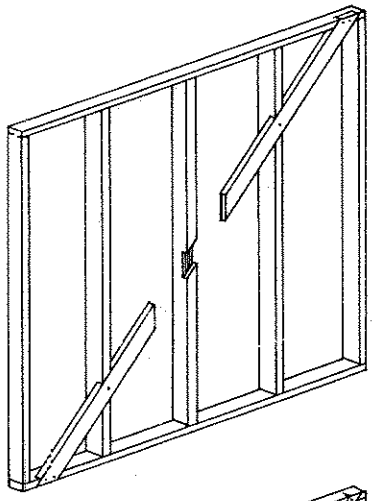


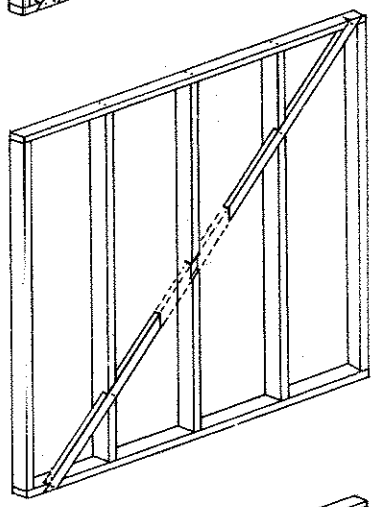

Figura 5.11 Aberturas en muros entramados



(a)

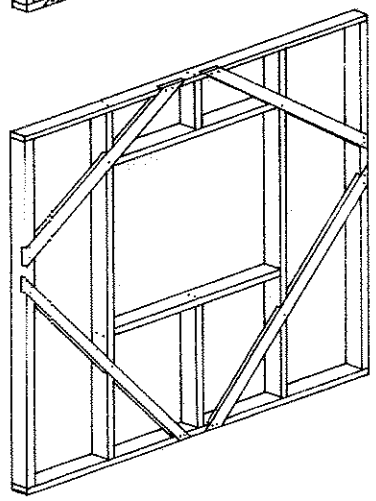
Las riostras rigidizan el muro por triangulación en su propio plano. Se colocan la solera superior o solera inferior encajadas en la cara que da al exterior de la edificación con una inclinación de 45° aproximadamente.

Pueden ser un listón de madera de 20 x 40 mm como se muestra en (a) o un ángulo metálico de 25 mm como en (b)



(b)

En los encuentros de muros en esquina, se recomienda que las riostras partan desde el vértice común superior y bajen hacia cada lado de la edificación.



(c)

En (c) se muestra como puede ser arriostrado un muro con abertura para ventana.

Figura 5.12 Arriostramiento en muros entramados

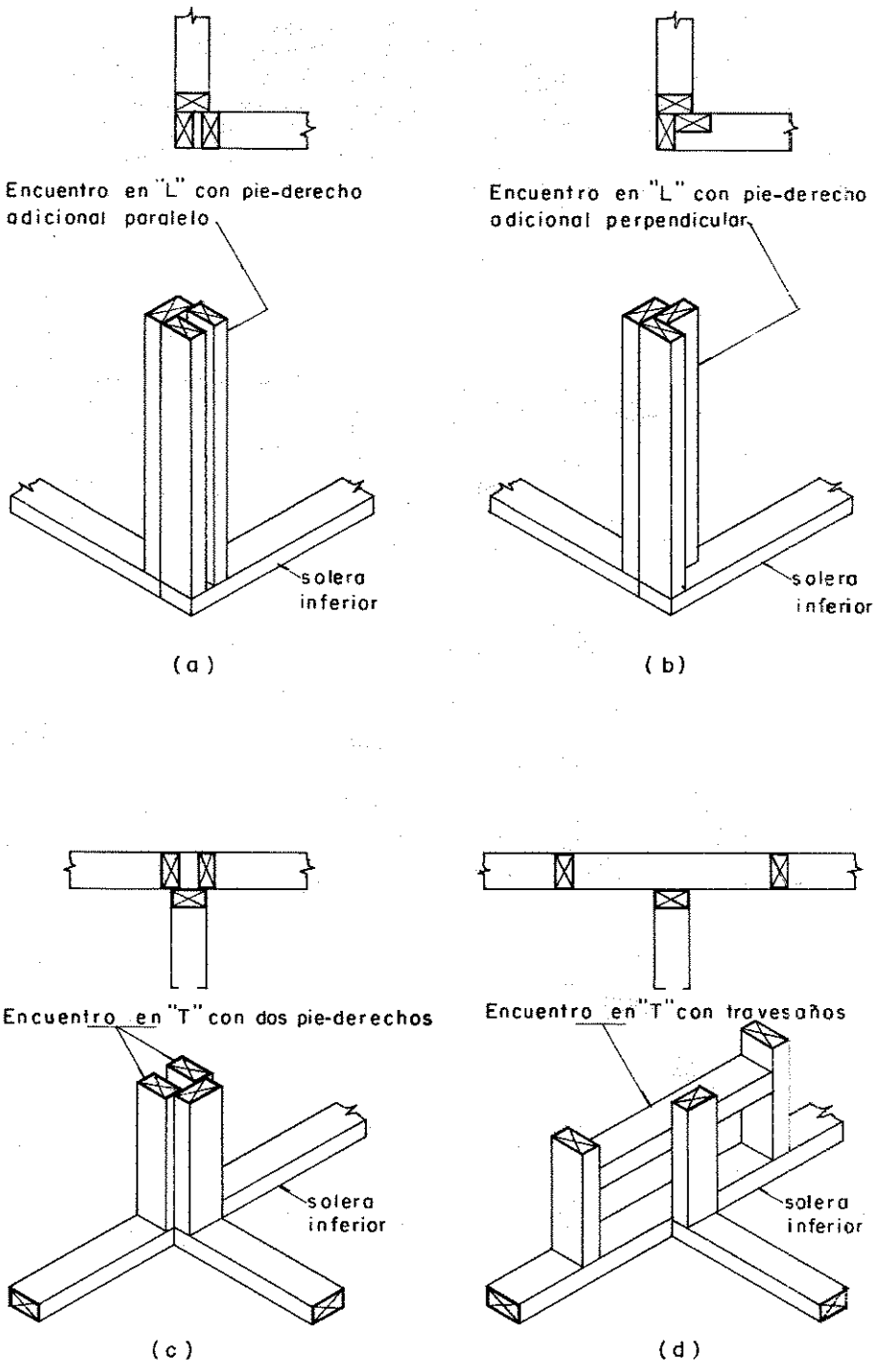



Figura 5.13 Encuentro de muros,parte inferior

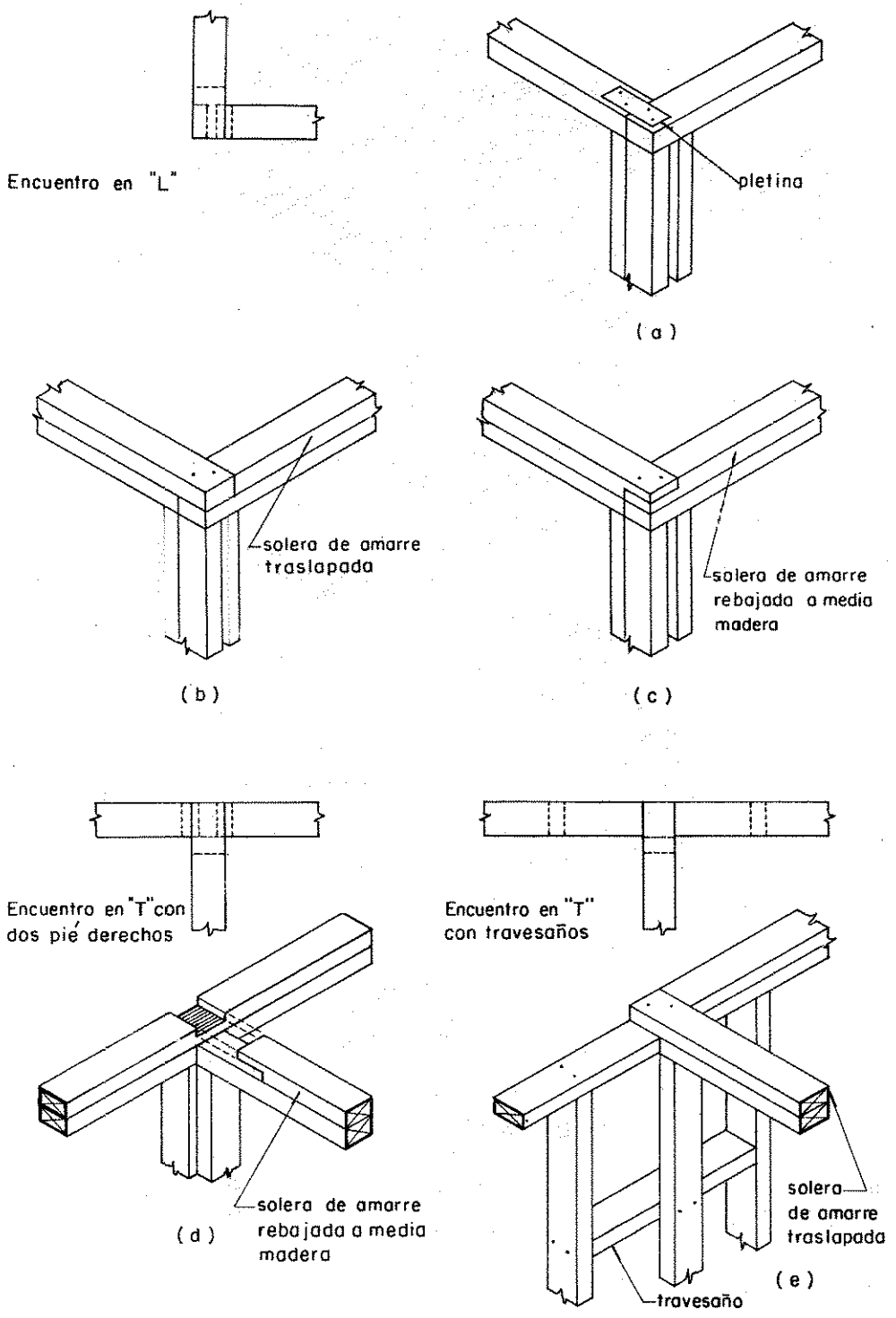
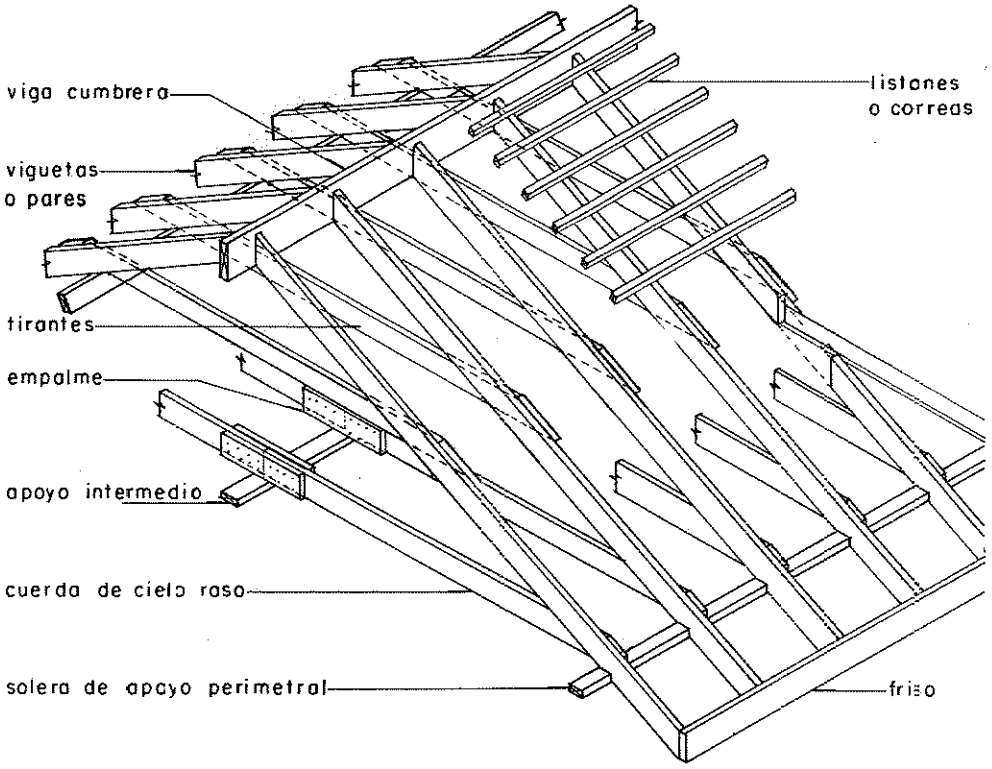
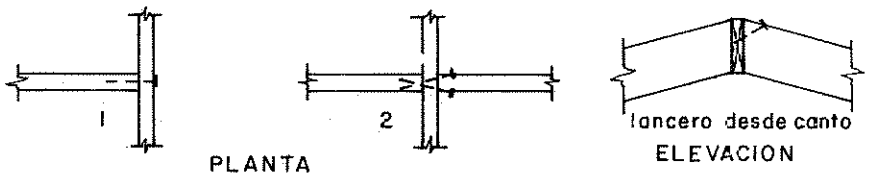



Figura 5.14 Encuentro de muros parte superior



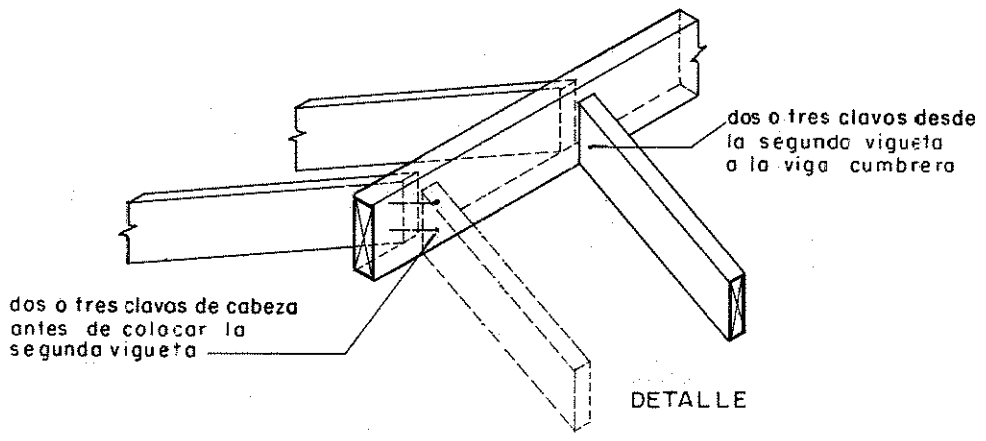
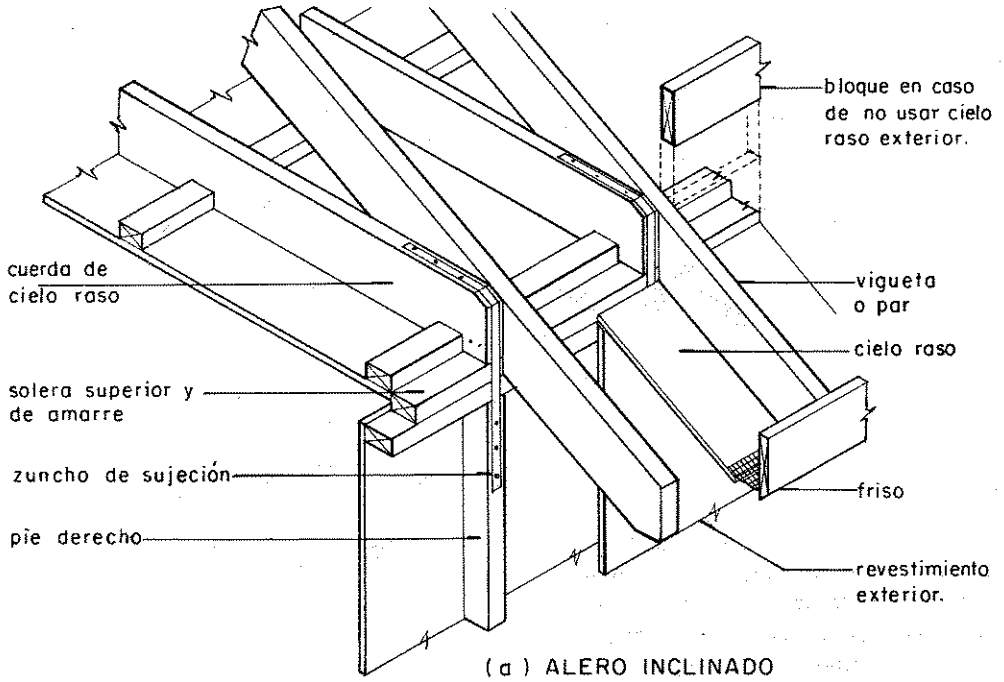
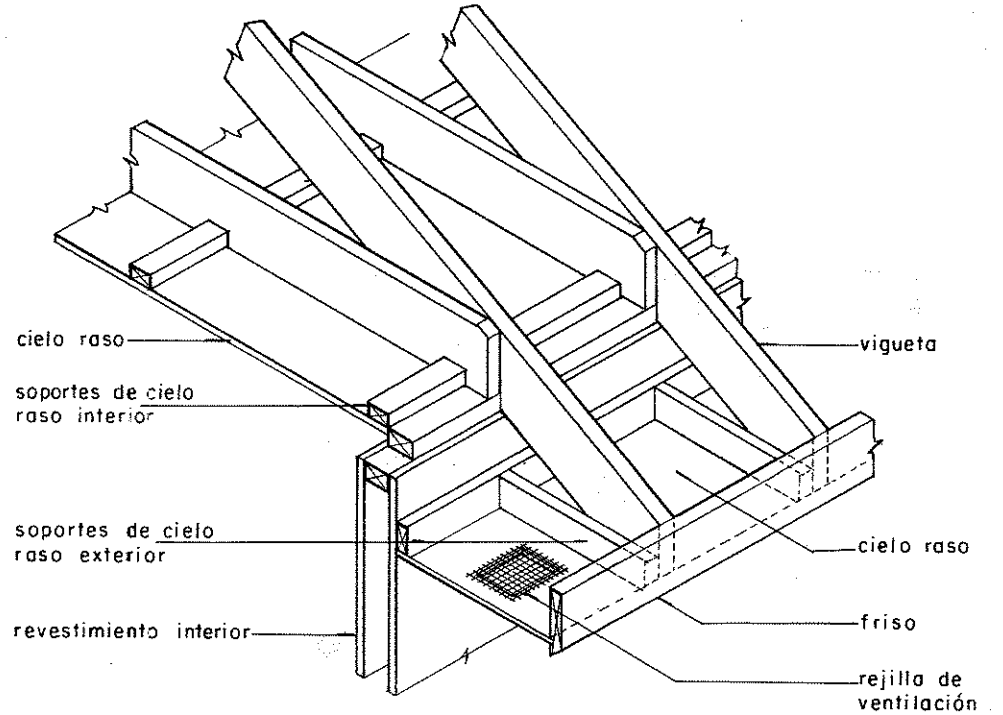




Figura 5.15 Techo entramado




( a ) ALERO INCLINADO




( b ) ALERO HORIZONTAL

Figura 5.16 Aleros laterales

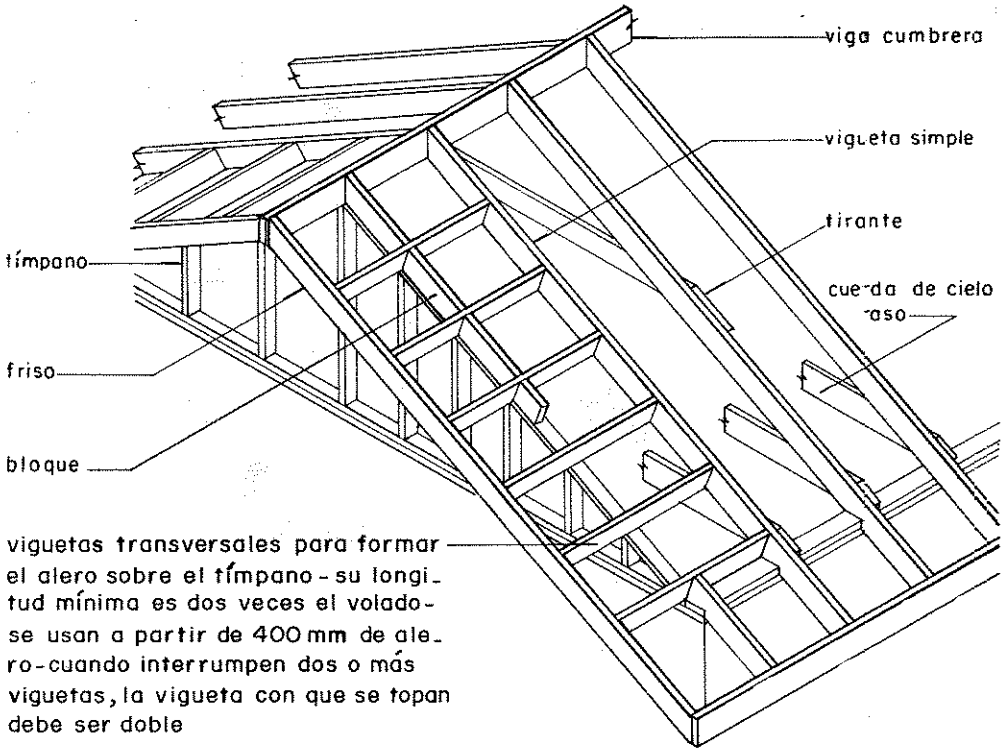



Figura 5.17 Alero sobre el tímpano

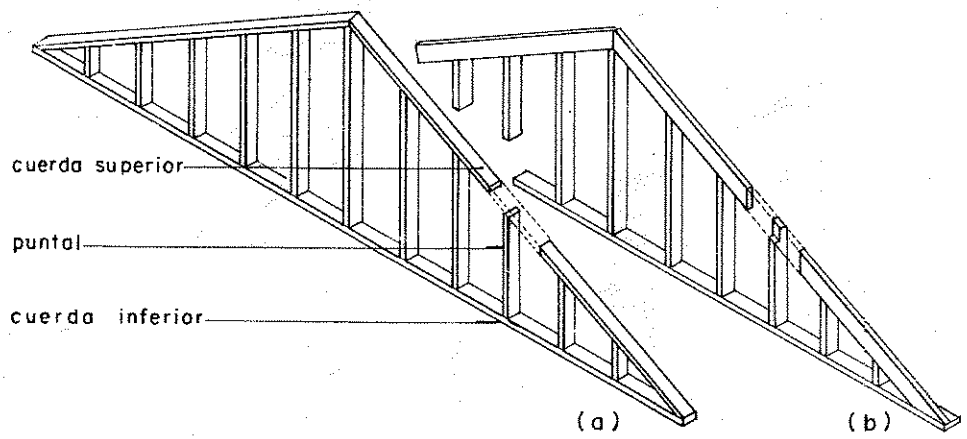
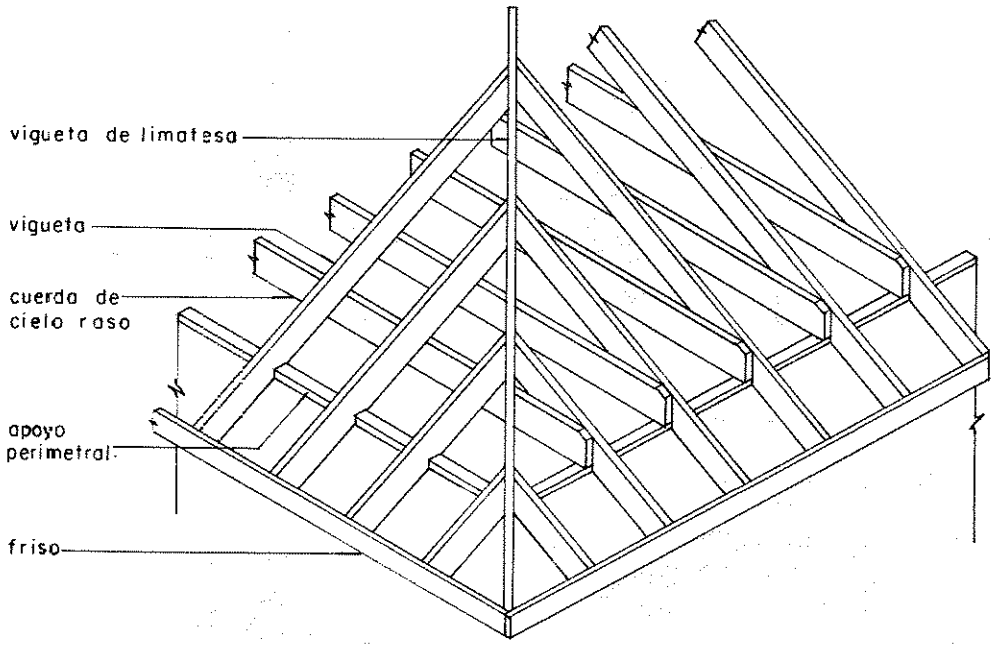


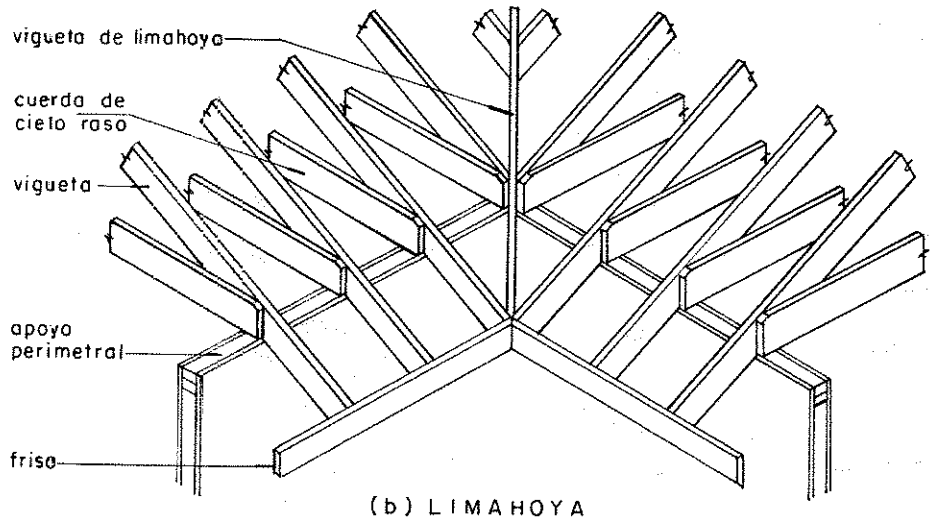

Figura 5.18 Tímpanos o hastiales




(a) LIMATESA

Encuentro saliente entre dos vertientes

Las viguetas entre vertientes de limatesa o limahoya tienen un incremento de 50 mm en el peralte respecto a las demás viguetas o también pueden ser dobles.




(b) LIMAHOYA

Encuentro entrante entre dos vertientes

Figura 5.19 Vertientes en techos

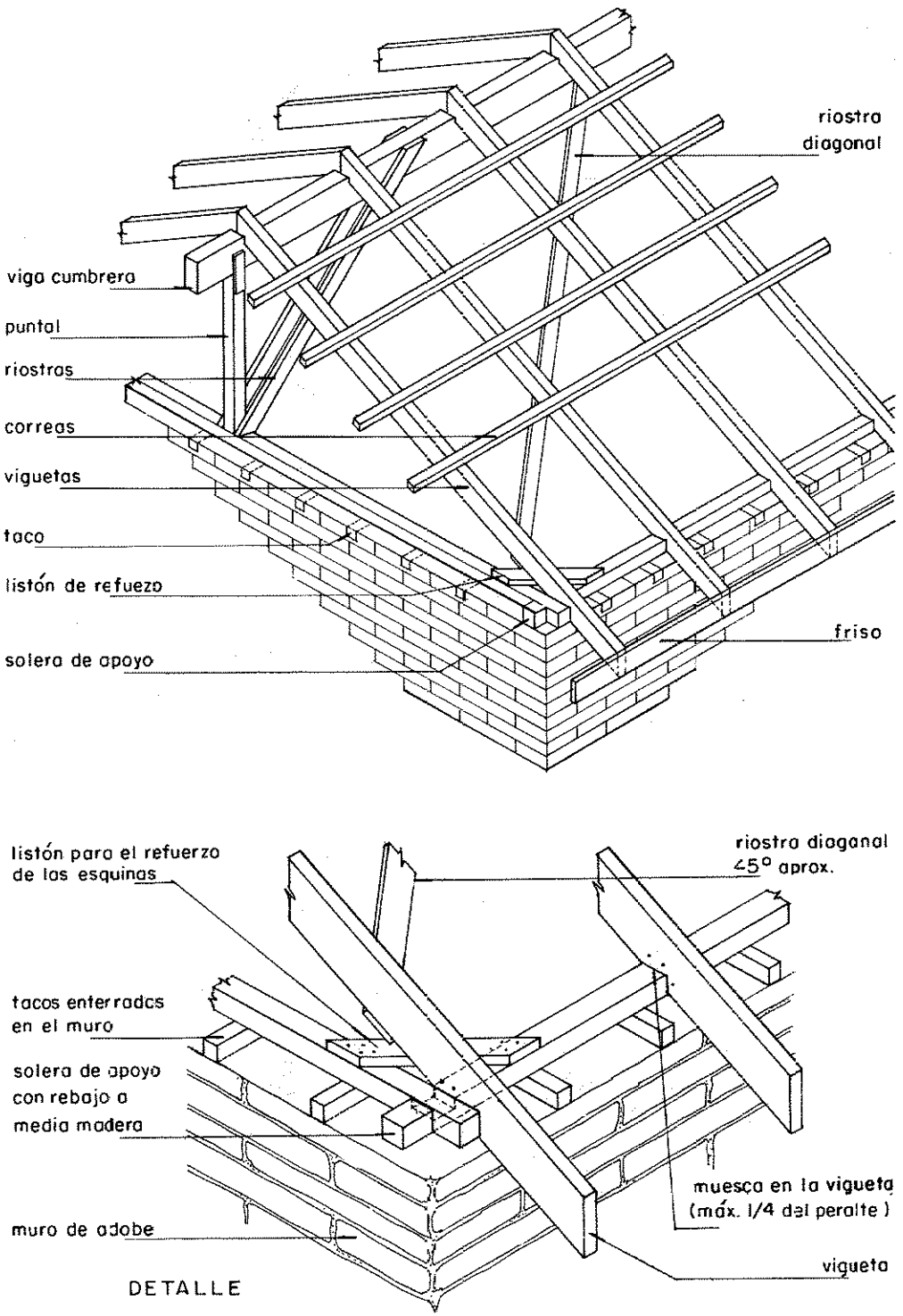



Figura 5.20 Techo entramado sobre muro de adobe

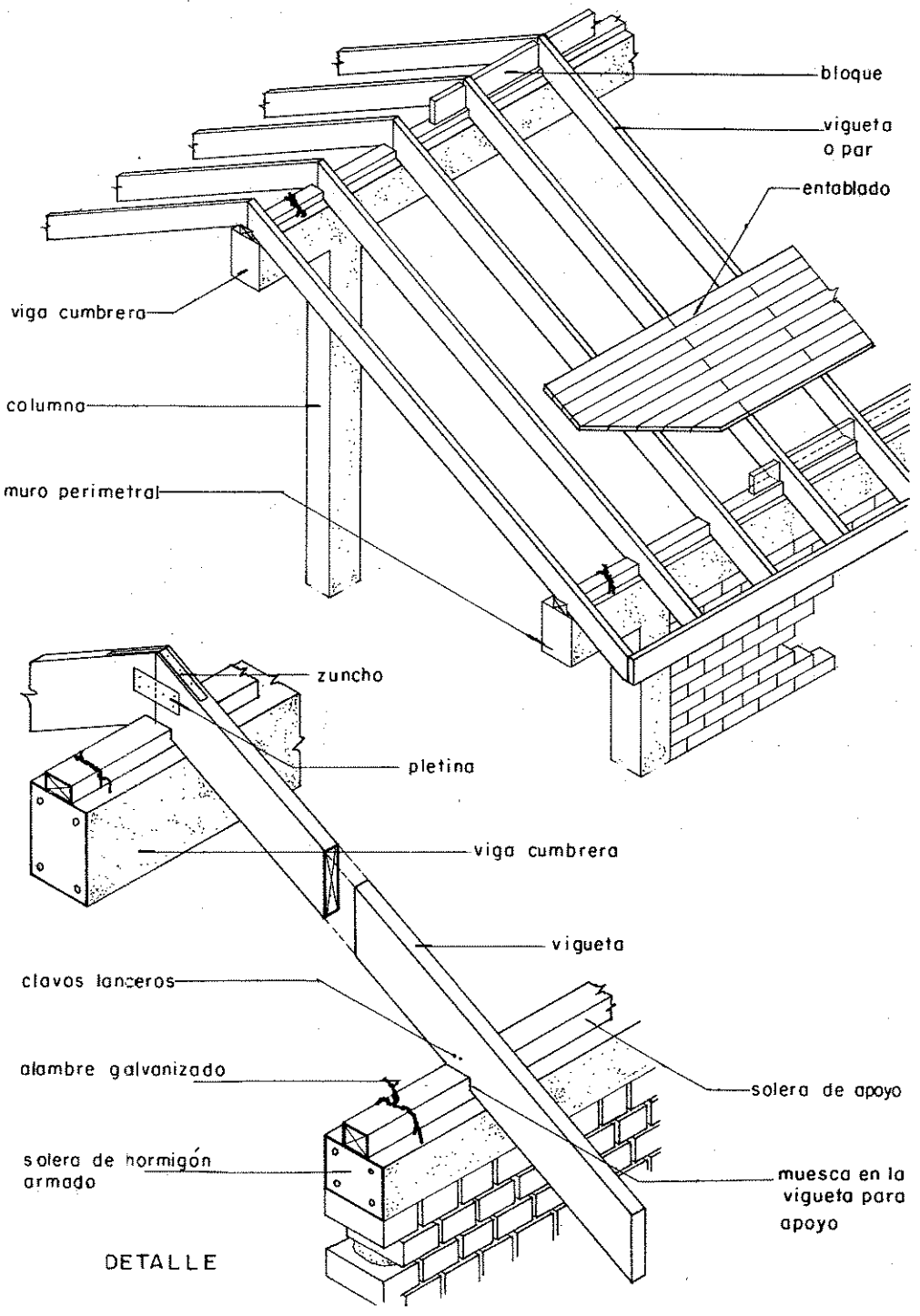
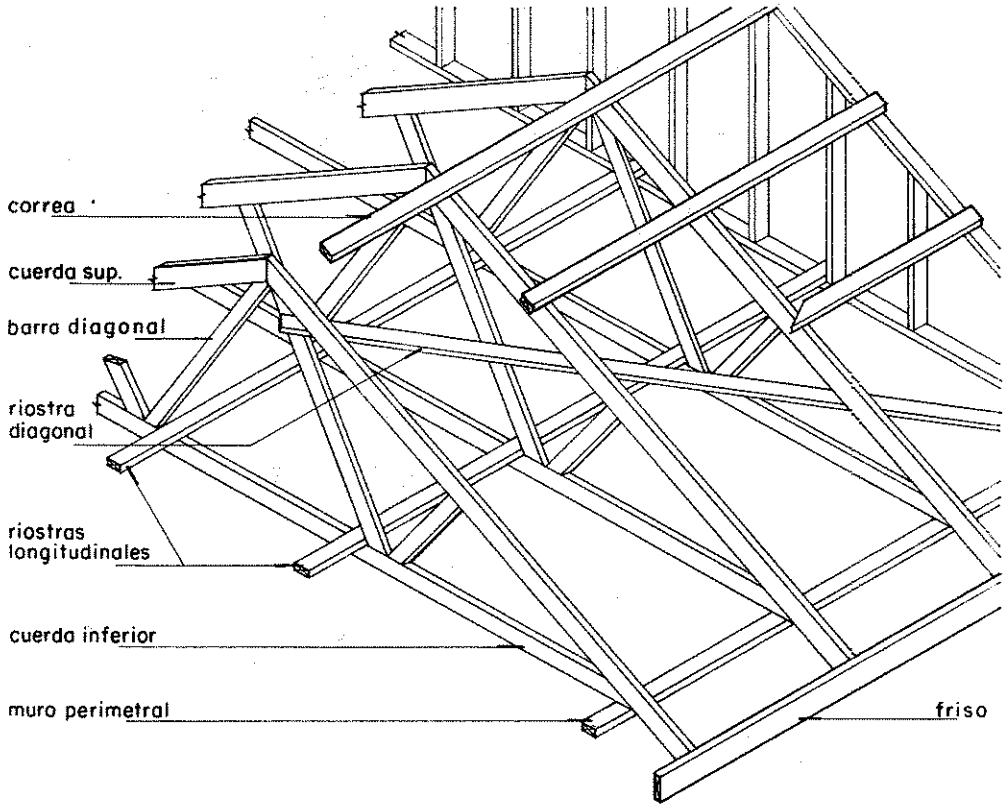



Figura 5.2 | Techo entramado sobre muro de ladrillo



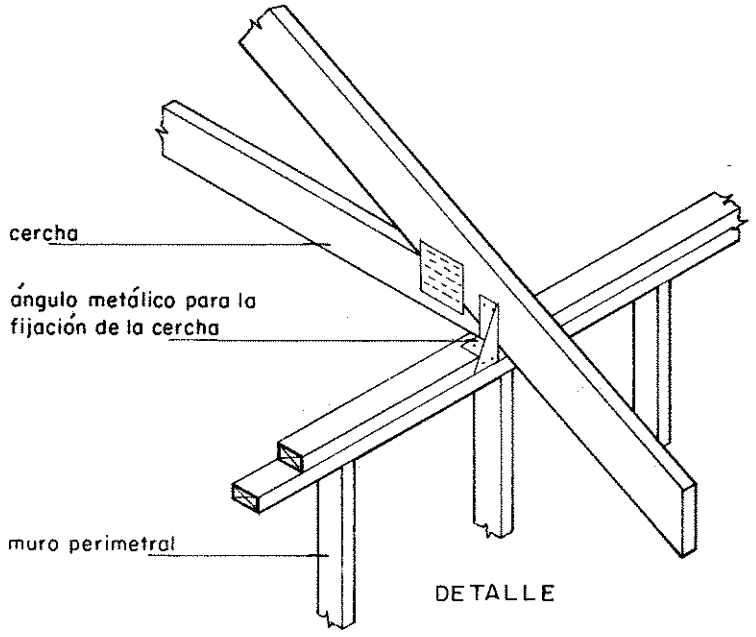
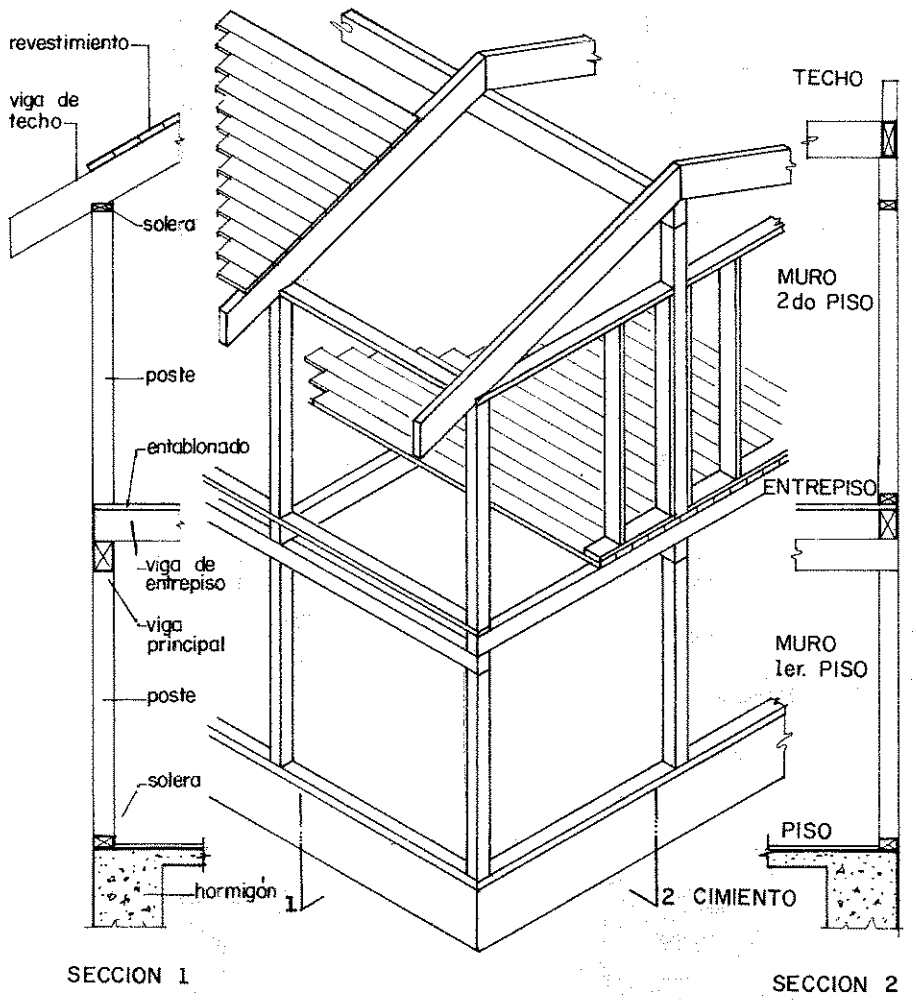
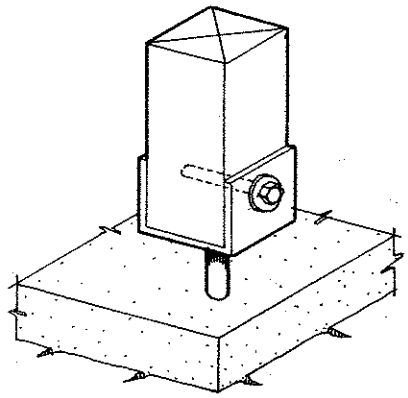




Figura 5.22 Techo de cerchas

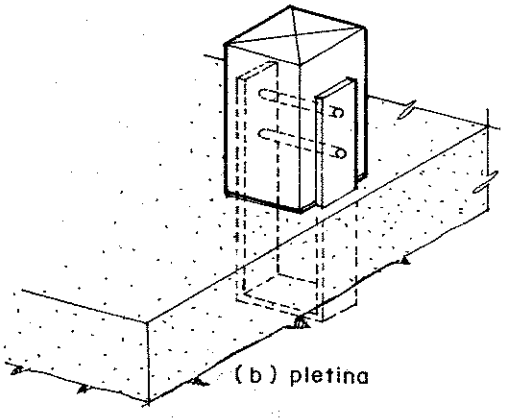



PERSPECTIVA ISOMETRICA

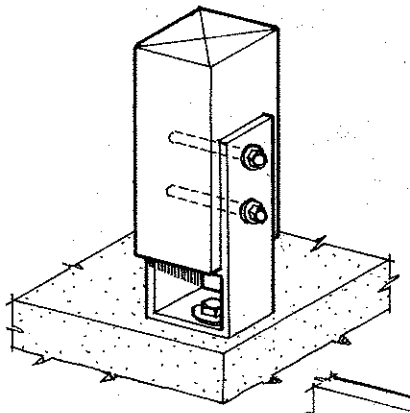
Figura 5.23 Sistema Poste y Viga



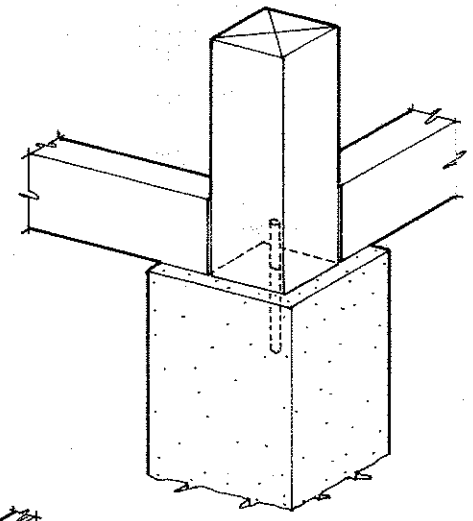
( a ) copa



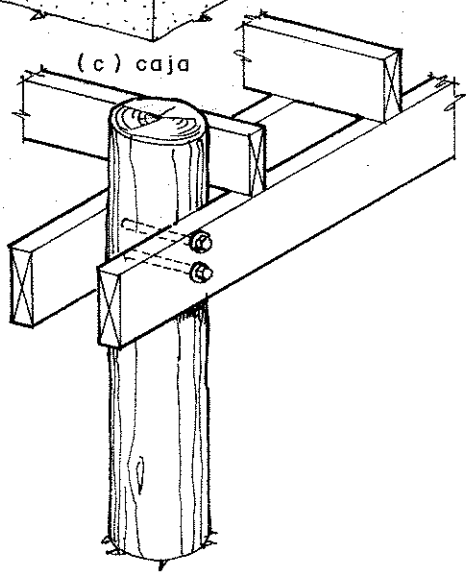
( b ) pletina



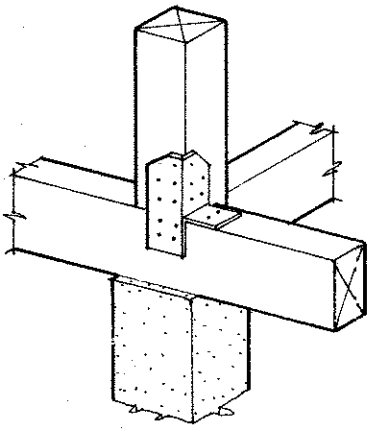
( c ) caja



( d ) pasador de acero

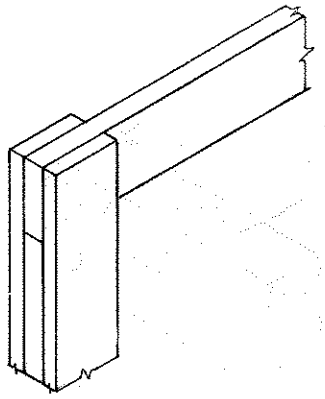


( e ) pernos

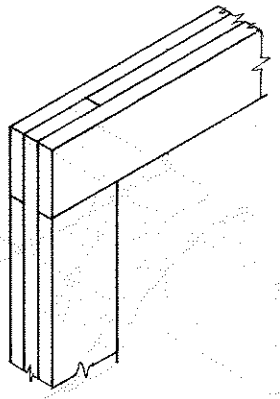


( f ) ángulo de acero

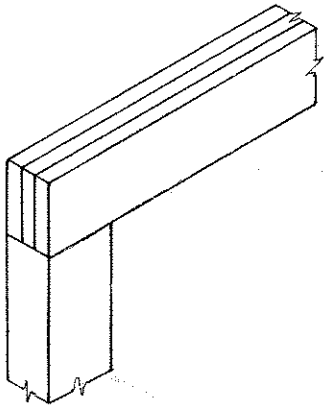
Figura 5.24 Anclaje de columnas al piso o la cimentación



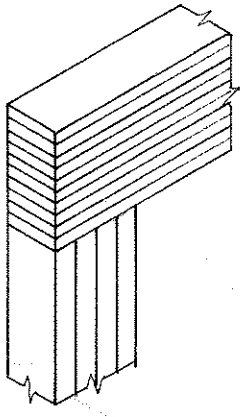
( a ) viga sólida y columna compuesta



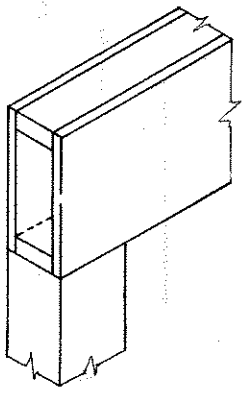
( b ) viga y columna compuesta



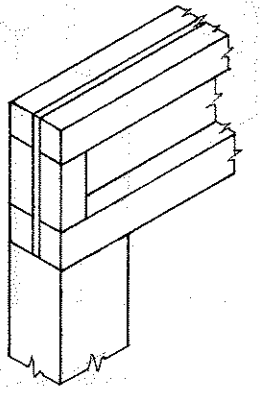
( c ) viga laminada y columna sólida



( d ) viga y columna laminada

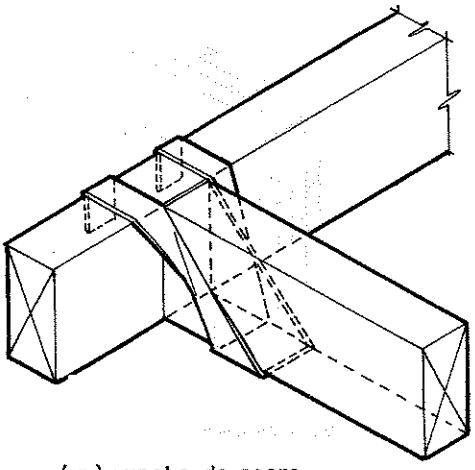


( e ) viga cajón y columna sólida

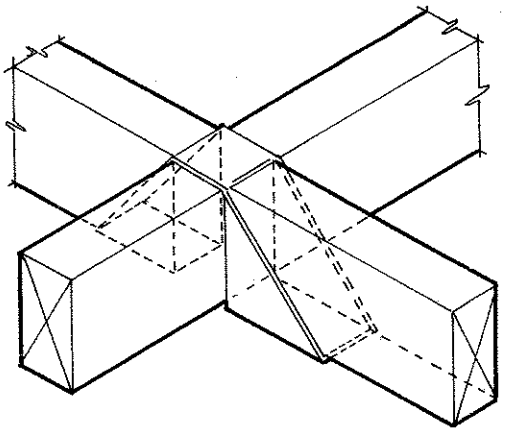


( f ) viga I y columna sólida

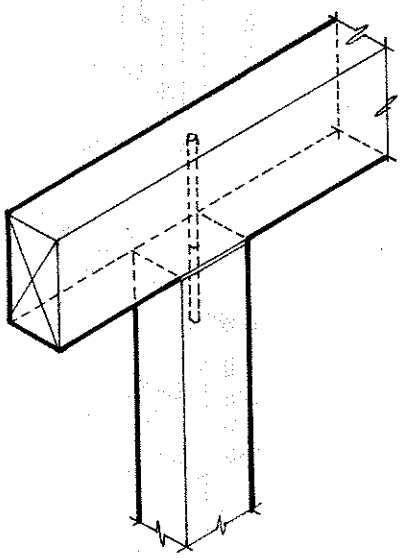
Figura 5.25 Tipos de vigas y columnas



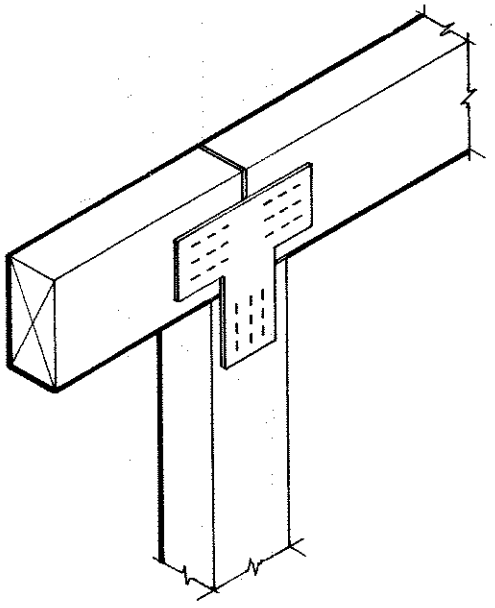
( a ) zuncho de acero



( b ) asientos metálicos

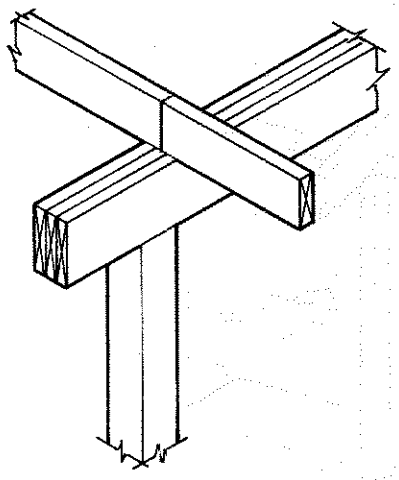


( c ) pasador de acero

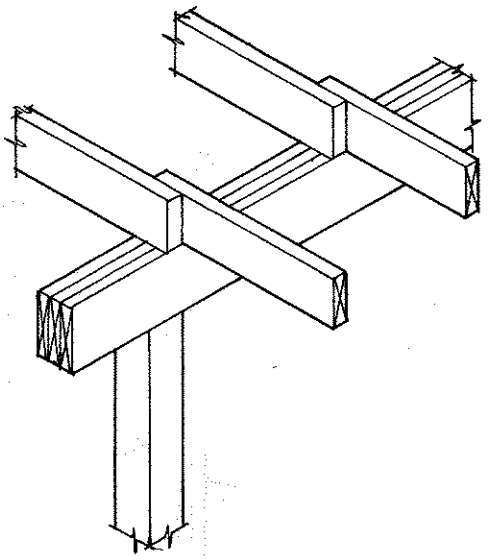


( d ) pletina de acero

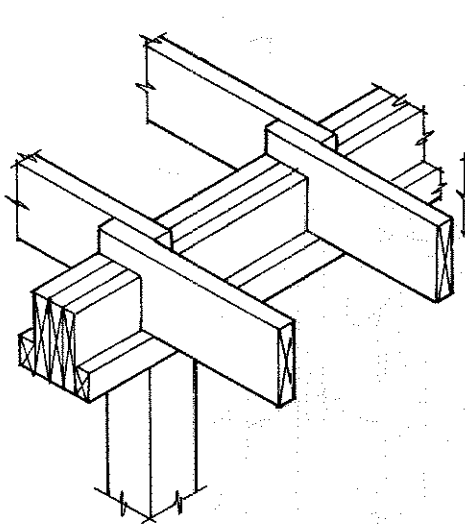
Figura 5.26 Fijación entre vigas y columnas

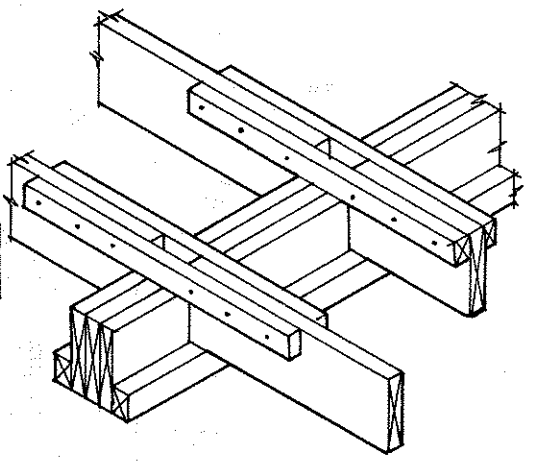


( a ) viguetas a tope sobre viga principal



( b ) viguetas traslapadas cara a cara sobre viga principal





Nota : ( c ) y ( d ) recomendado para madera seca

( c ) viguetas sobre listón de apoyo en viga principal, con rebajo para traslapar en su parte superior

( d ) viguetas sobre listón de apoyo en viga principal, empalmadas por su parte superior

Figura 5.27 Viguetas de entrepiso

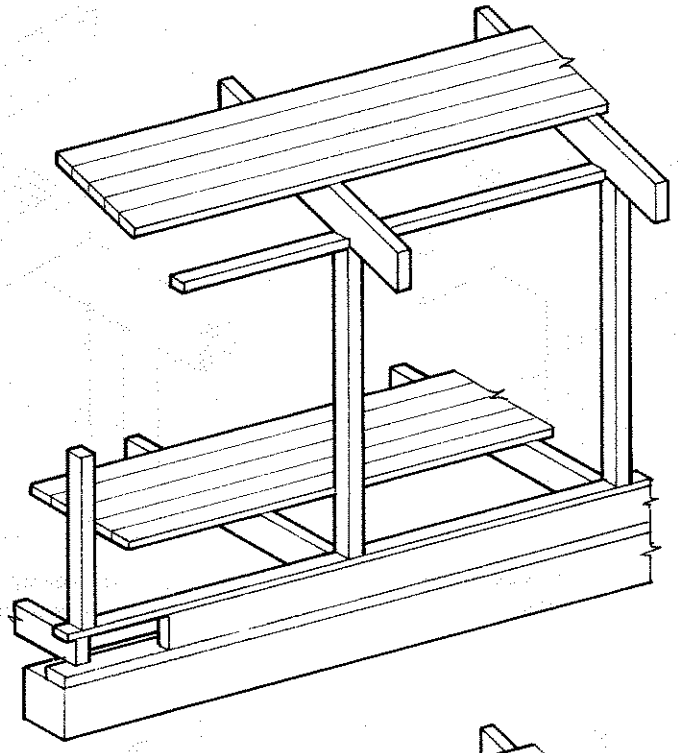


Figura 5.28 Muro en poste y viga

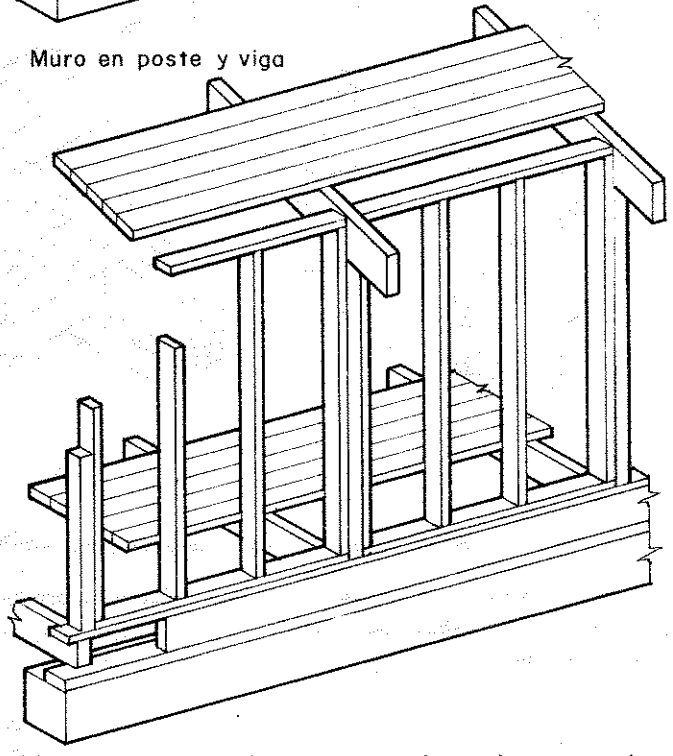


Figura 5.29 Muro en poste y viga con cerramiento de entramado

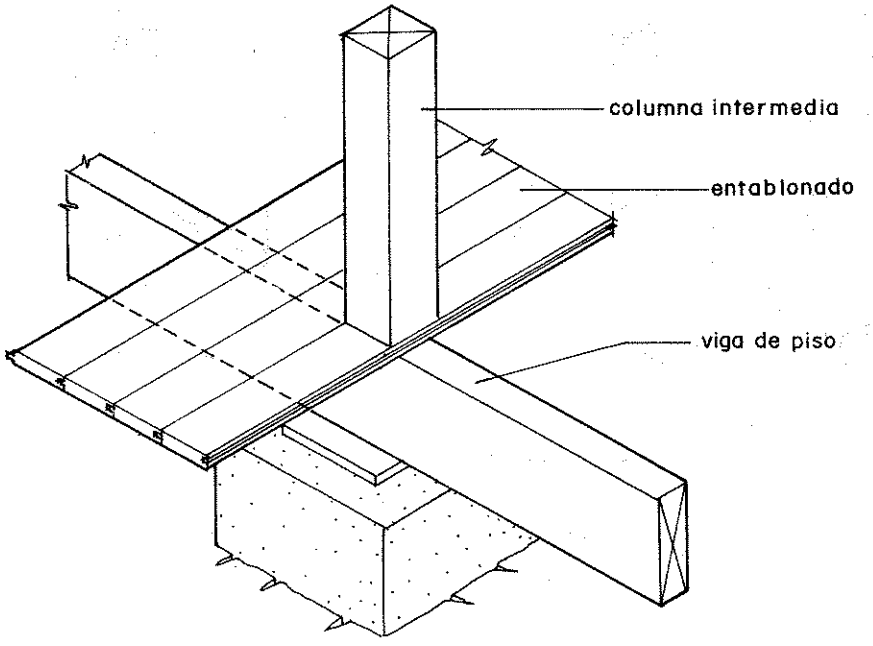



Figura 5.30 Viga de piso y columna sobre pilastra

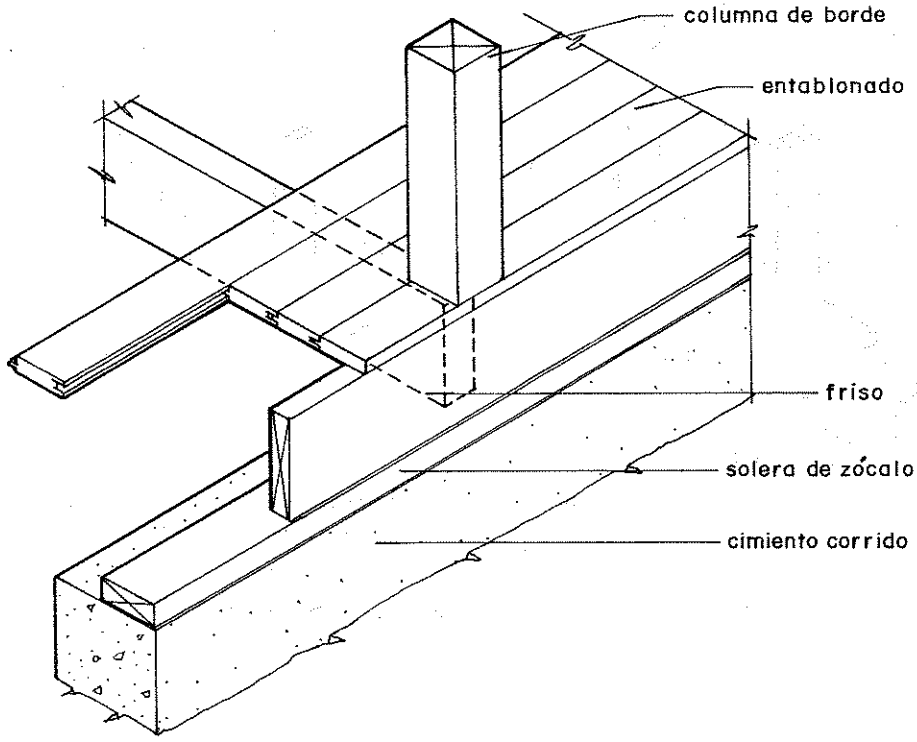
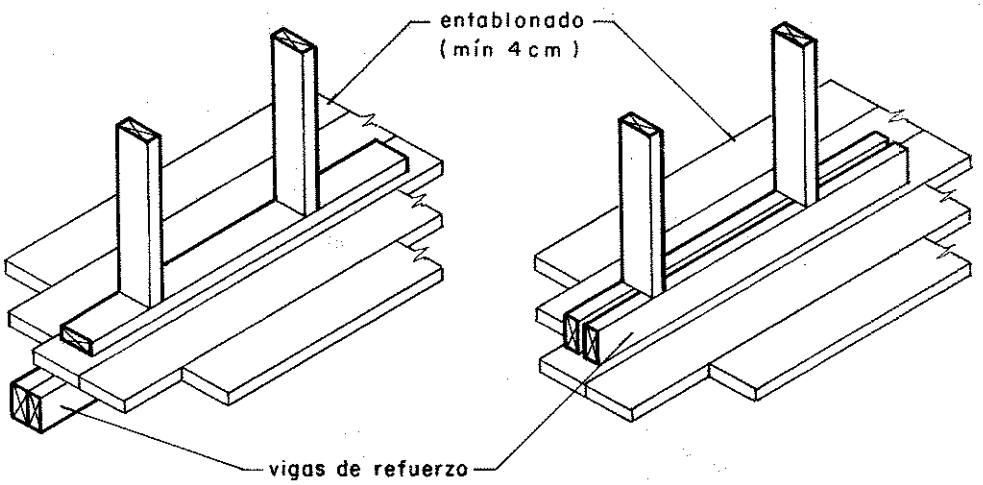
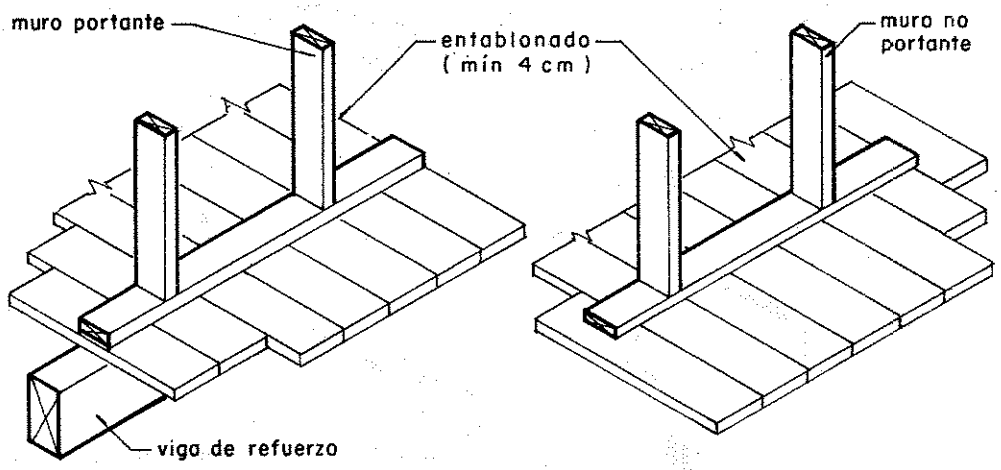



Figura 5.31 Viga de piso y columna sobre cimiento corrido

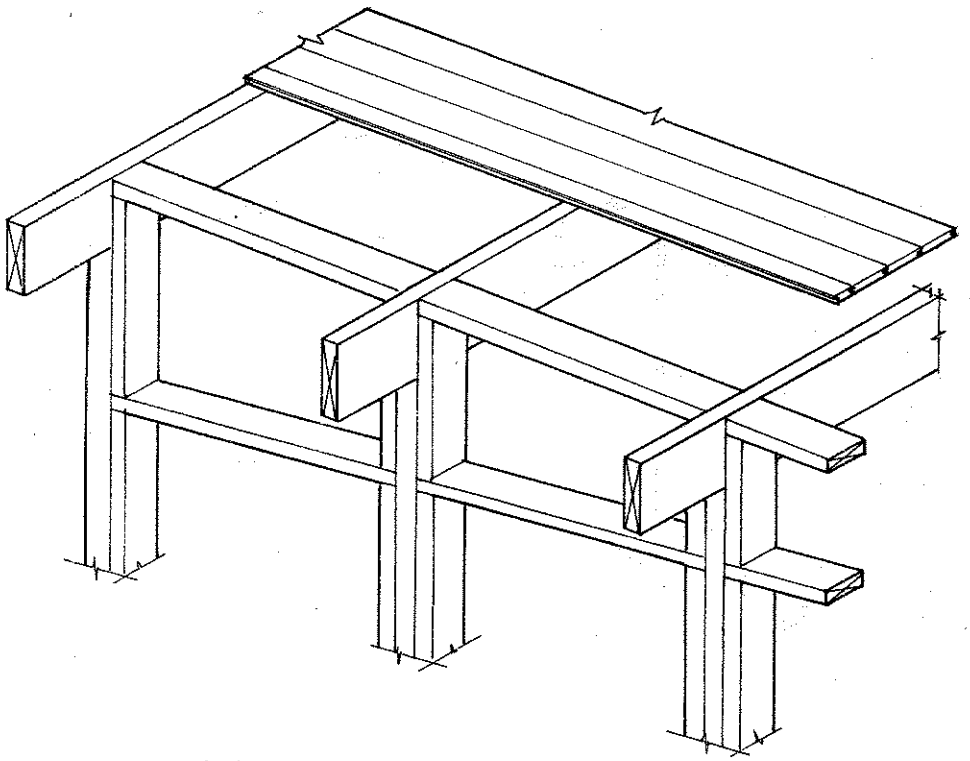



a) Muro portante paralelo al entablonado

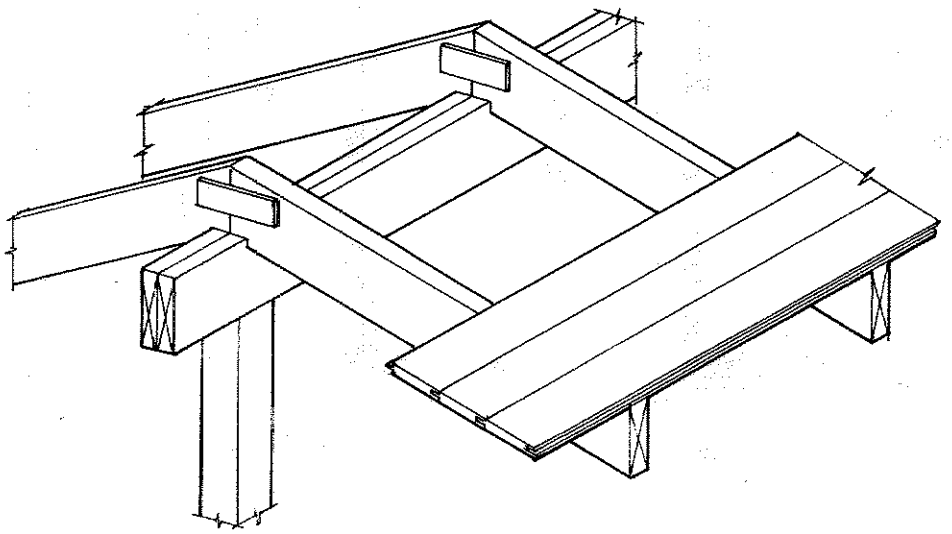



b) Muro perpendicular al entablonado

Figura 5.32 Refuerzo del entablonado para muros ubicados fuera de las vigas

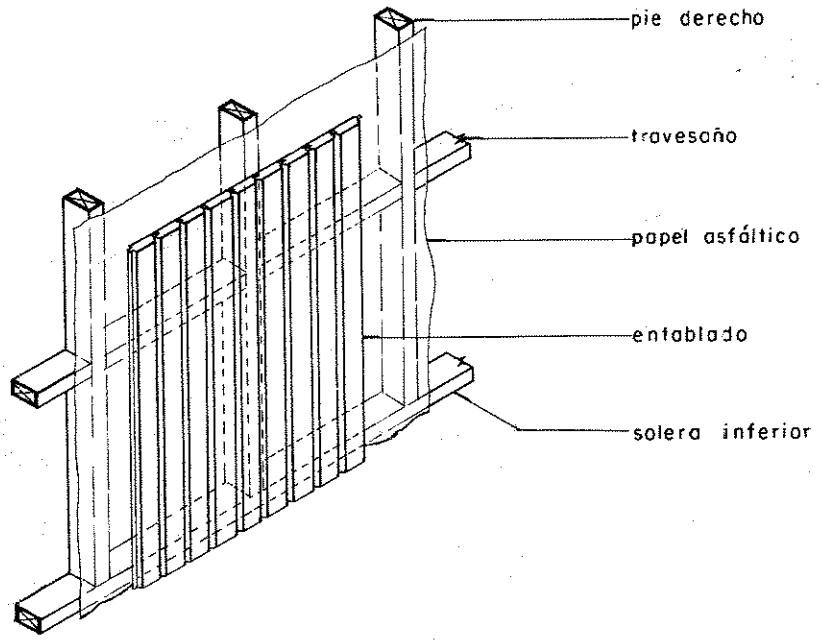


(a) vigas paralelas a la viga cumbrera

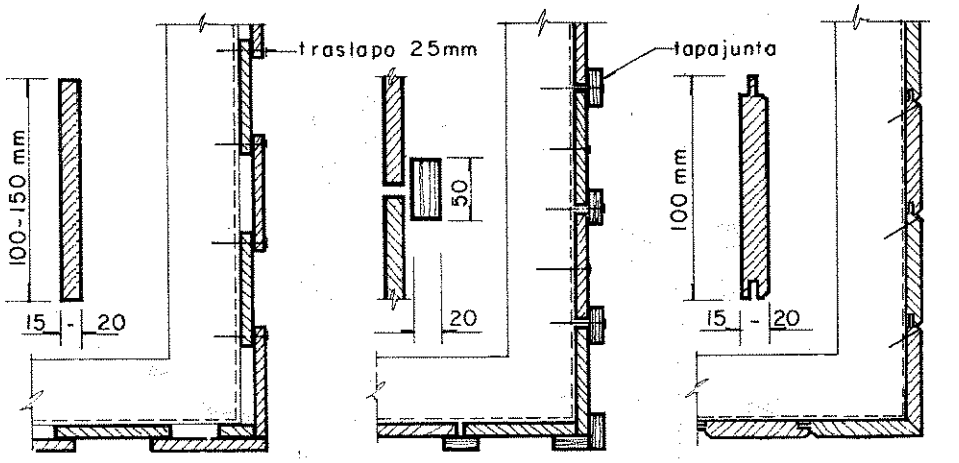


(b) vigas transversales a la viga cumbrera

Figura 5.33 Alternativas de techado



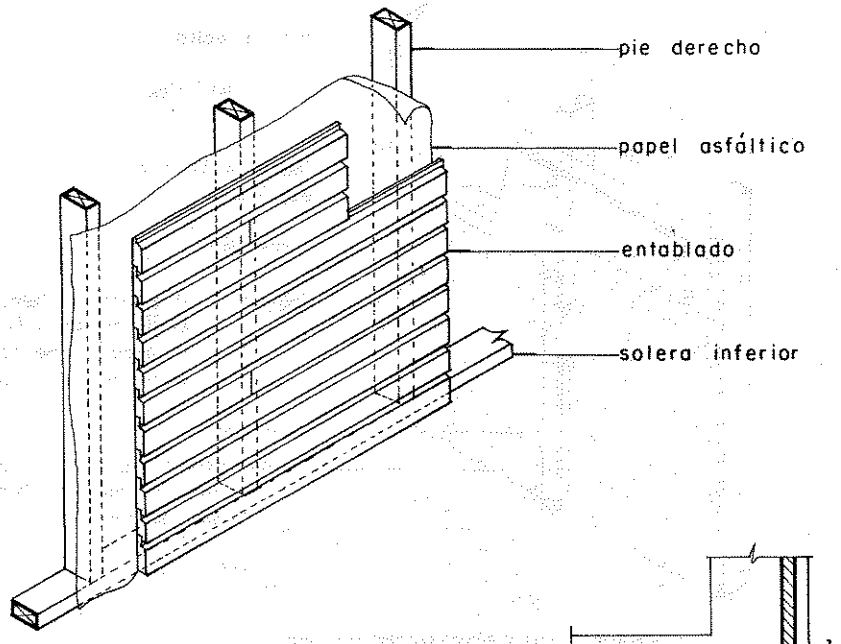

( a ) ENTABLADO VERTICAL



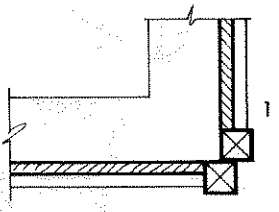

entablado alternado | entablado con tapajunta | machihembrado ranurado

TIPOS DE ENTABLADO

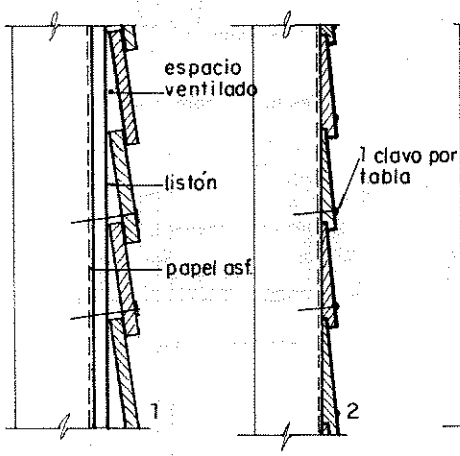
Figura 5.34 Revestimiento de muros exteriores

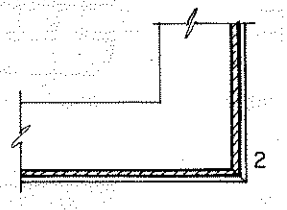



( b ) ENTABLADO HORIZONTAL

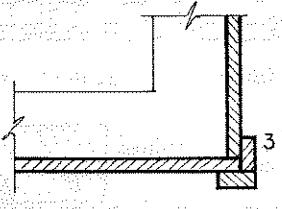



topes verticales




corte de cola (45°)




entablado traslapado

entablado biselado

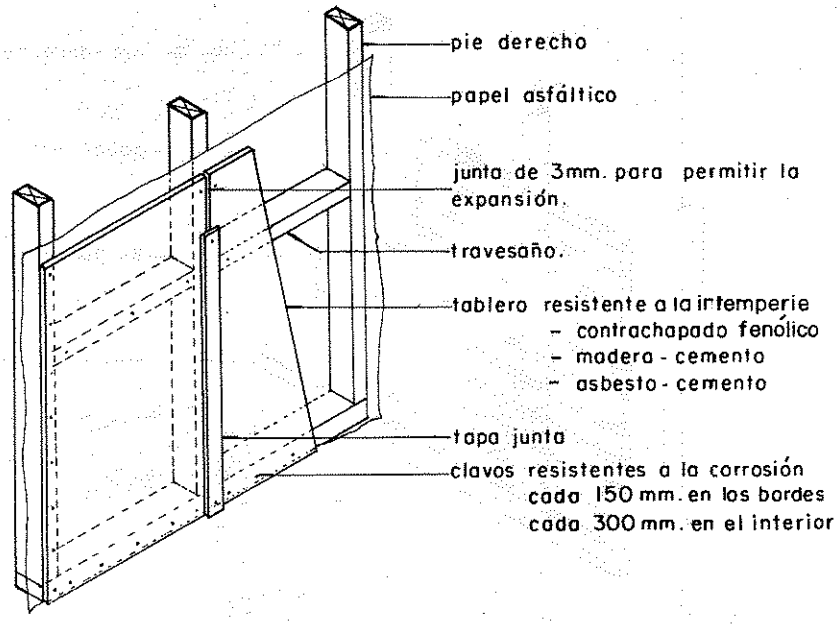
entablado con chaflán

listones verticales

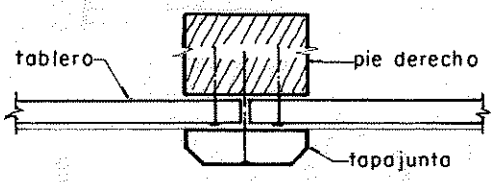
TIPOS DE ENTABLADO

ENCUENTROS EN ESQUINA

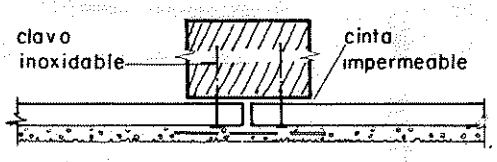
Figura 5.34 Revestimiento de muros exteriores (cont.)



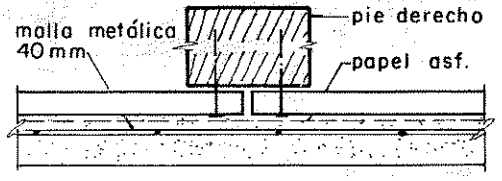

( c ) TABLEROS VERTICALES




Tablero con acabado de resina

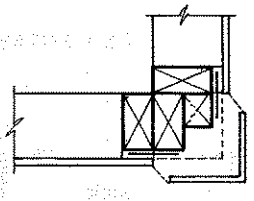



Tablero con acabado salpicado

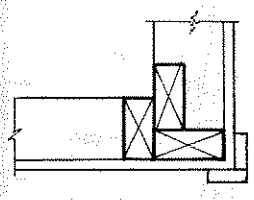



Tablero con enlucido de cemento.

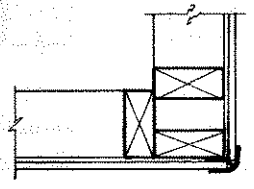
JUNTAS VERTICALES



esquina complementaria



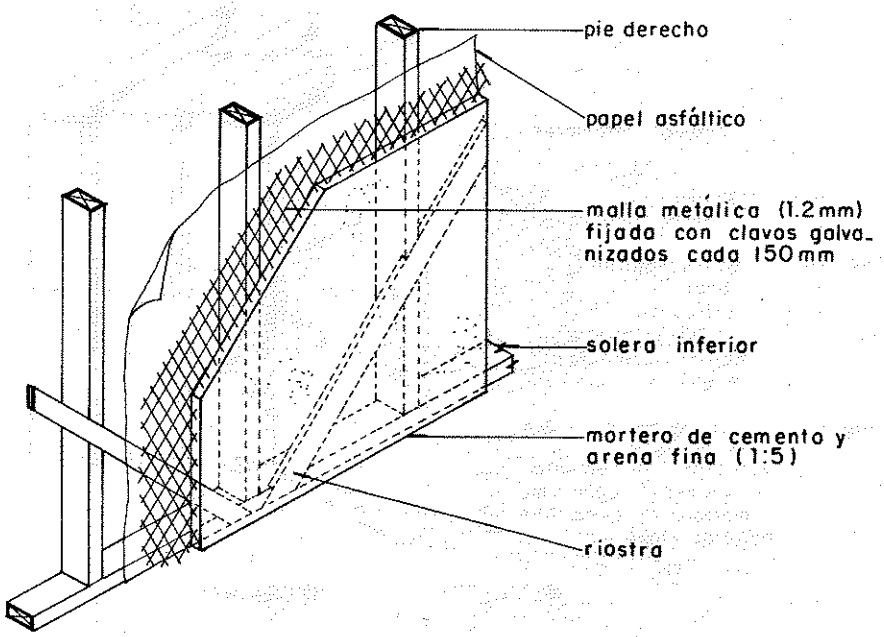
listones vertica es



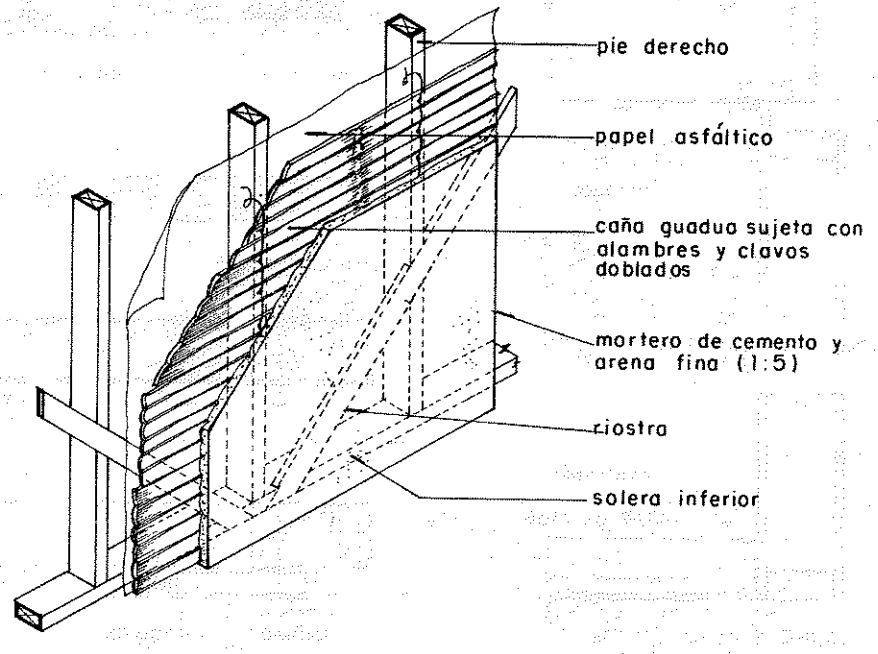
esquinero metálico

ESQUINAS

Figura 5.34 Revestimiento de muros exteriores (cont.)

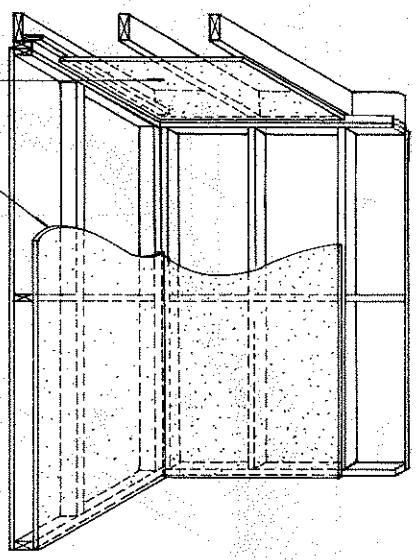



( d ) MORTERO DE CEMENTO SOBRE MALLA EXPANDIDA




( e ) MORTERO DE CEMENTO SOBRE CAÑA (GUADUA)

Figura 5.34 Revestimiento de muros exteriores (cont.)

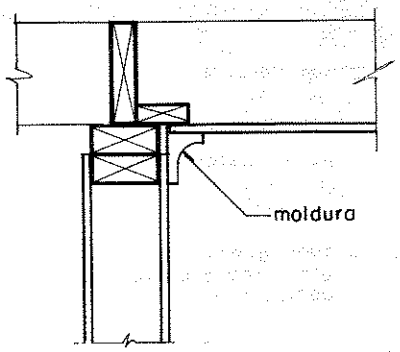



Entablado : ranurado,
machihembrado

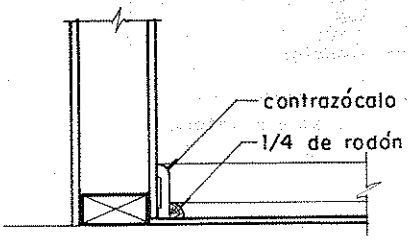
Tablero : contrachapado
fibras
partículas
asbesto - cemento
madera - cemento
yeso

Enlucido : mortero de yeso sobre base de yeso
: mortero de cemento sobre base de caña guadua.
mortero de cemento sobre base de malla metálica.

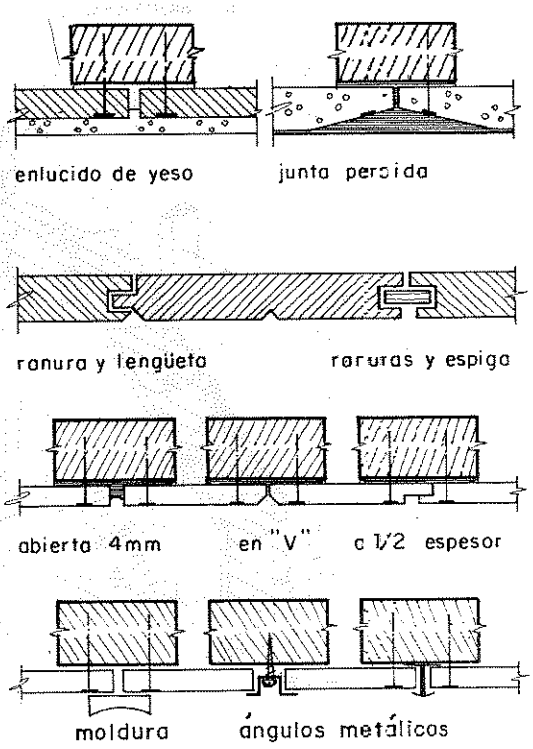
REVESTIMIENTOS INTERIORES




MURO Y CIELO RASO

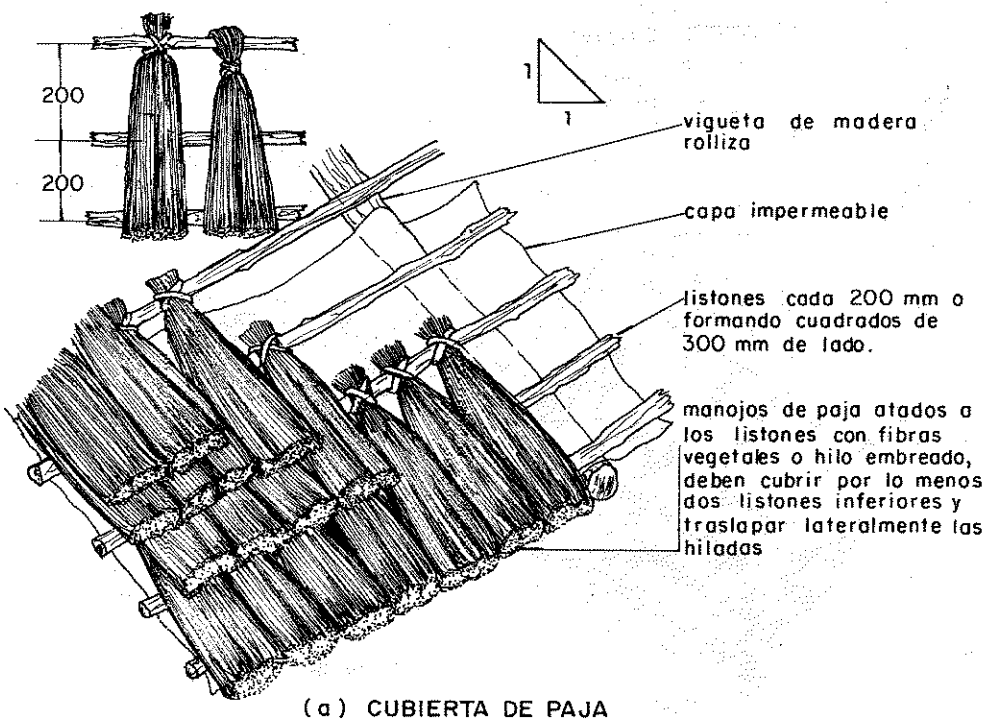



MURO Y PISO

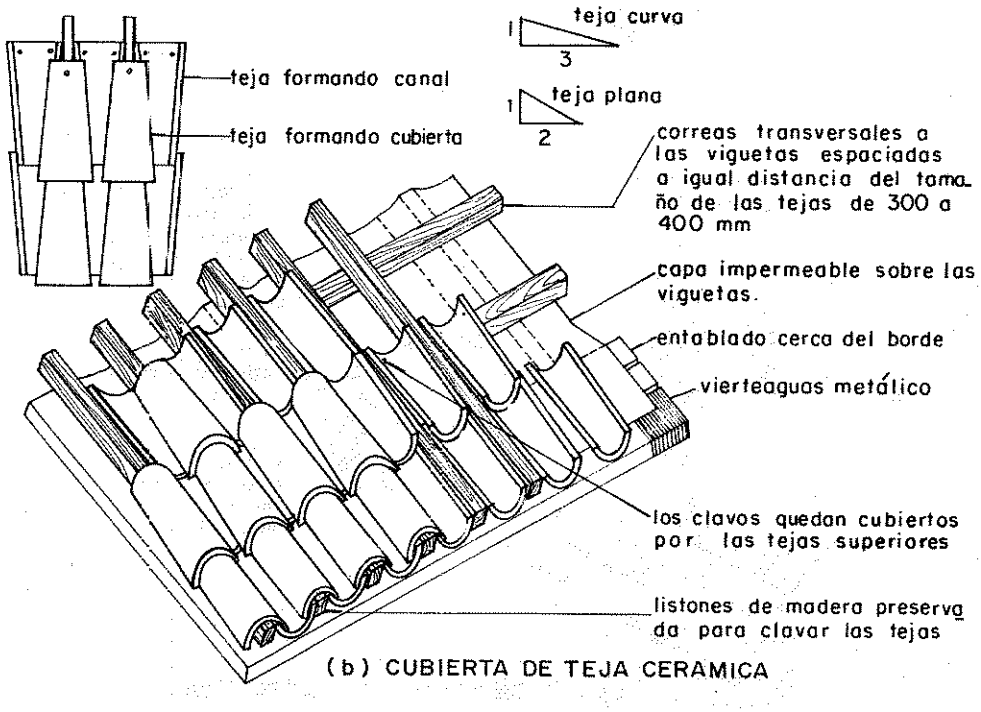



TIPOS Y SELLADO DE JUNTAS

Figura 5.35 Revestimientos interiores de muro o cielo raso

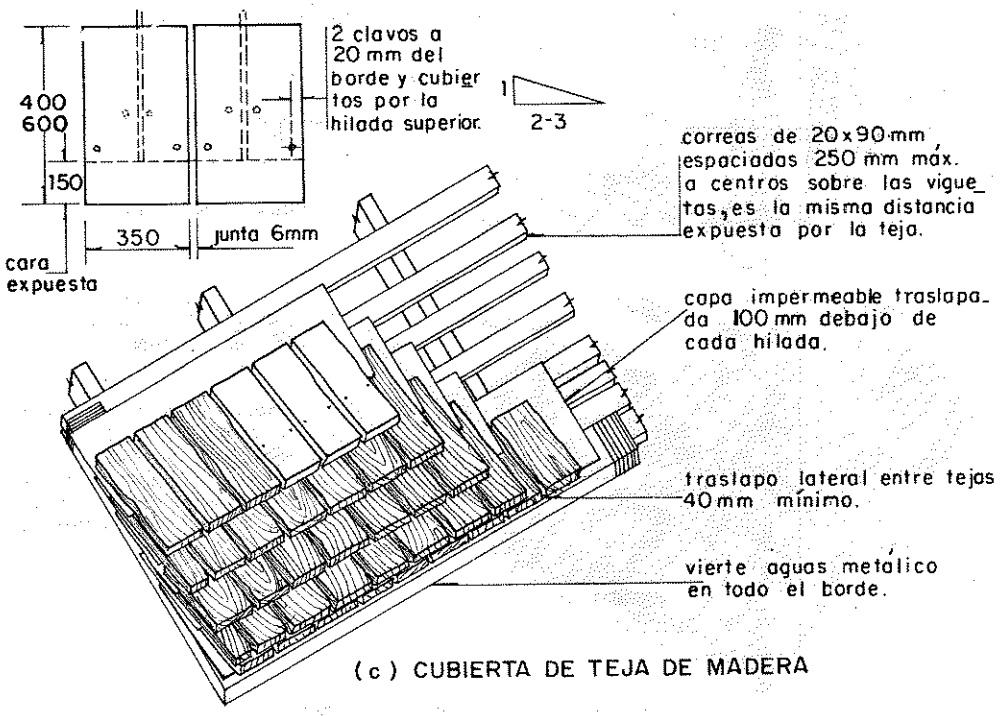



(a) CUBIERTA DE PAJA

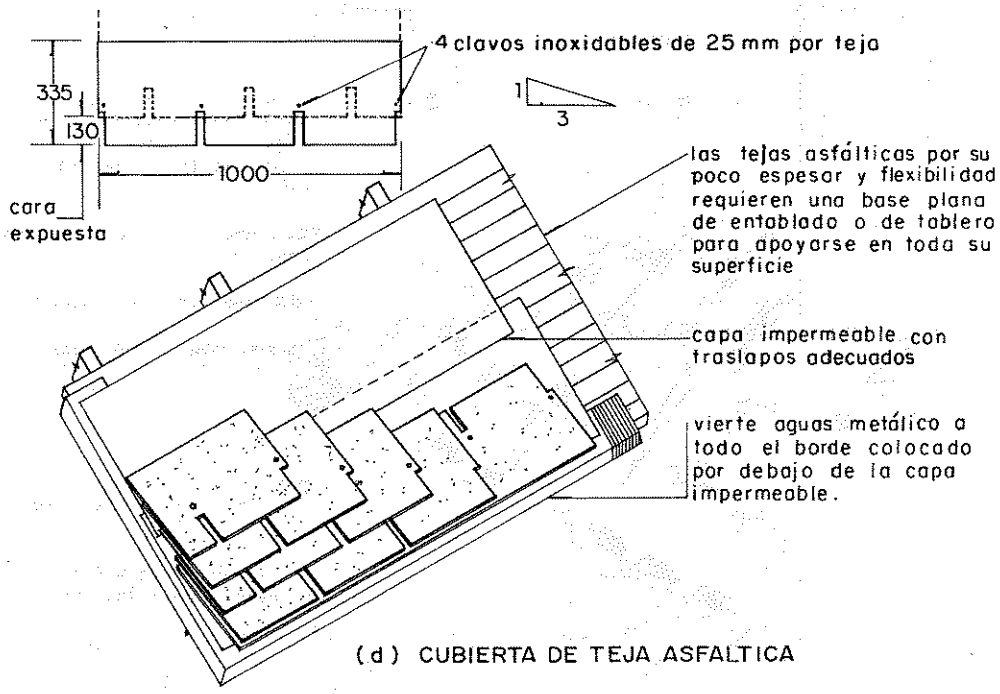



(b) CUBIERTA DE TEJA CERAMICA

Figura 5.36 Cubiertas de techo

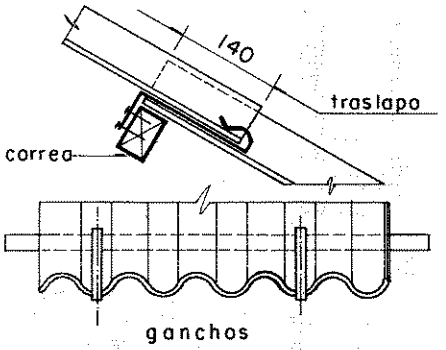



(c) CUBIERTA DE TEJA DE MADERA

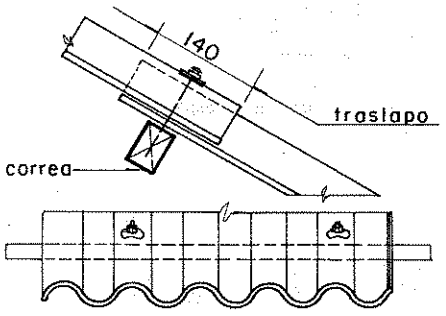



(d) CUBIERTA DE TEJA ASFALTICA

Figura 5.36 Cubiertas de techo (cont.)




ganchos




tirafondos

FIJACION

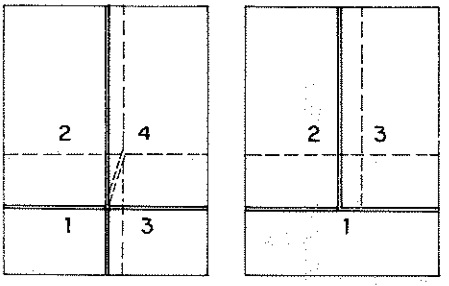
Las planchas onduladas pueden ser de asbesto-cemento o metálicas y se colocan de abajo hacia arriba, lateralmente en el sentido contrario a la dirección del viento predominante.

Se apoyan sobre correas continuas, en tres apoyos como mínimo, y espaciadas cada 1000 mm. máximo.

La fijación se realiza con ganchos o tira-fondos ( 2 por plancha )

Los traslapos longitudinales varían con la pendiente por ejemplo para:
25 y 30 % requiere 200 mm. y
35, 40, 45 % requiere 140 mm.
se puede disminuir la pendiente aumentando el traslapo o sellándolo con masilla, pero no son recomendables las pendientes menores de 25% en zonas lluviosas.

El traslapo lateral en planchas con profundidad de onda pequeña (25 mm.) es de una onda completa, en planchas de onda grande ( 57 mm.) es suficiente 1/4 de onda. Consultar especificaciones del fabricante.



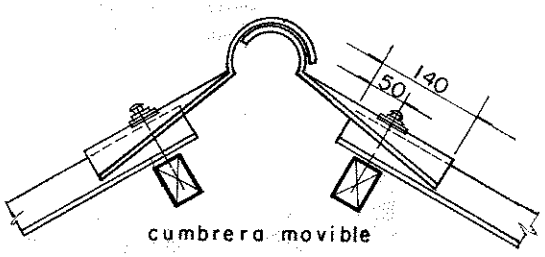

a b

COLOCACION

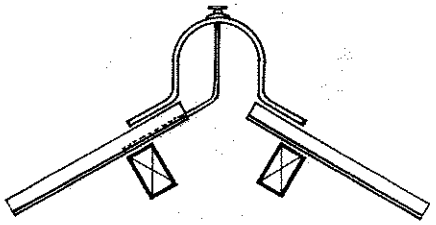
En planchas de asbesto-cemento la superposición de las mismas sobre el traslapo se evita recortando las puntas como se muestran en a , o colocándolas con las juntas longitudinales alternadas respeto a la hilada superior, ver b

Los números indican la secuencia de colocación.

CUMBRERAS



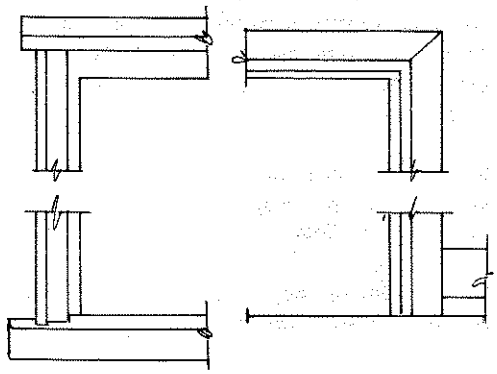

cumbrera movible



cumbrera fija

( e ) CUBIERTA DE PLANCHAS ONDULADAS

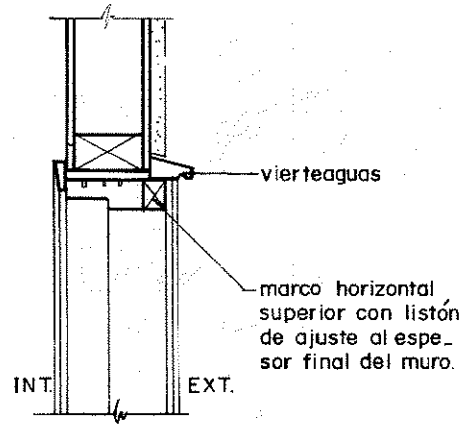
Figura 5.36 Cubiertas de techo ( cont.)



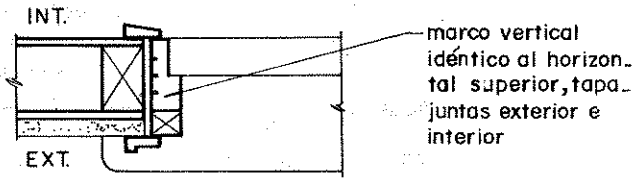
VISTA EXTERIOR



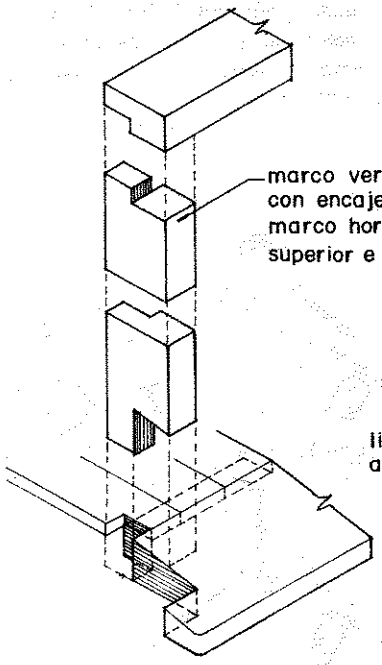
VISTA INTERIOR



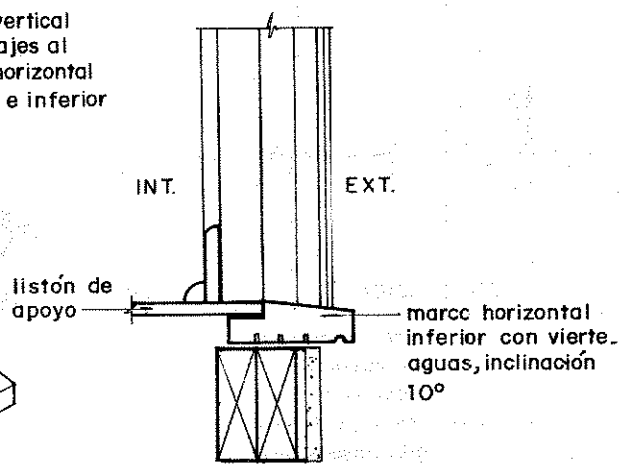

CORTE VERTICAL SUPERIOR




CORTE HORIZONTAL

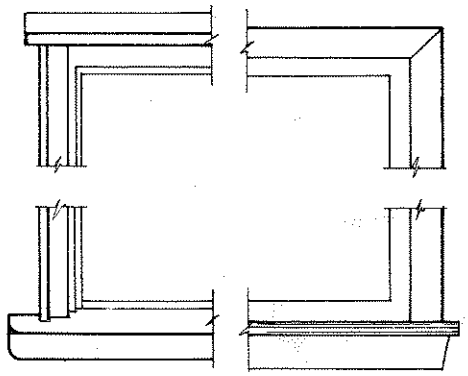



DETALLE DEL MARCO

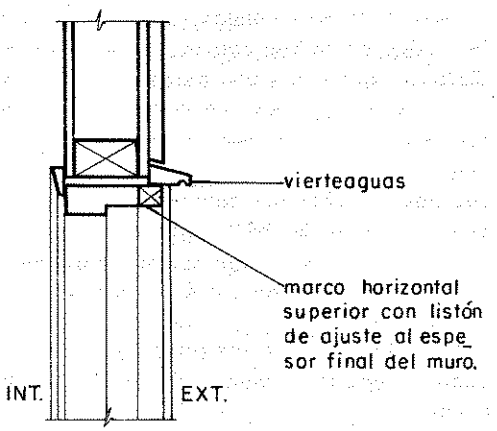



CORTE VERTICAL INFERIOR

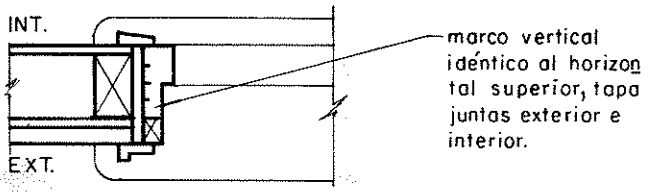
Figura 5.37 Puertas exteriores



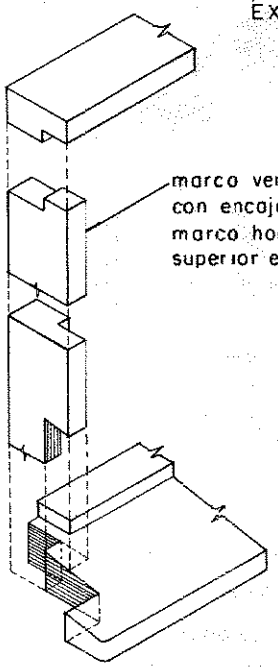
VISTA EXTERIOR VISTA INTERIOR



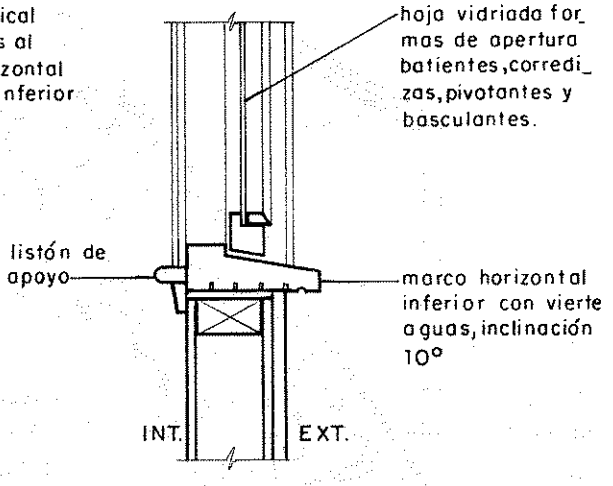

CORTE VERTICAL SUPERIOR




CORTE HORIZONTAL




DETALLE DEL MARCO

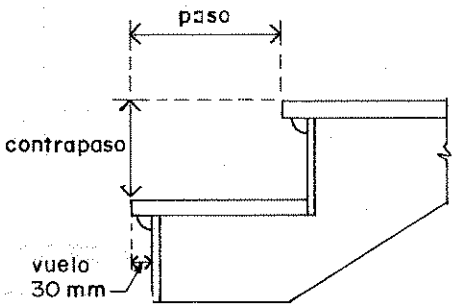



CORTE VERTICAL INFERIOR

Figura 5.38 Ventanas

Las escaleras, en viviendas, suelen tener de 14 a 16 pasos, éstos son colocados de acuerdo a la distancia que cubre una persona al caminar.
Los pasos pueden ser continuos en un tramo ó con descansos intermedios, en dos ó tres tramos.
Los pasos tienen normalmente 250 mm pero pueden variar de 240 a 300 mm.
Los contrapasos varían con la altura de los pisos que comunican y con la dimensión del paso adoptado.
Las dimensiones de los pasos y contrapasos pueden ser determinadas de las siguientes maneras :

a ) La suma de un paso y dos contrapasos debe estar comprendida entre 600 y 630 mm.
b ) El producto del paso con su contrapaso debe estar comprendida entre 43,750 y 48,500




DETALLE

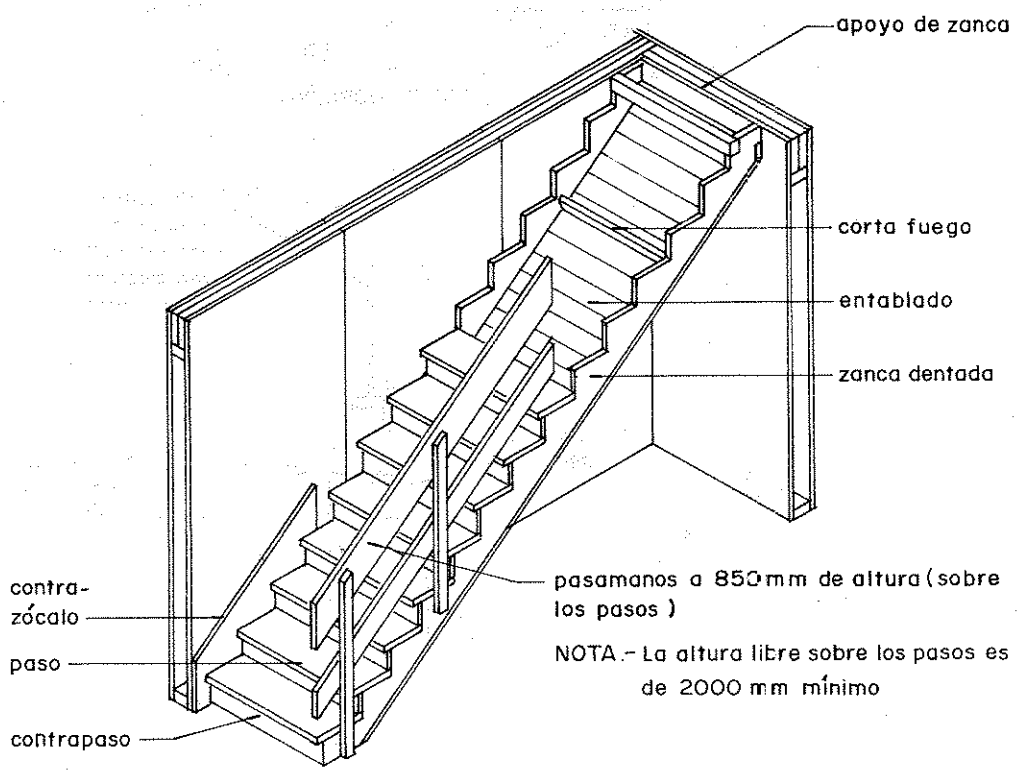
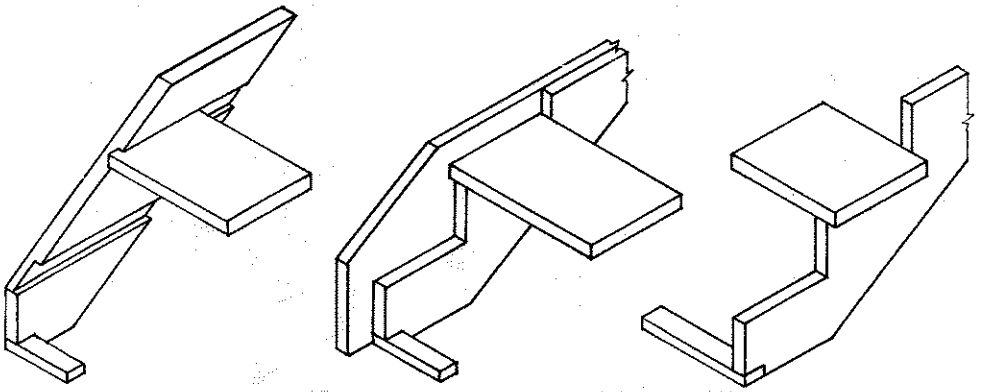



Figura 5.39 Escalera de un solo tramo



pasos encajados en la zanca

pasos en zanca dentada con refuerzo

pasos apoyados en zanca dentada

COLOCACION DE LOS PASOS

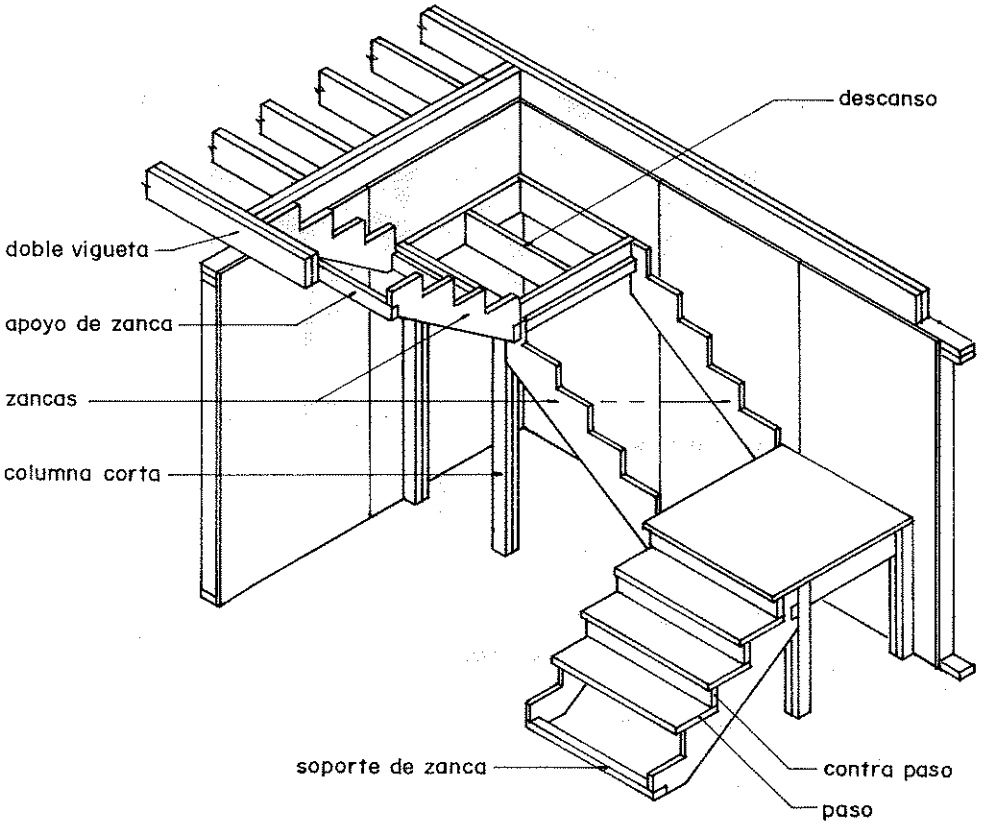
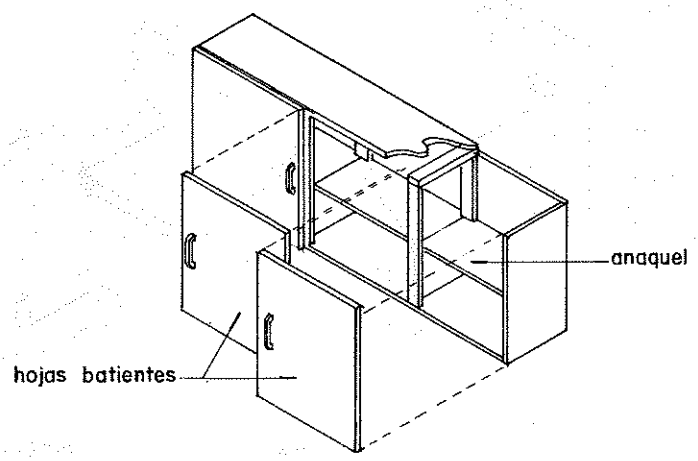
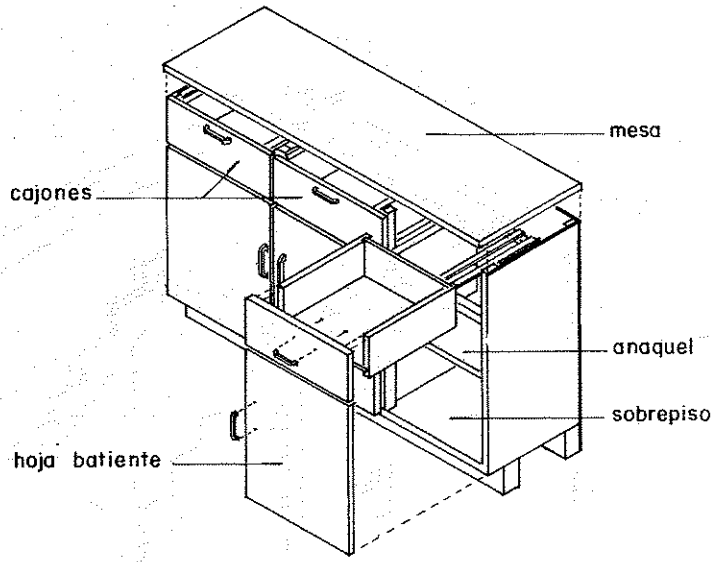



Figura 5.40 Escalera de tres tramos




( a ) ARMARIO DE PARED




( b ) ARMARIO DE PISO

Figura 5.4 l Muebles de cocina

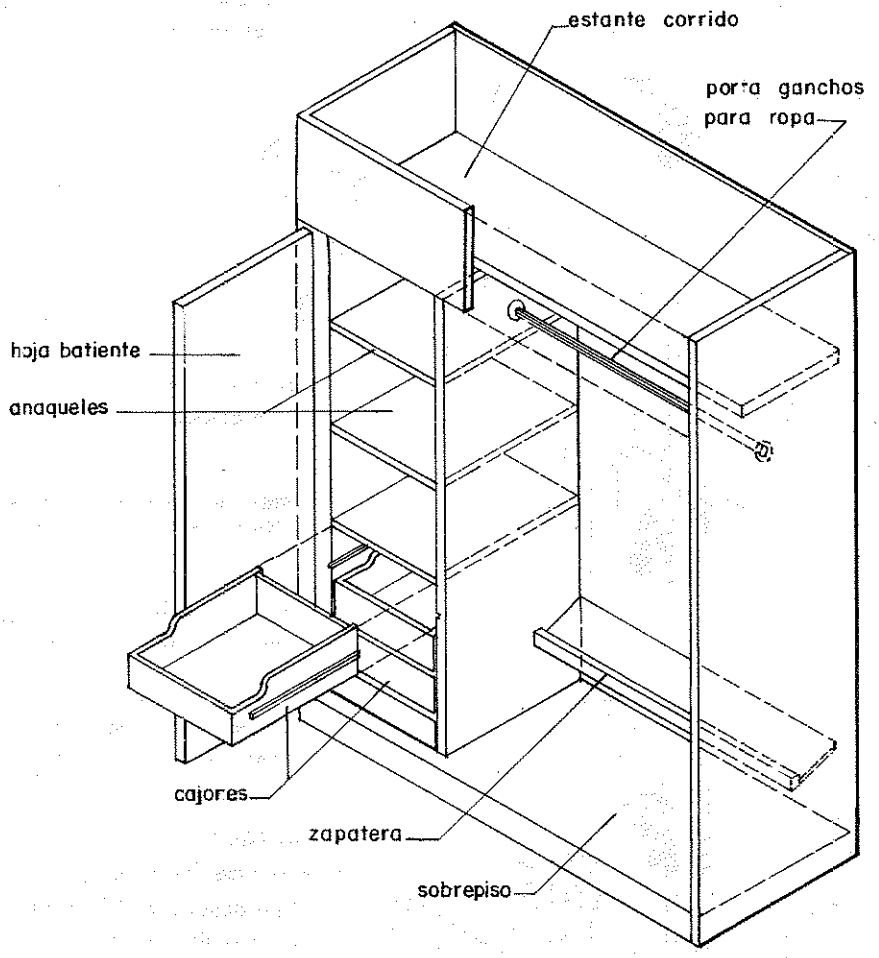



Figura 5.42 Guardarropa

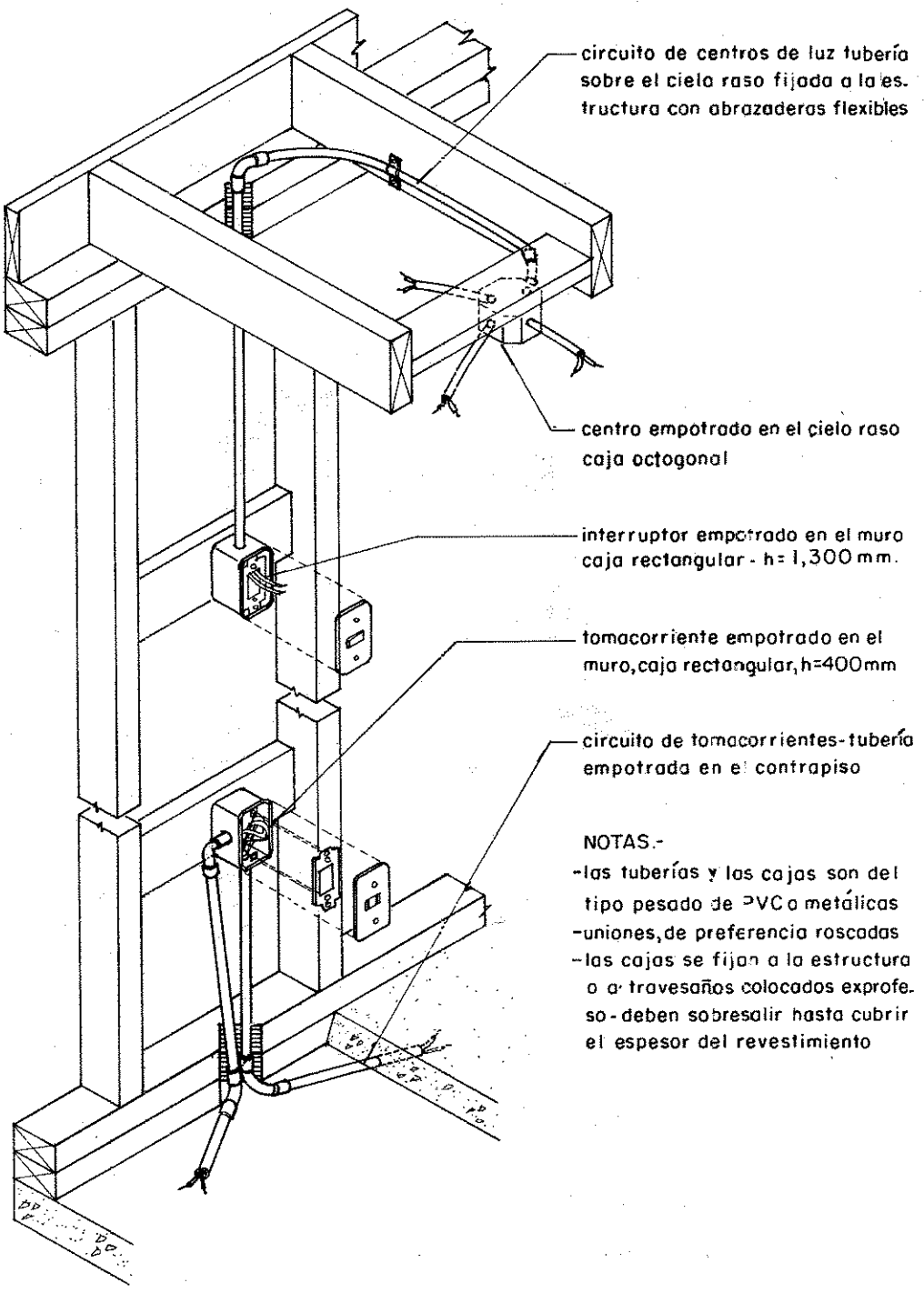



Figura 5.43 Instalaciones eléctricas

NOTA 1

Para el abastecimiento de agua fría se emplea tubería de plástico (PVC)

NOTA 2

Se debe evitar que la tubería golpee a la estructura mediante la colocación de materiales absorbentes de la vibración en los puntos de contacto entre ellas

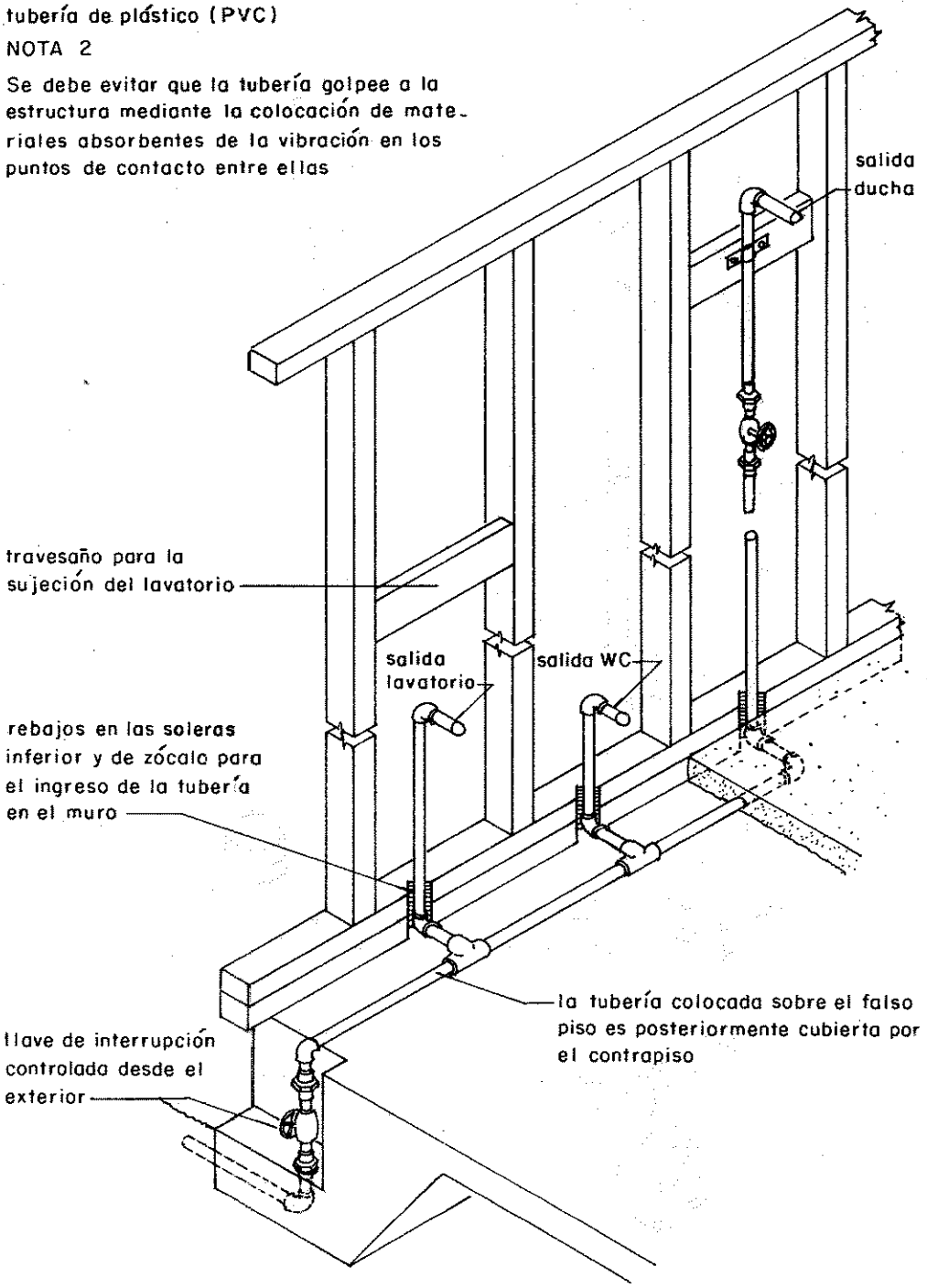



Figura 5.44 Instalaciones Sanitarias - Agua

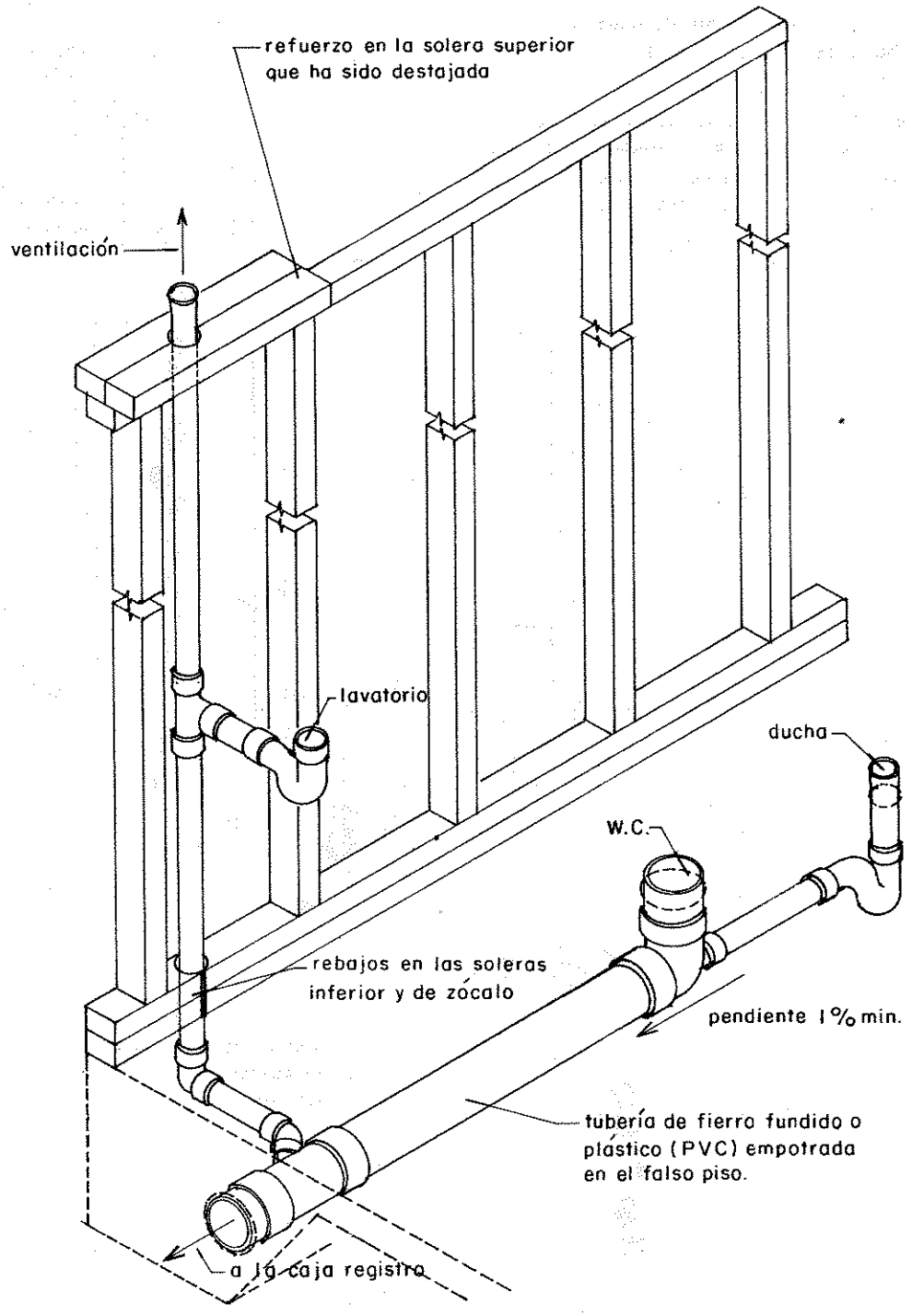



Figura 5.45 Instalaciones sanitarias : desagüe

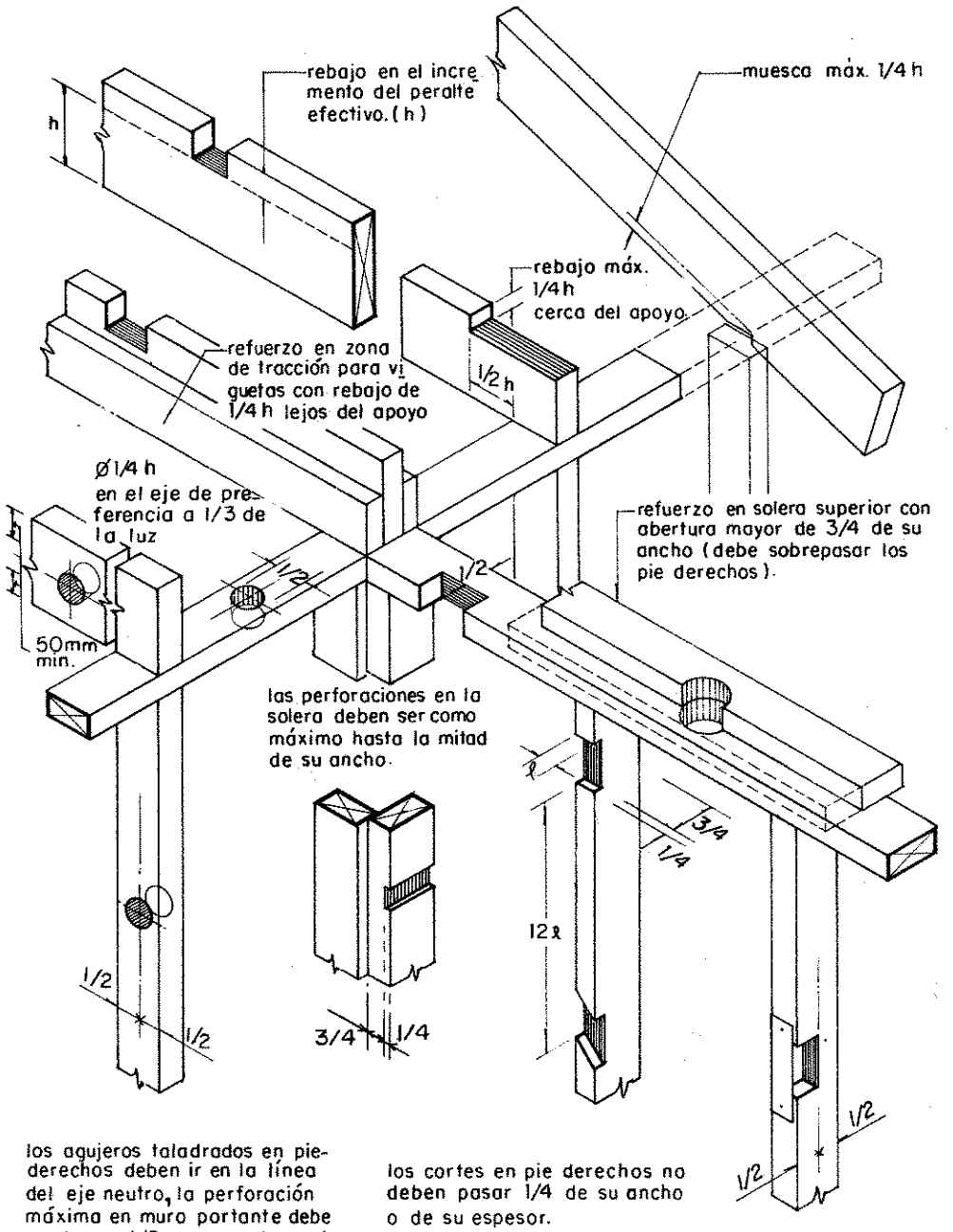



Figura 5.46 Perforaciones y rebajos en elementos de madera

6.1 Protección ante la Humedad y los Hongos
- 6.1.1 Acción Capilar
- 6.1.2 Condensación
- 6.1.3 Lluvia
- 6.1.4 Protección contra los Hongos

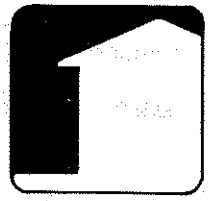
6.2 Protección ante el Calor
- 6.2.1 Transmisión del Calor
- 6.2.2 Grados de Aislamiento
- 6.2.3 Materiales Aislantes del Calor
- 6.2.4 Colocación del Aislamiento Térmico en las Edificaciones

6.3 Protección ante los Ruidos
- 6.3.1 Aislamiento Acústico
- 6.3.2 Corrección Acústica
- 6.3.3 Materiales Absorbentes del Sonido
- 6.3.4 Métodos de Protección del Ruido en las Edificaciones

6.4 Protección contra los Insectos Xilófagos

6.5 Protección contra los Sismos
- 6.5.1 Edificaciones de Madera y los Movimientos Sísmicos
- 6.5.2 Principios Generales de Diseño
- 6.5.3 Cimentación
- 6.5.4 Pisos Elevados
- 6.5.5 Muros y Tabiques
- 6.5.6. Techos.

6.6 Protección contra Incendios
- 6.6.1 Clasificación de los Materiales según su Comportamiento.
- 6.6.2 Comportamiento Ante el Fuego de los Materiales de Construcción
- 6.6.3 Sistemas de Prevención
  - 6.6.3.1 Eliminación de Fuentes de Incendio
  - 6.6.3.2 Tratamientos Retardadores del Fuego
- 6.6.4 Sistemas de Previsión y Control
  - 6.6.4.1 Criterios de Zonificación
  - 6.6.4.2 Sistemas de Ventilación
  - 6.6.4.3 Dimensionamiento de Piezas Resistentes al Fuego
  - 6.6.4.4 Características de Ocupación de la Edificación
  - 6.6.4.5 Separación Física o Constructiva
  - 6.6.4.6 Separación Espacial
  - 6.6.4.7 Alarmas Automáticas
  - 6.6.4.8 Sistema de Irrigadores o Extintores Automáticos.

# 6
# Protección por Diseño

La edificación está expuesta a múltiples factores que requieren ser tomados en cuenta para su protección, la intensidad de éstos varía según las condiciones climáticas y morfológicas de su ubicación geográfica.

La edificación es susceptible de ser dañada por los elementos del medio ambiente, tales como: humedad, radiación solar, viento y agentes biológicos degradantes y en algunas regiones puede ser sacudida por movimientos sísmicos. Por falta de previsión y control puede correr peligro de incendio.

La protección se logra mediante un diseño adecuado al lugar donde se construye la obra y tomando ciertas precauciones que eviten la formación y desarrollo de alguna forma de deterioro de la misma. Se recomienda además, el uso de materiales de buena calidad y la realización de un mantenimiento periódico (Fig. 6.1).

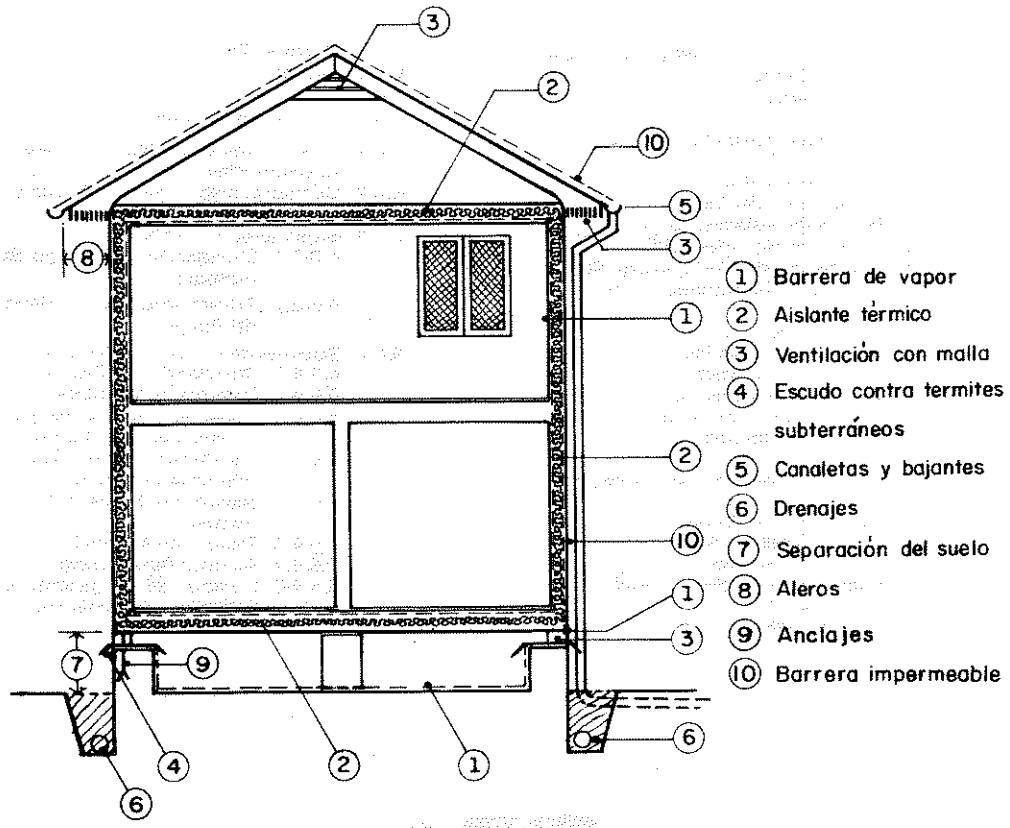



**Figura 6.1 Protección por diseño**

## 6.1 PROTECCION ANTE LA HUMEDAD Y LOS HONGOS (1,2,3,4,5,6,7) *

El agua se encuentra presente en la naturaleza formando parte de los cuerpos o en forma libre. La molécula de agua es una de las más pequeñas que existen y por esto puede filtrarse entre las moléculas de la mayoría de los materiales, ya sea por afinidad química como con el azúcar, sal, algodón, papel, madera, etc., o por mecanismos físicos como capilaridad, ósmosis, difusión.

* Los números entre paréntesis indican referencias al final del Manual.

La madera es un material higroscópico y poroso, como tal absorbe agua en forma líquida o de vapor. Al cesar la fuente de humedad, la madera devuelve el exceso de agua, conservando solamente aquella cantidad que se encuentra en equilibrio con la humedad relativa del ambiente.

En el caso que la humedad no pueda escapar hacia el exterior, sino que, por el contrario, se acumule y quede retenida, afecta a la madera de la siguiente forma: altera sus propiedades mecánicas, se dilata, transmite con mayor facilidad el calor y la electricidad y sobre todo es más vulnerable al ataque biológico. En las edificaciones puede ocurrir, deslaminación de los tableros contrachapados, alabeos de las piezas de madera y reducción de la capacidad térmica de las paredes.

El humedecimiento de la madera en la edificación puede tener tres causas principales: la acción capilar, la condensación y la lluvia.

### 6.1.1 Acción Capilar

1. Los cimientos y pisos de hormigón vaciados sobre el suelo, deben ser protegidos de las filtraciones de agua del subsuelo mediante el uso de drenajes alrededor de la cimentación. Los drenajes pueden consistir en una zanja, con una pendiente débil (1% ) hacia el exterior, en la cual, si es una región con lluvias por temporadas, se coloca en su interior piedras pequeñas o canto rodado de máximo de 30 mm, y si la región es de lluvias permanentes, en lugar de las piedras se coloca tramos de tubería con juntas de 10 mm, cubiertas en su parte superior por bandas impermeables y con una capa de 150 mm de grava. (Fig. 6.2 y 6.3).

2. La madera debe ser aislada del contacto con los cimientos por medio de una barrera de humedad que puede consistir en una capa de cartón asfáltico de 3 mm de espesor como mínimo, o en su defecto otros productos como polietileno pesado y betún o brea aplicada en caliente (Fig. 6.4 y 6.5).

3. Sobre el suelo de tierra, debajo de un piso de madera elevado, debe colocarse una capa de polietileno de 0.15 mm con traslapos de 100 mm. (Fig. 6.5).

4. Debajo de la losa de hormigón vaciada sobre el terreno, se recomienda extender una capa de polietileno de 0.25 mm de espesor mínimo con traslapos de 300 mm. Esto es especialmente importante cuando se proyecta colocar sobre la losa revestimientos de madera, alfombras o baldosas vinílicas (Fig. 6.6 y 6.7).

5. La madera que tenga que estar enterrada en el suelo, generalmente húmedo, debe ser de durabilidad reconocida, preservada a presión o cubierta por una capa aislante, tal como brea o alquitrán. (Fig. 6.8).

6. Las columnas de madera pueden aislarse de la humedad de un piso de hormigón, colocando debajo de ellas dos capas superpuestas de protección, la primera de cartón asfáltico en contacto con el hormigón y encima otra de cobre en contacto con la madera. (Fig. 6.9). Sin embargo es preferible separarlas del piso como se muestra en la Fig. 5.24 (c).

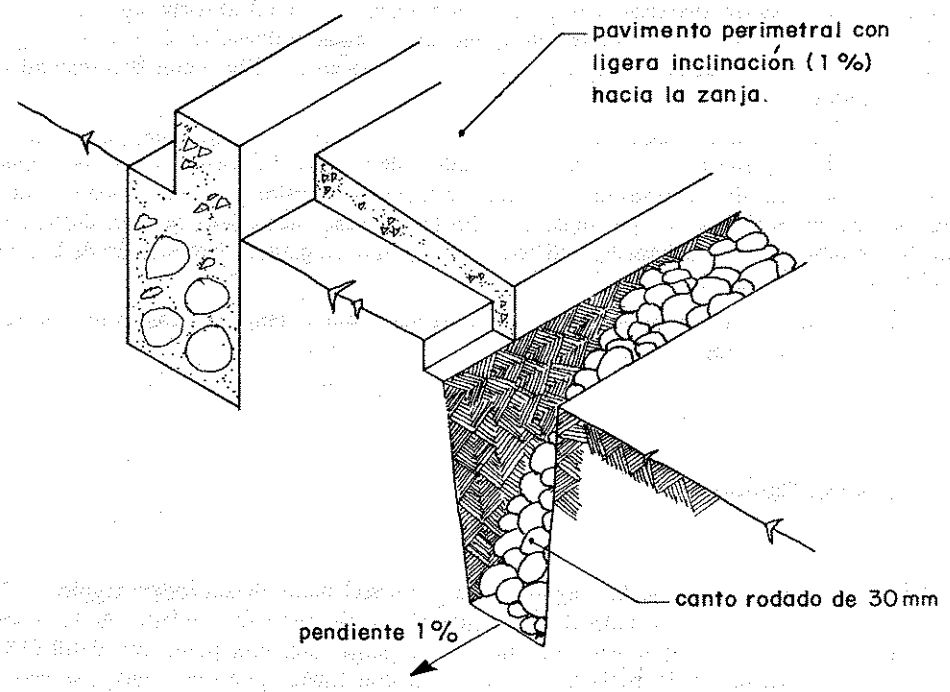



Figura 6.2 Zanja de drenaje con canto rodado

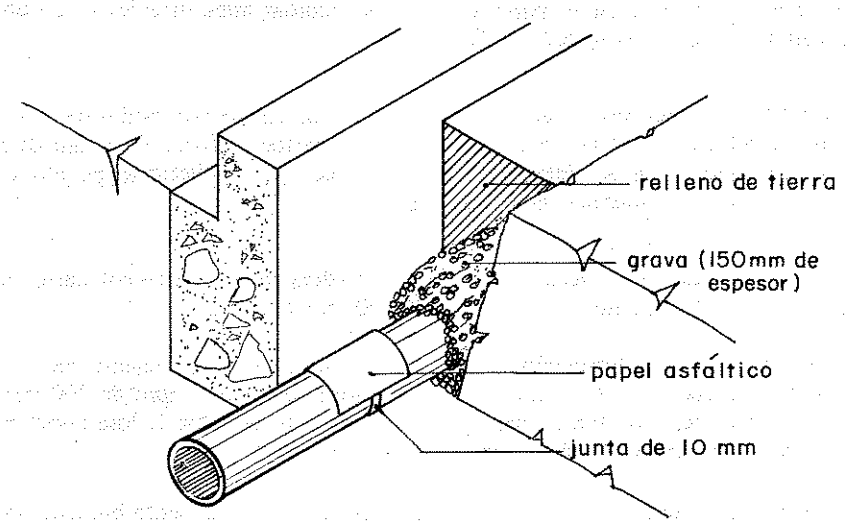



Figura 6.3 Zanja de drenaje con tramos de tubería

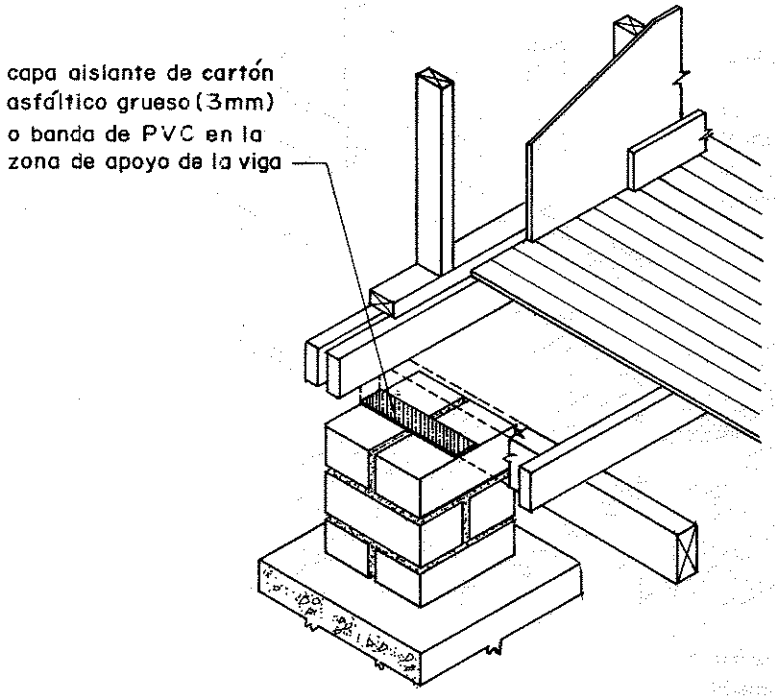



Figura 6.4 Aislamiento de la humedad en pilastras

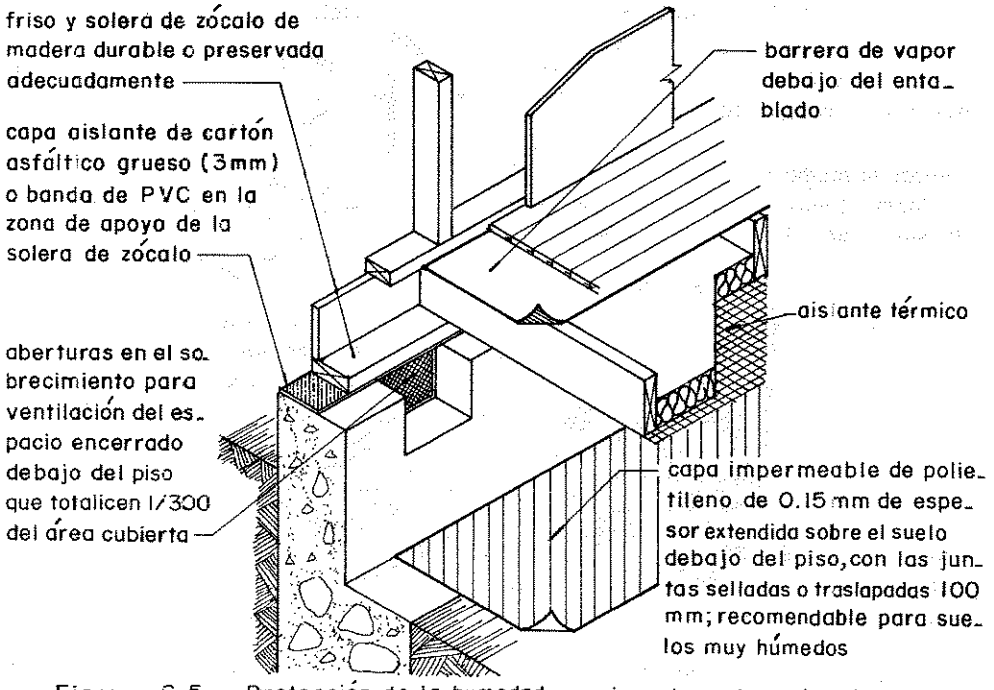



Figura 6.5 Protección de la humedad en pisos de madera elevados

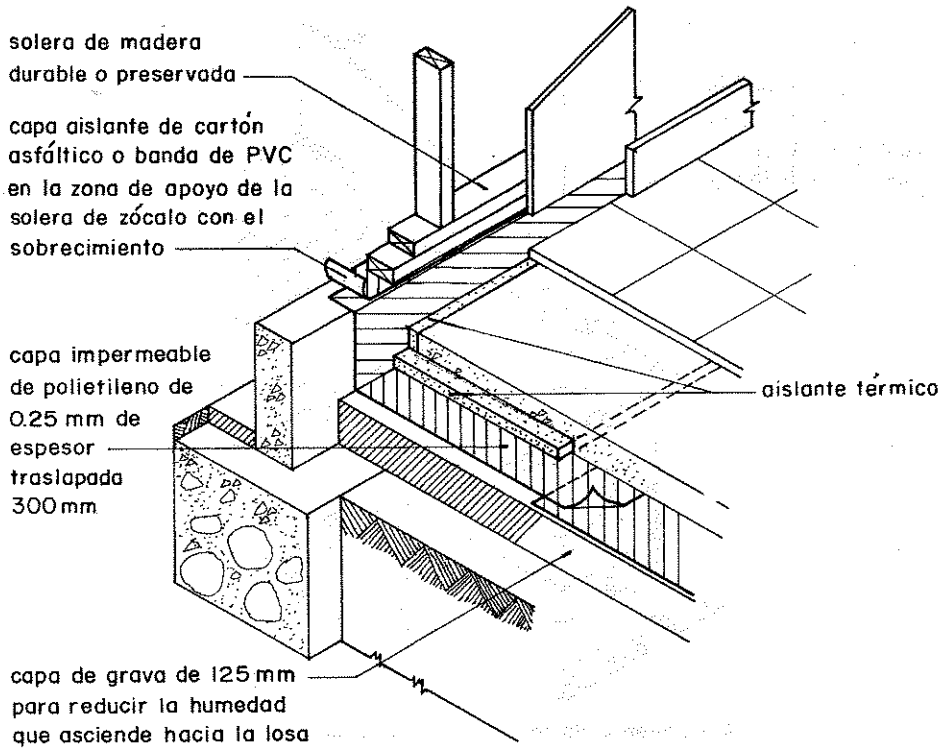



Figura 6.6 Protección de la humedad del suelo en una losa o piso de hormigón

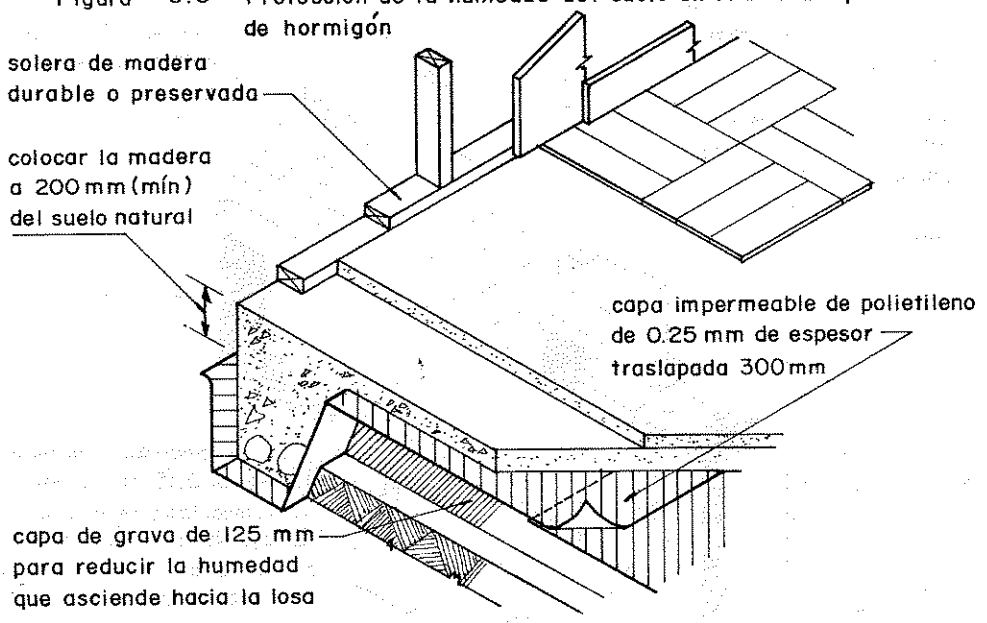



Figura 6.7 Protección de la humedad del suelo en una placa o losa de cimentación

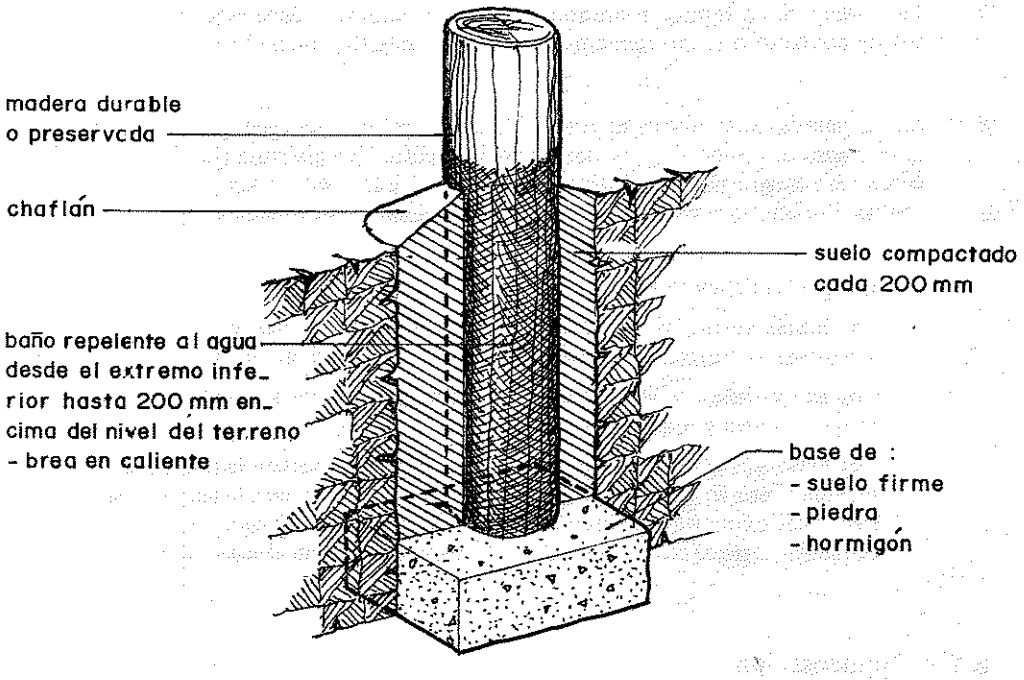



Figura 6.8 Protección de la humedad en pilotes

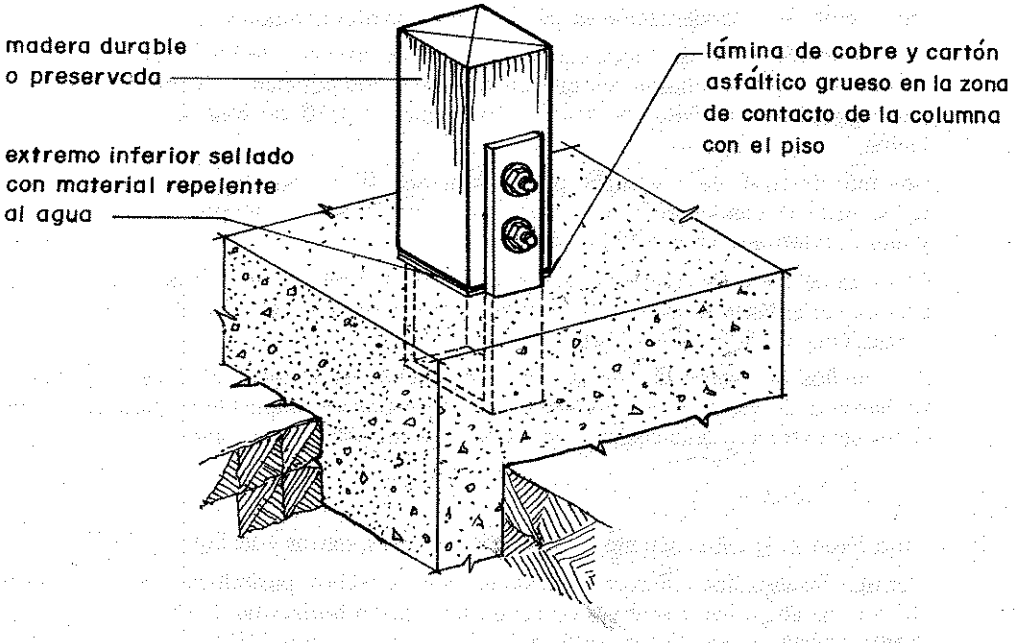



Figura 6.9 Protección de la humedad en columnas en contacto con el piso

7. La madera de entrepisos sobre muros de adobe o ladrillo debe estar aislada en los puntos de contacto o empotramiento, con cartón asfáltico o con brea. (Fig. 6.10 y 6.11).

8. En las paredes exteriores y aleros se forma una película de agua que corre por la superficie y solo se rompe al encontrar un ángulo recto. Una abertura (junta, grieta o fisura) con ancho menor de 1 mm atrae a la humedad y la conduce hacia adentro por acción capilar. Por ello es conveniente adoptar las siguientes precauciones:

   - Las grietas deben evitarse.
   - Las juntas verticales deben ser bloqueadas ya sea mediante el uso de tapajuntas, selladores o formando canales donde la capilaridad no se produce (Fig. 6.12 (a)).
   - Los aleros deben tener una ligera inclinación hacia un goterón, para hacer que el el agua escurra y se precipite (Fig. 6.12 (b)).
   - Los extremos o cabezas de las piezas de madera absorben la humedad con mucha facilidad, por lo que, las piezas de maderas verticales que llegan a superficies horizontales expuestas al exterior, deben distanciarse a 10 mm y con el extremo del elemento vertical cortado achaflanado para que escurra el agua (Fig. 6.12 (c)).

## 6.1.2 Condensación

1. Protección de la condensación en paredes de ambientes habitados.

   Con menos de 10°C de diferencia de temperatura entre el exterior y el interior de una edificación y con una humedad relativa entre 60 y 100 por ciento, la condensación que pueda producirse se evita con ventilación normal de 1/10 del área del piso de la habitación.

   Con más de 10°C de diferencia, pero con menos de 60 por ciento de humedad relativa, se evita la condensación colocando una capa de aislante térmico en techos, pisos y muros exteriores. (Fig. 6.15, 6.18, 6.5 y 6.13).

   Con más de 10°C de diferencia y con una humedad relativa mayor de 60 por ciento, además del aislante térmico debe colocarse una barrera de vapor en el lado caliente de la casa. (Fig. 6.15, 6.5 y 6.13 (a)).

   En aquellos ambientes donde se produce mucho vapor como en cocinas y baños, las barreras de vapor y la ventilación son especialmente importantes. Se recomienda el uso del extractor en la cocina y acabados impermeables en los baños.

2. Protección de la condensación en el interior de pisos, muros y techos.

   Ventilar los espacios interiores de pisos elevados y techos, posibilitando el movimiento del aire de abajo hacia arriba o cruzando un espacio horizontal. Esto se consigue mediante aberturas que tienen un área total de por lo menos 1/300 del área superficial del elemento (pisos, muros o techo). Estas aberturas deben estar ubicadas de tal modo que no dejen sin ventilación ninguna parte del espacio. El área de ventilación debe duplicarse si se emplea malla contra insectos o si se trata de una región tropical. (Fig. 6.5, 6.14 y 6.15).

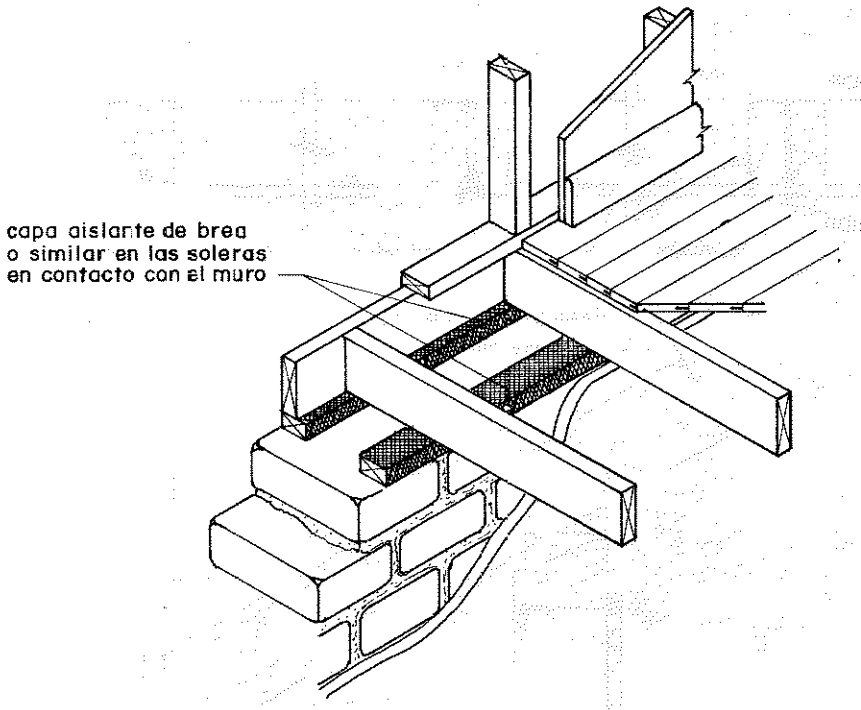



Figura 6.10 Aislamiento de la humedad en entrepiso sobre muro de adobe

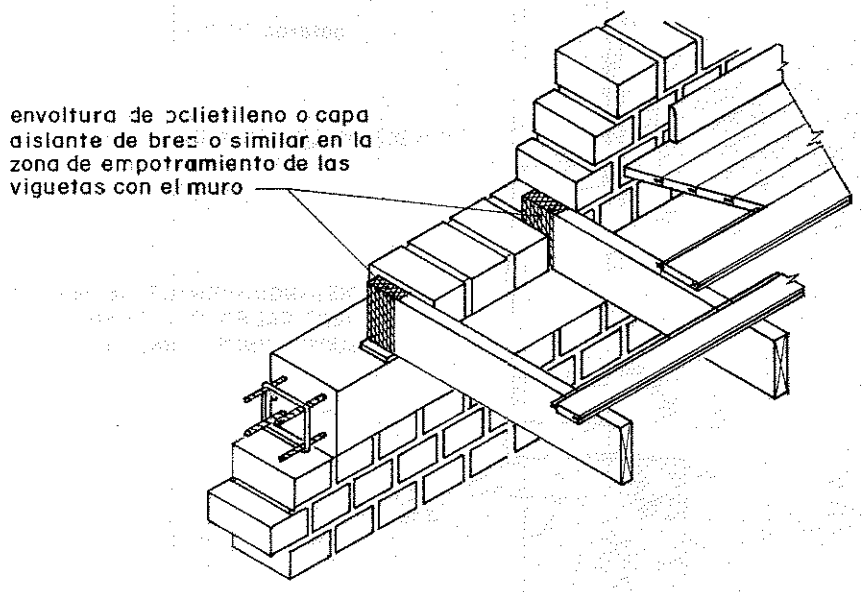



Figura 6.11 Aislamiento de la humedad en entrepiso sobre muro de ladrillo

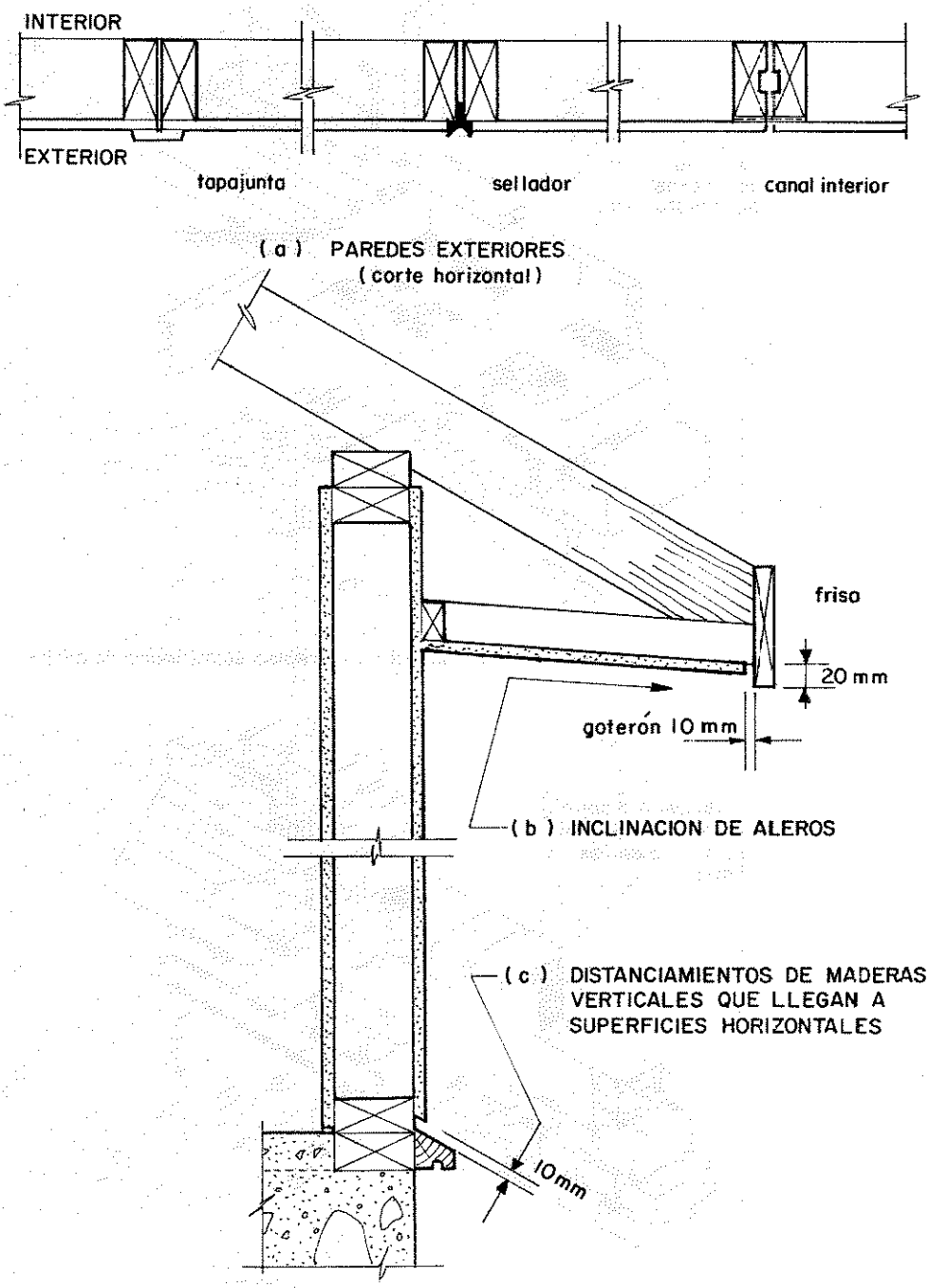



Figura 6.12 Protección de la humedad en paredes exteriores

### 6.1.3 Lluvia (8)

En zonas de alto riesgo a la pudrición, como las tropicales húmedas, se recomienda preservar adecuadamente toda la madera expuesta, a menos que se trate de una especie de durabilidad conocida. Generalmente el método de preservación más efectivo es el de vacío-presión (Cap. 2).

La madera expuesta a la intemperie debe tener superficies superiores con inclinaciones de 10º como mínimo, y superficies inferiores con goterones o con pendiente.

Ningún extremo o cabeza debe exponerse hacia arriba, las cabezas de elementos de madera expuestas lateralmente deben estar protegidas con alguna pintura o capa selladora.

1. Los revestimientos exteriores de madera deben tener espacios ventilados por detrás (cámaras de aire). (Fig. 6.13 (b)).

2. Colocar detrás del revestimiento exterior de muros una capa impermeable al agua, pero suficientemente porosa como para que el vapor del interior pueda atravesarla (Fig. 6.13 (b)).

3 Colocar vierteaguas inoxidables en las aberturas para puertas y ventanas (Fig. 6.16 y 6.17).

4. Los techos deben poseer aleros para abrigar a muros y a tímpanos.

5. Colocar, antes de la cubierta del techo, una capa impermeable para evitar filtraciones de agua al interior. Colocar el material que constituye la cubierta exterior con una pendiente, apoyos y traslapos adecuados (Fig. 6.18, 6.19).

6. Proveer a los techos de un adecuado sistema de evacuación de aguas, teniendo especial cuidado en los encuentros entre techos inclinados (Fig. 6.20, 6.21).

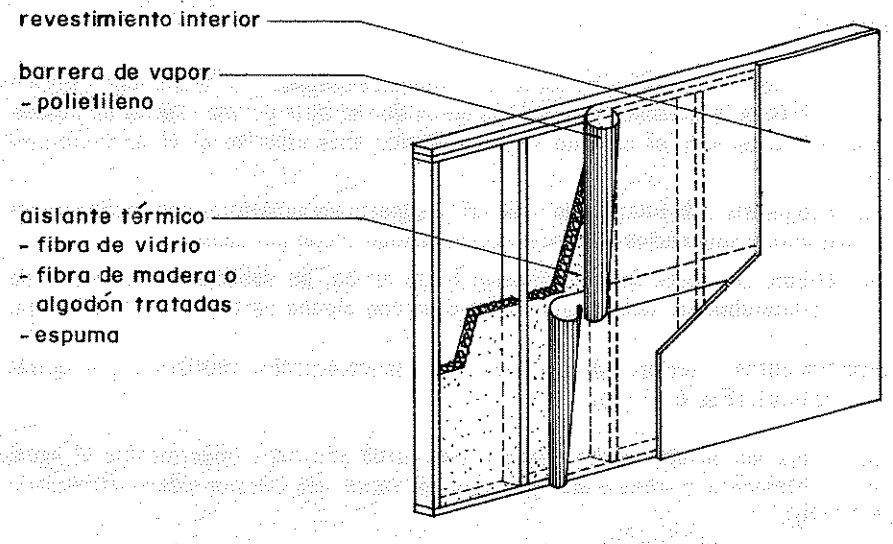
7. Los colectores y bajantes, finalmente, dirigen el agua fuera de la edificación (Fig. 6.22).

### 6.1.4 Protección contra los Hongos (9)

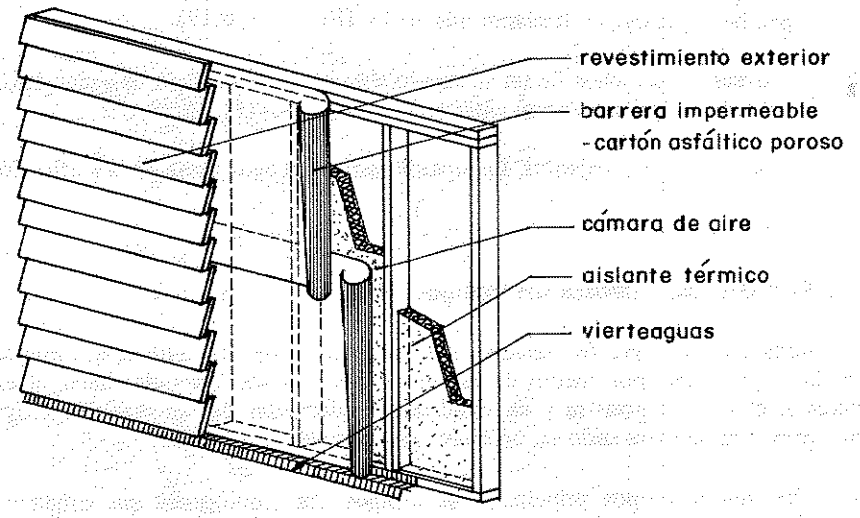
Los hongos constituyen formaciones microscópicas, parecidas a hilos, que invaden a la madera. Se reproducen por medio de esporas, las cuales son arrojadas hacia el exterior de la madera, el aire las arrastra y en condiciones adecuadas de temperatura, oxígeno y humedad germinan, comenzando así un nuevo ciclo de descomposición.

Existen dos tipos principales de hongos: los cromógenos que originan la variación del color, sin afectar de manera notable a la madera y los xilófagos que son capaces de desintegrar a las paredes de las células y dan lugar a la pudrición, la cual puede ser castaña, cuando el ataque se encuentra en las celulosa, o blanca, cuando se extiende a la lignina (Ver Secc. 3.4.2.).

La protección contra los hongos debe comenzar reduciendo lo antes posible el contenido de humedad de la madera recién aserrada y protegerla mediante pulverización con fungicidas durante el apilado. La madera en uso en la construcción se recomienda aislarla de las




(a) CARA INTERIOR




(b) CARA EXTERIOR

Figura 6.13 Protección de la humedad en muros

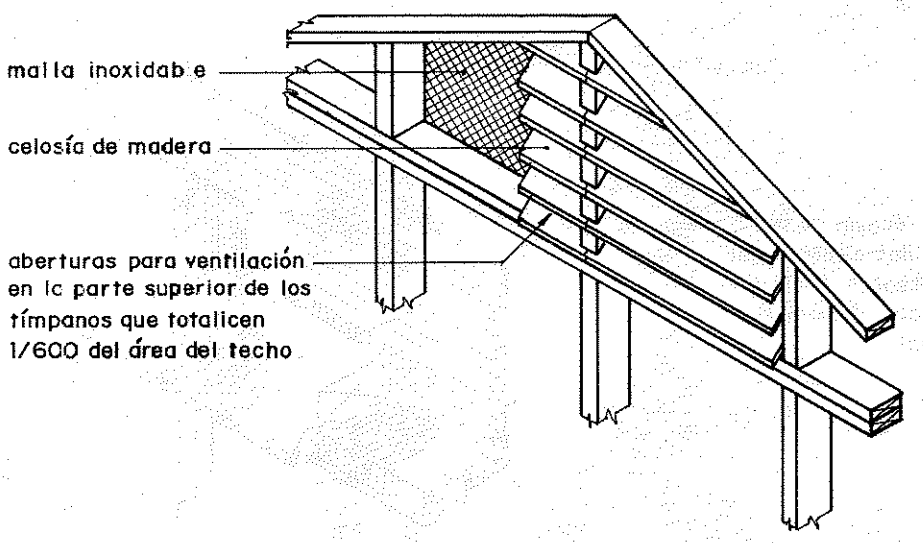



Figura 6.14 Abertura para ventilación en tímpanos

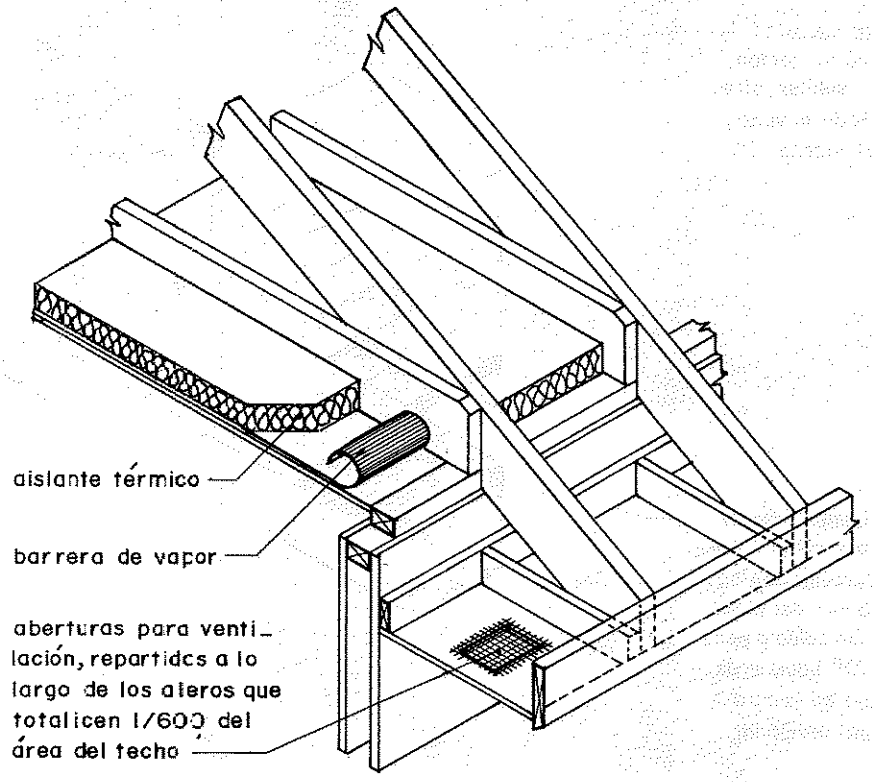



Figura 6.15 Protección de la humedad en techos con cubierta impermeable y con cielo raso horizontal

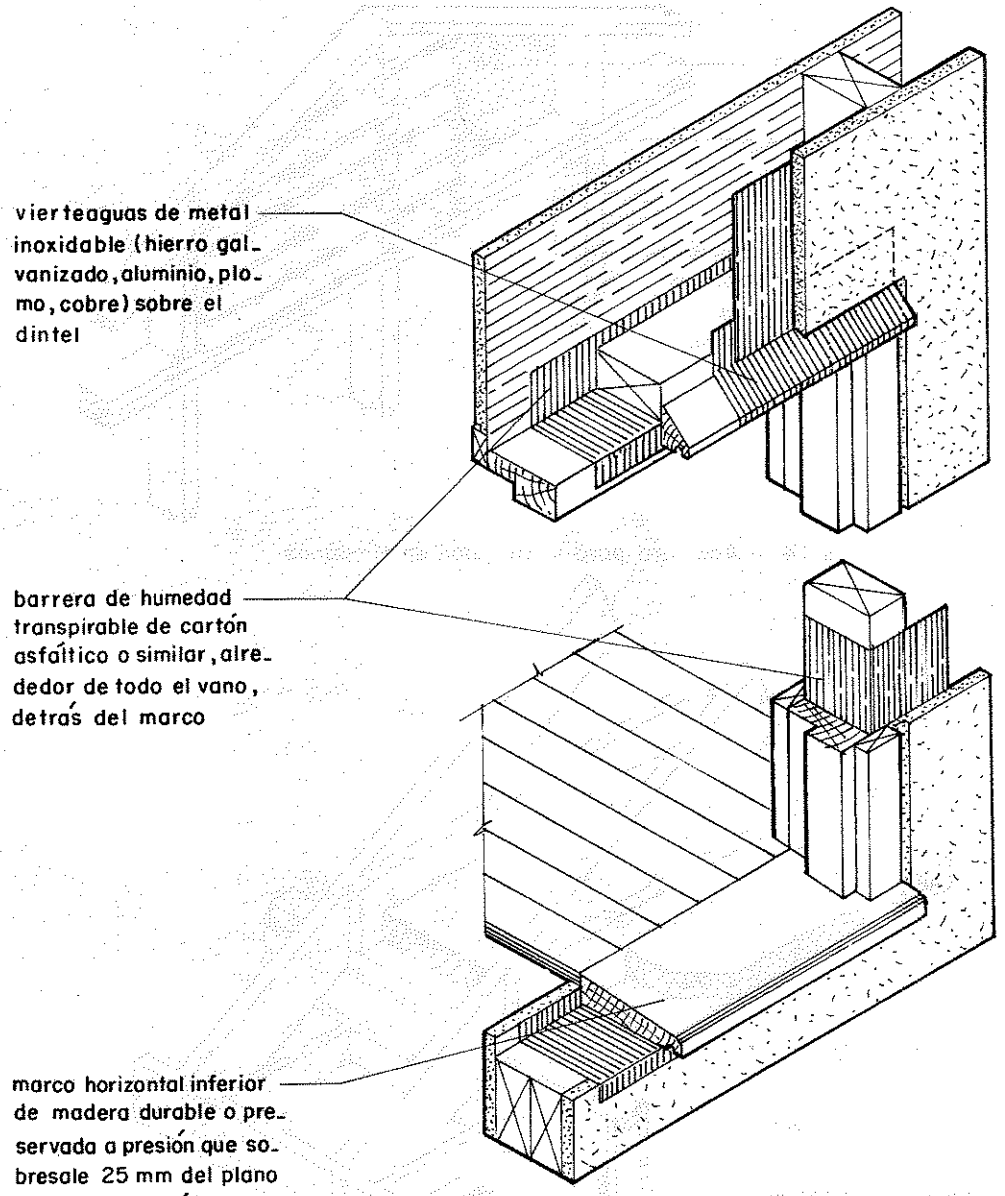



Figura 6.16 Protección de la humedad en puertas exteriores

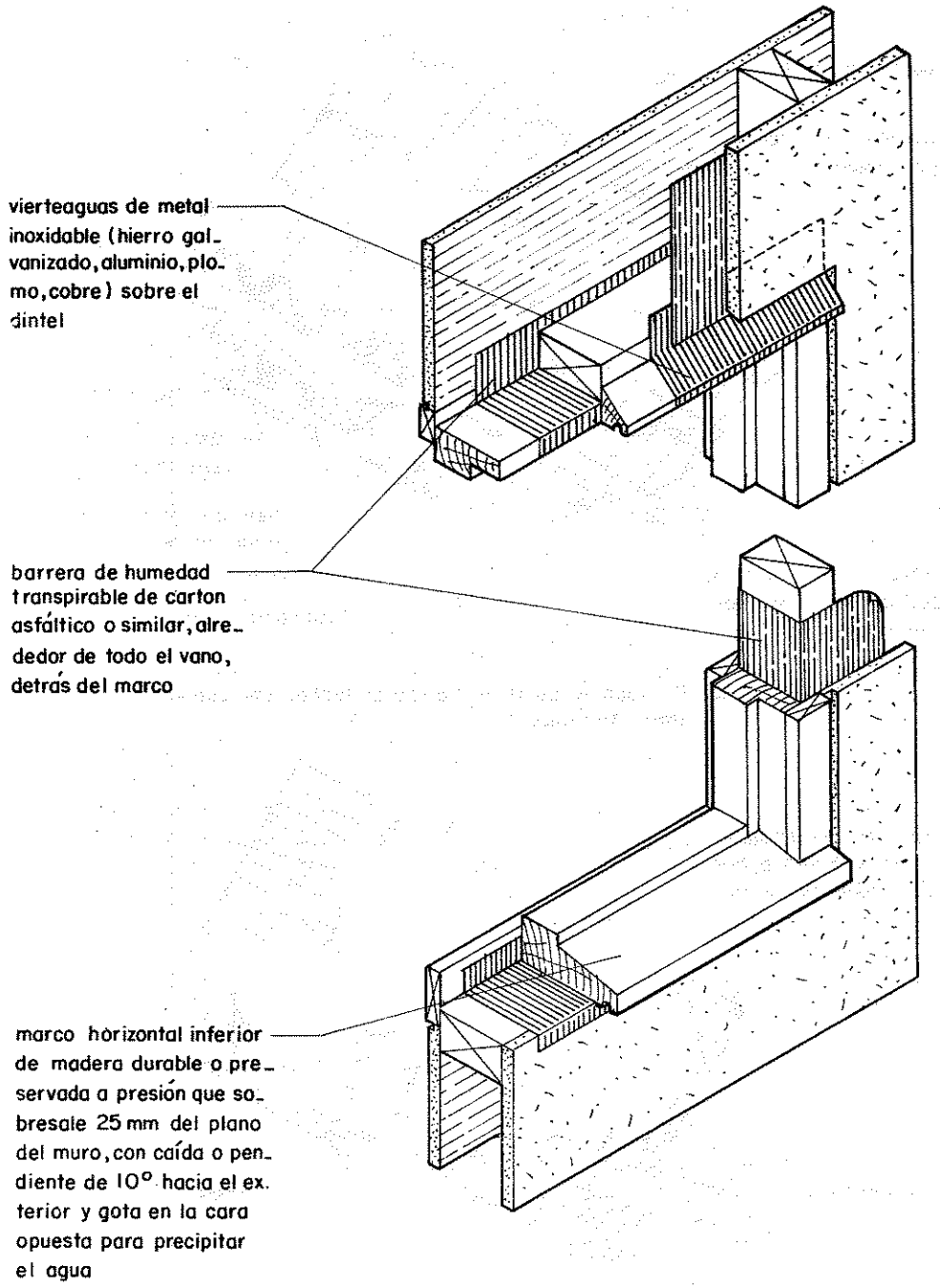



Figura 6.17 Protección de la humedad en ventanas

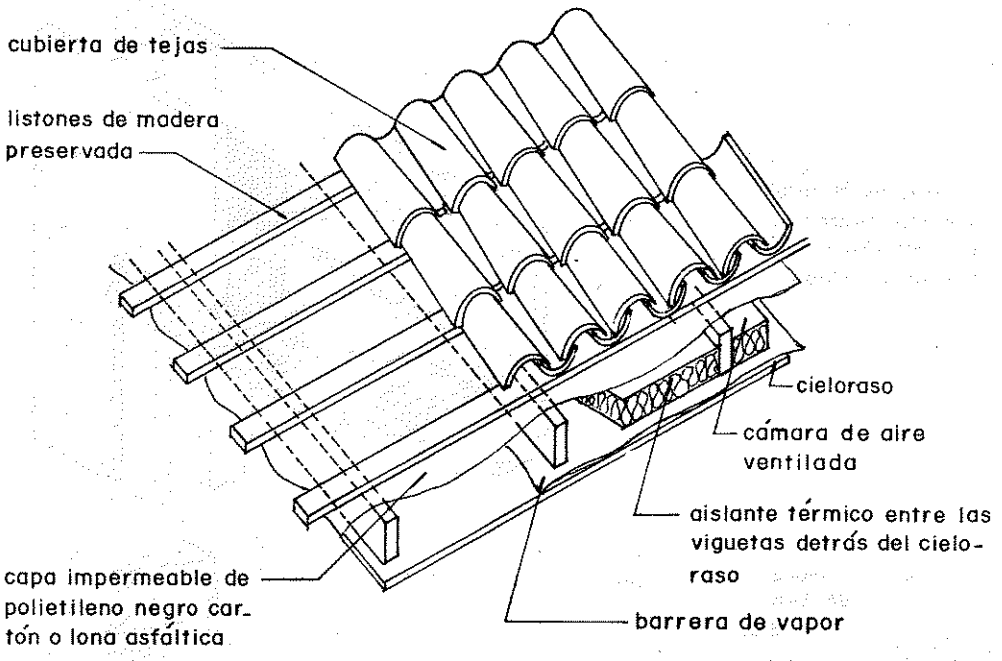



Figura 6.18 Protección de la humedad en techos con cubierta sobre listones

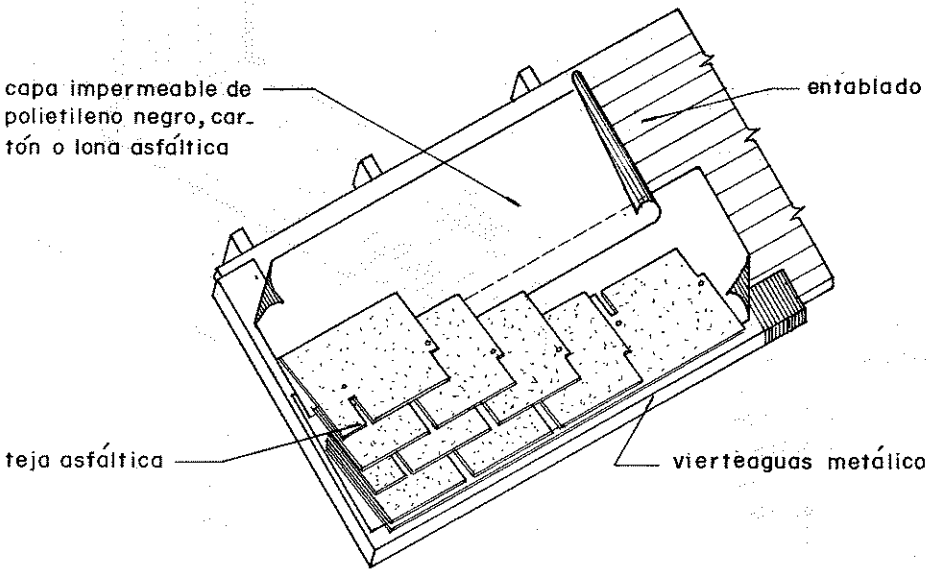



Figura 6.19 Protección de la humedad en techos con cubierta sobre base de entablado o tablero

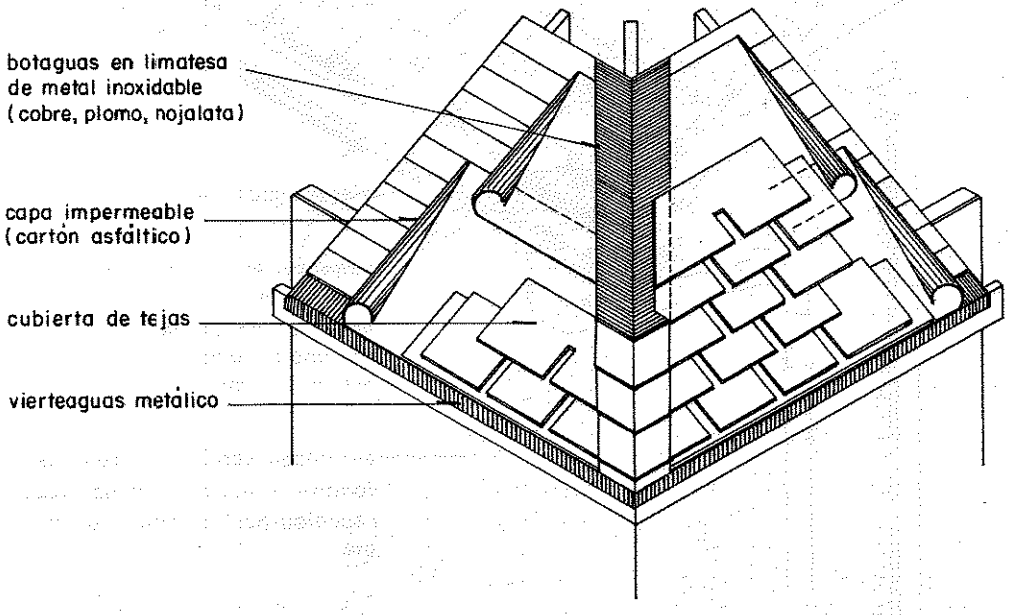



Figura 6.20 Protección de la lluvia en limatesa

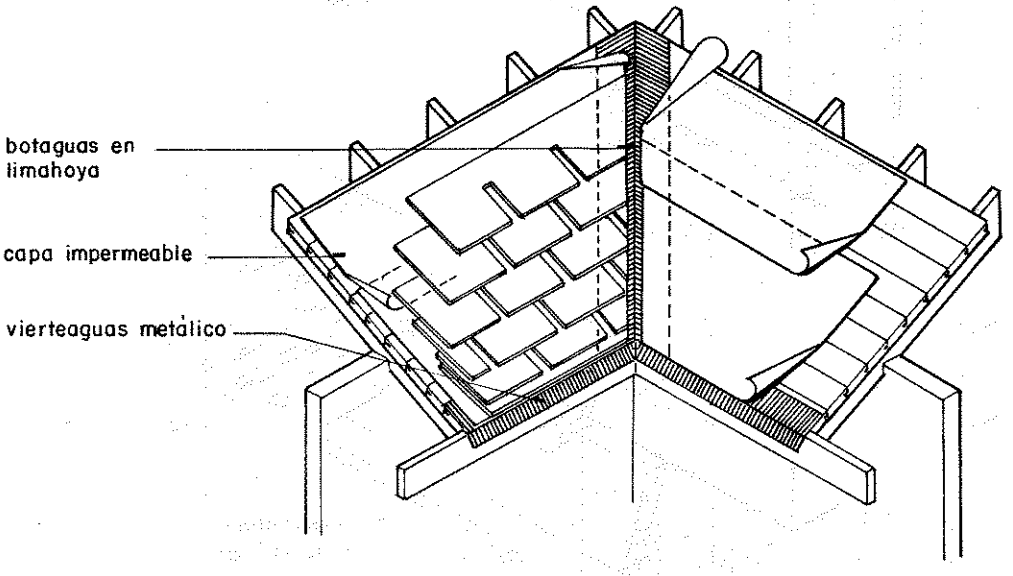



Figura 6.21 Protección de la lluvia en limahoya

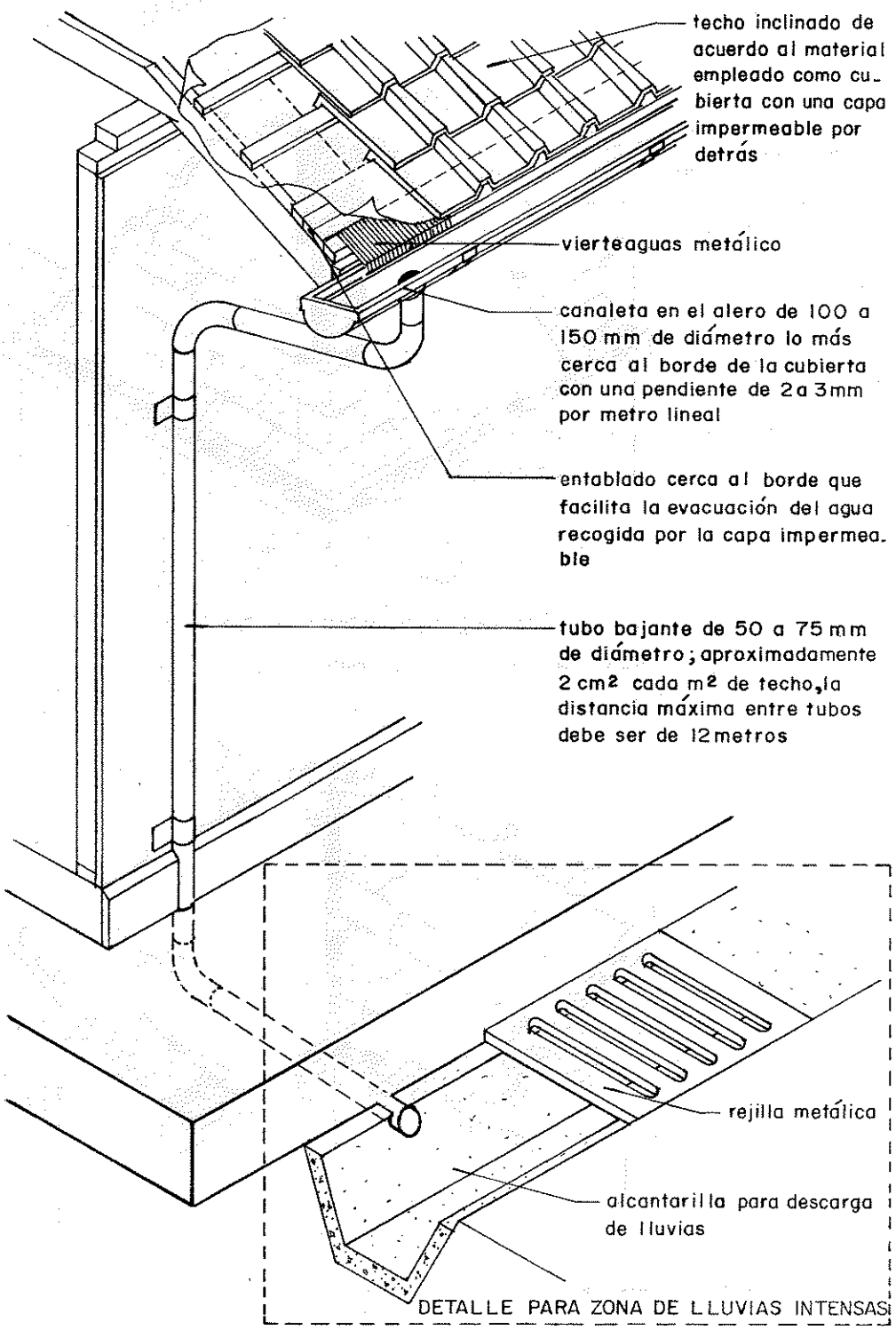



Figura 6.22 Evacuación del agua en techos

fuentes de humedad tales como capilaridad, condensación y la lluvia tratadas en las secciones anteriores (Secc. 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3); emplear madera durable o preservada a presión.

## 6.2 PROTECCION ANTE EL CALOR

El confort humano referido al aspecto térmico se ubica dentro del rango de 18ºC a 24ºC, la complejidad de lograr la estabilidad en este rango de calor dentro de una vivienda, depende de las características climáticas de la región en que esté ubicada.

El aislamiento térmico está dado por la resistencia que opone el casco de una edificación al paso del calor. El coeficiente de transmisión de calor requerido de acuerdo con las condiciones ambientales locales, puede ser obtenido con los materiales de uso común en la construcción, sobre todo con la madera, por ser un excelente aislante térmico y con los espacios de aire encerrados entre los revestimientos exterior e interior en un muro. Estos espacios tienen apreciable resistencia a la transmisión del calor. Si esto no fuera suficiente, el grado de protección puede ser elevado con la adición de materiales aislantes. Estos hacen más agradable el ambiente; en climas fríos ahorran combustible y en climas cálidos reducen el costo de operación de equipos de aire acondicionado. Muchos de los materiales aislantes se emplean para mejorar la acústica de locales.

En climas cálidos se evita la ganancia solar al proteger las ventanas, ventilar los espacios o cavidades del techo, pintar las paredes blancas o de color claro. Cuando son iguales las temperaturas del día y la noche es más importante la ventilación que el aislamiento. Si las noches son frescas y los días cálidos se necesita aislamiento para conservar el fresco de la noche.

En climas fríos o templados permitir una ventilación mínima del techo, emplear colores oscuros en superficies exteriores, aplicar alto grado de aislamiento. Mantener el área de ventanas a un nivel adecuado para captar ganancia solar y simultáneamente conservar el calor interior de la vivienda.

### 6.2.1 Transmisión del Calor

El calor se transmite de zonas más calientes a zonas menos calientes procurando el equilibrio de la temperatura, de esta manera, en las edificaciones donde la temperatura es controlada dentro de un rango de comodidad dado, se producirá un flujo de calor que es hacia afuera, cuando el exterior es más frío, o hacia adentro, cuando el exterior es más caluroso.

La cantidad de calor que se transmite en una edificación depende de la diferencia de temperatura entre las superficies de sus componentes y de la resistencia que ofrezcan los materiales con que son construidos. También hay transmisión de calor a través de las aberturas, juntas, fisuras, siendo mucho mayor que a través de los componentes. (12)

La transmisión de calor se realiza de tres formas: conducción, convección y radiación. En la edificación se combinan estos tres mecanismos con distintas intensidades. (Fig. 6.23). (10)

**Conducción.**- Es la transmisión de calor de molécula a molécula de un material dado o entre dos materiales colocados en contacto directo.

**Convección.**- Es la transferencia de calor por masas móviles de materia como corrientes de gases y líquidos, generalmente el aire, el cual en grandes espacios puede llevar en sus moléculas el calor de superficies cálidas a superficies frías.

**Radiación.**- Es la transmisión de calor por medio de ondas, las cuales no calientan el espacio donde se desplazan, pero cuando entran en contacto con una superficie más fría, una parte de la energía es absorbida mientras que otra puede ser reflejada.

### 6.2.2 Grados de Aislamiento (12,14)

La cantidad de aislamiento térmico que requiere una edificación está dada en función de las características climáticas de su ubicación geográfica.

Para regiones de climas benignos cuya temperatura se conserva entre los 18°C y 24°C, no se requiere mayores condiciones de aislamiento que la que ofrecen los materiales de uso corriente en la construcción, cuyos coeficientes "U" de transmisión de calor de sus componentes varían de 2.0 a 7.0 watts/$m^2$°C.

En climas fríos, con temperaturas diurnas que alcanzan algunos grados por encima de los 18°C durante varias horas del día requieren aislamiento adicional para aumentar el grado de protección de sus componentes (pisos, muros exteriores y techos) para obtener valores "U" entre 2.0 y 1.0 w/$m^2$°C.

En zonas donde la temperatura es constantemente más baja de los 18°C la edificación requerirá el máximo de aislamiento térmico con "U" de 1.0 a 0.5 w/$m^2$ °C.

En climas muy fríos se requieren valores "U" menores de 0.5 y además equipos radiadores de calor por circulación de agua o aire caliente, resistencias eléctricas o combustión de leña o carbón.

En climas cálidos donde la temperatura es mayor de 24°C en ciertas horas del día, el confort térmico puede lograrse mediante ventilación natural. Se recomienda valores de "U" de 2.0 a 7.0 w/$m^2$ ° C. El aislamiento, en este caso, sólo es importante cuando se instale un equipo de aire acondicionado.

En zonas muy calorosas con temperaturas que permanecen constantes por encima de los 24°C, sus edificaciones requieren máximo aislamiento térmico, "U" de 0.5 y sistemas de enfriamiento artificial, o aire acondicionado y ventilación apropiada.

### 6.2.3 Materiales Aislantes del Calor

Se conocen como aislantes del calor aquellos materiales que tienen la propiedad de ofrecerle mucha resistencia a su transmisión.

En edificaciones se requiere que el aislante térmico sea incombustible, impermeable y no atacable por insectos y hongos.

Los principales materiales aislantes usados son los siguientes: (11,15)

Fibras minerales, fibra de vidrio, aglomerado de madera, caña o algodón tratados, corcho natural o elaborado, yeso, poliestireno expandido, poliuretano expandido, mica granulada (aluminosilicato de magnesio), papel de aluminio reforzado.

La mayoría de los materiales aislantes son procesados industrialmente y tienen las siguientes formas de presentación: flexibles, tales como mantas o cobertores y láminas; sueltos, ya sea granulados, fibras o en polvo; rígidos, como tableros o también bloques.

### 6.2.4 Colocación del Aislante Térmico en las Edificaciones (1,13)

1. Cuando las condiciones climáticas así lo requieran, los ambientes de una vivienda que se debe mantener a temperaturas confortables, tienen materiales aislantes prioritariamente en el techo, ya que es la zona que ofrece mayor área de exposición a los rayos solares o por donde ocurre la mayor pérdida de calor interno. En segundo lugar, se coloca aislamiento adyacente por debajo de un piso de madera elevado. Finalmente, se aislan los muros que dan al exterior.

2. En el techo el aislamiento térmico se coloca entre las viguetas, cuando es un cielo raso inclinado, o encima del cielo raso horizontal en un techo con espacio interior o ático sin uso. (Fig. 6.24 y 6.25)

3. Los pisos de madera elevados, requieren el mismo grado de aislamiento de los muros exteriores en las mismas zonas climáticas, ya que debiendo estar ventilados por debajo, su temperatura es similar a la del exterior. (Fig. 6.26)

4. En climas fríos, los pisos sólidos o losas de hormigón que descansan sobre el suelo, pierden la mayor parte del calor por el perímetro y muy poco en la parte central. Esto se evita colocando una franja aislante de 450 a 600 mm en todo el borde inferior. (Fig. 6.27).

5. El aislamiento de muros exteriores va colocado cerca de la superficie o cara interior de la habitación en contacto con la barrera de vapor, deja hacia el exterior un espacio vacío para ventilación. (Fig. 6.28)

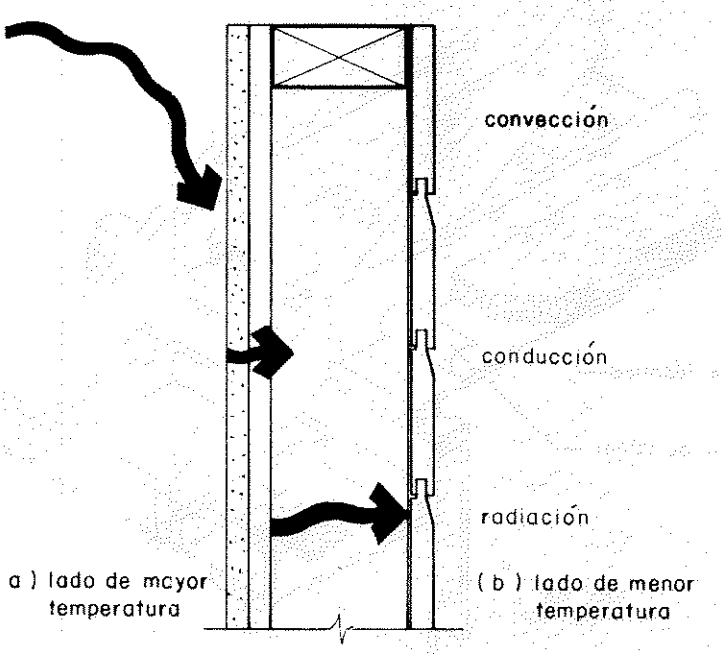



Figura 6.23 Métodos de transmisión de calor

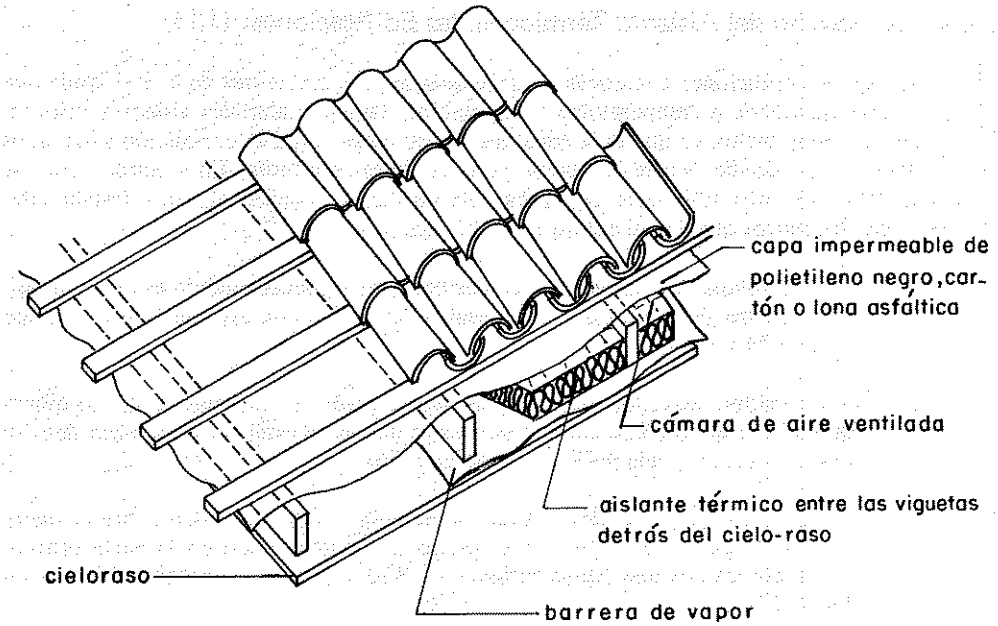



Figura 6.24 Protección del calor en techos con cielo-raso inclinado

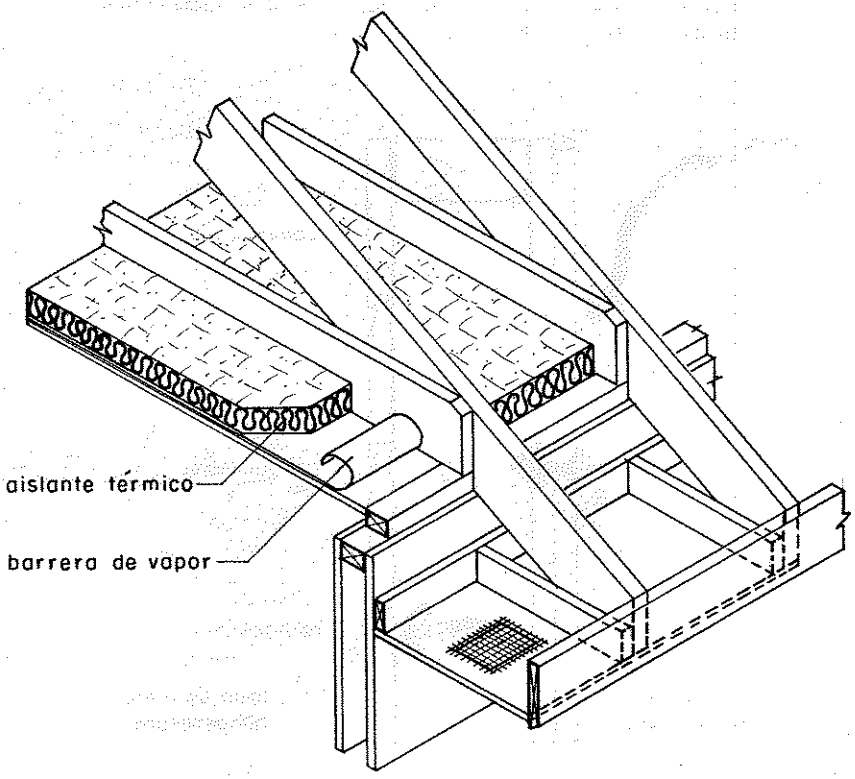



Figura 6.25 Protección del calor en techos con cielo raso horizontal

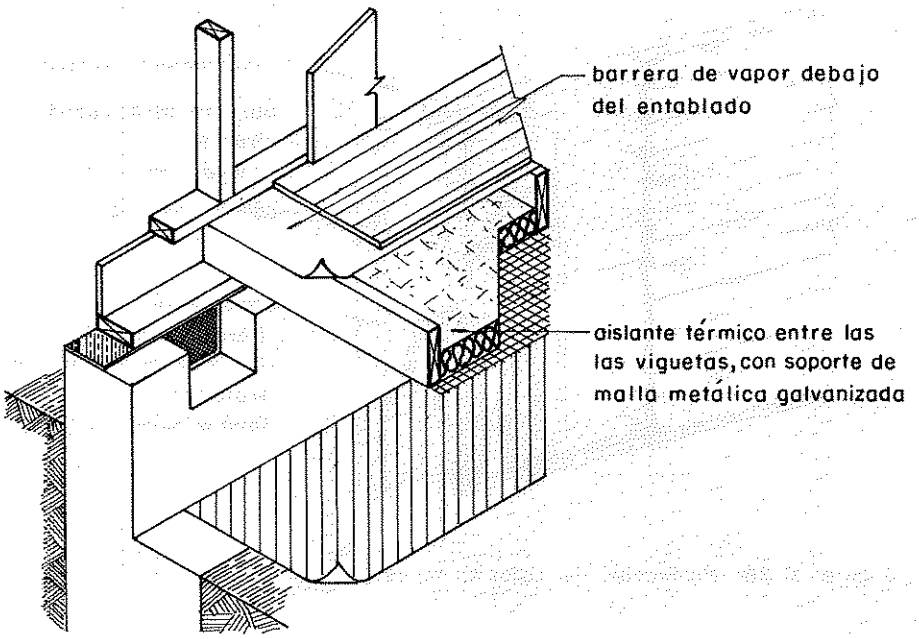



Figura 6.26 Protección del calor en pisos de madera elevados

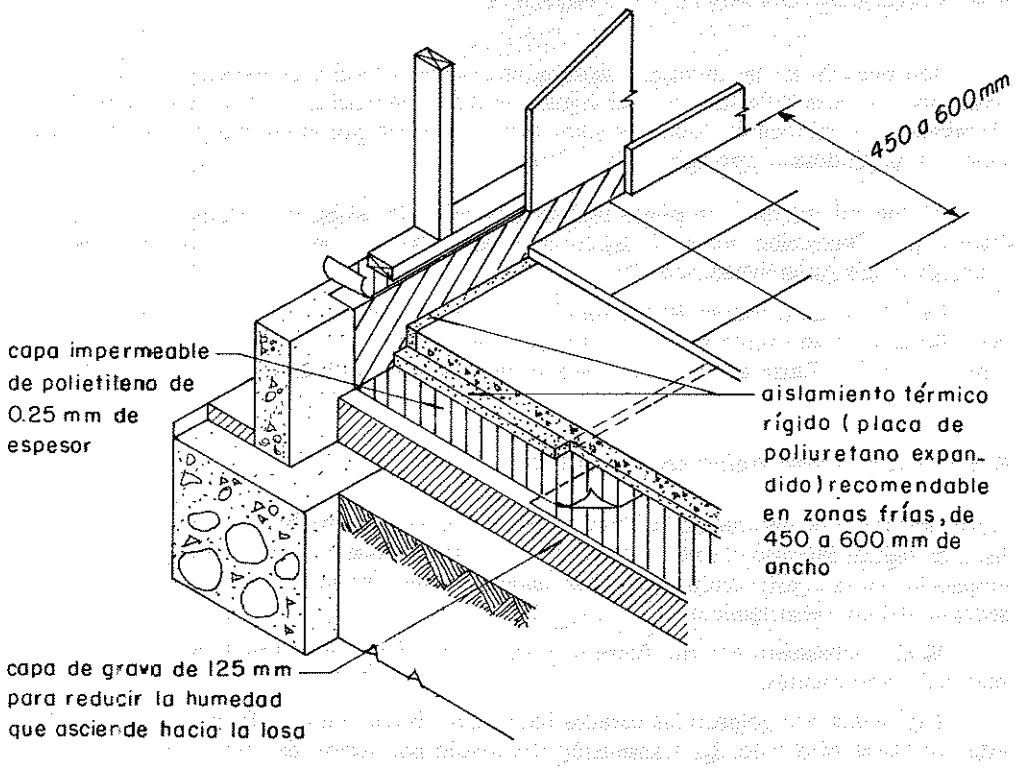



Figura 6.27 Protección de la pérdida de calor en una losa o piso de hormigón

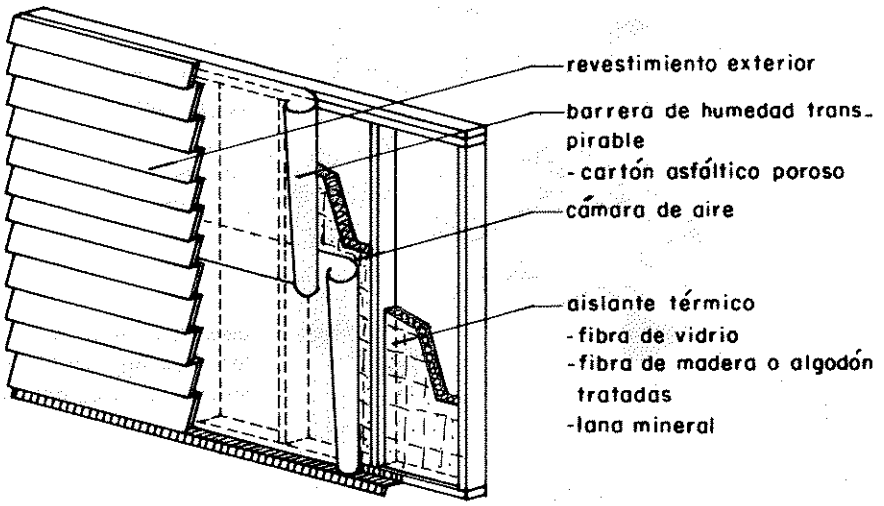



Figura 6.28 Protección del calor en muros

## 6.3 PROTECCION ANTE LOS RUIDOS

El sonido emitido en un ambiente llena rápidamente el local y al encontrar un cuerpo, las ondas son en parte reflejadas con un ángulo de reflexión igual al de incidencia, en parte son absorbidas y se pierden en forma de calor o se transmiten por el cuerpo y en parte lo atraviesan propagándose al otro lado. (Fig. 6.29).

El control del ruido se puede realizar dentro de un ambiente determinado, lo que se conoce por **Corrección Acústica** del local, o controlar su transmisión a otros ambientes, conocido como **Aislamiento Acústico.**

La intensidad o sonoridad del sonido se mide en decibeles (dB). Un decibel es el más pequeño cambio en sonido audible para el oído humano y 120 decibeles es el límite máximo o punto sensible. Entre ambos límites se encuentra el rango ordinario de sonido. (Tabla 6.1).

### 6.3.1 Aislamiento Acústico (7,11,12,16)

Normalmente el requerimiento acústico en una edificación de madera situada en una área urbana de regular intensidad sonora, puede ser resuelto únicamente con los materiales comunes empleados en la construcción, además la cámara de aire que se crea en el interior de las paredes contribuye al aislamiento.

Si el nivel sonoro externo fuera mayor, puede reforzarse el aislamiento con el uso de materiales absorbentes.

Las ondas que golpean las paredes hacen que vibren como diafragmas y reproduzcan estas ondas al otro lado. La transmisión del sonido por acción de diafragma de una pared depende de su peso, su espesor y su área; en paredes de dimensiones normales el valor de la transmisión depende principalmente de su peso.

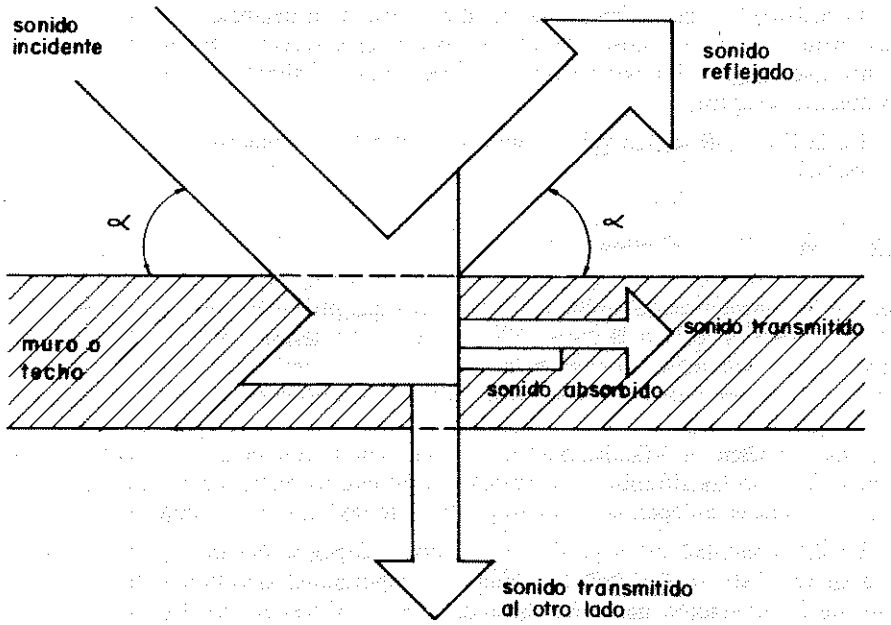



Figura 6.29 Propagación del sonido

## TABLA 6.1 INTENSIDADES DE ALGUNOS SONIDOS CONOCIDOS

| Intensidad | dB | Origen |
|---|---|---|
| | 120 | Umbral del dolor |
| Ensordecedor | 110 | Freno<br>Avión |
| | 100 | Martillo neumático |
| Muy fuerte | 90 | Camión sin silenciador<br>Silbato de policía |
| | 80 | Cláxon de automóvil |
| Fuerte | 70 | Taller ruidoso |
| | 60 | Calle comercial con mucho tráfico |
| Moderado | 50 | Calle con poca circulación<br>Vivienda media |
| | 40 | Oficina |
| Débil | 30 | Casa tranquila u oficina privada |
| | 20 | Conversación moderada |
| Muy débil | 10 | Murmullo de Hojas |
| | 0 | Conversación en voz baja |
| | | Umbral de audibilidad para frecuencias de 1,000 a 4,000 Hz. |

El aislamiento que ofrece una pared se expresa en decibeles y corresponde a la diferencia entre los niveles sonoros de los locales emisor y receptor, el cual está dado por el aislamiento que ofrezcan las paredes laterales (transmisión indirecta) y por el grado de reflexión del ambiente receptor.

En la Fig. 6.30 se dan valores recomendables de aislamiento acústico en las paredes de una vivienda.

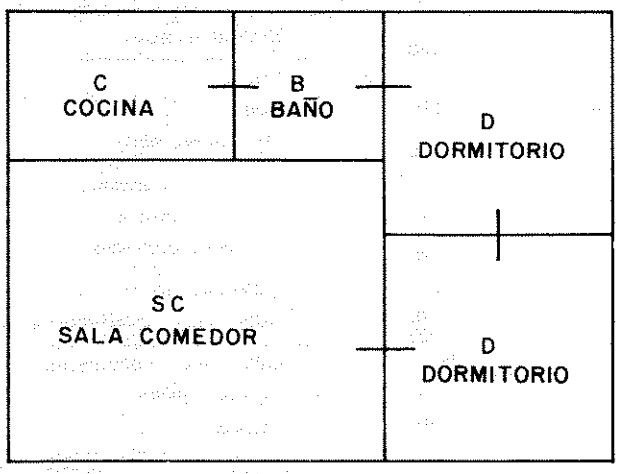
## 6.3.2 Corrección Acústica (11)

Resueltos los problemas de aislamiento de ruidos que provienen del exterior de un ambiente dado, se procede a realizar la corrección acústica del interior. La corrección acústica busca un nivel sonoro agradable en el ambiente, evitando la reverberación si sus paredes son muy reflexivas, o que sea muy sordo si sus paredes son muy absorbentes.

Una superficie es reflexiva si es lisa y dura como la cerámica o es absorbente si es porosa y blanda como las alfombras, en ambas la cantidad de energía sonora transmitida al otro lado de la misma es independiente de su grado de reflexión o de absorción.

La inteligibilidad de la palabra o la música depende del tiempo de reverberación y éste, a su vez, está en función directamente proporcional al volumen de la habitación. El tiempo de reverberación necesaria varía de acuerdo al uso del local y puede regularse con materiales que absorban el sonido.

Ya que los materiales absorbentes de sonido son por lo general blandos se recomienda colocarlos especialmente en el cielo raso o en la parte superior de los muros. En edificaciones de vivienda el área del cielo raso es suficiente para absorber el sonido que se produce en las habitaciones.




| | | | |
|---|---|---|---|
| SC | con C, B, D | = | 45 dB |
| D | con D | = | 45 dB |
| D | con B, C | = | 50 dB |
| Entre Viviendas | | = | 53 dB |

**Figura 6.30 Aislamiento acústico recomendable**

### 6.3.3 Materiales Absorbentes del Sonido (12,16)

- Membranas o Tableros Reflexivos que absorben las frecuencias graves, por ejemplo, planchas contrachapadas fijadas a cierta distancia del muro. Cuanto más gruesa y pesada sea la plancha y cuanto mayor sea su distancia al muro, absorberá las frecuencias más bajas o graves.

- Materiales Perforados o placas de fibras minerales comprimidas situadas a cierta distancia de una pared. Actúan como una serie de resonadores los cuales absorben las frecuencias intermedias.

- Materiales Fibrosos y porosos tales como fibra de vidrio, tejidos de fibra vegetal, tableros de fibras de madera prensada de baja densidad, para absorber las frecuencias agudas. La absorción para estas frecuencias es independiente del espesor del material.

Puede combinarse en un solo elemento membranas, resonadoras y fibras para absorber sonidos de frecuencias graves, medias y agudas.

### 6.3.4 Métodos de Protección del Ruido en las Edificaciones (11,16)

1. Para ruidos aéreos:

   - Para ruidos aéreos que vienen del exterior de la edificación, los muros exteriores deben tener mucha masa y orientar las puertas y las ventanas hacia zonas de baja intensidad sonora.

   - Para ruidos aéreos que provienen del interior de la edificación, se procura en el diseño separar los ambientes bulliciosos de los tranquilos.

   - Colocar paredes muy aislantes entre los ambientes de nivel sonoro diferente, especialmente en baños y de salas de estar a dormitorios.

   - El cerramiento en paredes debe ser en superficies continuas, sin huecos ni grietas.

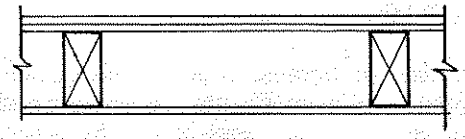
   - Oponer a superficies reflejantes paredes absorbentes. (Fig. 6.31 y 6.32).

2. Para ruidos de impacto:

   - Los ruidos de impacto son difícilmente atenuados ya que la energía que poseen es normalmente mayor a la que corresponde a un ruido aéreo y se encuentra en una pequeña superficie.

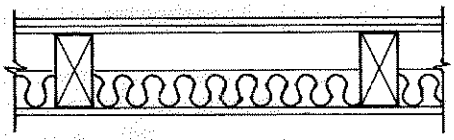
     En las edificaciones los ruidos de impacto pueden provenir de pisadas o choques por la vibración de tuberías sanitarias.

     Los impactos pueden amortiguarse interponiendo un material elástico, por ejemplo, colocando alfombras en los pisos. Otra forma puede ser independizando el cuerpo que recibe el choque del resto de la edificación, por ejemplo los pisos flotantes. Se protege también evitando la vibración mediante el uso de conectores elásticos por ejemplo entre una tubería de instalación sanitaria y su punto de fijación a la estructura.



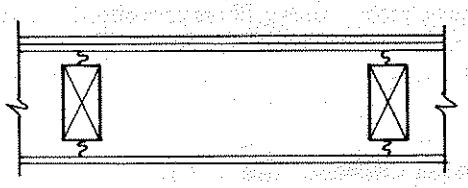
CTS-33

( a ) Revestimiento unido directamente a la estructura



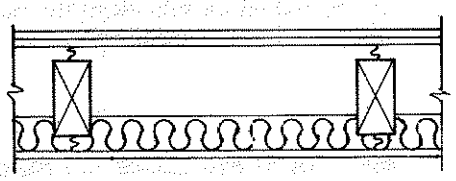
CTS-36

( a ) pero con aislamiento



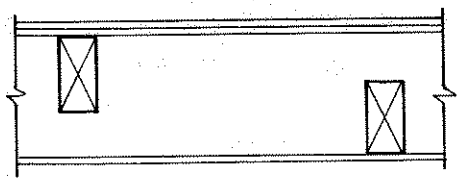
CTS-40

( b ) Separadores elásticos o amortiguadores entre el revestimiento y la estructura



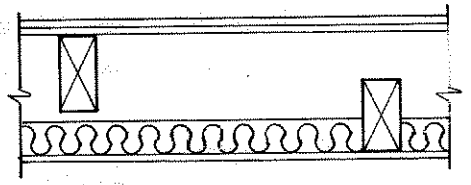
CTS-45

( b ) pero con aislamiento



CTS-40

( c ) La estructura es alternada para independizar el revestimiento de ambas caras

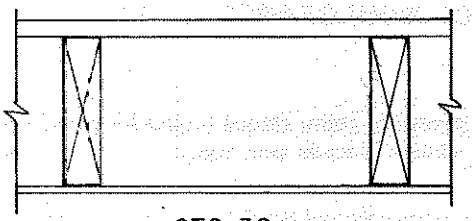


CTS-48

( c ) pero con aislamiento

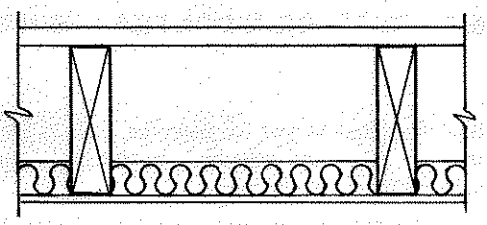
CTS = Clase de transmisión de sonido según ASTM-E 90-75 y ASTM-E 336-77

Figura 6.31 Protección contra ruidos en muros



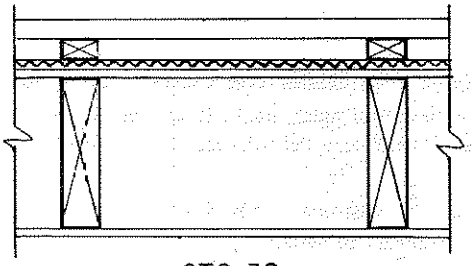
CTS-32

( a ) Piso y cielo raso clavado directamente a las viguetas



CTS-35

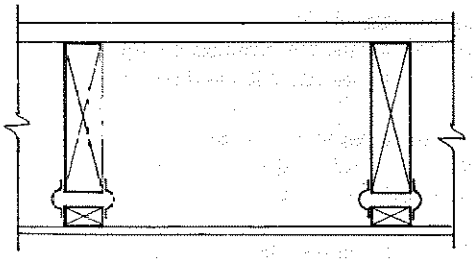
( a ) pero con aislante acústico



CTS-38

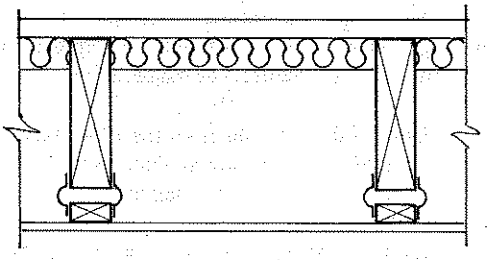
( b ) Piso acabado separado del contrapiso por una capa elástica

CTS = Clase de transmisión de sonido según ASTM E 90-75 y ASTM E 336-77



CTS-45

( c ) Piso clavado a las viguetas y cielo raso sostenido por fijaciones elásticas



CTS-48

( c ) pero con aislante acústico

Figura 6.32 Protección contra ruidos en pisos elevados

## 6.4 PROTECCION CONTRA LOS INSECTOS XILOFAGOS (1,3,9,10)

El daño causado por los insectos en la madera se conoce como ataque biológico, puede presentarse en forma aislada o en conjunto; una madera atacada por hongos es un atractivo para los insectos xilófagos.

La protección contra los insectos, en la construcción, va dirigida principalmente a los termites subterráneos, debido a que son los que producen el mayor daño en las edificaciones, se aplica mediante la colocación de barreras para evitar su acceso a la madera

Los termites conocidos también como hormigas blancas o comejenes, se encuentran en terrenos debajo de los 3,000 metros de altitud y en América del Sur, hasta de los 36º de latitud Sur. (Incluyendo todos los países del Grupo Andino). Al parecer las bajas temperaturas no son favorables para su propagación, mientras que en los climas tropicales y húmedos se desarrollan con facilidad.

Los termites subterráneos viven en colonias organizadas con castas diferenciadas, viajan grandes distancias desde sus nidos, donde tienen el agua, hasta la madera, que es su alimento, a través de túneles que ellos mismos fabrican. Fuera del subsuelo los termites construyen ductos tubulares para desplazarse.

Una barrera muy eficaz, se la puede denominar "química", es la de envenenar la tierra alrededor de los cimientos con sustancias tóxicas disueltas en agua.

Otra barrera, que puede llamársele "mecánica", consiste en colocar escudos coronando la cimentación y en cualquier otro elemento que comunique el suelo con la madera. Estos se fabrican con planchas metálicas inoxidables que sobresalen 50 mm de los apoyos con los bordes doblados hacia abajo en 45º. La función del escudo es la de impedir que los insectos puedan construir su canal de acceso hasta la madera al no poder voltear el filo inclinado de la plancha (Fig. 6.33 y 6.34).

Otro tipo de ataque es el que realizan los insectos alados, contra los cuales la construcción en sí misma no puede protegerse ya que al volar pueden alcanzar cualquier zona de la edificación y acceder a la madera por alguna grieta o ranura entre los materiales.

Dentro del tipo de insectos que ataca a la madera desde el aire se encuentran los termites de madera seca, que actúan hasta los 1,500 metros sobre el nivel del mar y los termites de nido aéreo, que se encuentran en las zonas tropicales húmedas.

Existen otros insectos como los lyctus y los bostrichidos, de apariencia similar a pequeños escarabajos, que depositan sus huevos en los poros o en ranuras de la madera, y las larvas que nacen de éstos horadan la madera por un período de uno a siete años y luego, cerca de la superficie, se convierten primero en ninfas o crisálidas y después de unas semanas en insectos adultos, los cuales emergen al exterior dejando pequeños orificios en la superficie de la madera.

La protección más efectiva contra este tipo de ataque está en el uso de madera de durabilidad conocida o preservada a presión, difusión u otro método que la impregne adecuadamente con productos como pentaclorofenol o sales de cobre–cromo arsénico. En el Cap. 2 se presentan los métodos de preservación y preservantes más conocidos.

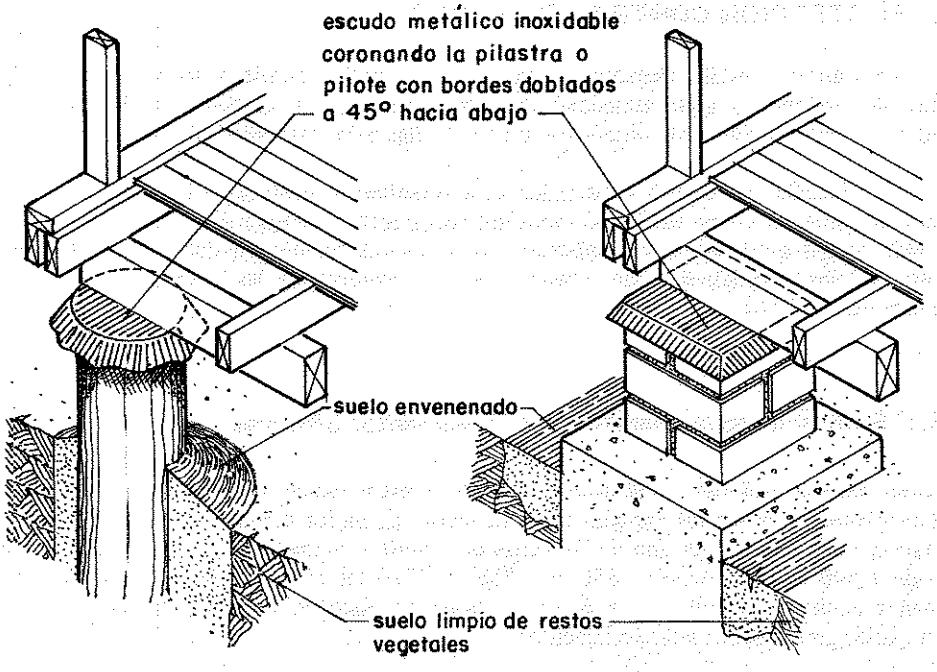



Figura 6.33 Protección de los termites subterráneos en pilastras

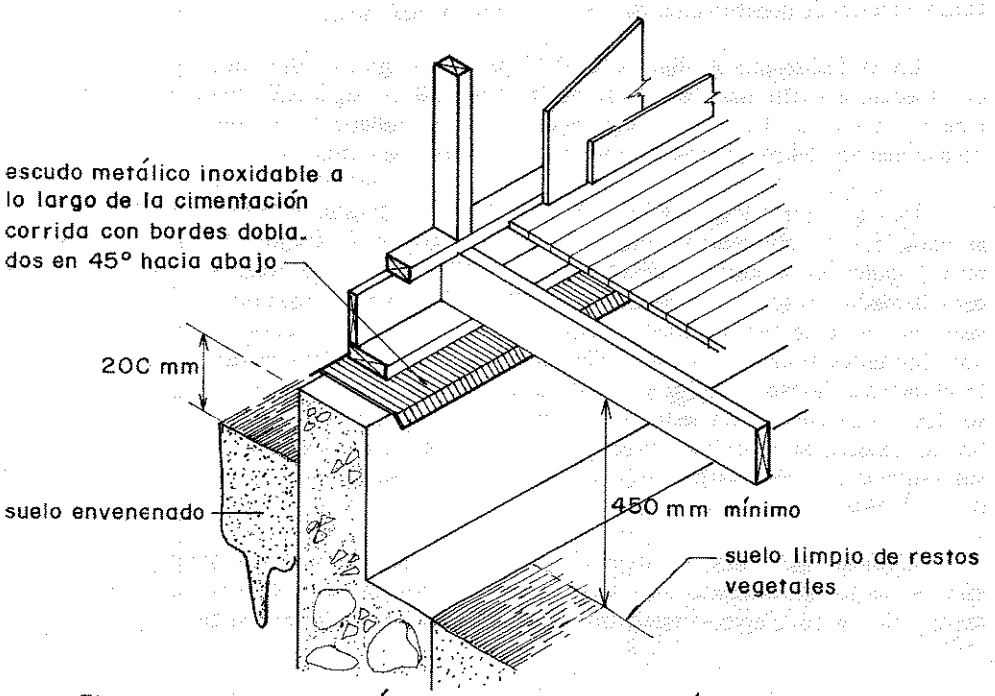



Figura 6.34 Protección de los termites subterráneos en cimentación corrida

## 6.5 PROTECCION CONTRA LOS SISMOS

Los países andinos están ubicados en una zona geográfica donde ocurren con regularidad sismos de moderada y gran intensidad. Se hace necesario, por consiguiente, diseñar las edificaciones considerando esta solicitación y capacitarlas para responder adecuadamente.

La filosofía del diseño antisísmico está orientada a proteger a los ocupantes y sus bienes del colapso de su edificación ante un sismo severo a no sufrir daños de importancia ante sismos moderados, y a soportar sismos ligeros sin ningún daño. Este objetivo se ve especialmente satisfecho con edificaciones de madera por las cualidades particulares que este material ofrece.

### 6.5.1 Edificaciones de Madera y los Movimientos Sísmicos

Existen muchas regiones en el mundo donde construcciones de madera han resistido satisfactoriamente repetidos movimientos sísmicos. El mejor ejemplo tal vez lo constituya el Japón (17) ubicado en una de las zonas de mayor actividad sísmica del mundo (promedio de 1,500 sismos por año: 850 en 1958 y 5,770 en 1970. De estos, alrededor de 16 tienen magnitudes mayores que 6 en la escala de Richter, con intensidades suficientes para causar graves daños a las edificaciones.

Sin embargo, en la actualidad, alrededor del 85% de todas las edificaciones en el Japón tienen estructura de madera. Muchos templos y pagodas datan del siglo VII –habiendo resistido innumerables terromotos– lo cual demuestra las bondades de la madera como material de construcción para edificaciones antisísmicas.

En la Subregión Andina la madera se utilizó mucho durante la época colonial, y en especial, a partir del siglo XVII hasta principios del siglo XX, donde a raíz de la apertura del Canal de Panamá se introdujeron nuevos materiales de construcción, desplazando a la madera del rol preponderante que tenía hasta ese entonces.

Una de las razones por la cual el uso de la madera se hizo tan común en los países andinos, fue su eficaz comportamiento ante la acción de sismos. A raíz de ello se hizo muy popular en la segunda mitad del siglo XVIII un sistema constructivo a base de madera llamado –según las regiones– Quincha, Bahareque o Bajareque y Chuchiu. Este consiste en pie–derechos de madera espaciados a 600 mm. o menos, rigidizados en la base con diferentes tipos de arriostres diagonales, unidos a la solera superior e inferior mediante el sistema de caja y espiga y revestido (o rellenados) con caña recubierta de barro o yeso. En buena cuenta, un sistema de tipo entramado, tal como se le conoce actualmente. Por lo general, se le utilizó en el segundo piso de las edificaciones para aligerar su peso, sus ventajas antisísmicas han sido puestas a prueba en numerosos terremotos en los últimos 200 años.

Algunos materiales y sistemas estructurales son mejores que otros para resistir los efectos de un movimiento sísmico. En este aspecto, la madera ofrece características excepcionales de buen comportamiento. Algunas de las más saltantes son las siguientes:

**Poco peso.**– Las fuerzas que se presentan en las estructuras debido a las aceleraciones del sismo están directamente relacionadas con el peso de la edificación. A mayor peso,

5. Cuanto mayor sea el peso de la cobertura, mayores serán las fuerzas de inercia que se producirán durante un sismo. Si la edificación tiene una cobertura de poco peso, la acción sísmica y el riesgo de desprendimiento será menor y menores las deformaciones. Si por el contrario el techo es muy pesado, se hace notoria la diferencia de masas con la estructura liviana de madera que la soporta y se traduce en mayores efectos sobre la edificación.

6. Movimientos sísmicos severos aumentan invariablemente el riesgo de incendios o aniegos y se deben tomar precauciones en el diseño tanto de las instalaciones electromecánicas como de las sanitarias empleando criterios de tolerancia en las conexiones que permitan absorber desplazamientos inesperados de las mismas. El uso de conexiones especiales o detalles constructivos adecuados son también apropiados.

### 6.5.3 Cimentación

Si se utiliza cimientos corridos combinados con la losa de piso de concreto, estas deben tener suficientes elementos de anclaje (pletinas, clavos, pernos, etc.) de modo tal que garanticen la continuidad estructural de la pared que soportan y sobre todo que impidan posibles desplazamientos laterales y/o verticales de dicha estructura (Fig. 6.35).

En algunos casos, no es recomendable utilizar pernos de anclaje que atraviesen a la solera en su parte central ya que la zona perforada entra en contacto con la humedad del suelo a través de la losa de piso, a menos que el tratamiento de preservación haya sido hecho posteriormente al pre-taladrado de la pieza con lo cual la zona perforada está adecuadamente tratada.

Cuando las vigas o viguetas se apoyan sobre pilastras de concreto o cimentación corrida, es recomendable sujetarlas adecuadamente a su cimentación a fin de impedir que las fuerzas laterales y verticales del sismo las desplacen fuera de su lugar (Fig. 6.36).

En el caso que la cimentación esté hecha a base de bloques huecos de concreto, la necesidad de estabilización de la misma es aún mayor, para controlar el volteo o posible levantamiento (Fig. 6.37).

Otra alternativa de cimentación es el uso de pilotes o pilares de madera con suficiente empotramiento en el terreno o en su defecto apoyados en alguna base de madera o concreto que aumente su rigidez. En el caso que sean pilotes de madera se recomienda un empotramiento en el suelo de 1.8 a 2.4 m para proveer adecuada resistencia a la flexión o extracción (Fig. 6.38).

Cuando existen dificultades de excavación y se deban usar pilotes de madera más cortos, estos deberán estar anclados al suelo de alguna manera. Una forma de hacerlo es vaciando una base de concreto alrededor del pilote, al que se han colocado una serie de elementos de fijación con el fin de aumentar su adherencia al concreto; tales como clavos, tornillos o tirafondos (Fig. 6.38). Otra posibilidad es que los pilotes, ya sea de sección redonda o cuadrada, estén sujetos a una base de concreto a través de anclajes metálicos (Fig. 6.38).

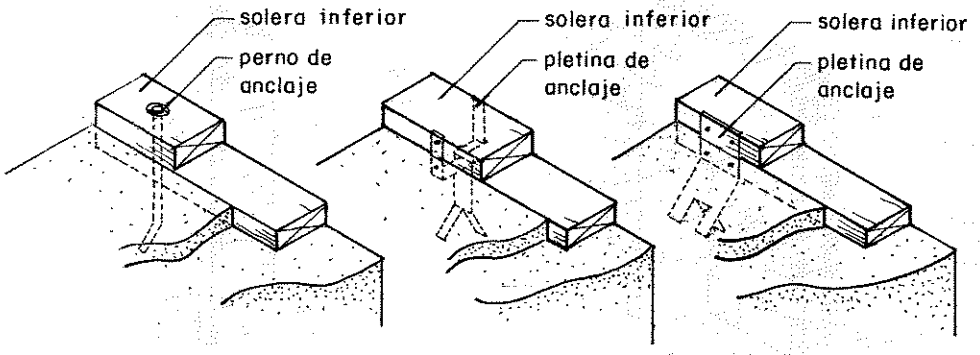



Figura 6.35 Alternativas de anclaje en losas de cimentación o cimientos corridos

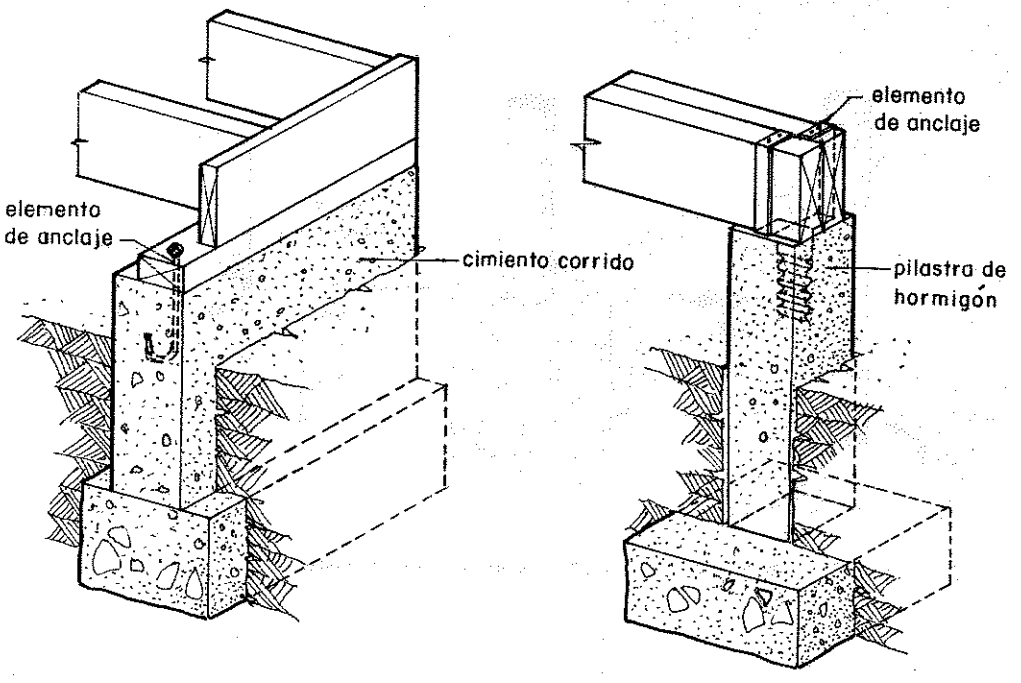



Figura 6.36 Propuesta de anclaje de vigas y viguetas sobre cimiento corrido o pilastras

mayores fuerza de inercia y viceversa. Las estructuras de madera son en general más livianas que las construidas con ladrillo, concreto, acero, lo que resulta en una ventaja para resistir efectos sísmicos.

**Flexibilidad.**– La naturaleza tubular y fibrosa de su constitución anatómica le permite absorber energía de deformación que redunda en una mayor flexibilidad, retardando las fallas o roturas y permitiendo un comportamiento más dúctil, sobre todo cuando ensamblada para formar componentes estructurales está sometida a esfuerzos de comprensión perpendicular a las fibras.

**Amortiguamiento.**– La mayor disipación de energía de que es capaz una construcción con madera resulta en menores efectos sísmicos.

**Ductilidad.**– Aún cuando se presenten terremotos muy intensos, las características de absorción de energía le permiten mostrar un comportamiento dúctil, absorbiendo sin fallar efectos mayores a los previstos. Esta propiedad es muy ventajosa para asegurar el menor daño a los ocupantes de una edificación en esas circunstancias.

## 6.5.2 Principios Generales de Diseño

Buen criterio de diseño, materiales apropiados y una construcción segura son los aspectos que deben tomarse en cuenta en cualquier tipo de edificación para garantizar un buen comportamiento sísmico.

Adicionalmente a los conceptos generales tradicionales que se toman en cuenta para diseñar estructuras antisísmicas, es conveniente considerar algunos aspectos más directamente relacionados con construcciones a base de madera:

1. La respuesta de estructuras en sismos pasados sugiere que es muy importante fijar todos los elementos entre sí a través de soleras de amarre, riostras, travesaños, etc. que incluyan a los componentes portantes como a los no portantes. Esto es particularmente aplicable en los sistemas tipo entramado, que están formados por muchas piezas de madera de poca sección y longitud donde la unidad estructural se basa en el éxito del proceso de fabricación y de los mecanismos de unión.

2. Es recomendable proveer flexibilidad en las uniones, que es posible obtener mediante el uso de clavos o pernos como elementos de unión. Desde este punto de vista las uniones encoladas no son recomendables entre elementos sometidos a cargas cíclicas debidas a la vibración sísmica.

3. Prestar especial atención a la forma de fijación de chimeneas de ladrillo, parapetos, cornisas, balcones e inclusive tanques de agua en el techo, pues salvo que se tomen las debidas precauciones pueden resultar muy peligrosos para los usuarios o transeúntes si llegaran a desprenderse de su posición original.

4. En casos de muros cortafuego o paredes medianeras hechas de mampostería, es importante que éstos satisfagan las especificaciones para cargas sísmicas de los códigos locales para resistir adecuadamente el corte horizontal que se presenta.

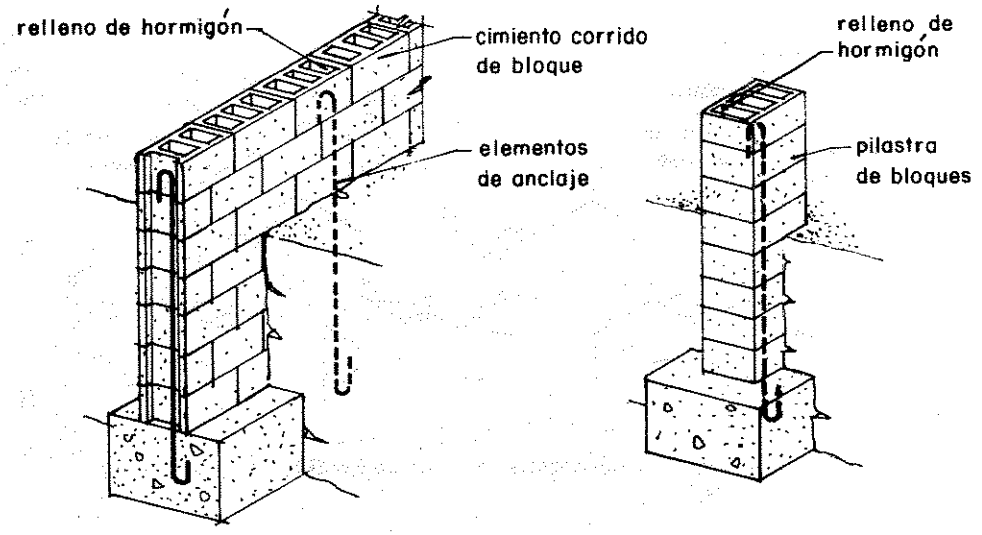



Figura 6.37 Recomendación de anclaje en cimentación a base de bloques de concreto

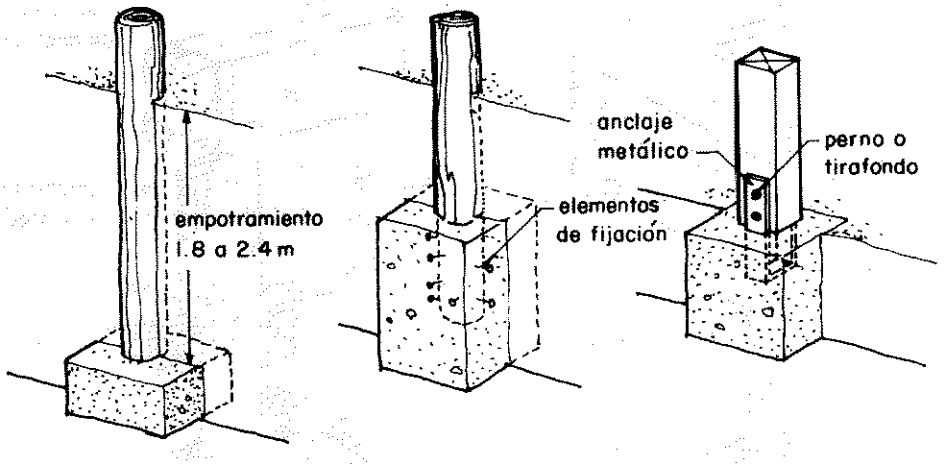



Figura 6.38 Recomendación de anclaje de pilotes de madera

### 6.5.4 Pisos Elevados

La estructura o plataforma que constituye un piso elevado debe estar anclada a la solera de zócalo que a su vez debe estar fijada a la cimentación. Las soluciones más comunes se logran con pletinas metálicas unidas con clavos, que se ubican coincidiendo con la ubicación de los pie-derechos y que se fijan a la solera de zócalo tal como muestra la Fig. 6.39 a y b.

En los casos que se use losas de piso combinadas con cimentación corrida, las pletinas deben estar embebidas en el concreto y pueden extenderse en altura, hasta que consigan la suficiente área de contacto con el pie-derecho, garantizando de este modo su comportamiento como muro de corte.

Otro método eficiente para unir las paredes exteriores a los pisos elevados, consiste en extender el revestimiento exterior de los pie-derechos al friso y a la solera de zócalo, de modo tal, que conforme una unidad (Fig. 6.40).

### 6.5.5 Muros y Tabiques

La estructura de una edificación cumple la doble función de resistir las cargas verticales y los empujes laterales ocasionados por vientos o solicitaciones sísmicas. Por esta razón el tipo de ensamblaje del entramado de madera y los métodos de unión, resultan ser factores significativos para su buen comportamiento.

Los muros deben tener adecuada resistencia para resistir las fuerzas sísmicas y suficiente rigidez para mantener las deformaciones laterales dentro de rangos aceptables. Las distintas alternativas de revestimiento y arriostramiento proveen distintos niveles de capacidad siendo necesario verificar si ésta es adecuada. Los tableros especialmente rigidizan convenientemente los muros (Fig. 6.41).

En el capítulo 10 de la Sección III se describen los requisitos de resistencia y rigidez de muros de corte y diafragmas así como las características estructurales de diferentes tipos de revestimientos para resistir cargas horizontales.

Cada vez que dos o más paneles se encuentran en una esquina, la buena práctica constructiva recomienda rigidizarlos con riostras diagonales. En zonas de gran sismicidad es conveniente arriostrar ambos lados de la esquina, pero por lo general es suficiente hacerlo en uno de ellos. Las riostras diagonales, por lo general de 25 mm de espesor, deben ser de una sola pieza y tener una inclinación de 30º a 60º, de ser posible deben encajar en los pie-derechos y soleras entre 25 y 30 mm.

Cuando el entrepiso o techo no aportan rigidez adecuada a los muros, resulta igualmente conveniente rigidizar horizontalmente las esquinas en los muros periféricos. Una forma de hacerlo es utilizando una riostra horizontal encajada 30 mm en la solera de amarre de cada una de las paredes que forman la esquina, a una distancia que puede variar entre 1.2 y 1.8 m de la misma y unida a la solera con 1 perno o 2 clavos. (Fig. 6.42).

En el caso del sistema de poste y viga, es aún más importante que ambos elementos estén debidamente rigidizados en cada unión. Las columnas deberán tener algún anclaje metálico fijado a la losa de piso o cimentación, o al entrepiso, estando unidas por lo general mediante pernos, tal como lo muestra la Fig. 6.43.

Las conexiones entre vigas y columnas deben estar debidamente conectadas, pudiéndose utilizar cartelas metálicas o de madera para rigidizar las uniones.

Las cartelas metálicas están generalmente unidas mediante pernos, en cambio las de madera o tablero contrachapado, se unen más fácilmente con clavos. El tamaño y espesor de las cartelas dependen de los esfuerzos que deban resistir y del espaciamiento de los elementos de unión.

Un método alternativo consiste en colocar ménsulas de madera sólida que se empernan a la madera y de este modo aumentan el área de apoyo de las vigas y dan continuidad a la unión (Fig. 6.44).

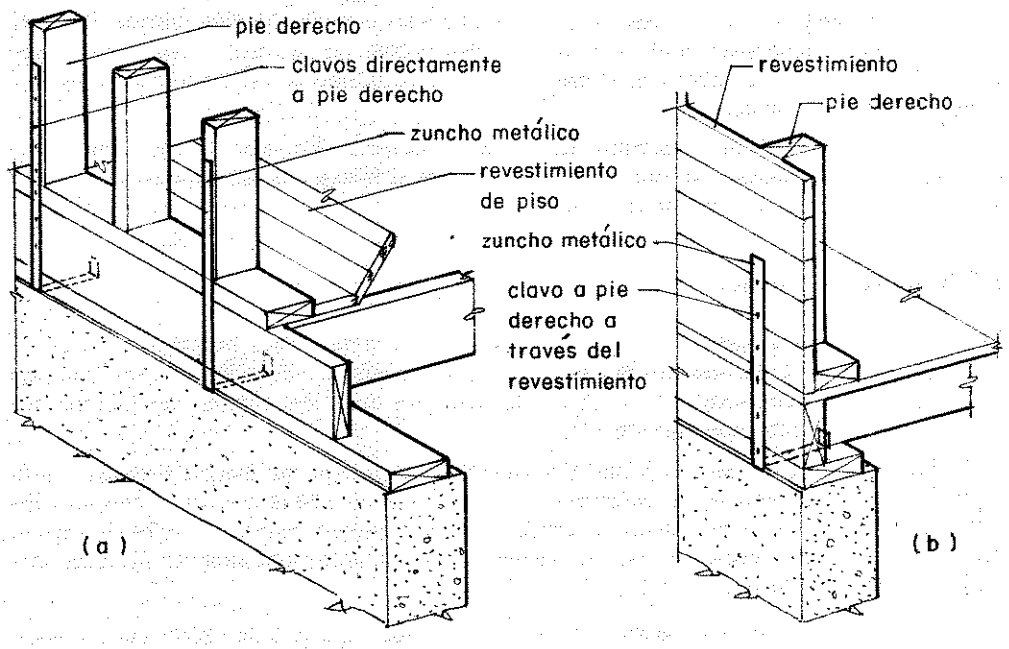



Figura 6.39 Unión de cimentación, piso elevado a) pletinas clavadas directamente a pie derechos b) pletinas clavadas a pie derechos a través del revestimiento

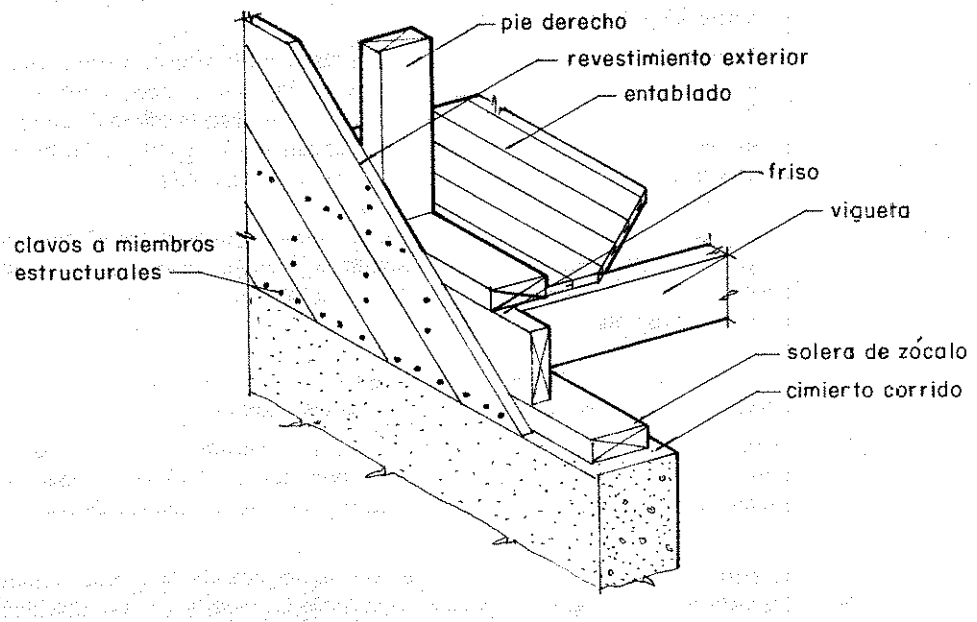



Figura 6.40 Unión de piso elevado con pared exterior

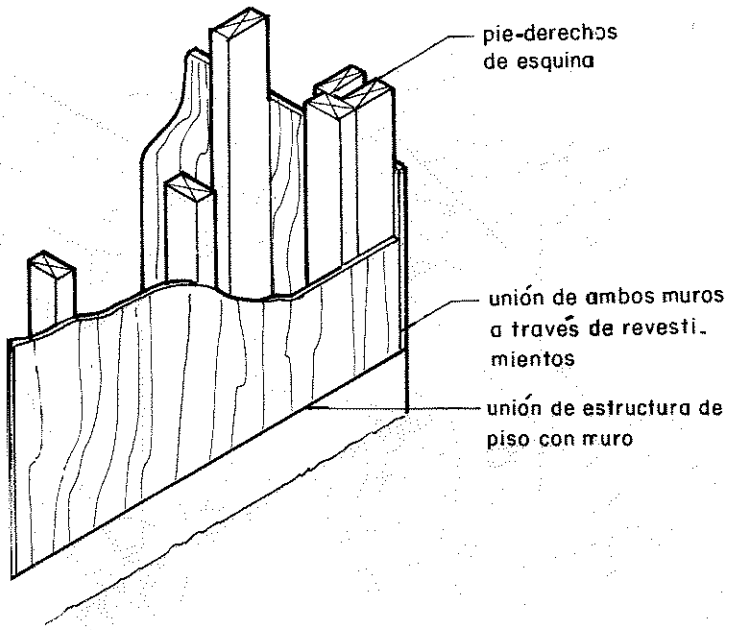



Figura 6.41 Aplicación de revestimiento en muros exteriores

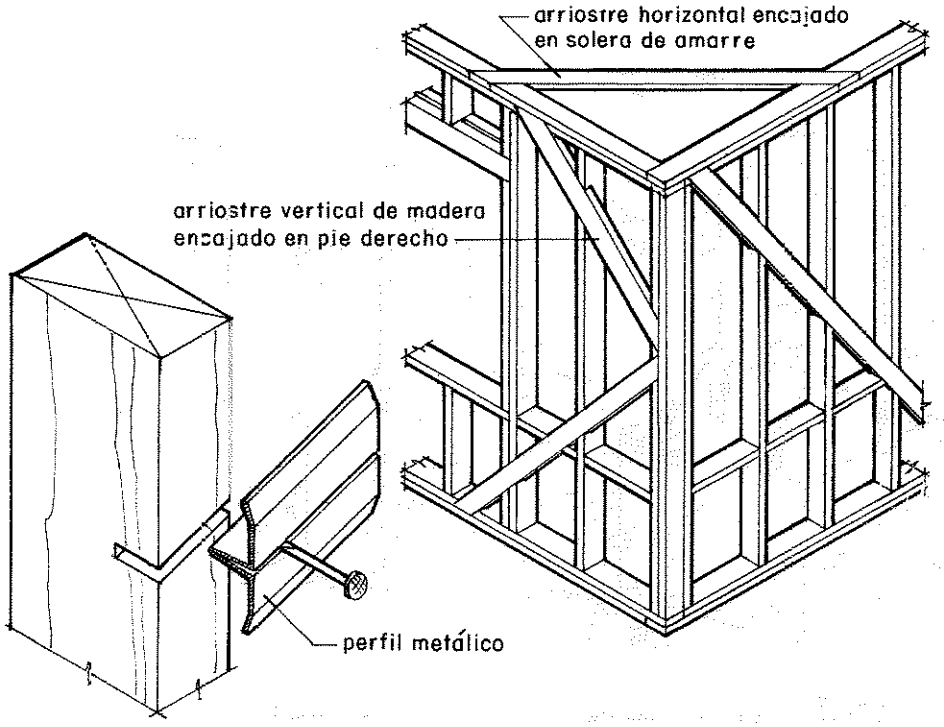



Figura 6.42 Arriostramiento vertical y horizontal en sistema entramado

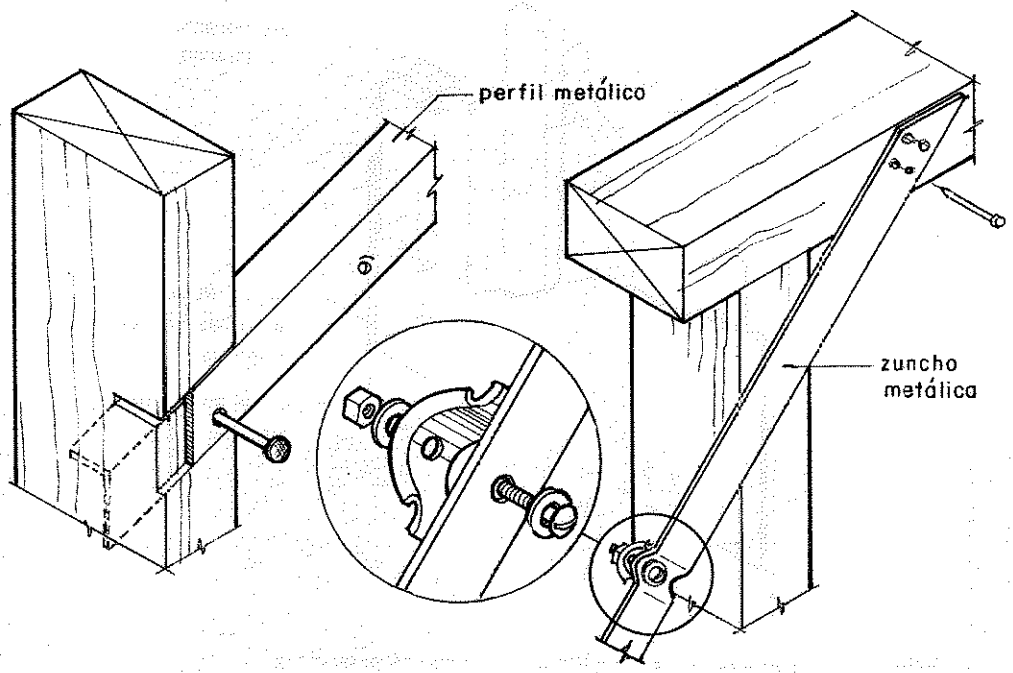



Figura 6.42 Arriostramiento vertical y horizontal en sistema entramado (cont.)

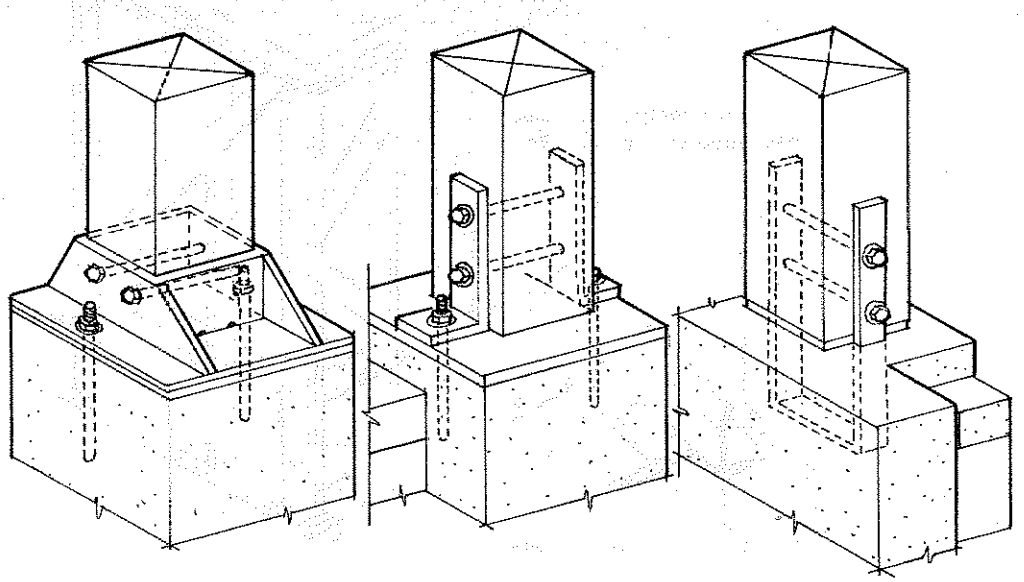


Figura 6.43 Metodos típicos de anclaje de columnas

### 6.5.6 Techos

En zonas de alta sismicidad puede ser conveniente reforzar la unión entre el techo y los pie-derechos de los muros con la finalidad de impedir posibles separaciones originadas por las fuerzas verticales provenientes de las aceleraciones sísmicas de igual dirección. Esto se logra colocando pletinas metálicas delgadas o zunchos que unan pie-derechos con la cuerda superior o inferior, después de que ambos elementos estén unidos entre sí y a la solera superior mediante clavos (Fig. 6.45).

Otra forma más eficiente para reforzar la unión del techo con el muro es a través de anclajes metálicos que además de absorber la fuerza vertical controlen el desplazamiento lateral. Estos anclajes pueden recibir uno o dos miembros y en ambos casos garantizar un buen clavado a la solera de amarre y al canto del pie derecho. (Fig. 6.46).

Existe otra alternativa de anclaje metálico para la unión de techo y muro que puede ser usada de dos formas dependiendo de la ubicación del pie-derecho en relación a la vigueta o el par (Fig. 6.47):

a) Cuando la vigueta (o cuerda inferior) coincide con el pie-derecho, el anclaje deberá colocarse antes de colocar el par o cuerda superior.

b) Cuando el par (o cuerda superior) coincide con el pie derecho, el anclaje puede ser colocado después de clavar los elementos de techo a la solera.

Una vez que cada uno de los elementos de techo está adecuadamente unido a las paredes es necesario arriostrarlos entre sí, para garantizar la estabilidad del conjunto evitando el volteo fuera del plano del elemento. La forma más sencilla es colocando riostras de 25 mm de espesor unidas tanto al canto superior de la cuerda inferior (o viguetas) como al canto inferior de la cuerda superior (o par) tal como se muestra en la Fig. 6.48.

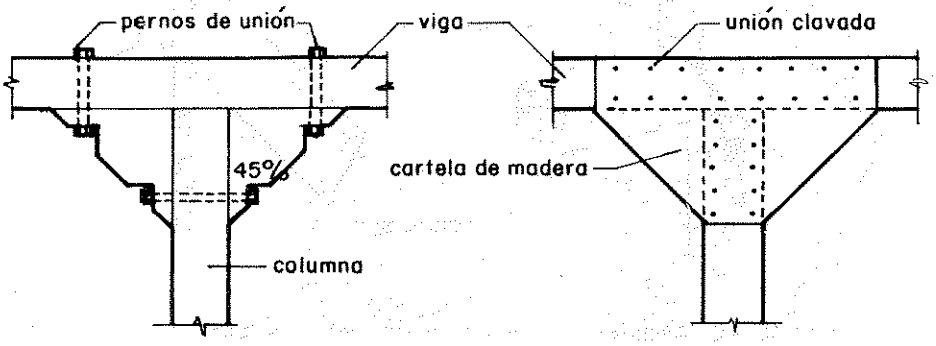



Figura 6.44 Detalles típicos de unión de postes y vigas

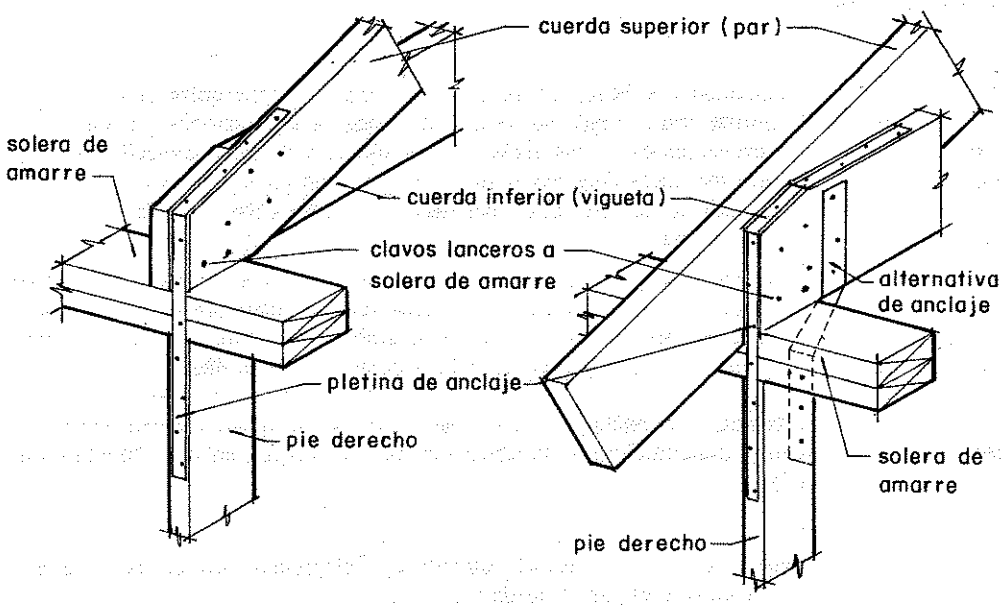



Figura 6.45 Anclaje de sistema de techo a muros

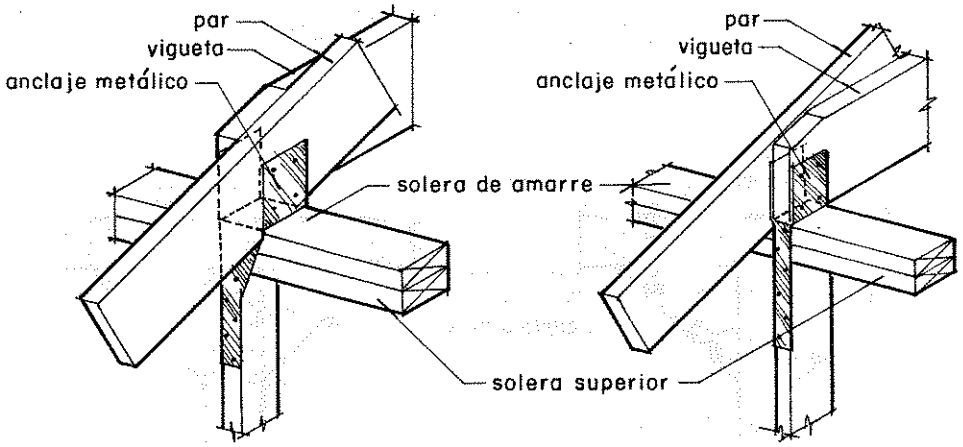



Figura 6.46 Anclajes tipo caja para elementos de techo simples y dobles

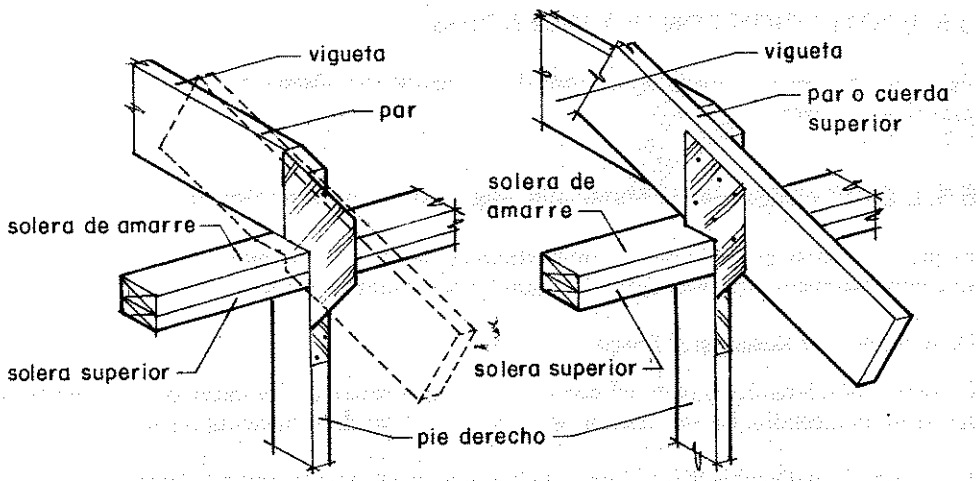
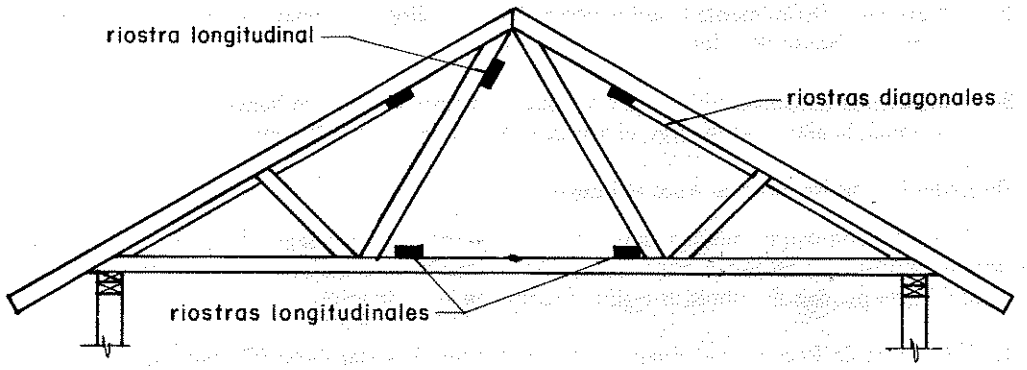



Figura 6.47 Anclajes tipo "L" para elementos simples de techo



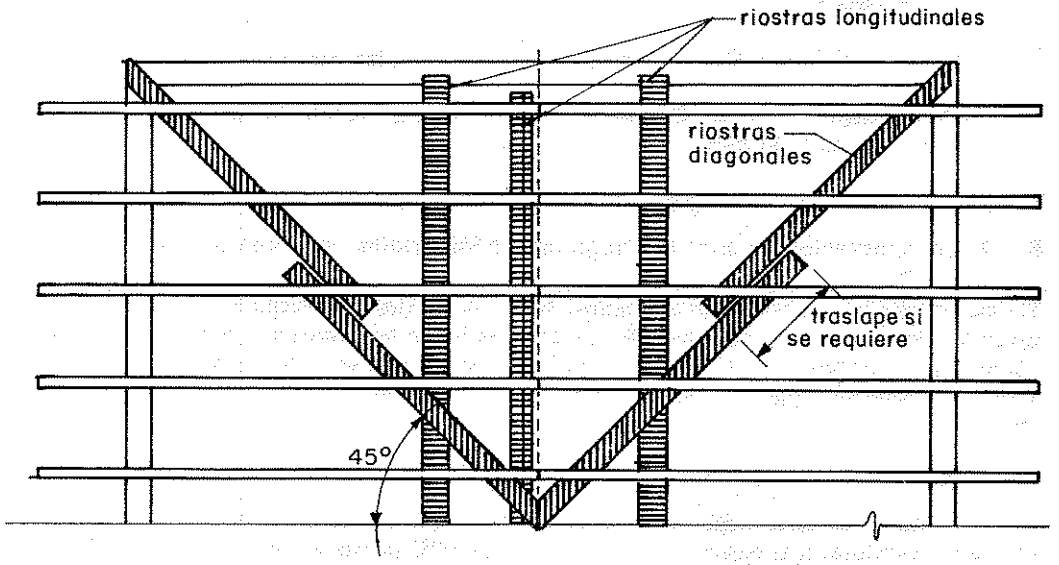




Figura 6.48 Sistema de arriostramiento de techos

## 6.6 PROTECCION CONTRA INCENDIOS

Este tipo de siniestro puede ser controlado mediante una adecuada política de prevención, previsión y control.

### 6.6.1 Clasificación de los Materiales según su Comportamiento

Es preciso aclarar que más que la combustibilidad relativa de los materiales, interesa conocer su comportamiento, que está definido según los siguientes criterios:

**De Acuerdo a su Reacción al Fuego**

Es decir considerando el material como un alimento capaz de favorecer la propagación del fuego en un incendio. En ese sentido, se pueden clasificar de la siguiente forma:

1. Materiales Combustibles: Son aquellos que pueden arder indefinidamente hasta consumirse, como son el papel, fibras vegetales, madera, paja, etc.

2. Materiales Difícilmente Combustibles: Son aquellos que dejan de arder cuando se les aparta la fuente de calor, como sucede con la lana pura.

3. Materiales Incombustibles: Son los que no llegan a arder con llama, como por ejemplo la arena, la grava, las piedras, el acero, el hormigón, el ladrillo, etc.

**De Acuerdo a su Resistencia Ante el Fuego**

Es decir el tiempo que pueden desempeñar su papel con toda seguridad, en una construcción sometida a un incendio. Esta resistencia se refiere a los materiales que en forma simple o combinada puedan desempeñar alguna función en la edificación.

1. Capaces de Contener el Fuego: Cuando pueden soportar durante 30 minutos temperaturas de hasta 850°C.

2. Resistentes al Fuego: Cuando resisten durante 2 horas temperaturas de hasta 1000°C.

3. Muy Resistentes al Fuego: Cuando se conservan en buen estado durante 4 horas a temperaturas de hasta 1125°C.

### 6.6.2 Comportamiento ante el Fuego de los Materiales de Construcción

Todos los materiales resisten el fuego dentro de ciertos límites de acuerdo a su forma, dimensiones y fabricación, pero cuando la temperatura es bastante elevada se queman, deforman, desintegran o funden. Por ello, el término incombustible sólo se aplica en sentido figurado a aquellos materiales que no arden ni sufren combustión dentro de ciertos límites de temperatura.

**El Ladrillo**

Este material no se daña mayormente a temperaturas que oscilan entre 800°C y 1,000°C, pero a temperaturas más elevadas de 1,000°C y 1,300°C se raja a causa de sus dilataciones desiguales.

**El Acero**

Sufre dilataciones importantes a partir de los 270°C y una vez que llega a temperaturas de 500°C a 715°C, la resistencia del acero disminuye en un 50 por ciento, pudiendo encontrar el punto crítico de ruptura bajo la acción de las cargas de trabajo.

**El Hormigón**

Según los agregados que se utilicen, se funde entre los 1,093°C y 1,371°C, pero empieza a cuartearse a partir de los 155°C y a los 538°C pierde la mayor parte de su resistencia a la compresión.

**El Asbesto Cemento**

Resiste temperaturas elevadas por tener un bajo coeficiente de dilatación y no ser buen conductor del calor.

Este material empieza a sufrir modificaciones a partir de los 120°C pero mantiene su resistencia hasta temperaturas de 750°C.

**Morteros y Revoques**

Se comportan bien ante el fuego y son retardantes, en especial los de cal, yeso, arena o cemento. Sus rangos de resistencia se modifican entre 100°C y 300°C.

**La Madera**

La combustión se inicia al alcanzar una temperatura de ignición de 275°C. Esta circunstancia se ve favorecida debido a su alto contenido de gases, la mayor parte combustibles, que una vez combinados con el oxígeno, completan la reacción química que origina la combustión.

De acuerdo a su resistencia ante el fuego es conveniente anotar que la resistencia mecánica de la madera cuando se quema disminuye sólo en función de su destrucción progresiva, es decir, a menor dimensión de la pieza, menor resistencia.

Las grandes piezas de madera sufren una combustión lenta, debido a que su mala conductividad térmica impide expulsar rápidamente la mayor parte de sus gases combustibles, lo cual ocasiona una carbonización superficial. Esta capa de carbón a su vez, empieza a actuar como aislante que protege térmicamente las capas interiores, retardando aun más su destrucción.

Hay algunos factores que influyen en el comportamiento de la madera ante el fuego:

a. El contenido de humedad alto dificulta el proceso de combustión porque el vapor resultante baja la temperatura del área en combustión, reduce la cantidad de oxígeno y retarda el momento de ignición.

b. El peso específico bajo facilita la ignición debido a la menor cantidad de masa expuesta. Entre dos piezas de madera con iguales dimensiones, se consumirá en más tiempo aquella de mayor peso específico.

c. Las secciones grandes se deterioran gradualmente formando una capa de carbón que dificulta la transmisión de calor y obstaculiza la liberación de gases inflamables del material aún no afectado. Se considera que el índice de carbonización promedio para una madera de 480 kg/m$^3$ de peso específico, es de 3.6 cm/hora (10) (Secc. 6.6.4.3).

d. La forma de exposición ante el fuego puede facilitar una mayor o menor propagación de la llama. Así por ejemplo, en un cielo raso de celosía, la llama se propaga más rápido que en un cielo raso de superficie lisa hecho con tableros de madera.

### 6.6.3 Sistemas de Prevención

Son los recursos que se preparan y disponen en forma anticipada a la aparición de un incendio para reducir la posibilidad de que éste ocurra. Son también llamados recursos indirectos y están dirigidos en muchos casos a contrarrestar la posible negligencia a los ocupantes de una edificación a base de madera. Se basan en dos criterios: examinación de las fuentes de incendio y aplicación de tratamientos retardadores de fuego.

#### 6.6.3.1 Fuentes de Incendio

Como fuentes de incendio se denominan aquellas que pueden ser la causa de la aparición de un incendio. Las más importantes son: las fuentes de calor e iluminación, las instalaciones eléctricas y los materiales inflamables.

**Fuentes de Calor e Iluminación**

Están consideradas como las causas más frecuentes para iniciar y propagar el fuego en una edificación. Las fuentes de calor son: las cocinas, las chimeneas y los calefactores, y las de iluminación: las velas, lámparas y mecheros.

Es indudable que la presencia o ausencia en la edificación, de dichas fuentes de incendio no dependen principalmente del diseñador, sino del usuario, pero es conveniente analizar de un modo anticipado los siguientes aspectos:

1. Identificación del usuario: es importante tomar en cuenta sus características socioculturales y el grado de familiarización con las viviendas de madera de los futuros ocupantes de la edificación, pues de ser el caso, es obligación del diseñador considerar medidas preventivas que contrarresten posibles negligencias en el uso y mantenimiento de las edificaciones.

2. Acciones de capacitación: sería recomendable proporcionar a los futuros usuarios instrucciones de uso y mantenimiento de las edificaciones, especialmente en lo relativo al empleo de los artefactos de iluminación y cocina y a la utilización de materiales inflamables, ya que la negligencia en su uso representa la principal causa de incendios no provocados en viviendas.

**Instalaciones Eléctricas**

Las medidas de precaución en este aspecto están dirigidas a controlar la aparición de cortocircuitos y a reducir en el caso que esto fracase, los riesgos de un incendio en la edificación.

Una práctica común es usar tuberías portadoras de conductores, debido a las ventajas que presentan como guía de recorrido y como elemento de protección y aislamiento de los conductores.

En el caso de los fusibles de seguridad, nunca deben tener una capacidad de carga mayor que la de los propios conductores, siendo recomendable que sea menor o en el peor de los casos igual.

Asimismo una solución eficiente consiste en distanciar el conductor positivo del negativo, de tal manera que sea imposible la unión de los mismos, evitando de esta manera un cortocircuito.

Finalmente es aconsejable por razones de seguridad y por facilidad de mantenimiento, que las instalaciones eléctricas de una edificación sean diseñadas no sólo en función de la capacidad de consumo, sino también con un criterio de agrupación por áreas y tipos de uso, de tal manera que no se sobrecarguen los circuitos ni tampoco se afecten entre ellos.

En construcciones con madera se recomienda que las instalaciones eléctricas sean fácilmente accesibles para permitir el mantenimiento y control periódicos.

**Materiales Inflamables**

Este aspecto está directamente relacionado con los materiales de bajo punto de ignición, que muchas veces son los verdaderos propagadores de un incendio y los causantes de la mayor parte de las pérdidas de vida debido a la alta toxicidad de sus componentes, que provocan la muerte por sofocación o asfixia.

En este sentido es muy importante realizar una adecuada selección del tipo de acabados interiores, especialmente por la gran popularidad de materiales sintéticos, como cloruro de polivinilo y otros que se usan en muebles, alfombras, cortinas de baño y otros artículos que cuando arden despiden gran cantidad de humo y sobre todo gases químicos, tóxicos y/o letales.

### 6.6.3.2 Tratamientos Retardadores del Fuego

Los materiales retardadores del fuego, también llamados ignífugos, como su nombre lo indica, reducen el grado de combustibilidad de la madera y la velocidad de propagación de la llama, dando tiempo a evacuar personas y/o mobiliario así como a la intervención de los bomberos. Hay dos métodos disponibles usando retardadores de fuego químicos. Uno consiste en la aplicación de revestimientos de pintura con productos químicos retardantes del fuego. El segundo método consiste en impregnar la madera con sales solubles usando procesos de presión al vacío, como los que se usan en la industria preservadora de la madera.

**Método de Recubrimiento**

Es el principal método de protección para edificaciones ya construidas. Consiste en aplicar una capa de retardante en la superficie de la madera, de tal forma que una vez en contacto con el fuego, el material alcance más lentamente la temperatura de ignición.

Las pinturas retardadoras del fuego generalmente se basan en silicatos solubles en agua, resinas de úrea, carbohidratos, aloginatos, emulsiones polivinílicas, etc.

Por otro lado, mientras que las pinturas oleosolubles utilizan parafinas clarificadas y alcalinas más trióxido de antimonio, las hidrosolubles obtienen características ignífugas mediante el uso de fosfato de amonio o borato de sodio. Estos componentes permiten ser recubiertos con pinturas convencionales que permiten mejorar la duración de los retardantes.

Estos revestimientos de pintura pueden disminuir la velocidad de propagación de la llama en el material tratado.

Debido a las características orgánicas de algunos de los ingredientes, ante la presencia de calor se hinchan, hasta formar y expandir una película protectora que aisla la superficie de la acción del fuego.

Estos revestimientos cuando son aplicados correctamente a la madera o productos a base de madera, pueden reducir hasta en un 75 por ciento las posibilidades de propagación de la llama.

Para obtener estos resultados es necesario aplicar dichos retardantes en mayores espesores, con un rendimiento por galón de 10 a 17 $m^2$ (una pintura convencional rinde 24 a 30 $m^2$/galón).

**Método de Impregnación**

Mediante este tratamiento se pretende que la madera no arda fácilmente cuando es sometida a la acción de las llamas o de calor intenso, produciéndose por lo general, una carbonización sin llama, que evita la propagación del fuego al resto de la edificación.

El tratamiento también reduce la cantidad de calor que puede desprenderse durante la combustión, lo que permite que la llama se extinga cuando es retirada la fuente de calor.

Las sales usadas en las fórmulas retardadoras de fuego son en general las mismas que se conocen hace más de 50 años y son fosfato monoamónico y diamónico, sulfato de amonio, cloruro de zinc, tetraborato de sodio y ácido bórico. (Fig. 6.49).

Los tratamientos de impregnación que se emplean son los mismos que se utilizan en la preservación contra insectos y hongos, con presiones aplicadas que varían entre los 18 kg/$cm^2$ a los 70 kg/$cm^2$. Para que la conservación de las sales retardadoras sea efectiva, debe impregnarse de 40 a 80 kg de sal seca por metro cúbico de madera (10). El tratamiento aumenta el peso de la madera en 15 o 20 por ciento según la cantidad de sales que se utilice.

Algunos códigos de construcción de otros países (10,18), aceptan aumentar las áreas y alturas admisibles de una edificación, cuando los materiales de construcción usados, hayan sido sometidos a tratamientos retardantes de fuego, debido a que se considera hasta en un 75 por ciento la disminución del riesgo de propagación del fuego.

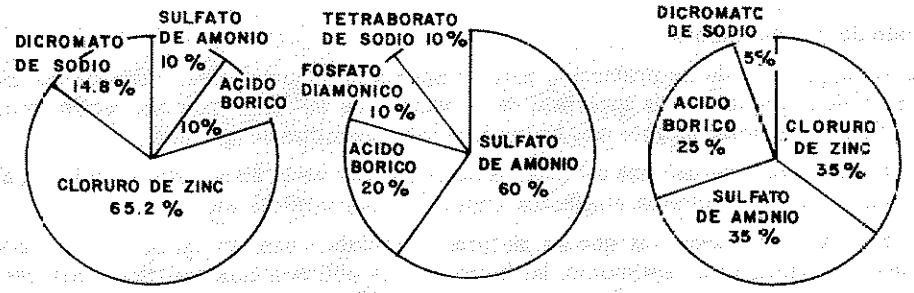



Figura 6.49 Fórmulas de retardadores del fuego

### 6.6.4 Sistemas de Previsión y Control

Considerando que los sistemas de prevención no son perfectos, es conveniente diseñar sistemas de control que impidan la propagación del fuego en la eventualidad de que se produzca un incendio. De este modo reducen el riesgo de pérdidas de vidas de los ocupantes y evitan la destrucción de la edificación y de su contenido. Se basan principalmente en aspectos de diseño arquitectónico, detección y confinamiento del fuego.

#### 6.6.4.1 Criterios de Zonificación

Se refieren principalmente a dos aspectos: la distribución arquitectónica considerando las posibles fuentes de incendio y las medidas de seguridad en términos de evacuación de los ocupantes y enseres de la edificación.

**Distribución Arquitectónica**

Se recomienda considerar pautas de diseño que prevean la ubicación de las posibles fuentes de incendio en relación al resto de la edificación y al mismo tiempo faciliten el acceso a la zona del incendio en el momento en que éste deba ser sofocado. Los más importantes son:

1. Aislamiento por ubicación: evitando la ubicación de las fuentes de calor (cocina, calderas, etc.) en zonas estratégicas o de gran área de influencia, para evitar una rápida propagación al resto de la edificación. Lo recomendable es zonificar adecuadamente las funciones arquitectónicas considerando el aspecto de seguridad.

2. Aislamiento por orientación: es decir tomando en consideración los factores climáticos y en especial el problema de los vientos, de modo tal, que su dirección predominante nunca se convierta en un elemento favorable para la propagación del fuego.

3. Accesibilidad: es necesario prever rápido y directo acceso a los posibles lugares donde el incendio puede originarse, para facilitar la labor de los equipos de auxilio o de bomberos, pues pasados los primeros 10 o 15 minutos la experiencia indica que puede resultar infructuoso cualquier intento de sofocación.

**Requisitos de Circulación y Escape**

Tienen por objeto proporcionar a los ocupantes de una edificación las facilidades para una evacuación rápida desde un lugar inseguro a otro de mayor seguridad, ubicado en calles o grandes espacios abiertos. Las regulaciones se establecen en los códigos locales de construcción de cada país.

Para cumplir con dichos requisitos es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

1. Número de Salidas

   Se entiende que a mayor cantidad de personas, se necesita mayor cantidad de salidas para asegurar que los ocupantes sean capaces de evacuar la edificación sin peligro alguno. Para pequeñas edificaciones de 1 o 2 pisos se requiere 1 salida aunque es conveniente contar con 2. Para edificaciones de mayor altura se requiere mínimo 2 salidas por piso.

2. Distancias Máximas de Recorrido:

   El diseño arquitectónico debe prever una máxima distancia de recorrido para acceder a los puestos de escape. Esta distancia varía en función del área por piso pero en general las distancias oscilan entre los 25 mts. como mínimo y 45 mts. como máximo, si es que la edificación está provista de irrigadores automáticos.

3. Ubicación de Salidas:

   Es importante que las salidas y corredores de escape no estén ubicados cerca de las posibles fuentes de incendio, ni tampoco de los lugares de almacenamiento de materiales combustibles, pues de ser así, corren el riesgo de ser bloqueadas por el fuego.

   Asimismo es necesario cuando existan más de dos salidas por piso, éstas se ubiquen tan lejos como sea posible, para que puedan aprovecharse al máximo las respectivas áreas de influencia.

4. Señalización de Salidas de Emergencia:

   La mayoría de personas que ocupan una edificación, harán la evacuación por la misma puerta que ingresaron, es decir la principal, a menos que se sepa que hay salidas de emergencia.

   En ese sentido se debe proveer letreros (color y tamaño) y el tipo de iluminación, para que sean fácilmente visibles y no deberán colocarse ningún tipo de obstrucciones ya sean permanentes o movibles que dificulten la rápida evacuación de las personas o enseres. Asimismo, deberá indicarse a través de letreros las puertas, pasadizos o escaleras que puedan ser motivo de confusión en una evacuación de emergencia.

5. Escaleras de Escape:

   Es imprescindible que las edificaciones en altura cuenten con escaleras exteriores de escape, construidas con materiales resistentes al fuego y sobre todo de bajo índice de conductibilidad térmica de tal manera que a pesar del calor, puedan ser transitables en todo momento.

### 6.6.4.2 Sistemas de Ventilación

La mayoría de las personas que mueren en un incendio no son víctimas de las llamas, sino de la falta de oxígeno, del exceso de calor y principalmente de inhalación de humo y de gases tóxicos. Adicionalmente la presencia de humo impide la evacuación de personas y enseres del local afectado debido a la falta de visibilidad, dificultando así la labor de extinción del incendio de parte del personal que intenta hacerlo.

Como es sabido, el humo es una masa gaseosa que se desprende de una combustión incompleta, que está compuesta principalmente de vapor de agua y que traslada una cantidad de residuos incombustibles en forma de partículas, que son las que le dan su verdadero color y apariencia. Debido a su baja densidad tiende a elevarse y de no existir forma de ser evacuado, se concentra y permanece en la parte superior de los techos.

Considerando lo analizado, se deduce que un buen sistema de ventilación debe considerar los medios mecánicos o automáticos necesarios para eliminar el humo acumulado en la parte superior de los ambientes sin que esto signifique la creación de corrientes de aire que ayuden a propagar el fuego. En todos los locales arquitectónicos es posible diseñar la ubicación, el área y número de ventanas o salidas de humo necesarias, ya sea en el techo o en la

parte superior de los muros, controlando según sea el caso el desplazamiento del humo con sólo instalar barreras físicas que interrumpan el posible recorrido del mismo siempre y cuando además, esté siendo simultáneamente evacuado. (Fig. 6.50).

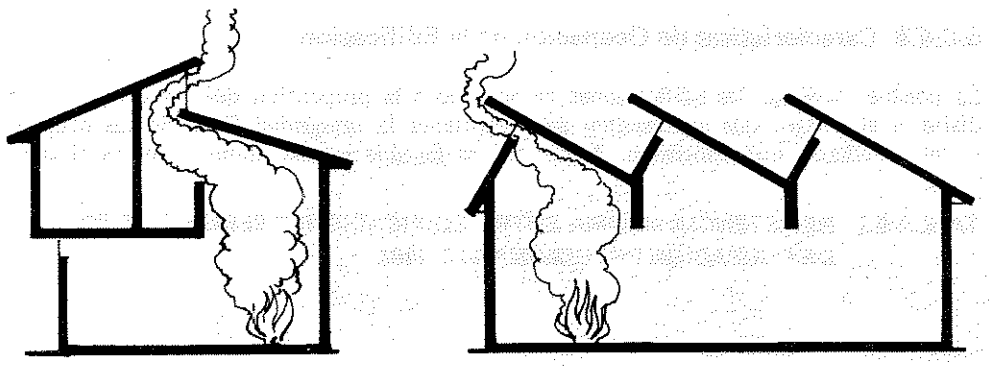


Figura 6.50 Recomendaciones de sistemas de ventilación

### 6.6.4.3 Dimensionamiento de Piezas Resistentes al Fuego

La madera utilizada en grandes dimensiones tiene un buen comportamiento ante la acción de la llama, pues conforme se quema la pieza se produce carbón alrededor de ella, que protege y retarda el proceso de combustión.

De acuerdo al procedimiento de ensayo E119 de la ASTM (10), el promedio de penetración de la llama para madera de 480 kg/m$^3$ de peso específico al 7 por ciento de contenido de humedad es de 37.5 mm/hora, siendo su comportamiento el siguiente: la ignición toma aproximadamente 2 minutos y luego la combustión continúa a un promedio de 0.83 mm/min. en los siguientes 8 minutos. Posteriormente la capa de carbón empieza a actuar como aislante y retarda la combustión a 0.63 mm/min. manteniéndose constante, lo cual arroja un promedio de 37.5 mm/hora.

Asimismo es posible determinar el efecto de reducción de sección en las aristas de una pieza con la fórmula (20) expresada en la Fig. 6.51

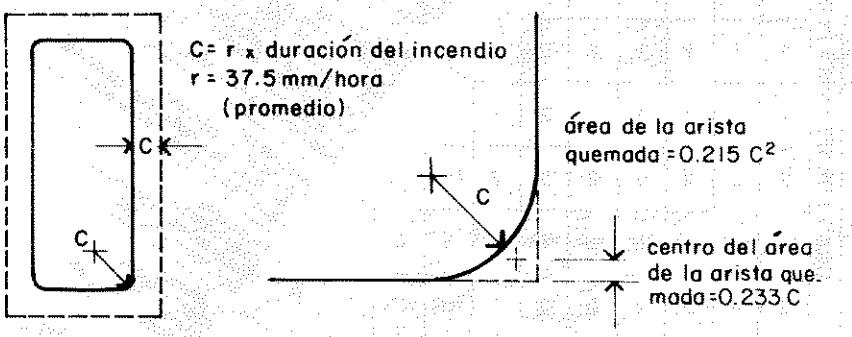


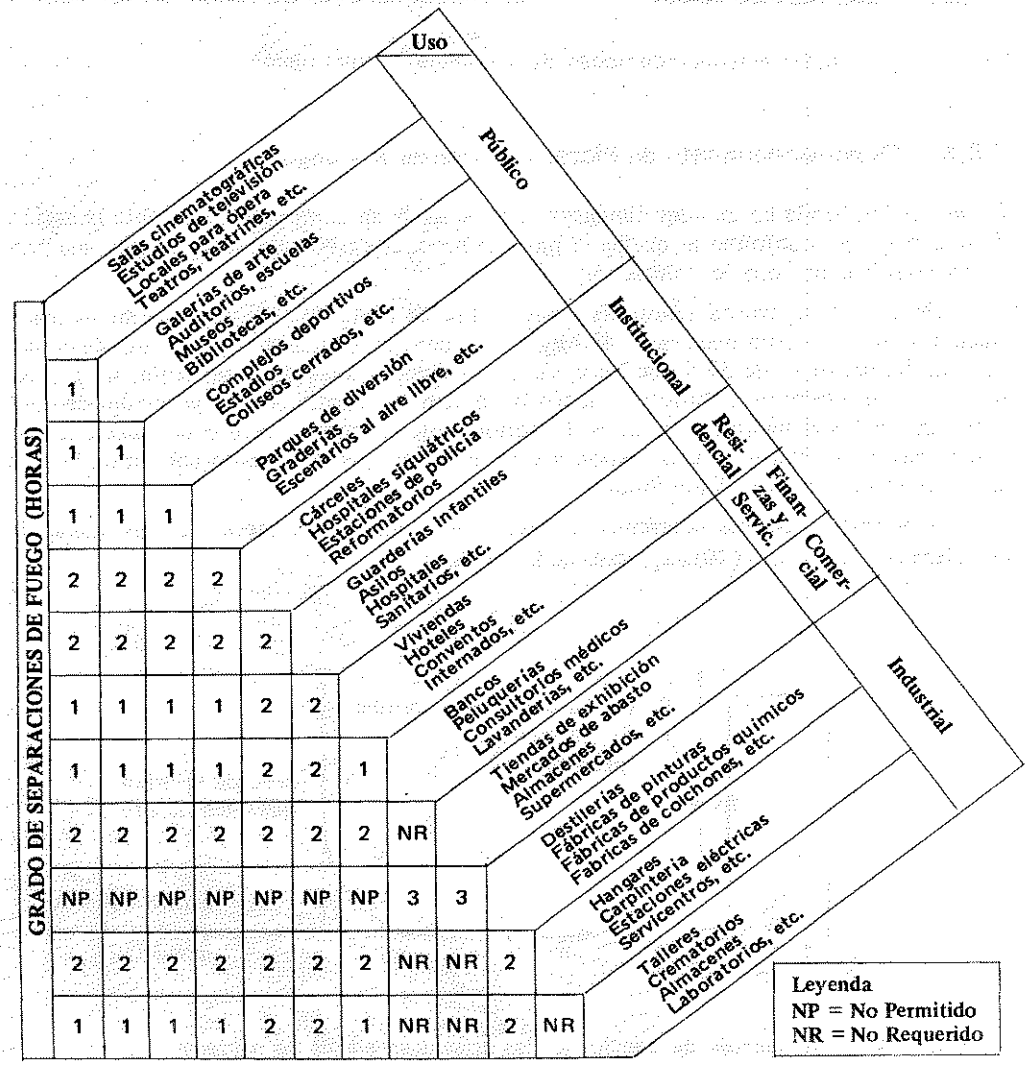

Figura 6.51 Reducción de sección en las aristas de piezas de madera

De este modo es posible sobredimensionar una pieza de madera con la finalidad que resista un tiempo determinado el efecto del fuego sin menoscabo de su capacidad estructural.

### 6.6.4.4 Características de Ocupación de la Edificación

Es posible clasificar las edificaciones de acuerdo a la propensión que tengan para incendiarse o al peligro que representen para mantener la integridad física de sus ocupantes y del mobiliario que contienen. Asimismo, es factible regular como lo indica el cuadro

**TABLA 6.2 RESISTENCIA MINIMA ENTRE EDIFICACIONES SEGUN EL TIPO DE OCUPACION PREDOMINANTE (18)**



extraido del Reglamento Nacional de Construcciones del Canadá (18) el tiempo mínimo de resistencia que deben tener los muros de separación de una edificación que tiene características de ocupación arquitectónica diferente a la de la edificación vecina.

Es por estas razones que se incluye a manera de referencia la Tabla 6.2 que regula la compatibilidad de diferentes funciones arquitectónicas con la finalidad de reducir las consecuencias de un incendio y su propagación al resto de edificaciones.

### 6.6.4.5 Separación Física o Constructiva

Consiste en lograr una discontinuidad física entre elementos, componentes o edificaciones, a través de barreras físicas tales como cortafuegos, aislantes, muros de separación, etc. Existen tres formas de separación física o barrera:

**Barreras entre Elemento o Componentes**

Más conocidos como cortafuegos, son utilizados mayormente en construcción de viviendas del tipo ligeras o de entramado. Tienen por función bloquear las corrientes de aire entre espacios ocultos, delimitando compartimientos estancos y controlando de esta manera la propagación de la llama y el humo entre ellos.

Algunas regulaciones al respecto (18,21) exigen que se incluya cortafuegos entre piederechos (espaciados generalmente cada 60 cm.) de tal manera que la máxima dimensión vertical no exceda de los 3 metros.

Los cortafuegos más utilizados son piezas de madera de 40 mm de espesor (2" de dimensión comercial), utilizándose igualmente tableros de asbesto-cemento, de yeso o cualquier otro material incombustible que presenten un punto de fusión por encima de los 760°C.

En la mayoría de los casos, los elementos cortafuego tienen la doble función de ser elementos estructurales y barreras contra el fuego, como en el caso de las soleras superior e inferior, travesaños, soportes interiores, arriostres, etc. (Fig. 6.52).

**Barreras entre Ambientes**

Una vez que el fuego se ha desarrollado en un ambiente, es necesario impedir que se propague al resto de la edificación, para lo cual es recomendable diseñar cada uno de los ambientes con paredes que tengan cierta resistencia al fuego, de forma tal que existan sectores aislados entre sí, que controlen la propagación de humo, los gases, el calor y la llama, confinando de este modo el incendio.

En una vivienda de 1 o 2 pisos de madera se recomienda una resistencia interior de 1/2 hora y sólo las paredes divisorias (en caso de viviendas pareadas) y las paredes exteriores (cuando el retiro no es suficiente) requieren de una resistencia mayor de 1 hora.

Las separaciones de fuego o barreras entre ambientes son los mismos cerramientos de las edificaciones construidas con materiales adecuados y cuyo principal requisito es que funcionen como un elemento continuo, aún en el caso que tengan más de un piso de altura (Fig. 6.53).

Es necesario tomar precauciones para que la pared resistente al fuego no colapse en caso que la estructura adyacente (no resistente) lo haga, como lo muestra el detalle de la Fig. 6.53 en el cual las viguetas se ubican paralelas a la pared divisoria sin comprometer la estabilidad estructural de la misma.

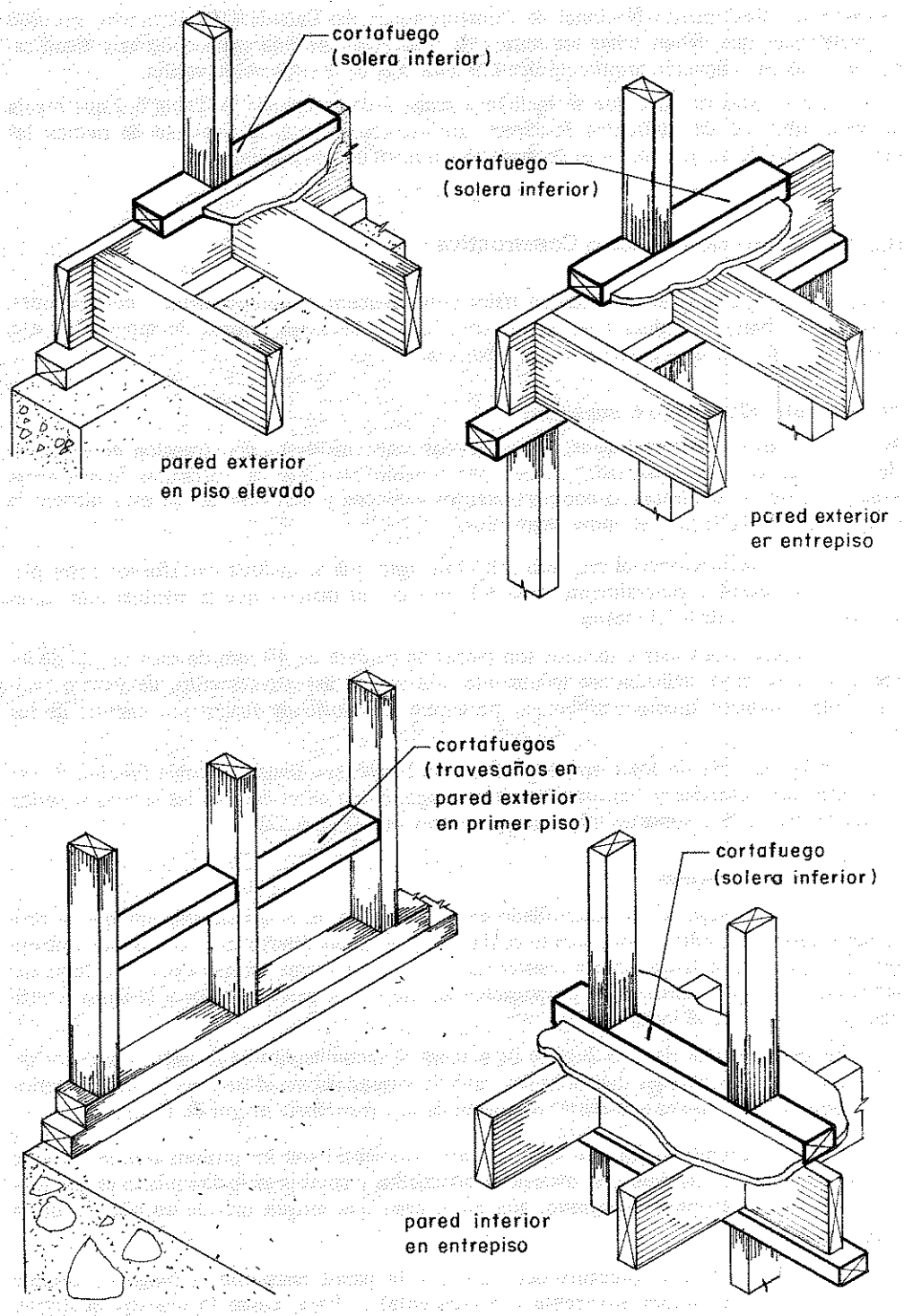



Figura 6.52 Utilización de cortafuegos de madera



Junta del Acuerdo de Cartagena

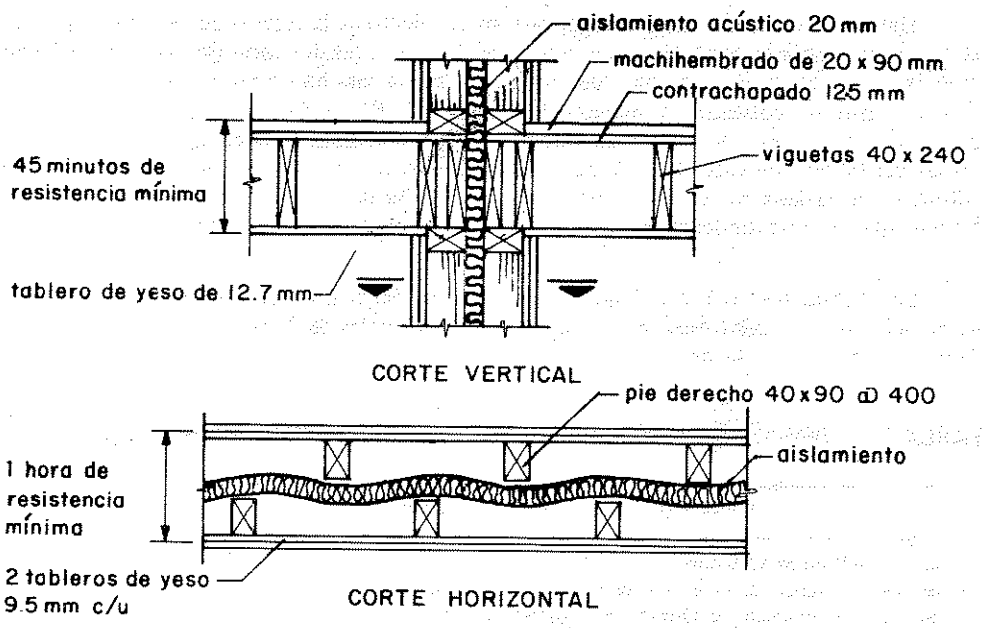



Figura 6.53 Paredes divisorias resistentes al fuego

Asimismo es necesario tomar en cuenta que los vanos (puertas o ventanas) ubicados en paredes resistentes al fuego deben tener una resistencia mínima para mantener la efectividad de la misma (18) tal como lo indica la Tabla 6.3.

**TABLA 6.3 RESISTENCIA DE PUERTAS Y/O VENTANAS (horas)**

| Resistencia de pared divisoria | Resistencia de la puerta y/o ventana |
|---|---|
| 3/4 | 3/4 |
| 1 | 3/4 |
| 1 1/2 | 1 |
| 2 | 1 1/2 |
| 3 | 2 |
| 4 | 3 |

La razón por la cual la resistencia exigida para puertas y ventanas es menor que para paredes, se basa en el hecho de que difícilmente se almacena cerca a un vano cualquier objeto o material que contribuya a una mayor combustibilidad y propagación de la llama.

Para calcular la resistencia al fuego de una estructura de muro, entrepiso o techo de madera o acero, se suma la resistencia relativa de cada uno de los materiales que la componen. El término de resistencia relativa se refiere a la contribución que cada material otorga para que la estructura tenga determinado comportamiento ante el fuego.

Hay que considerar sin embargo, que en el cálculo de la resistencia de un componente se toma en cuenta la contribución únicamente de una de las dos caras (la expuesta al fuego), pues la otra empezaría a actuar cuando ya la primera cara ha sido destruida y la estructura está a punto de colapsar. A manera de ejemplo, la Fig. 6.54 muestra un entramado de pared diseñado para que resista un mínimo de 1 hora. Esta resistencia se calcula sumando las del tablero de yeso de 15.9 mm (30 min), el entramado de madera (20 min) y la contribución de la lana mineral (15 min), la cual resulta de 65 min, es decir más de 1 hora. Nótese que el revestimiento no expuesto al fuego no ha sido considerado en el cálculo.

Las Tablas 6.4, 6.5 y 6.6 que se reproducen del N.B.C.C. (18) ofrecen los valores de resistencia con que contribuyen cada uno de los materiales de diferentes tipos de estructura de muros, entrepiso y techo.

**TABLA 6.4 TIEMPO ASIGNADO A TABLEROS DE REVESTIMIENTOS (18)**

| DESCRIPCION DEL TABLERO | TIEMPO (min.) |
|---|---|
| Tablero de fibra de 12.5 mm | 5 |
| Tablero contrachapado de 8 mm con pegamento fenólico | 5 |
| Tablero contrachapado de 11 mm con pegamento fenólico | 10 |
| Tablero contrachapado de 14 mm con pegamento fenólico | 15 |
| Tablero de yeso de 9.5 mm | 10 |
| Tablero de yeso de 12.7 mm | 15 |
| Tablero de yeso de 15.9 mm | 30 |
| Doble tablero de yeso de 9.5 mm | 25 |
| Tablero de yeso de 12.7 m y 9.5 mm | 35 |
| Doble tablero de yeso de 12.7 mm | 40 |
| Tablero de asbesto cemento de 4.5 mm y tablero de yeso de 9.5 mm | 40 (*) |
| Tablero de asbesto cemento de 4.5 mm y tablero de yeso de 12.7 mm | 50 (*) |

(*) Valores aplicados a muros solamente.

La Tabla 6.5 muestra los valores de resistencia al fuego de diversos revestimientos.

**TABLA 6.5 RESISTENCIA AL FUEGO DE REVESTIMIENTOS (18)**

| Material de Base | Espesor del Revoque (mm) | Revoque | |
|---|---|---|---|
| | | Arena y Cemento Portland | Arena y Yeso |
| Listones de madera | 13 | 5 min. | 20 min. |
| Tablero de fibra de 12.5 mm | 13 | —— | 20 min. |
| Tablero de yeso de 9.5 mm | 13 | —— | 35 min. |
| Tablero de yeso de 9.5 mm | 16 | —— | 40 min. |
| Tablero de yeso de 9.5 mm | 19 | —— | 50 min. |
| Malla expandida | 19 | 20 min. | 50 min. |
| Malla expandida | 23 | 25 min. | 60 min. |
| Malla expandida | 26 | 30 min. | 80 min. |

La siguiente tabla indica la contribución de resistencia asignada a entramados de acero o madera.

**TABLA 6.6 RESISTENCIA ANTE EL FUEGO DE ENTRAMADOS VERTICALES Y HORIZONTALES**

| DESCRIPCION DEL ENTRAMADO | | Resistencia Asignada (min) |
|---|---|---|
| Pie derechos de madera | @ 400 mm | 20 |
| Pie derechos de acero | @ 400 mm | 10 |
| Viguetas de piso, entrepiso o techo | @ 400 mm | 10 |

Finalmente, se puede aumentar la resistencia al fuego de los entramados de madera si se incluye lana mineral entre pie derechos (Fig. 6.54) con lo cual aumenta en 15 minutos la contribución asignada. Asimismo si se incluye una malla metálica entre dos tableros o si se reduce el distanciamiento entre pie derechos, la resistencia asignada puede aumentarse entre 10 y 30 minutos.

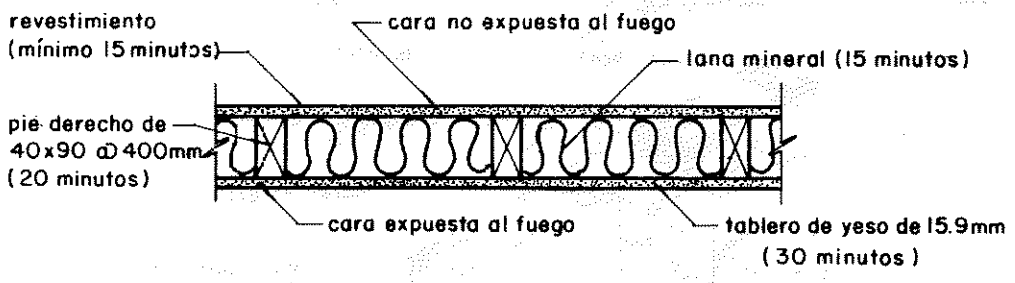



Figura 6.54 Muro de madera de 1 hora (65 minutos) de resistencia

**Barrera entre Edificaciones**

Más conocidas como muros cortafuegos, tienen por finalidad evitar que un fuego iniciado en una edificación se propague a las construcciones vecinas.

Deben ser capaces de soportar exposiciones de fuego severas y además ser autoportantes de manera que las construcciones adyacentes puedan colapsar sin afectarlo. Para que esto sea posible, los muros cortafuegos deben tener mayor resistencia al fuego que el resto de la estructura, permaneciendo estables e intactos hasta que el incendio en el local afectado haya sido sofocado.

El grado de resistencia de un muro cortafuego depende de la cantidad de material combustible o inflamable que contenga la edificación y teóricamente debe resistir hasta que todo este material haya sido consumido por el fuego.

En algunos casos puede ser necesario un muro cortafuego que tenga una resistencia de 4 horas para separar una función arquitectónica de otra, pero por lo general y en particular para viviendas de madera es suficiente una resistencia de 2 horas para evitar la propagación del incendio entre edificación. Normalmente se utiliza concreto o ladrillo para los muros cortafuego, siendo necesario en este último caso, un espesor de 200 mm para conseguir una resistencia de 2 horas y 300 mm para garantizar 4 horas de resistencia.

Para que los muros cortafuego sean eficientes, no deberán ser discontinuos e inclusive deberán prolongarse más arriba de la cobertura por lo menos 150 mm en muros de 2 horas de resistencia y 900 mm en muros de 4 horas de resistencia. De esta manera se disminuye el riesgo de propagación del incendio por el techo y proporciona protección a los bomberos que traten de acceder por el techo no afectado por el fuego. (Fig. 6.55).

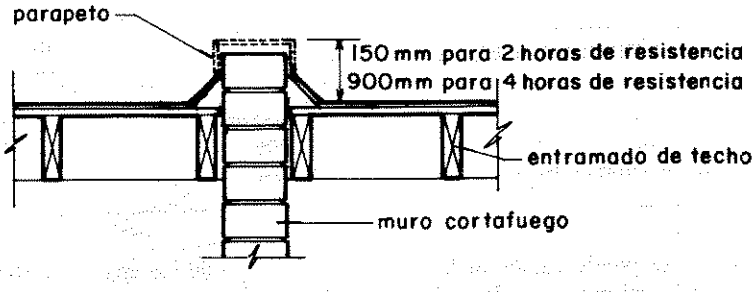



Figura 6.55 Muro cortafuego con parapeto

En el caso de muros exteriores de madera, estos deberán rematar en el muro cortafuego de ladrillo o concreto tratando que el encuentro de paredes sea lo más hermético posible, tal como lo muestra la Fig. 6.56 siendo opcional la prolongación de la pared.

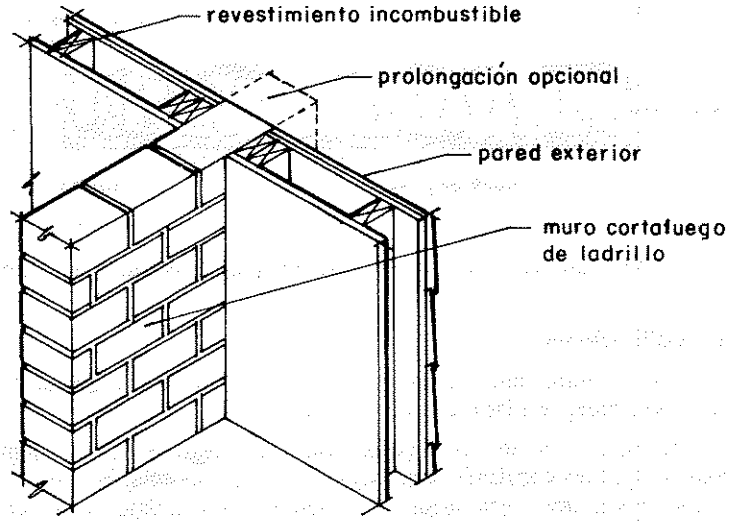



Figura 6.56 Encuentro de muro cortafuego y muro exterior

Es importante mencionar que la suma de los vanos en muros cortafuego deberá limitarse a 1/4 de la longitud de la pared y estos deberán tener la misma resistencia señalada en la Tabla 6.3 para barreras entre ambientes.

### 6.6.4.6 Separación Espacial

La separación espacial es el segundo método utilizado para proteger o aislar las edificaciones de la propagación del fuego mediante el aislamiento del material combustible. Consiste en distanciar una edificación de otra a través de un espacio que a su vez es determinado en

función de la combustibilidad del material de revestimiento y del porcentaje de vanos sin protección existente en la fachada expuesta al fuego.

El propósito de la separación espacial es prevenir que un incendio en una edificación se propague a otra por radiación de calor causando la ignición espontánea de materiales combustibles, especialmente a través de puertas y ventanas sin proteger.

Investigaciones en Inglaterra y Canadá (19) demostraron que la mayoría de materiales combustibles no se encienden espontáneamente con una radiación de calor menor a 0.3 calorías por centímetro cuadrado por segundo. Por lo tanto, se supone que la separación espacial entre edificaciones deberá ser tal, que un incendio en una edificación no debe exponer a la fachada exterior paralela de edificaciones adyacente, a un nivel de radiación de calor por encima de ese valor (0.3 cal/cm$^2$/seg).

El Código Nacional de Construcción de Canadá (18) propone la siguiente tabla, que se incluye a manera de referencia para determinar la distancia entre edificaciones en función del área de la fachada expuesta al fuego, la relación ancho/altura o altura/ancho (la mayor de las dos) de la edificación y el porcentaje de vanos sin protección de la misma.

**TABLA 6.7 DISTANCIA LIMITE ENTRE EDIFICACIONES (18)**

| Fachada Expuesta al Fuego | | AREA DE VANOS SIN PROTECCION (%) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | RETIRO DE PROTECCION (m) | | | | | | | | | | | |
| Area m$^2$ | Relación L/H o H/L | Menos 1.2 | 1.2 | 1.5 | 20 | 2.5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| | Menos de 3:1 | 0 | 8 | 10 | 18 | 29 | 46 | 91 | 100 | | | | |
| 10 | 3:1 a 10:1 | 0 | 8 | 12 | 21 | 33 | 50 | 96 | 100 | | | | |
| | Más de 10:1 | 0 | 11 | 18 | 32 | 48 | 68 | 100 | | | | | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 9 | 14 | 22 | 33 | 63 | 100 | | | | |
| 15 | 3:1 a 10:1 | 0 | 8 | 10 | 17 | 25 | 37 | 67 | 100 | | | | |
| | Más de 10:1 | 0 | 10 | 15 | 26 | 39 | 53 | 87 | 100 | | | | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 9 | 12 | 18 | 26 | 49 | 81 | 100 | | | |
| 20 | 3:1 a 10:1 | 0 | 8 | 10 | 15 | 21 | 30 | 53 | 85 | 100 | | | |
| | Más de 10:1 | 0 | 9 | 14 | 23 | 33 | 45 | 72 | 100 | | | | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 8 | 11 | 16 | 23 | 41 | 66 | 98 | 100 | | |
| 25 | 3:1 a 10:1 | 0 | 8 | 9 | 13 | 19 | 26 | 45 | 70 | 100 | | | |
| | Más de 10:1 | 0 | 9 | 13 | 21 | 30 | 39 | 62 | 90 | 100 | | | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 8 | 11 | 15 | 20 | 35 | 56 | 83 | 100 | | |
| 30 | 3:1 a 10:1 | 0 | 7 | 9 | 12 | 17 | 23 | 39 | 61 | 88 | 100 | | |
| | Más de 10:1 | 0 | 8 | 12 | 19 | 27 | 36 | 56 | 79 | 100 | | | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 8 | 10 | 13 | 17 | 28 | 44 | 64 | 89 | 100 | |
| 40 | 3:1 a 10:1 | 0 | 7 | 8 | 11 | 15 | 20 | 32 | 48 | 69 | 93 | 100 | |
| | Más de 10:1 | 0 | 8 | 11 | 17 | 24 | 31 | 47 | 66 | 88 | 100 | | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 8 | 9 | 12 | 15 | 24 | 37 | 53 | 72 | 96 | 100 |
| 50 | 3:1 a 10:1 | 0 | 7 | 8 | 10 | 14 | 18 | 28 | 41 | 57 | 77 | 100 | |
| | Más de 10:1 | 0 | 8 | 10 | 14 | 20 | 25 | 38 | 51 | 67 | 85 | 100 | |
| | Menos de 3:1 | 0 | 7 | 8 | 9 | 11 | 14 | 21 | 32 | 45 | 62 | 81 | 100 |
| 60 | 3:1 a 10:1 | 0 | 7 | 8 | 10 | 13 | 16 | 25 | 36 | 49 | 66 | 85 | 100 |
| | Más de 10:1 | 0 | 8 | 10 | 14 | 20 | 25 | 38 | 51 | 67 | 85 | 100 | |

Para poder aplicar la tabla anterior se hace necesario explicar los siguientes conceptos:

1) Vano sin protección: es cualquier porción de una fachada expuesta al fuego que no cumple los requerimientos de resistencia al fuego señalados para su uso. Por lo general, las puertas y ventanas de una edificación no son resistentes al fuego y constituyen los vanos sin protección más comunes, que una vez sumados se expresan como un porcentaje de la fachada expuesta y sirven para determinar la distancia límite de espaciamiento entre edificaciones.

2) Fachada expuesta: es el área de cada cara exterior de una edificación expuesta al fuego que está comprendida entre el nivel del terreno y el cielo raso del último piso. Cuando cada uno de los pisos tiene cerramientos resistentes al fuego (muros, entrepisos, cielo raso) el área a considerar será la correspondiente a cada piso (o compartimiento) y no a toda la edificación.

3) Retiro de Protección: se refiere a la distancia entre la fachada expuesta al fuego y el límite de propiedad o a una línea imaginaria entre dos edificaciones de una misma propiedad. Si las dos edificaciones tienen la misma área de fachada en exposición y el mismo porcentaje de vanos sin protección, la línea imaginaria será equidistante. Si el área de fachadas es distinta, la línea imaginaria estará ubicada proporcionalmente más cerca a la edificación con menor área en exposición. (Fig. 6.57 y 6.58)

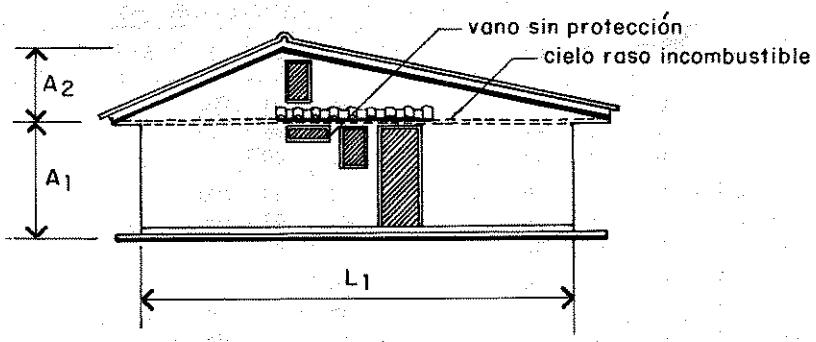



Figura 6.57 Vanos sin protección

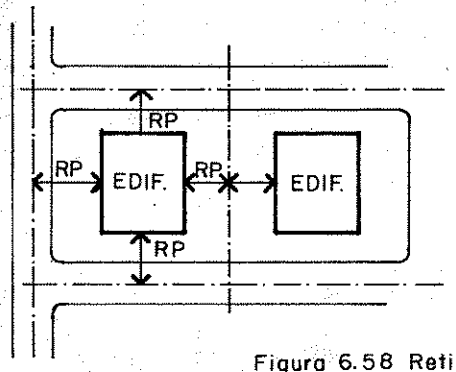



Figura 6.58 Retiro de protección

La Tabla 6.7 ha sido elaborada tomando en consideración los siguientes conceptos:

- Cuando la cara exterior de una edificación tiene forma irregular, la distancia será determinada desde un plano vertical imaginario de modo tal, que ninguna porción de la edificación se ubicará entre dicho plano vertical y la de división de la distancia. En estos casos, los vanos sin protección y la superficie en exposición serán calculados de acuerdo a su proyección al plano vertical imaginario (Fig. 6.59).

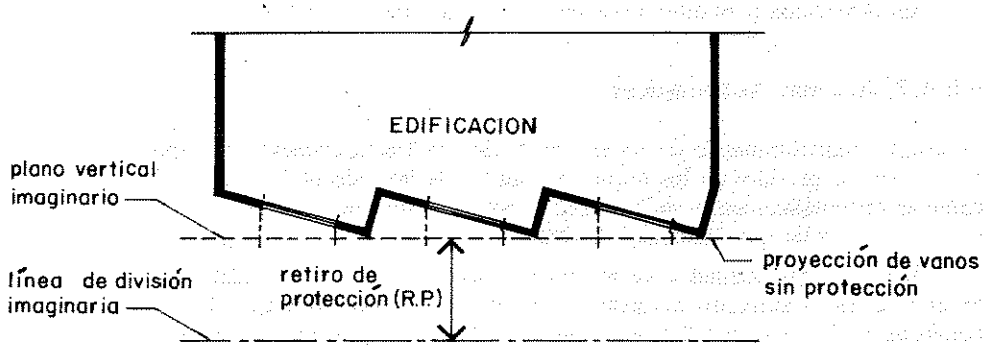



Figura 6.59 Edificaciones con plantas irregulares

- La fachada en exposición se considera como una superficie uniforme en un plano vertical, que en el caso que se produzca un incendio el calor será irradiado en forma regular a través de los vanos sin protección que se encuentran uniformemente distribuidos en la fachada.

- Se supone que existe servicio de bomberos con posibilidad de actuar a los 15 – 20 minutos de iniciado el incendio dado que la separación espacial solamente pretende proteger a las edificaciones durante los primeros minutos de iniciado el fuego. Si no existiera servicio de bomberos o se encuentra muy alejado, los retiros de protección y distancias límites a considerar serán el doble que las señaladas en la Tabla 6.7.

## TABLA 6.8 REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LA FACHADA EXTERIOR DE EDIFICACIONES (18)

| Tipo de uso arquitectónico | | Porcentajes de vanos sin protección | Resistencia de fachada expuesta | Tipo de Revestimiento exterior |
|---|---|---|---|---|
| Bajo y Mediano Riesgo de Incendio | – Teatros<br>– Iglesias<br>– Colegios<br>– Restaurantes<br>– Hospitales<br>– Hoteles<br>– Viviendas<br>– Oficinas, etc. | 0 – 10 | 1 hora | Incombustible |
| | | Mayor de 10 Hasta 25 | 1 hora | |
| | | Mayor de 25 Hasta 99 | 3/4 hora | Combustible |
| | | 100 | No se requiere | Incombustible |
| Mediano y Alto Riesgo de Incendio | – Centros Comerciales<br>– Mercados de abasto<br>– Tiendas<br>– Carpinterías<br>– Hangares<br>– Industria pesada<br>– Destilería<br>– Molinos, etc. | 0 – 10 | 2 horas | Incombustible |
| | | Mayor de 10 Hasta 25 | 2 horas | |
| | | Mayor de 25 Hasta 99 | 1 hora | Combustible |
| | | 100 | No se requiere | Incombustible |

- El retiro mínimo entre la fachada y la línea de división imaginaria será de 1.2 m. En caso que el retiro deba ser menor, las puertas y ventanas en esa fachada deberán omitirse o en su defecto deberán tener la misma resistencia al fuego que el revestimiento exterior.

- Finalmente, a manera de complemento se incluye la Tabla 6.8 que establece el tipo de revestimiento exterior y su resistencia al fuego en función del porcentaje de vanos sin protección para diferentes tipos de uso arquitectónico (18).

### 6.6.4.7 Alarmas Automáticas

El pronto descubrimiento de un incendio asegura frecuentemente su rápida extinción, si es que éste se produce en los primeros minutos de iniciado el fuego. Las alarmas permiten detectar automáticamente un incendio y las más conocidas son las que funcionan detectando el calor y las que funcionan detectando el humo.

Las primeras pueden a su vez ser accionadas a gas o electricidad y su funcionamiento se basa en el aumento progresivo del calor en el local afectado. Este tipo de alarmas tienen un radio de acción limitado, que varía entre 1.5 y 4.5 m y en condiciones normales, se las regula para que funcionen a 58°C, salvo en ambientes especiales como en cuartos de calderas donde se las regula a 79°C.

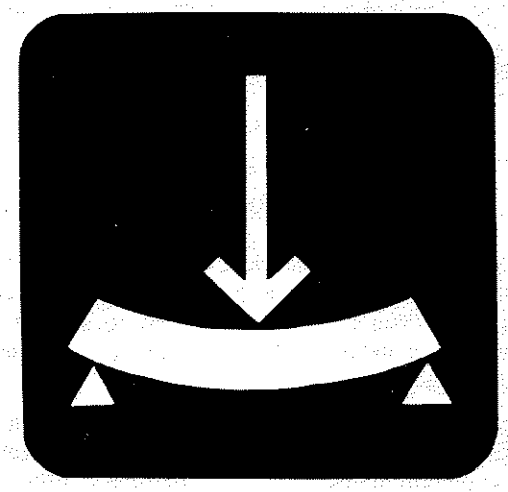
Los detectores de humo funcionan con electricidad y los más comunes están provistos de células fotoeléctricas que tienen un haz de luz que al ser interrumpido por el humo pone en funcionamiento la alarma.

### 6.6.4.8 Sistema de Irrigadores o Extintores Automáticos

Se utilizan para aumentar el área de construcción o el porcentaje de vanos sin protección en una edificación combustible debido a la seguridad que ofrecen. Consisten en una red de tuberías de agua fría que tienen unos terminales convenientemente ubicados, de los que en el momento oportuno brotará agua finamente pulverizada a razón de 1,590 a 2,840 litros/minuto.

Para que esto se produzca existen tres formas. La primera consiste en dos placas soldadas, cuya soldadura tiene capacidad de fundirse a 57, 66, 71 y a 74°C, según se desee. Al separarse las placas por el aumento de temperatura liberan una tapa que deja salir el agua. La segunda consiste en una cápsula de cristal que tapa la salida del agua que con la presencia del calor estalla, liberando la salida de agua. La tercera forma tiene una pastilla de un compuesto químico que ante el calor se desintegra librando el tapón que contiene el agua.

Los irrigadores resultan ser muy populares para grandes edificaciones, de uso público o industrial, porque reducen el fuego desde sus inicios, disminuyendo los riesgos personales y los daños materiales.



# III
# DISEÑO ESTRUCTURAL

Los capítulos de la Sección III DISEÑO ESTRUCTURAL (7 al 12) han sido divididos en forma tal de facilitar en lo posible el acceso a la información que se necesita.

Cada capítulo consta de tres partes:

| | | |
|---|---|---|
| Parte I | : | RECOMENDACIONES |
| Parte II | : | COMENTARIOS |
| Parte III | : | AYUDAS DE DISEÑO * |

La primera parte contiene las recomendaciones para el diseño de los elementos o componentes a que el capítulo se refiere. Estas se presentan más bien condensadas, sin mayor explicación y orientada a constituir un conjunto de especificaciones a seguir. La lectura de esta parte deberá realizarse con detenimiento hasta que el lector se familiarice completamente con el material expuesto.

La segunda parte contiene una extensión de las recomendaciones para presentar la deducción de algunas expresiones, la explicación o el origen de recomendaciones de diseño y de los criterios que se presentan en la primera. Inclusive se utiliza la misma numeración para las secciones y acápites de la Parte I a fin de enfatizar una completa correspondencia entre ambas. En esta parte se identifican las referencias usadas en la preparación de las recomendaciones. Se espera, con la lectura de esa parte, que el lector esté al tanto de las limitaciones e hipótesis que sirven de base a los criterios de diseño y cuente con los elementos de juicio que le permitan adoptar otros distintos. La lectura de esta parte puede ser diferida en una primera familiarización con el material.

La tercera parte contiene ejemplos ilustrativos de aplicación de las recomendaciones así como ayudas de diseño en forma de tablas, diagramas y gráficos que son de uso práctico y continuo. Eventualmente esta es la sección que se use más frecuentemente en el diseño estructural. Cada capítulo contiene las ayudas de diseño pertinentes a los elementos referidos en él y toda información de tipo general o que es común a varios elementos estructurales está agrupada en el capítulo 13: Tablas de Uso General.

---

( * ) El capítulo 7 no contiene esta parte.

**PARTE I: RECOMENDACIONES**

7.1. Métodos de Análisis
7.2. Métodos de Diseño
7.3. Cargas
7.4. Esfuerzos Admisibles
7.5. Módulo de Elasticidad
7.6. Dimensiones Comerciales y Reales

**PARTE II: COMENTARIOS**

7.1. Métodos de Análisis
7.2. Métodos de Diseño
7.4. Esfuerzos Admisibles

7.4.1. Factor de Reducción por Calidad FC
7.4.2. Factor de Servicio y Seguridad FS
7.4.3. Factor de Reducción por Tamaño FT
7.4.4. Factor de Duración de Carga FDC

7.5. Módulo de Elasticidad
7.6. Dimensiones Comerciales y Reales

# 7
# Consideraciones Generales

# PARTE I: RECOMENDACIONES

## 7.1. METODOS DE ANALISIS

Las recomendaciones, limitaciones y esfuerzos admisibles presentados en este manual son aplicables a estructuras analizadas por procedimientos convencionales de análisis lineal y elástico. La determinación de los efectos de las cargas (deformaciones, fuerzas, momentos, etc.) en los elementos estructurales debe efectuarse con hipótesis consistentes y con los métodos aceptados en la buena práctica de la ingeniería.

## 7.2. METODOS DE DISEÑO

El diseño de los elementos de maderas debe hacerse para cargas de servicio o METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES.

**Requisitos de Resistencia.**– Los elementos estructurales deben diseñarse para que los esfuerzos aplicados, producidos por las cargas de servicio, sean iguales o menores que los esfuerzos admisibles del material. (Fig. 7.1).

*ESFUERZOS APLICADOS* $<$ *ESFUERZOS ADMISIBLES*

Los esfuerzos admisibles se presentan en la Secc. 7.4.

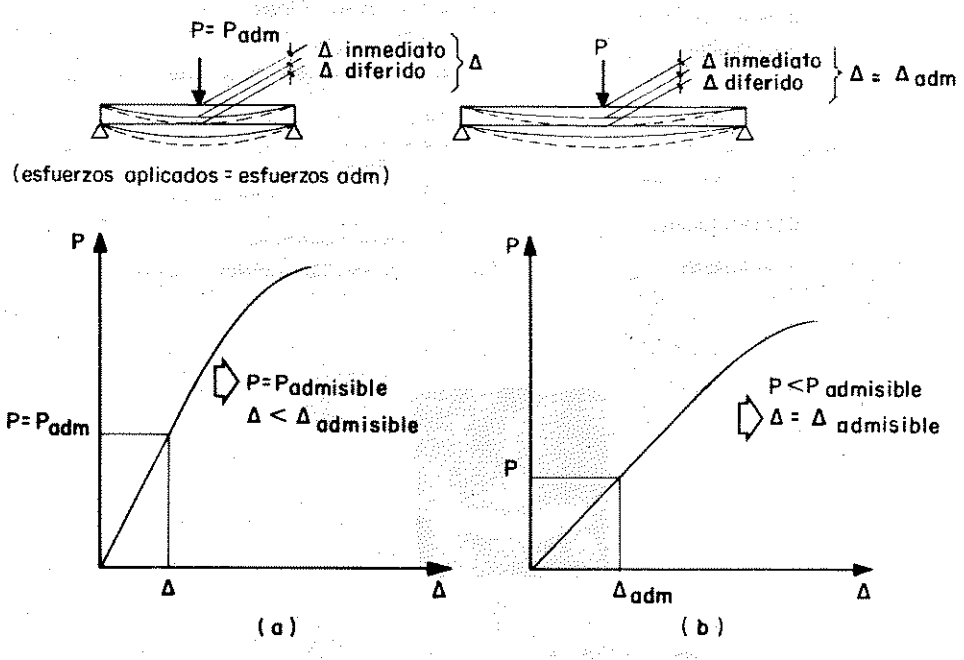



Figura 7.1 Diseño elástico, (a) controlado por resistencia (limitación de esfuerzos), (b) controlado por rigidez (limitación de deformaciones)

**Requisitos de Rigidez.**— Las deformaciones deben evaluarse para las cargas de servicio. Es necesario considerar los incrementos de deformación con el tiempo (deformaciones diferidas) por acción de cargas aplicadas en forma continua. (Fig. 7.1).

Las deformaciones de los elementos y sistemas estructurales deben ser menores o iguales que las admisibles. Estos límites se indican en capítulos siguientes (Secc. 8.2, 9.3, 11.4) para distintos tipos de elementos.

*DEFORMACIONES < DEFORMACIONES ADMISIBLES*

## 7.3. CARGAS

Las estructuras deben diseñarse para soportar todas las cargas provenientes de:

- Peso propio y otras cargas permanentes o cargas muertas, considerando un estimado apropiado de la densidad del material, e incluyendo las cargas provenientes del peso de otros componentes de la edificación, estructurales o no.
- Sobrecargas de servicio o cargas vivas, es decir, todas aquellas cargas que no forman parte del peso propio de la edificación pero que la estructura está destinada a resistir.
- Sobrecargas de sismos, vientos, nieve y temperatura. Estas deben considerarse de acuerdo a los reglamentos y códigos vigentes en la zona de ubicación de la construcción.

Cuando las sobrecargas de servicio o cargas vivas sean de aplicación continua o de larga duración con relación a la vida útil de la estructura (sobrecargas en bibliotecas o almacenes, por ejemplo), éstas deben considerarse como cargas muertas para efectos de la determinación de deformaciones diferidas.

En el capítulo 13 se incluyen tablas para facilitar la evaluación de cargas permanentes y sobrecargas de servicio en edificaciones de madera.

## 7.4. ESFUERZOS ADMISIBLES

Los esfuerzos de diseño que se presentan a continuación son EXCLUSIVAMENTE APLICABLES A MADERA ESTRUCTURAL QUE CUMPLE EN SU TOTALIDAD CON LA NORMA DE CLASIFICACION VISUAL que se presenta en el Capítulo 3. Los proyectistas que usen estos valores cuidarán de especificar madera clasificada y supervisar que la madera empleada en la construcción cumpla con la norma antes citada.

Las especies de madera adecuadas para el diseño usando este manual han sido agrupadas en tres grupos estructurales. Esta clasificación así como la relación de las mismas aparece en la Secc. 3.5.

Los esfuerzos admisibles para las maderas de cada grupo estructural se presentan en la Tabla 7.1.

## 7.5. MODULO DE ELASTICIDAD

Se considera aquí el módulo de elasticidad o de Young (E) aplicable para elementos en flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras.

Para cada grupo se presentan dos valores. En general deberá utilizarse el indicado como $E_{mín}$. El valor $E_{promedio}$ podrá utilizarse sólo cuando exista una acción de conjunto garantizada, como en el caso de viguetas y entablados. Ver Tabla 7.2.

**TABLA 7.1. ESFUERZOS ADMISIBLES (kg/cm²) ***

| Grupo | Flexión $f_m$ | Tracción Paralela $f_t$ | Compresión Paralela $f_{c//}$ | Compresión Perpendicular $f_{c\perp}$ | Corte Paralelo $f_v$ |
|---|---|---|---|---|---|
| A | 210 | 145 | 145 | 40 | 15 |
| B | 150 | 105 | 110 | 28 | 12 |
| C | 100 | 75 | 80 | 15 | 8 |

(*) Estos esfuerzos son para madera húmeda, y pueden ser usados para madera seca.

**TABLA 7.2. MODULO DE ELASTICIDAD (kg/cm²)**

| Grupo | $E_{mín}$ | $E_{promedio}$ |
|---|---|---|
| A | 95,000 | 130,000 |
| B | 75,000 | 100,000 |
| C | 55,000 | 90,000 |

(*) Estos módulos son para madera húmeda, y pueden ser usados para madera seca.

## 7.6 DIMENSIONES COMERCIALES Y REALES

Tradicionalmente las piezas de madera se comercializan bajo ciertas dimensiones nominales que en la realidad representan secciones de menor tamaño.

Las dimensiones reales, o sea las efectivas en la pieza de madera que funciona como elemento estructural, son las que deben usarse en todos los cálculos para el diseño y nunca deberán tenerse dimensiones menores excepto por las tolerancias constructivas.

Al especificar las dimensiones en los planos se deberán indicar las dimensiones reales mínimas de dicha pieza. Si es práctica habitual en el país usar las dimensiones comerciales equivalentes éstas podrán usarse para especificar las piezas en los planos siempre y cuando se consigne en los mismos la equivalencia en dimensiones reales que deberán tener estas escuadrías.

En la Secc. 3.1 se presenta la equivalencia entre dimensiones comerciales y reales de las secciones preferenciales PADT–REFORT. Estas son las secciones transversales que se recomiendan para la construcción con madera.

En la Secc. 3.1.2. se presentan las dimensiones de las secciones preferenciales PADT–REFORT y el procedimiento para su obtención en la Secc. 2.1.2.

# PARTE II: COMENTARIOS

## 7.1. METODOS DE ANALISIS

La madera es un material anisotrópico, es decir, presenta propiedades mecánicas diferentes en direcciones diferentes. El comportamiento bajo carga de un elemento de madera es distinto del que tendría un elemento de material homogéneo e isotrópico. Para fines de ingeniería sin embargo, la madera puede ser tratada como un material ortotrópico, con direcciones características definidas por la orientación de las fibras. (Fig. 7.2.). Más aún, al analizar elementos lineales, tales como vigas o columnas, puede considerarse al material como si fuera homogéneo e isotrópico.

Por lo general, se considera adecuado analizar estructuras o elementos estructurales de madera suponiendo comportamiento lineal, ya que para niveles de carga que producen esfuerzos por debajo de los admisibles, el comportamiento es esencialmente lineal.

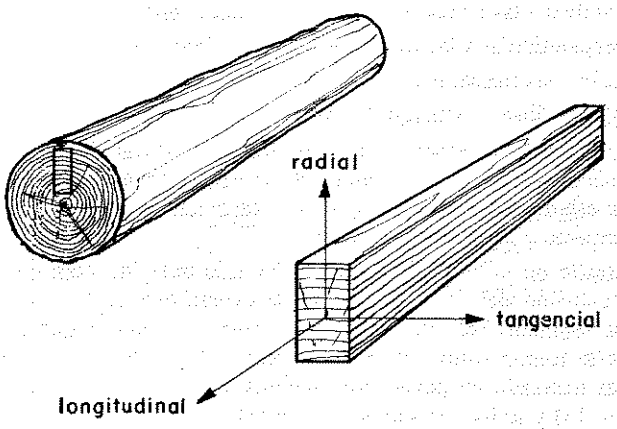



Figura 7.2 La madera tiene propiedades diferentes en cada dirección

## 7.2. METODOS DE DISEÑO

La tendencia en diseño estructural es hacia el diseño en resistencia última o diseño límite (1,2)*. Este permite la consideración por separado de la incertidumbre en las cargas, los métodos de análisis y la resistencia del material, en lugar de utilizar un único factor de seguridad, resultando en diseños algo más eficientes. Sin embargo, la limitada información de que se dispone por el momento con relación a estructuras construidas con maderas tropicales hace inaplicable el diseño en condiciones límites.

La investigación necesaria deberá concentrarse en la determinación de los factores de carga y sus combinaciones, así como en los factores de reducción de resistencia. El objetivo será diseñar estructuras con la misma confiabilidad de resistencia medida en términos de probabilidad de falla que la que se conseguiría con otros materiales (1). Por lo tanto a diferencia del diseño en hormigón armado y en acero donde se usan métodos de resistencia última, las estructuras de madera –según se propone en este manual y es la práctica mundialmente establecida– se diseñan por METODOS DE ESFUERZOS ADMISIBLES, reduciendo la resistencia en vez de incrementar las cargas.

* Los números entre paréntesis indican referencias para cada capítulo y aparecen al final del Manual.

Los esfuerzos admisibles de la Secc. 7.4 consideran un factor de seguridad establecido de acuerdo a los criterios tradicionales para lograr un comportamiento dentro del rango elástico del material y tomando en cuenta que las cargas actuantes se estiman en su valor real, es decir, sin factorar.

## 7.4.* ESFUERZOS ADMISIBLES

Los esfuerzos admisibles presentados en la Tabla 7.1 están basados en resultados de ensayos con probetas pequeñas libres de defectos. Estos ensayos se han realizado de acuerdo con las normas del Comité Panamericano de Normas Técnicas (COPANT) y de la American Society for Testing and Materials (ASTM D–143). Ver Secc. 1.4.1. Adicionalmente, se han efectuado ensayos a escala natural. (3 a 11).

Para cada especie se han ensayado 20 probetas, considerándose como esfuerzo último lo siguiente:

- Flexión: esfuerzo de rotura (módulo de rotura o MOR)
- Compresión paralela a las fibras: esfuerzo de aplastamiento
- Compresión perpendicular a las fibras: esfuerzo al límite de proporcionalidad
- Tracción paralela a las fibras: esfuerzo de rotura
- Corte paralelo a las fibras: esfuerzo de rotura

La resistencia de la madera presenta una variabilidad natural (Fig. 7.3), resultante de las condiciones climáticas locales y las características de crecimiento del árbol. Se han llevado a cabo estudios estadísticos detallados para determinar la distribución estadística de resistencia para cada especie y cada tipo de esfuerzo.

El esfuerzo resistente en condiciones últimas ha sido definido como aquel correspondiente al límite de exclusión del 5%, (es decir, se espera que de toda la población existente de dicha especie solamente el 5% tenga una resistencia menor que este valor). Aunque en algunos países se toman límites más bajos, como el 2.5% (12) y hasta el 1% (2), el 5% es el valor más utilizado en países con muchos años de uso de madera como material de construcción (8, 13) y se ha considerado apropiado.

Ordenando los resultados de los ensayos en forma creciente, el valor que define el límite de exclusión del 5% es el del ensayo número 0.05N, donde N es el número de probetas ensayadas (usualmente 20) (Fig. 7.4). Se ha adoptado este criterio, en lugar de suponer una distribución normal y determinar probabilísticamente el 5º percentil, porque representa un mejor estimado para toda la población de árboles de la especie y no sólo de los ensayados.

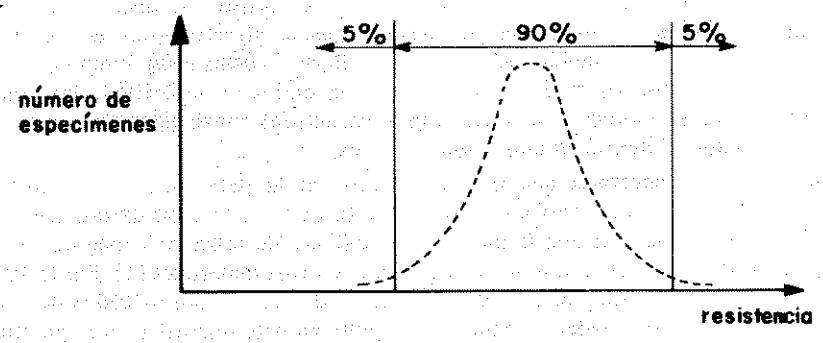



**Figura 7.3 Variabilidad de la resistencia de especímenes libres de defectos**

(*) La Sección 7.3 de la Parte I: Recomendaciones, no requiere explicación adicional y por lo tanto no aparece en esta Parte II.

Considerando cada grupo por separado, se han seleccionado los esfuerzos últimos (para cada tipo de esfuerzo como se definió anteriormente) para la especie con valor menor en cada caso. Estos se han utilizado para determinar los esfuerzos admisibles.

Los esfuerzos admisibles o de diseño se obtuvieron modificando las resistencias últimas mínimas de la siguiente forma:

$$\text{Esfuerzo admisible} = \frac{\text{F.C.} \times \text{F.T.}}{\text{F.S.} \times \text{F.D.C.}} \times \text{Esfuerzo último}$$

donde:

F.C. = factor de reducción por calidad
F.T. = factor de reducción por tamaño
F.S. = factor de servicio y seguridad
F.D.C. = factor de duración de carga

### 7.4.1. Factor de Reducción por Calidad, F.C.

Se efectuaron ensayos en vigas a escala natural para determinar un factor de reducción de resistencia por defectos (sólo aquellos permitidos en la Norma de Clasificación Visual) y por tamaño. Estas vigas fueron de 4 cm. x 14 cm. de sección transversal (2" x 6" comercial), con luces entre 2.60 y 3.20 m.

Por comparación entre la resistencia obtenida en vigas y en probetas pequeñas libres de defectos, se obtuvieron valores del Factor de Calidad, F.C. para cada especie. Se efectuaron numerosos estudios estadísticos para la variación del F.C., en cada grupo estructural, adoptándose un factor 0.8, igual para todos los grupos.

$$\text{F.C.} = \frac{\text{MOR}_{\text{vigas}}}{\text{MOR}_{\text{probetas}}}$$

### 7.4.2. Factor de Servicio y Seguridad, F.S.

Como el diseño se efectúa para condiciones de servicio, los esfuerzos últimos deben ser reducidos también a estas condiciones por debajo del límite de proporcionalidad. Esto garantiza un comportamiento adecuado de las estructuras en condiciones normales, así como la validez – por lo menos aproximada – de las hipótesis de comportamiento lineal y elástico.

Los esfuerzos en condiciones de servicio se obtienen dividiendo los correspondientes esfuerzos últimos entre un factor de seguridad y servicio que considera las incertidumbres respecto a:

1. Conocimiento de las propiedades del material y su variabilidad.
2. La confiabilidad de los ensayos para evaluar adecuadamente las características resistentes del material.
3. La presencia de defectos no detectados al momento de la clasificación visual.
4. El tipo de falla, frágil o dúctil, que pueda presentarse al sobre-esforzar el material.
5. La evaluación de las cargas aplicadas y la determinación de los esfuerzos internos producidos por estas cargas en los elementos estructurales.
6. Dimensiones reales de los elementos con respecto a las supuestas en el análisis y el diseño.

7. Calidad de la mano de obra para una construcción adecuada.
8. Deterioro del material con el uso.

También son consideraciones que pueden tener importancia:

9. El riesgo de falla en función de la importancia del elemento o de la edificación y su relación con vidas humanas.
10. El aumento de las cargas por posibles cambios en el destino o uso de la edificación.

El factor de seguridad no está destinado a cubrir errores en las estimaciones de carga, la determinación de esfuerzos, el diseño, ni defectos de construcción importantes o el USO DE MATERIAL NO CLASIFICADO COMO MADERA ESTRUCTURAL.

El factor de Servicio y Seguridad varía según el tipo de solicitación a fin de conseguir un margen de seguridad uniforme en todos los casos. (10, 17). Ver Tabla 7.3.

### 7.4.3. Factor de Reducción por Tamaño, F.T.

En elementos de madera se observa una disminución del esfuerzo de rotura en flexión a medida que se consideran secciones de mayor tamaño (14, 15, 16). El tamaño también influye en los esfuerzos de rotura en tracción paralela a las fibras y en menor grado en la resistencia a otros tipos de solicitación.

Se ha adoptado el criterio de Bohannan (15) para reducción de resistencia por tamaño:

$$\frac{\text{Resistencia para peralte h}}{\text{Resistencia en probetas (h = 5 )}} = \left(\frac{5}{h}\right)^{1/9} \quad \text{(h en cm)}$$

para los esfuerzos producidos por flexión o tracción paralela a las fibras. No se ha considerado un factor de reducción por tamaño para esfuerzos de compresión o de corte. Sin embargo debe mencionarse que investigaciones recientes (17) evidencian cierta influencia del tamaño en el esfuerzo de corte.

El F.T. se ha evaluado para h = 29 cm (12" comercial), que es la máxima dimensión de las secciones preferenciales propuestas. Parte de esta reducción ha sido incluida indirectamente en el Factor de Calidad; o sea de los esfuerzos obtenidos para probetas con h = 5 cm a los correspondientes esfuerzos para las vigas con h = 14 cm.

### 7.4.4. Factor de Duración de Carga, F.D.C.

Los esfuerzos de rotura de la madera disminuyen con la duración de la aplicación de la carga. (10).

Tradicionalmente se han considerado por este concepto factores de reducción tan altos como 1.78. Sin embargo, investigaciones recientes han puesto en duda la influencia de la duración de la carga en los esfuerzos admisibles. (18). Para niveles de esfuerzos correspondientes al límite de exclusión del 5%, la reducción encontrada es del orden de 14% (18). Para esfuerzos del orden de los esfuerzos admisibles es razonable esperar reducciones aún menores, de ahí que algunos investigadores propongan su eliminación definitiva.

Los esfuerzos admisibles para flexión y tracción paralela a las fibras que se presentan en este manual consideran un F.D.C. de 1.15.

**TABLA 7.3. FACTORES DE REDUCCION CONSIDERADOS**

| | Flexión | Compresión Paralela | Corte Paralelo | Compresión Perpendicular |
|---|---|---|---|---|
| F.C. | 0.80 | — | — | — |
| F.T. | 0.90 | — | — | — |
| F.S. | 2.00 | 1.60 | 4.00* | 1.60 |
| F.D.C. | 1.15 | 1.25 | — | — |

* Incluye factor por concentración de esfuerzos = 2

## 7.5. MODULO DE ELASTICIDAD

Los módulos de elasticidad en flexión han sido obtenidos con las mismas consideraciones estadísticas que para los esfuerzos de rotura. Se ha considerado conveniente usar el mismo módulo de elasticidad para tracción o compresión paralela a las fibras; la limitada información disponible indica que esto es en general conservador.

Los valores promedio y los correspondientes al límite de exclusión del 5o/o han sido obtenidos separadamente para cada especie, seleccionándose para cada grupo el menor de los valores promedio y el menor de los valores para el límite de exclusión del 5o/o. Estos son los resultados indicados como $E_{promedio}$ y $E_{mín}$, respectivamente, en la Tabla 7.2.

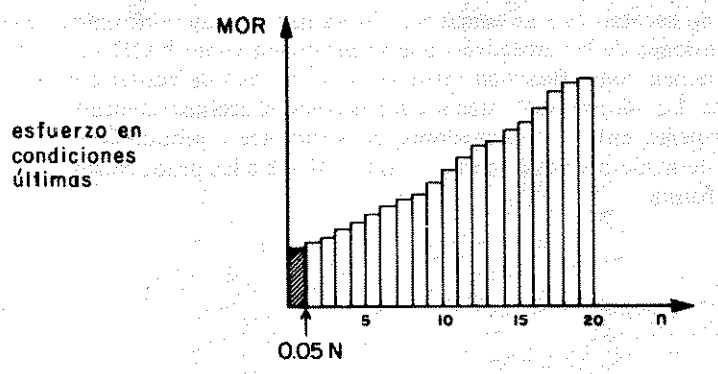



Figura 7.4 Valor que define el límite de exclusión

Para el análisis y diseño de los elementos deberá considerarse el valor $E_{mín}$ como módulo de elasticidad del material. Utilizar el $E_{promedio}$ equivale a aceptar una probabilidad de hasta 50o/o de que el módulo de elasticidad esté por debajo del valor considerado. Por ello, el $E_{promedio}$ sólo se considera adecuado para la estimación de deflexiones cuando se presenta una acción de conjunto de varios elementos.

Los valores propuestos para el módulo de elasticidad han sido incrementados en un 7o/o, que representa la influencia de la deformación por corte en la deformación total en el ensayo de probetas. De esta forma el módulo resultante es el correspondiente exclusivamente a flexión.

Los módulos no han sido afectados por factores de reducción como en el caso de esfuerzos, ya que las consideraciones de seguridad están implícitamente contenidas en las limitaciones para deflexiones

Las deformaciones de corte son relativamente poco importantes para elementos cuya relación de luz a peralte, L/h, es mayor que 14. En elementos con L/h menor que 14 es necesario incluir las deformaciones por corte en el cálculo de las deflexiones.

Por el momento no se tienen datos relativos al módulo de rigidez cortante G, para las maderas consideradas en este manual. Resultados experimentales con otras maderas indican valores de G en el rango E/16 y E/25. (14).

## 7.6 DIMENSIONES COMERCIALES Y REALES

Por mucho tiempo en los países con larga experiencia en la construcción con madera se ha mantenido la dualidad de dimensiones "nominales" y dimensiones reales. Ultimamente, sin embargo, la tendencia es a unificar las dimensiones en un solo valor, el real. Adicionalmente varios de estos países están transformando sus sistemas de medidas al sistema métrico.

En los países andinos existen diferentes sistemas de medidas en uso para la construcción con madera. A pesar de que la legislación de todos ellos considera al sistema métrico como el sistema vigente, la costumbre mayoritaria en Bolivia, Colombia, Ecuador y Perú es todavía usar el sistema inglés para las dimensiones nominales o comerciales.

Existen dos aspectos por estandarizar. Uno, el sistema de medidas, y el otro, las dimensiones reales mínimas que se espera tenga la pieza cuando el usuario (diseñador o constructor) se refiere a una dimensión comercial.

El primer aspecto es el más simple. Tanto la legislación como la práctica tienden hacia la aceptación del sistema métrico, y es el que se sigue en todo este Manual.

El segundo aspecto es más controvertido ya que no hay uniformidad de criterios vigente. Las dimensiones de las escuadrías que se proponen como PADT–REFORT para su uso en el diseño tienen como finalidad satisfacer la necesidad de contar con dimensiones reales estandarizadas. La adopción de estas secciones como el estándar dependerá del nivel de aceptación que generen entre los diseñadores, constructores y productores de madera aserrada. La demanda de madera en estas dimensiones motivará a los productores a suministrar el producto en esa forma.

**PARTE I: RECOMENDACIONES**

8.1. Deflexiones Admisibles

8.1.1. Deformaciones Diferidas

8.2. Requisitos de Resistencia

8.2.1. Flexión
8.2.2. Corte
8.2.3. Compresión Perpendicular a las Fibras

8.3. Estabilidad

**PARTE II: COMENTARIOS**

8.1. Deflexiones Admisibles

8.2. Requisitos de Resistencia

8.3. Estabilidad

**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**

8.4. Viguetas. Diagramas de Diseño

8.4.1. Bases de Cálculo
8.4.2. Clasificación
8.4.3. Aplicaciones
8.4.4. Ejemplo de Diseño de Viguetas
8.4.5. Relación de Diagramas de Viguetas

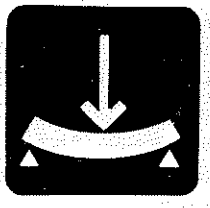
8.5. Vigas. Diagramas de Diseño

8.5.1. Bases de Cálculo
8.5.2. Presentación de los Diagramas
8.5.3. Clasificación
8.5.4. Aplicaciones
8.5.5. Ejemplo de Diseño de Vigas
8.5.6. Cargas no Uniformemente Repartidas
8.5.7. Relación de Diagramas de Vigas

8.6. Tablas de Diseño

8.7. Deflexiones, Diagramas y Fórmulas para Vigas

8.7.1. Factores para el Cálculo de Deflexiones en Vigas o Viguetas
8.7.2. Diagramas y Fórmulas para el Análisis de Vigas o Viguetas



# 8
# Vigas, Viguetas y Entablados

## PARTE I: RECOMENDACIONES

Las recomendaciones de este capítulo son aplicables a vigas, viguetas y entablados, y en general a elementos horizontales o aproximadamente horizontales que forman parte de pisos o techos. Los efectos que las cargas verticales producen en tales elementos son principalmente corte y flexión.

El análisis y diseño puede hacerse considerando el material como homogéneo, isotrópico y de comportamiento lineal, y con las hipótesis habituales de la teoría de vigas (1).

### PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ELEMENTOS EN FLEXION

1) **Definir bases de cálculo**
   a) **Grupo de madera a utilizarse (Secc. 3.3.2, Tabla 3.2)**
   b) **Cargas a considerarse en el diseño (Tablas 13.3 a 13.8)**
   c) **Deflexiones admisibles (Secc. 8.1., Tabla 8.1)**
   d) **Condiciones de apoyo, luz de cálculo así como espaciamiento.**
2) **Efectos máximos; máximo momento flector M y máxima fuerza cortante V (Ver Diagramas y Fórmulas de Vigas. Secc. 8.7).**
3) **Establecer los esfuerzos admisibles de flexión, corte, compresión perpendicular y módulo de elasticidad (Tabla 13.2, o 8.2, 8.3, 8.4, 8.5)**
4) **Calcular el momento de inercia I, necesario por deflexiones.**
5) **Calcular el módulo de sección Z, necesario por resistencia.**
6) **Seleccionar la sección mayor de las calculadas en los pasos 4 y 5 (Tabla 13.1)**
7) **Verificar el esfuerzo cortante (Secc. 8.2.2).**
8) **Verificar la estabilidad lateral (Secc. 8.3, Tabla 8.6).**
9) **Determinar la longitud "a" de apoyo necesaria por compresión perpendicular a las fibras. (Secc. 8.2.3).**

## 8.1. DEFLEXIONES ADMISIBLES

Las deflexiones admisibles en vigas, viguetas o entablados de piso o techo dependen del uso al que se destine la edificación. Las deformaciones deben limitarse para que la estructura o elemento cumpla con su función adecuadamente, para evitar daños a elementos no estructurales y acabados, así como para evitar efectos perjudiciales a la estructura misma y a su apariencia.

Las deflexiones deben calcularse para los siguientes casos:

a. Combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas de servicio.

b. Sobrecargas de servicio actuando solas.

Es responsabilidad del proyectista establecer límites adecuados para las deflexiones. Se recomienda que para construcciones residenciales éstas no excedan los límites indicados en la Tabla 8.1. Para usos industriales u otros no residenciales pueden usarse limitaciones menos exigentes. (Fig. 8.1). (Ver Secc. 8.1 de Parte II: Comentarios).

## TABLA 8.1. DEFLEXIONES MAXIMAS ADMISIBLES

| Carga actuante | (a) con cielo raso de yeso | (b) sin cielo raso de yeso |
|---|---|---|
| Cargas permanentes + sobrecargas | L/300 | L/250 |
| Sobrecarga | L/350 | L/350 |

$\Delta \text{ max} = \frac{L}{K}$ ( según Tabla 8.1 )

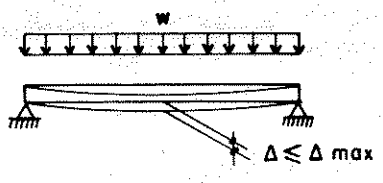



Figura 8.1 Limitación de deflexiones

L es la luz entre caras de apoyos o la distancia de la cara del apoyo al extremo, en el caso de volados. Los valores indicados en la columna (a) deben ser utilizados cuando se tengan cielos rasos de yeso u otros acabados que pudieran ser afectados por las deformaciones; en otros casos deben utilizarse los valores de la columna (b).

Las deflexiones en vigas deben ser calculadas con el módulo de elasticidad $E_{mín}$ del grupo de la madera estructural especificado.

Para entablados debe utilizarse el $E_{promedio}$.

Las deflexiones en viguetas y elementos similares pueden también determinarse con el $E_{promedio}$, siempre y cuando se tengan por lo menos cuatro elementos similares, y sea posible una redistribución de la carga.

Los módulos de elasticidad para los tres grupos de maderas estructurales considerados se indican en la Tabla 8.2.

## TABLA 8.2. MODULO DE ELASTICIDAD (kg/cm²)

| | GRUPO A | GRUPO B | GRUPO C |
|---|---|---|---|
| $E_{mínimo}$ | 95,000 | 75,000 | 55,000 |
| $E_{promedio}$ | 130,000 | 100,000 | 90,000 |

Para elementos cuya relación de luz a peralte, L/h, es mayor que 14 las deformaciones de corte pueden despreciarse. G puede considerarse, conservadoramente, como E/25.

### 8.1.1. Deformaciones Diferidas

Cuando las cargas son de aplicación continua, como el peso propio, el peso muerto, y algunos tipos de sobrecarga, las deformaciones de los elementos sometidos a flexión se incrementan con el tiempo. Los límites para las deflexiones admisibles que se presentan en la Tabla 8.1 son aplicables al total de las deformaciones: instantáneas más diferidas (Fig. 8.2).

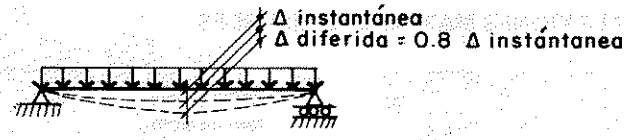



Figura 8.2 Deformaciones totales en flexión

Para el caso de madera cargada en estado inicialmente verde o húmeda puede considerarse que, en promedio, las deflexiones diferidas son un 80% de las correspondientes deflexiones instantáneas.

Las deflexiones totales pueden entonces estimarse como aquellas debidas a las cargas de aplicación continua multiplicadas por un factor 1.8, más aquellas producidas por el resto de las cargas (sin ninguna modificación adicional).

## 8.2. REQUISITOS DE RESISTENCIA

### 8.2.1. Flexión

Los esfuerzos de compresión o de tracción producidos por flexión, $\sigma_m$ no deben exceder el esfuerzo admisible, $f_m$, para el grupo de madera estructural especificado.

**TABLA 8.3. ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE EN FLEXION, $f_m$ (kg/cm$^2$)**

| | |
|---|---|
| GRUPO A | 210 |
| GRUPO B | 150 |
| GRUPO C | 100 |

Estos esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada.

Con las hipótesis mencionadas al inicio de este capítulo, el máximo esfuerzo normal se produce en la fibra más alejada del plano neutro. Para elementos cargados en la dirección de uno de los ejes principales de la sección: (Fig. 8.3)

$$|\sigma_m| = \frac{|M|}{I} c = \frac{|M|}{Z} < f_m \qquad (4.1)$$

donde M es el momento aplicado, I es el momento de inercia de la sección transversal con relación al eje alrededor del cual se produce la flexión, c es la distancia del plano neutro a la fibra más alejada y Z es el correspondiente módulo de la sección. Para secciones rectangulares:

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad c = \frac{h}{2}, \quad Z = \frac{bh^2}{6}, \text{ luego:}$$

$$|\sigma_m| = \frac{6\,|M|}{bh^2} < f_m$$

donde b, h son las dimensiones de la sección transversal.

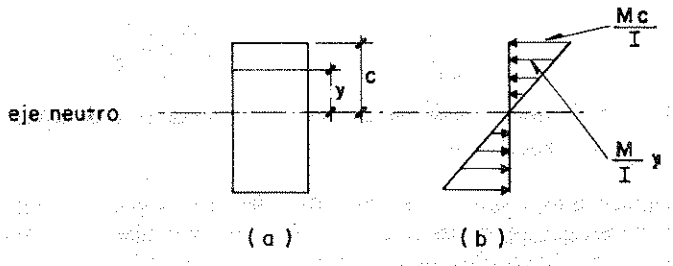



Figura 8.3 (a) Sección transversal, (b) distribución de esfuerzos normales producidos por flexión

### 8.2.2. Corte

Los esfuerzos cortantes, $\tau$, no deben exceder el esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras, $f_v$, del grupo de madera estructural especificado. Ver Tabla 8.4.

**TABLA 8.4. ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE PARA CORTE PARALELO A LAS FIBRAS, $f_v$ (kg/cm²)**

| | |
|---|---|
| GRUPO A | 15 |
| GRUPO B | 12 |
| GRUPO C | 8 |

Estos esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada.

La resistencia al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor y por lo tanto no requiere verificarse.

El esfuerzo de corte en una sección transversal de un elemento sometido a flexión y a una cierta distancia del plano neutro puede obtenerse mediante:

$$|\tau| = \frac{|V|\,S}{b\,I}$$

donde V es la fuerza cortante en la sección, S es el momento estático de la parte de la sección transversal por encima de las fibras para las que $\tau$ se está determinando, b es el ancho de la sección a la altura de estas fibras, e I es el momento de inercia. Si b es constante, el máximo esfuerzo de corte ocurre en el plano neutro. Para una viga de sección rectangular el máximo esfuerzo de corte resulta: (Fig. 8.4).

$$|\tau| = \frac{3}{2}\frac{|V|}{b\,h} < f_v \qquad (4.4)$$

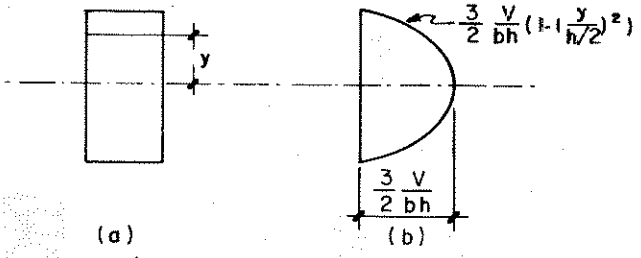



**Figura 8.4 Distribución de esfuerzos de corte en elementos de sección rectangular**

Si el elemento está apoyado en su parte inferior y cargado en su parte superior, las reacciones introducen compresiones en la dirección perpendicular a las fibras. En tal caso, excepto cuando se trata de volados, es suficiente verificar la resistencia al corte en secciones ubicadas a una distancia h de los apoyos. (Fig. 8.5.).

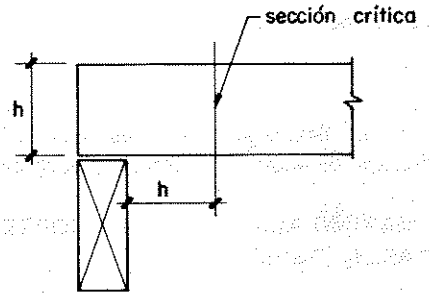



**Figura 8.5 Sección crítica para verificación de esfuerzos de corte**

### 8.2.3. Compresión Perpendicular a las Fibras

El esfuerzo de compresión promedio en la dirección perpendicular a las fibras debe verificarse en los apoyos y otros puntos donde hay cargas concentradas en áreas pequeñas.

El esfuerzo de compresión promedio, calculado como:

$$\sigma_{c\perp} = \frac{R}{b.a}$$

donde R es la fuerza o reacción y b.a es el área de contacto o apoyo, no debe exceder los límites, $f_c$, indicados en la Tabla 8.5.

No se recomienda el uso de sistemas de apoyo tales que introduzcan tracciones en la dirección perpendicular a las fibras.

### TABLA 8.5. ESFUERZO MAXIMO ADMISIBLE PARA COMPRESION PERPENDICULAR A LAS FIBRAS, $f_{c\perp}$ (kg/cm$^2$)

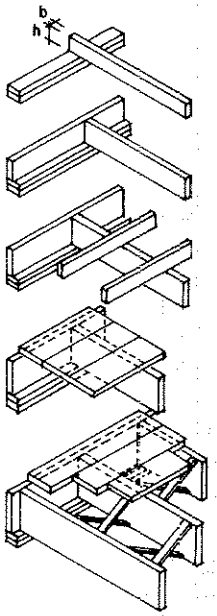
| | |
|---|---|
| GRUPO A | 40 |
| GRUPO B | 28 |
| GRUPO C | 15 |

## 8.3. ESTABILIDAD

Las vigas, viguetas y elementos similares deben arriostrarse adecuadamente para evitar el pandeo lateral de las fibras en compresión.

Para elementos de sección rectangular los requisitos de arriostramiento pueden relacionarse con la relación peralte a ancho, h/b. Se recomienda utilizar los siguientes criterios empíricos, basados en dimensiones comerciales de la sección transversal:

### TABLA 8.6. REQUISITOS DE ARRIOSTRAMIENTO PARA ELEMENTOS DE SECCION RECTANGULAR

| Relación $\frac{\text{alto}}{\text{ancho}}$ $\frac{h}{b}$ | |
|---|---|
|  | |
| 2 | No se necesita apoyo lateral |
| 3 | Restricción del desplazamiento lateral en apoyos (translación y rotación) |
| 4 | Restricción del desplazamiento lateral en apoyos; elemento mantenido en posición por correas o viguetas |
| 5 | Restricción del desplazamiento lateral en apoyos; borde en compresión conectado directamente con entablado o viguetas |
| 6 | Adicionalmente a los requisitos para h/b = 5 colocar arriostramiento cruzado entre elementos a distancias menores que ocho veces su ancho |

Los criterios de la Tabla 8.6 pueden también aplicarse para vigas construidas con dos o más piezas del mismo peralte, h, considerándose el ancho total, siempre y cuando los elementos componentes estén adecuadamente conectados entre sí. (Fig. 8.6.)

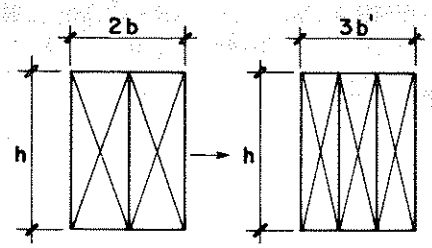



Figura 8.6 Vigas construidas con dos o mas piezas

## PARTE II: COMENTARIO

## 8.1. DEFLEXIONES ADMISIBLES

El diseño de entablados, viguetas y elementos similares es análogo al de vigas, excepto por pequeñas diferencias en los esfuerzos admisibles y la consideración de distintos módulos de elasticidad, según se explica en las secciones 8.1 y 8.2.

Las hipótesis habituales de la teoría de vigas son en general aceptables para el diseño en madera. El proyectista puede por consiguiente hacer uso de las técnicas de análisis y ayudas de cálculo tradicionales.

Excepto cuando se usan maderas del grupo C, el diseño de elementos sometidos a corte y flexión con las maderas consideradas en este manual está por lo general controlado por deflexiones.

Las deflexiones excesivas pueden dificultar la colocación de paneles prefabricados, puertas o ventanas, o bien impedir el buen funcionamiento de estos elementos. Cuando se tienen techos horizontales las deformaciones pueden afectar el buen funcionamiento de los sistemas de drenaje y contribuir a un incremento de las cargas actuantes y de las correspondientes deformaciones. La apariencia de la edificación es también un factor muy importante para el usuario. Para lograr una estructura adecuada es entonces necesario limitar las deflexiones máximas producidas por cargas permanentes y sobrecargas actuando simultáneamente.

Se recomienda limitar las deflexiones producidas por las sobrecargas consideradas por separado, con el propósito de reducir la amplitud de las vibraciones a rangos aceptables.

Los límites indicados en la Tabla 8.1. son adecuados para viviendas y otras edificaciones pequeñas. En techados de edificaciones de uso industrial o techos inclinados, pueden usarse límites menos estrictos a criterio del diseñador. L/200 para cargas totales puede ser suficiente.

Las deflexiones pueden calcularse con los métodos y fórmulas habituales; así, por ejemplo, para una viga simplemente apoyada de luz L, momento de inercia I, módulo de elasticidad E, sometida a cargas uniformemente repartidas w por unidad de longitud, la deflexión máxima resulta: (Ver Secc. 8.7).

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$$

Si el elemento es continuo en dos tramos:

$$\Delta \text{ max} = \frac{1}{185} \quad \frac{wL^4}{EI}$$

(42% de la deflexión para elementos simplemente apoyados).

Estas expresiones no incluyen deformaciones de corte, a menos que se considere un módulo de elasticidad, E, modificado. En la Tabla 8.7. se indican los factores por los que habría que multiplicar E para incluir deformaciones de corte, para el caso de vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuida. Las deformaciones de corte, son más importantes a medida que se consideran elementos con menores relaciones de luz a peralte, L/h (2).

**TABLA 8.7. COEFICIENTES DE CORRECCION DE E PARA INCLUIR DEFORMACIONES DE CORTE (Vigas simplemente apoyadas, carga uniforme)**

| L/h | E/G = 15 | E/G = 20 | E/G = 25 |
|---|---|---|---|
| 10 | 0.8741 | 0.8389 | 0.8065 |
| 12 | 0.9091 | 0.8824 | 0.8571 |
| 14 | 0.9316 | 0.9108 | 0.8909 |
| 16 | 0.9467 | 0.9302 | 0.9143 |
| 18 | 0.9547 | 0.9441 | 0.9310 |
| 20 | 0.9653 | 0.9542 | 0.9434 |

Los valores de E que se presentan en la Tabla 8.2 ya incluyen modificaciones por deformaciones de corte para L/h = 20.

Valores de E/G entre 16 y 25 son probablemente adecuados (3, 4).

La madera tiene más variabilidad que otros materiales en sus propiedades. Esto puede también observarse al comparar los valores $E_{mín}$ y $E_{promedio}$ de la Tabla 8.2 El cálculo de deflexiones en vigas debe hacerse con el $E_{mín}$. Sin embargo, en conjuntos de viguetas o entablados el tener un elemento con módulo de elasticidad más bajo que el promedio no es tan crítico como en el caso de una sola viga; en general se tienen diversos elementos similares adyacentes, con módulos de elasticidad tanto por encima como por debajo del valor promedio para la especie. Por lo tanto, si los elementos trabajan en conjunto, es aceptable estimar las deflexiones de viguetas o entablados utilizando el $E_{promedio}$.

### 8.1.1. Deformaciones Diferidas

Cuando las cargas son aplicadas en forma continua por períodos largos, las deformaciones de los elementos de madera son mayores que las correspondientes deformaciones instantáneas. Parte de la deformación adicional, diferida, no es recuperable. Esto también ocurre con otros materiales, v.g. concreto. La magnitud de las deformaciones diferidas depende de la duración de la carga, el nivel de los esfuerzos aplicados en forma continua, el contenido de humedad al momento de aplicar la carga y las variaciones en el contenido de humedad de la madera.

Investigaciones realizadas en el Laboratorio Andino de Ingeniería de la Madera (LADIMA), dentro del marco de los PADT–REFORT, con vigas de tres especies de madera tropical han puesto en evidencia que las deformaciones de elementos sometidos a flexión se incrementan, en promedio, en un 80% (11). Estos ensayos fueron efectuados con vigas de 4 x 14 cm y 3 m de luz, con cargas concentradas aplicadas a los tercios. (Fig. 8.7).

Por lo tanto, cuando las cargas sobre elementos en flexión están aplicadas permanentemente, es indispensable considerar su incremento para un correcto estimado de la deflexión final que es la que debe compararse con las limitaciones consideradas en el diseño.

Como por lo general el diseño de elementos en flexión está controlado por las deformaciones es posible considerar una carga ficticia o equivalente para la determinación de las secciones requeridas por el diseño. Bastará con multiplicar las cargas permanentes por el factor 1.8, incremento de las deformaciones, y adicionarles la sobrecarga. Para la determinación de las dimensiones necesarias por resistencia no deberá hacerse esta magnificación de las cargas aplicadas (Fig. 8.7).

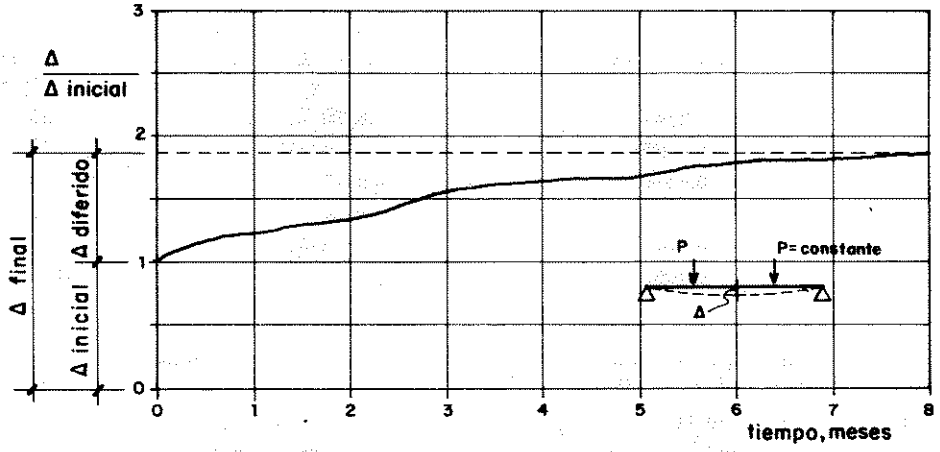



**Figura 8.7 Incremento típico de las deflexiones con el tiempo**

## 8.2 REQUISITOS DE RESISTENCIA

Las fórmulas de diseño que se revisan en esta sección son aplicables a elementos homogéneos, sin imperfecciones tales como rajaduras o aristas faltantes. Tales defectos son probables en vigas de madera, sobre todo si se tienen secciones relativamente grandes. Como consecuencia, se producen concentraciones de esfuerzos y fallas con esfuerzos aparentemente bajos en comparación con los obtenidos con muestras pequeñas. Sin embargo, no es necesario considerar estos defectos en el diseño, ya que los esfuerzos máximos admisibles incluyen factores adecuados para tener en cuenta las imperfecciones propias de la madera.

Al diseñar conjuntos de viguetas o entablados los esfuerzos admisibles en corte y flexión pueden incrementarse en un 10% , siempre y cuando una redistribución de las cargas entre los distintos elementos componentes sea posible. No debe hacerse un incremento similar en los esfuerzos admisibles de compresión perpendicular a las fibras, ya que en este caso los efectos son locales.

El módulo de elasticidad de la madera en compresión es diferente del módulo de elasticidad en tracción. Sin embargo, el error que se comete al suponer que el plano neutro coincide con el centro de gravedad de la sección es despreciable en comparación con la incertidumbre en muchos otros aspectos del análisis y el diseño, por ejemplo, en la estimación de las cargas.

Para elementos cuya relación de luz a peralte, L/h, es mayor que 14, es decir para la mayoría de los elementos utilizados, puede suponerse que las secciones planas antes de la deformación siguen siendo planas después de la deformación. Para el caso, poco frecuente, en que L/h es menor que 14 es necesario incluir las deformaciones de corte, y la hipótesis antes mencionada no es totalmente válida (1).

La distribución de esfuerzos en zonas próximas a los apoyos no puede ser estudiada adecuadamente con la teoría de vigas. Por lo general, los elementos están apoyados en el borde inferior y cargados en la parte superior, con lo que en las zonas de apoyo se introducen compresiones en la dirección perpendicular a las fibras. Estas compresiones modifican el estado de esfuerzos de modo tal que los esfuerzos de corte en las zonas de los apoyos no son críticos. Para simplificar el diseño se supone que los efectos de corte más desfavorables se presentan en secciones ubicadas a distancias de los apoyos iguales al peralte, y que en estas secciones la distribución de esfuerzos puede determinarse con la teoría de vigas. (Fig. (8.5).

Los esfuerzos admisibles consideran las concentraciones de esfuerzos originadas por los defectos naturales de la madera (con los límites impuestos por la Norma de Clasificación Visual), más no las concentraciones de esfuerzos debidas a cambios bruscos en el peralte o perforaciones en la sección. Los cambios bruscos en el peralte deben evitarse, especialmente en las zonas sometidas a momentos flectores altos, ya que pueden originar esfuerzos de tracción en la dirección perpendicular a las fibras (Fig. 8.8). El análisis de este tipo de efectos requiere de un modelo bi-dimensional. Por otro lado, no es necesario modificar las hipótesis de análisis y diseño si se hacen perforaciones pequeñas (como las que se requieren para uniones empernadas) a la altura del plano neutro. Sólo muy excepcionalmente pueden permitirse perforaciones grandes, como para pasar instalaciones; éstas deben hacerse a la altura del plano neutro y siempre en zonas sometidas a fuerzas cortantes muy bajas.

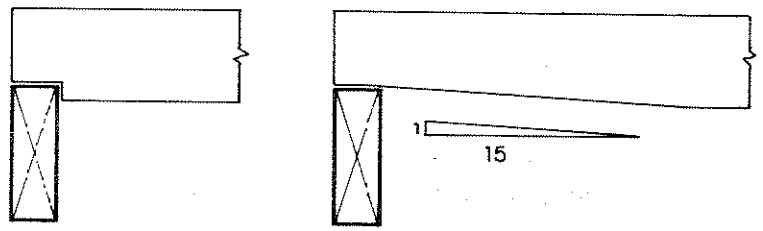



Figura 8.8 (a) Rebajo inadecuado, produce concentración de esfuerzos, (b) rebajo adecuado.

Por razones análogas debe ponerse especial cuidado al verificar esfuerzos de compresión en la dirección perpendicular a las fibras en los puntos de aplicación de cargas concentradas. Estos son puntos en que se producen momentos flectores altos y el aplastamiento de las fibras pueden también dar origen a concentraciones de esfuerzos importantes. (Fig. 8.9).

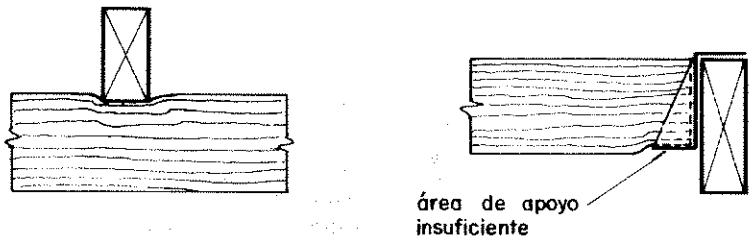



Figura 8.9 El aplastamiento de las fibras da lugar a concentraciones de esfuerzos importantes.

## 8.3. ESTABILIDAD

En elementos sometidos a flexión según el eje fuerte de la sección transversal puede ocurrir pandeo lateral-torsional antes que los esfuerzos alcancen los valores admisibles. Este es un fenómeno común a elementos de distintos materiales, aunque es más frecuente con materiales que permiten el uso de secciones relativamente delgadas, como acero y madera.

La estabilidad lateral de vigas o viguetas podría garantizarse limitando los esfuerzos admisibles en función de la esbeltez, en este caso la relación entre cierta "luz equivalente" y la dimensión mínima de la sección transversal. Alternativamente, pueden establecerse requisitos de arriostramiento para que los esfuerzos no estén limitados por estabilidad. Esto es más eficiente cuando se consideran elementos de madera aserrada.

La Tabla 8.6 presenta reglas empíricas para arriostramiento adecuado en función de la relación peralte a ancho en dimensiones comerciales (h/b). Los criterios adoptados son los de las referencias (9, 10).

# PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO

## 8.4. VIGUETAS. DIAGRAMAS DE DISEÑO

Los diagramas que se presentan a continuación están destinados a facilitar el diseño de viguetas de madera. Están basados en las recomendaciones del Capítulo 8 (Parte I) y reemplazan a los pasos 2 al 7 del procedimiento de diseño de elementos de flexión presentado al inicio del Capítulo.

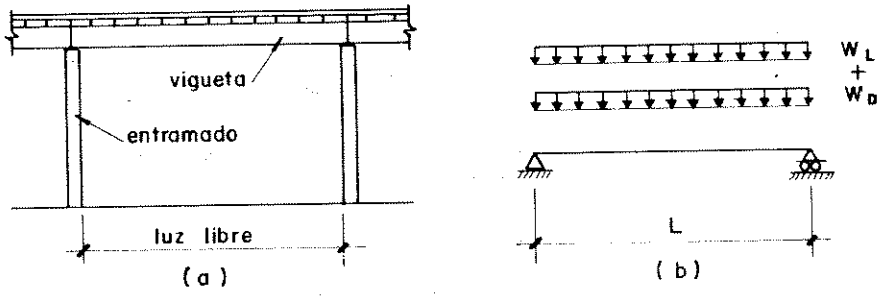



Figura 8.10 (a) Sistema real, (b) modelo analítico.

### 8.4.1. Bases de Cálculo

Los diagramas han sido preparados para viguetas simplemente apoyadas con carga uniformemente repartida. (Fig. 8.10)

Las cargas incluyen el peso propio de las viguetas, considerando la variación de su espaciamiento; el peso de la cobertura –piso o techo y la sobrecarga de diseño considerada.

Los esfuerzos usados en los cálculos han sido los de la Tabla 8.3 y 8.4 (ó 7.1) incrementados en 10 por ciento, según lo recomendado en la Secc. 8.2.1. El módulo de elasticidad considerado es el $E_{promedio}$ de la Tabla 8.2.

Para un grupo de madera estructural dado, estando las cargas muertas y sobrecargas definidas, se han graficado las líneas que relacionan el peralte de las viguetas con la luz libre. Todas las viguetas consideradas son de 4 cm de ancho b. (2" comercial). Sólo se ha graficado la condición más exigente de las que gobiernan el diseño:

– Resistencia a la flexión:

$$\sigma = \frac{M}{Z} < 1.1 \times f_m$$

$$L = h \sqrt{\frac{4\,b \times 1.1\,f_m}{3w}}$$

– Resistencia al corte: La luz admisible nunca es determinada por la resistencia al corte.

– Deflexiones admisibles: $\Delta < \frac{L}{k}$

k es a) Para carga total – 300 cuando hay cielo raso de yeso
– 250 cuando no hay cielo raso

b) Para sobrecarga solamente – 350 en ambos casos

$$L = h \sqrt[3]{\frac{32\,E_{prom}\,b}{5\,w\,k}}$$

### 8.4.2. Clasificación

Se presentan diagramas para cada uno de los tres grupos de madera estructural, A, B y C. Dentro de cada grupo se han preparado diagramas para los siguientes tipos de cobertura y sobrecargas de servicio.

| Cobertura | Sobrecarga kg/m² | | | |
|---|---|---|---|---|
| – Doble entablado | 150, | 200, | 250, | 300 |
| – Doble entablado con cielo raso de yeso | 150, | 200, | 250, | 300 |
| – Teja sin entablado | 50, | 80 | | |
| – Entablado simple con teja de 80 kg/m² | 50, | 80 | | |
| – Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 50, | 100 | | |
| – Asbesto - cemento | 30, | 50 | | |

Para cubrir las combinaciones de cobertura y sobrecargas no previstas en los diagramas presentados se incluye al final un juego de gráficos de tipo general. Los tres primeros (grupos A, B y C) son para viguetas horizontales de 4 y 6.5 cm de ancho. Los tres siguientes son para viguetas inclinadas de 4 cm de ancho. En el eje vertical se lee la carga uniformemente repartida y en el eje horizontal la relación peralte/luz (h/L).

### 8.4.3. Aplicaciones

Estos diagramas pueden usarse para determinar:

1. El peralte necesario de una vigueta simplemente apoyada conociendo la luz libre (L) y el espaciamiento entre ellas (s).
2. El espaciamiento (s) conociendo el peralte (h) y la luz (L).
3. La máxima luz libre (L) conociendo el peralte (h) y el espaciamiento (s).

   En el ejemplo que se presenta a continuación se ilustra el uso de estos diagramas.

### 8.4.4 Ejemplo de Diseño de Viguetas

Considérese un techo con viguetas de madera como el que se muestra en la Fig. 8.11. La cobertura es asbesto–cemento sin entablado apoyada sobre correas de madera y con una sobrecarga de 30 kg/m$^2$.

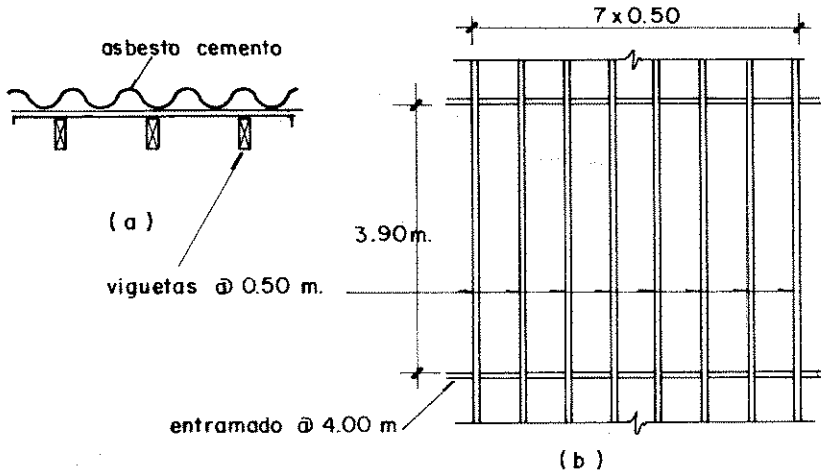



Figura 8.11 (a) Corte de techo, (b) disposición de las viguetas

El procedimiento de diseño seguido es el que se presenta al comienzo del capítulo.

1) Bases de cálculo

   a) Se usará madera del Grupo C, en estado seco (CH $<$ 30%).

   b) Para la evaluación de las cargas de peso propio se suponen viguetas de 4 x 14 cm espaciadas a 0.50 m.

| | | |
|---|---|---|
| Peso propio (ver Tabla 13.4) | 10.1 | kg/m$^2$ |
| Peso muerto (ver Tabla 13.6) asbesto-cemento 5mm | 13.0 | kg/m$^2$ |
| - correas 4 x 4 cm cada 80 cm | 2.0 | kg/m$^2$ |
| Sobrecarga | 30.0 | kg/m$^2$ |

c) De la Tabla 8.1, caso b:

– Para carga total $\Delta$ máx $< \dfrac{L}{250}$ (admisible)

– Para sobrecarga solamente $\Delta$ máx $< \dfrac{L}{350}$

d) Vigueta simplemente apoyada, luz de 4.00 m. y espaciamiento de 0.50 m.
La luz de cálculo será la luz libre = 3.90 m

2) Efectos máximos

| | | | |
|---|---|---|---|
| Peso propio + peso muerto ($w_d$) = 10.1 + 13 + 2 | = | 25.1 | kg/m$^2$ |
| Sobrecarga ($w_1$) | = | 30.0 | kg/m$^2$ |
| Carga total ($w$) = $w_d + w_1$ | = | 55.1 | kg/m$^2$ |
| Carga total repartida por vigueta = s x w = 0.5 x 55.1 | = | 27.55 | kg/m |
| Carga muerta repartida por vigueta = s x $w_d$ = 0.5 x 25.1 | = | 12.55 | kg/m |
| Sobrecarga repartida por vigueta = s x $w_1$ = 0.5. x 30 | = | 15.0 | kg/m |

$$\text{Momento máximo} = M_{máx} = \frac{wL^2}{8} = \frac{27.55 \times (3.90)^2}{8} = 52.4 \text{ kg-m}$$

$$\text{Cortante máximo} = V_{máx} = \frac{wL}{2} = \frac{27.55 \times 3.90}{2} = 53.72 \text{ kg}$$

3) Esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad. Para viguetas se usa el $E_{prom}$ y los esfuerzos de corte y flexión pueden incrementarse en 10 %.

| | | |
|---|---|---|
| $E_{prom}$ | = 90,000 kg/cm$^2$ | (ver Tabla 8.2 o 13.2) |
| $f_m$ | = 100 kg/cm$^2$ + 10% = 110 kg/cm$^2$ | (ver Tabla 8.3 o 13.2) |
| $f_v$ | = 8 kg/cm$^2$ + 10 % = 8.8 kg/cm$^2$ | (ver Tabla 8.4 o 13.2) |
| $f_{c\perp}$ | = 15 kg/cm$^2$ | (ver Tabla 8.5 o 13.2) |

4) Momento de inercia I, necesario por limitación de deflexiones. Para una viga simplemente apoyada.

$$\Delta = \frac{5\ wL^4}{384\ EI} < \frac{L}{k}$$

despejando I, tenemos

$$I > \frac{5\ wL^3 k}{384\ E}$$

Para considerar las deformaciones diferidas al calcular el momento de inercia necesario por deflexiones, es posible usar directamente la fórmula anterior utilizando una carga equivalente como la siguiente:

$w_{equivalente} = 1.8\, w_d + w_l$ **(sólo para el cálculo de deflexiones)**

**En este ejemplo:**

$w_{equivalente}$ **será** $= 1.8 \times 12.55 + 15 = 37.59$ kg/m

para la carga total $k = 250$, $I > \dfrac{5 \times 37.59 \times (390)^3 \times 250}{384 \times 100 \times 90{,}000} = 806.50\ cm^4$

para la sobrecarga $k = 350$, $I > \dfrac{5 \times 15 \times (390)^3 \times 350}{384 \times 100 \times 90{,}000} = 451\ cm^4$

considerando el mayor de los dos, I necesario $= 806.5\ cm^4$

5) Módulo de sección Z necesario por resistencia

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{52.4 \times 100}{110} = 47.6\ cm^3$$

6) En la Tabla 13.1, observamos que una sección de 4 cm x 14 cm satisface los requisitos de momento de inercia I, y módulo de sección Z.

$Z_{requerido} = 47\ cm^3 < Z_{(4 \times 14)} = 130.7\ cm^3$

$I_{requerido} = 806\ cm^4 < I_{(4 \times 14)} = 914.6\ cm^4$

7) Verificación del esfuerzo cortante. Corte en la sección crítica a una distancia h del apoyo.

$V_h = 53.72 - 27.55 \times 0.14 = 49.86$ kg

el esfuerzo cortante $\tau = \dfrac{1.5\ V_h}{bh} = \dfrac{1.5 \times 49.9}{4 \times 14} = 1.34 < f_v = 8.8\ kg/cm^2$

8) Verificación de la estabilidad lateral. Considerando para esta verificación las dimensiones equivalentes comerciales:

$$\frac{h}{b} = \frac{6''}{2''} = 3$$

De la Tabla 8.6, para una relación h/b = 3, es suficiente con restringir el desplazamiento de los apoyos.

9) Longitud del apoyo a:

$$a > \frac{R}{bf_c} = \frac{53.72}{4 \times 15} = 0.90 \text{ cm}$$

Al escoger la sección de 4 x 14 cm se está excediendo tanto el módulo de sección Z como el momento de inercia I necesarios. Podría, para conseguir un diseño más económico, usarse un espaciamiento de las viguetas mayor que 50 cm. Esto se ilustra más adelante con el empleo de los diagramas de diseño.

USE VIGUETAS DE SECCION 4 cm x 14 cm MADERA GRUPO C

## Diseño Usando Diagramas

Los Diagramas facilitan el diseño sustituyendo los pasos 2 a 7.

Caso 1. Para determinar la sección o el peralte de vigueta necesario (todos los diagramas han sido preparados para viguetas de 4 cm de ancho solamente) se siguen los siguientes pasos:

a) Seleccionar el diagrama apropiado con la información de las bases de cálculo y con ayuda de la relación de diagramas 8.4.5. En este caso el diagrama No. V–47 que corresponde a madera Grupo C, cobertura de asbesto-cemento y con una sobrecarga S/C = 30 kg/m$^2$ (Fig. 8.12).

b) Ubicar la luz 3.90 en el lado izquierdo del diagrama y siguiendo una horizontal hacia la derecha interceptar la línea de espaciamiento s = 0.50.

c) Descender desde este punto de intersección hasta el eje horizontal. Este punto indica el peralte "exacto" que satisface los requerimientos del diseño; sin embargo, como las piezas de madera se ofrecen comercialmente en peraltes determinados (Secciones preferenciales), es conveniente seleccionar una de estas escuadrías. Los peraltes de estas secciones están indicados con una línea vertical más gruesa en el diagrama.

d) Seleccionar un peralte de 14 cm. (Línea vertical ligeramente más oscura) a la derecha del punto de intersección. La sección necesaria será una de 4 cm x 14 cm (2" x 6"). Las verificaciones por estabilidad deben hacerse de la misma forma como se ilustró en el paso 8 anterior.

Caso 2. Para determinar la luz máxima que una vigueta de sección conocida puede cubrir, conociendo el espaciamiento y las características de la cobertura, se procede inversamente al procedimiento anterior:

a) Ubicar el peralte en el eje horizontal.

b) Levantar una vertical hasta interceptar la línea correspondiente al espaciamiento, s.

c) Desde este punto de intersección trazar una horizontal hacia la izquierda. Leer en el eje vertical la luz en metros.

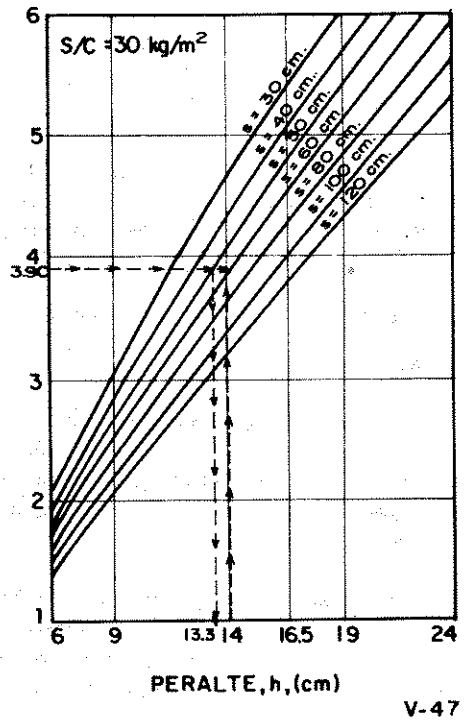



Figura 8.12 Diagrama típico de viguetas

Caso 3. También se pueden usar los diagramas para determinar el máximo espaciamiento dada una luz y un peralte de vigueta:

a) Ubicar el peralte en el eje horizontal y trazar una línea vertical.

b) Ubicar la luz L en el eje vertical y proceder horizontalmente hasta interceptar la vertical del paso anterior.

c) Las líneas inclinadas por encima del punto de intercepción representan los espaciamientos admisibles para el caso dado.

En el caso del ejemplo, con viguetas de 4 x 14 cm. y una luz de 3.90, el espaciamiento puede ser de 60 cm. Esto implica que podría incrementarse el espaciamiento inicial de 50 cm. para conseguir un diseño más económico.

## Diagramas. Carga repartida—peralte/luz

Estos diagramas —a diferencia de los anteriores— relacionan la carga uniformemente repartida w, en kg/m aplicada a una vigueta simplemente apoyada con la relación h/L, peralte de la vigueta entre la luz. Los tres primeros son para viguetas horizontales y los tres siguientes

para viguetas inclinadas. En este último caso la limitación de deflexiones ha sido extendida a L/200.

Para cada uno de los anchos de viguetas que se presentan (4 y 6.5 cm) se incluyen tres curvas: para $\Delta <$ (L/250, L/300 y L/350). Esta última para la sobrecarga únicamente. Será necesario utilizar aquella curva que corresponde a la limitación de deflexiones que se está verificando.

Para usar cualquiera de estos diagramas se requiere conocer alguno de los parámetros indicados, o la carga repartida w o la relación h/L.

Aplicando el caso del ejemplo anterior para determinar el peralte necesario de la vigueta se procede como sigue:

Datos:

| | | |
|---|---|---|
| L | = | 3.90 m |
| Carga total $w_{equivalente}$ | = | 37.59 kg/m (por limitación de deflexiones) |
| Sobrecarga $w_l$ | = | 15.00 kg/m |

Madera grupo C

$$\Delta \text{ máx} < \frac{L}{250}; \text{ para sobrecarga } \Delta \text{ máx} < \frac{L}{350}$$

a) Seleccionar el diagrama correspondiente al grupo de madera. Para grupo C, el diagrama es el No. V–51 (Fig. 8.12.A).

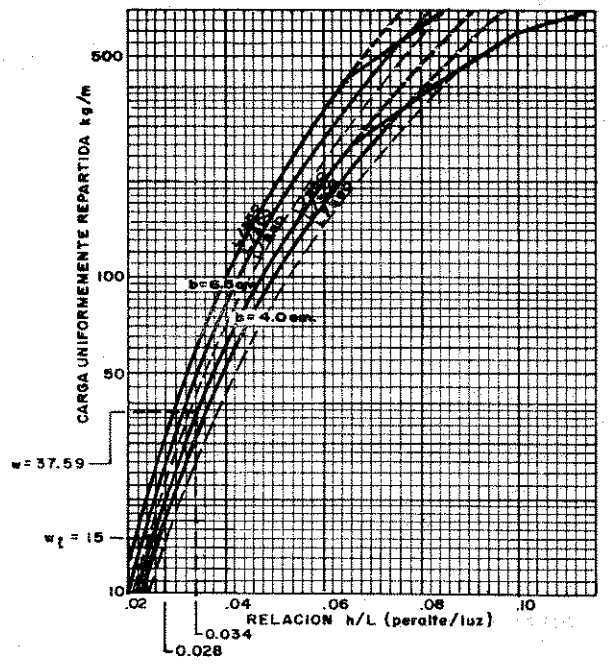



Fig. 8.12A Diagrama General para Viguetas

b) Ubicar el valor de la carga total en el eje vertical w = 37.59 kg/m y trazar una recta hasta interceptar la curva marcada L/250 para b = 4 cm. (Si se quisiera tantear un ancho de 6.5 cm habría que usar las curvas marcadas con ese ancho).

c) Desde este punto descender hasta el eje horizontal para leer la relación h/L.En este caso se lee 0.034.

d) Con h/L = 0.034 puede determinarse cualquiera de las dos variables, h o L, dependiendo de cual sea el valor conocido. Por ejemplo, en este caso, para L = 3.90 m. se obtiene:

peralte necesario h = 0.034 L = 0.034 x 390 = 13.3 cm

Usando una escuadría de 4 x 14 cm podríamos cubrir una luz

$$L = \frac{h}{0.034} = \frac{14}{0.034} = 411 \text{ cm.}$$

e) Resta verificar h/L para la sobrecarga y L/350. Se ubica el valor de la sobrecarga $w_1$ = 15 kg/m en el eje vertical e interceptando la curva punteada marcada con L/350 descender hasta el eje horizontal, h/L = 0.028. Como esta relación es menor que la anterior el peralte está controlado por la carga total.

## 8.4.5. Relación de Diagramas de Viguetas

| Diagrama | Grupo Madera | Tipo de Techado | Sobre-carga | Pág. No. |
|---|---|---|---|---|
| V–01 | | Doble entablado | 150 | 8 - 22 |
| V–02 | | Doble entablado | 200 | 8 - 22 |
| V–03 | | Doble entablado | 250 | 8 - 23 |
| V–04 | | Doble entablado | 300 | 8 - 23 |
| V–05 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 150 | 8 - 24 |
| V–06 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 200 | 8 - 24 |
| V–07 | A | Doble entablado y cielo raso de yeso | 250 | 8 - 25 |
| V–08 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 300 | 8 - 25 |
| V–09 | | Teja sin entablado | 50 | 8 - 26 |
| V–10 | | Teja sin entablado | 80 | 8 - 26 |
| V–11 | | Entablado simple con teja de 80 kg/m$^2$ | 50 | 8 - 27 |
| V–12 | | Entablado simple con teja de 80 kg/m$^2$ | 80 | 8 - 27 |
| V–13 | | Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 50 | 8 - 28 |
| V–14 | | Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 100 | 8 - 28 |
| V–15 | | Asbesto–cemento | 30 | 8 - 29 |
| V–16 | | Asbesto–cemento | 50 | 8 - 29 |

| Diagrama | Grupo Madera | Tipo de Techado | Sobre-carga | Pág. No. |
|---|---|---|---|---|
| V–17 | | Doble entablado | 150 | 8 - 30 |
| V–18 | | Doble entablado | 200 | 8 - 30 |
| V–19 | | Doble entablado | 250 | 8 - 31 |
| V–20 | | Doble entablado | 300 | 8 - 31 |
| V–21 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 150 | 8 - 32 |
| V–22 | B | Doble entablado y cielo raso de yeso | 200 | 8 - 32 |
| V–23 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 250 | 8 - 33 |
| V–24 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 300 | 8 - 33 |
| V–25 | | Teja sin entablado | 50 | 8 - 34 |
| V–26 | | Teja sin entablado | 80 | 8 - 34 |
| V–27 | | Entablado simple con teja de 80 kg/m$^2$ | 50 | 8 - 35 |
| V–28 | | Entablado simple con teja de 80 kg/m$^2$ | 80 | 8 - 35 |
| V–29 | | Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 50 | 8 - 36 |
| V–30 | | Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 100 | 8 - 36 |
| V–31 | | Asbesto–cemento | 30 | 8 - 37 |
| V–32 | | Asbesto–cemento | 50 | 8 - 37 |
| V–33 | | Doble entablado | 150 | 8 - 38 |
| V–34 | | Doble entablado | 200 | 8 - 38 |
| V–35 | | Doble entablado | 250 | 8 - 39 |
| V–36 | | Doble entablado | 300 | 8 - 39 |
| V–37 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 150 | 8 - 40 |
| V–38 | C | Doble entablado y cielo raso de yeso | 200 | 8 - 40 |
| V–39 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 250 | 8 - 41 |
| V–40 | | Doble entablado y cielo raso de yeso | 300 | 8 - 41 |
| V–41 | | Teja sin entablado | 50 | 8 - 42 |
| V–42 | | Teja sin entablado | 80 | 8 - 42 |
| V–43 | | Entablado simple con teja de 80 kg/m$^2$ | 50 | 8 - 43 |
| V–44 | | Entablado simple con teja de 80 kg/m$^2$ | 80 | 8 - 43 |
| V–45 | | Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 50 | 8 - 44 |
| V–46 | | Entablado simple con capa de barro de 2.5 cm | 100 | 8 - 44 |
| V–47 | | Asbesto–cemento | 30 | 8 - 45 |
| V–48 | | Asbesto–cemento | 50 | 8 - 45 |
| V–49 | A | Carga repartida general–Relación Peralte/Luz | | 8 - 46 |
| V–50 | B | Carga repartida general–Relación Peralte/Luz | | 8 - 47 |
| V–51 | C | Carga repartida general–Relación Peralte/Luz | | 8 - 48 |
| V–52 | A | Carga repartida sobre vigueta inclinada–Relación Peralte/Luz | | 8 - 49 |
| V–53 | B | Carga repartida sobre vigueta inclinada–Relación Peralte/Luz | | 8 - 50 |
| V–54 | C | Carga repartida sobre vigueta inclinada–Relación Peralte/Luz | | 8 - 51 |

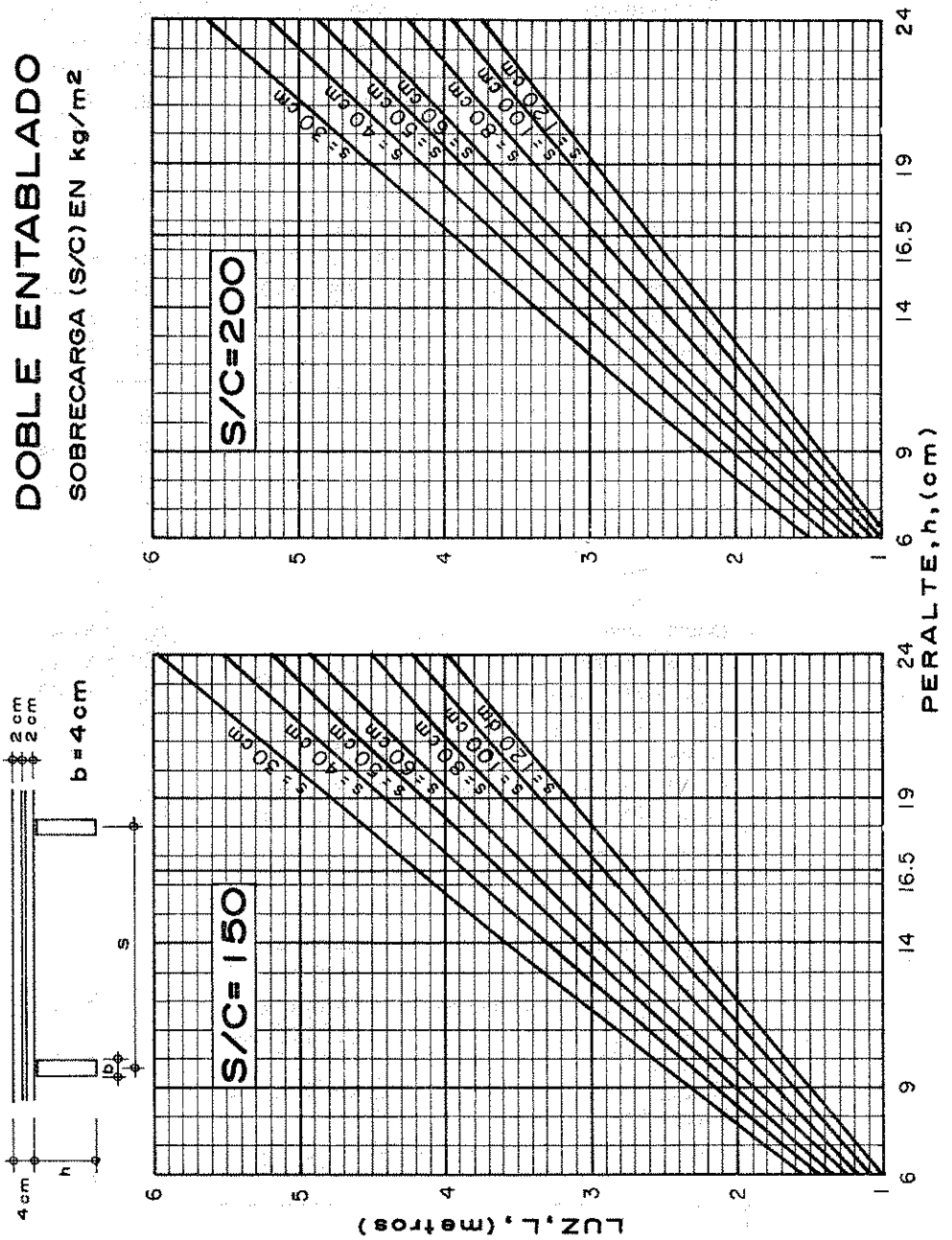
# VIGUETAS

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ 130,000 kg/cm²

GRUPO **A**

## DOBLE ENTABLADO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



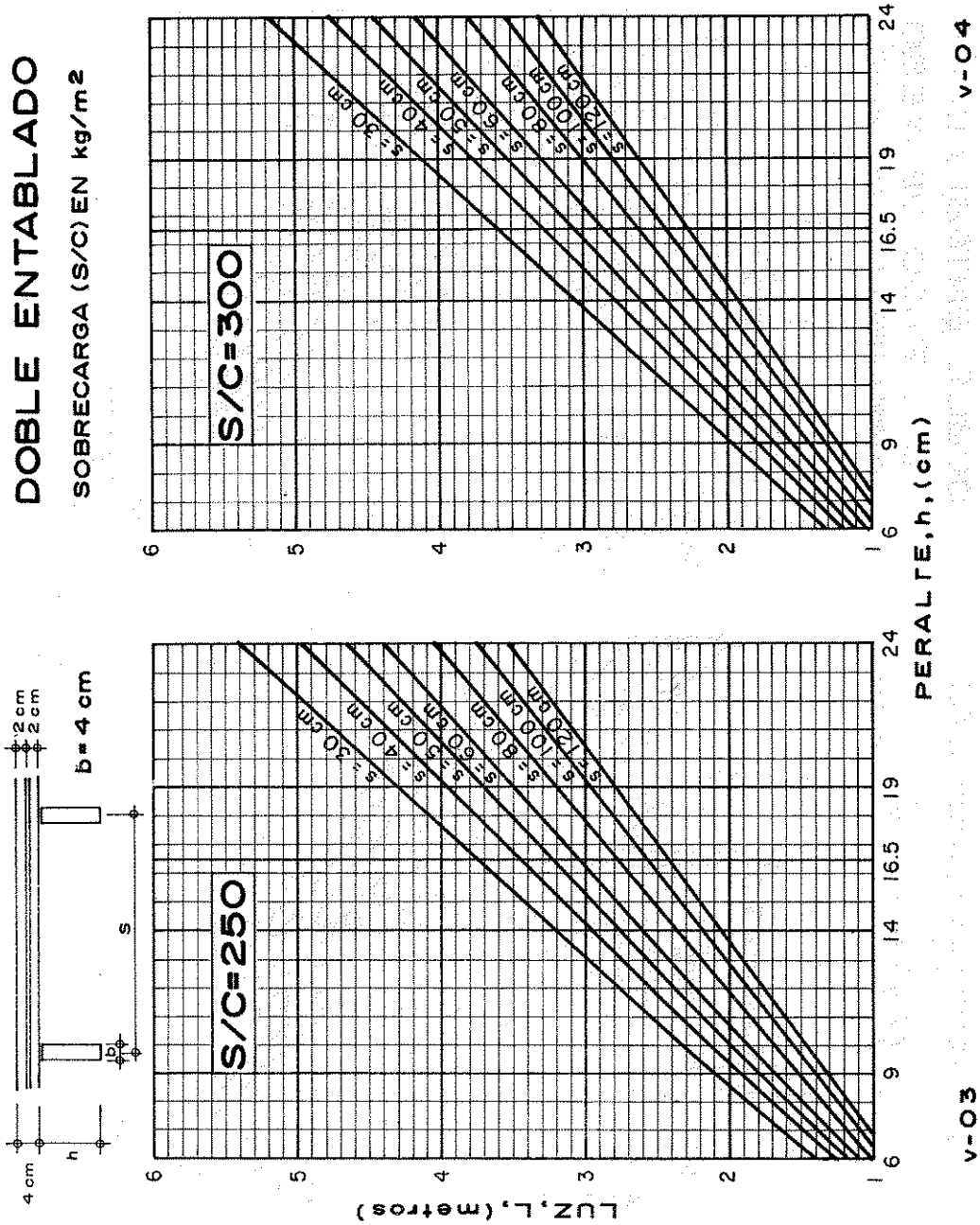
# VIGUETAS

GRUPO **A**

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

## DOBLE ENTABLADO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-04

v-03

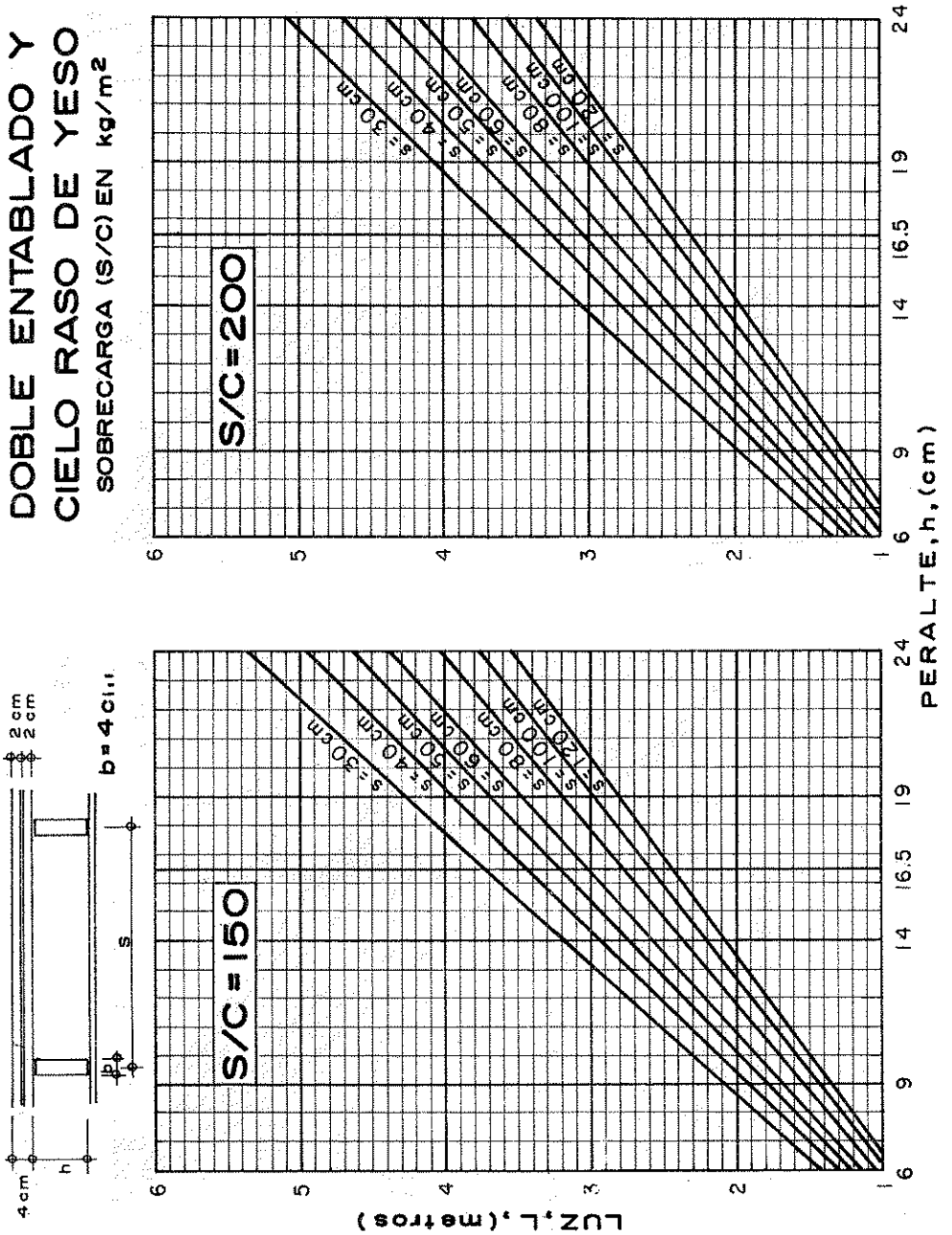
# VIGUETAS

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

GRUPO **A**

## DOBLE ENTABLADO Y CIELO RASO DE YESO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-06

V-05

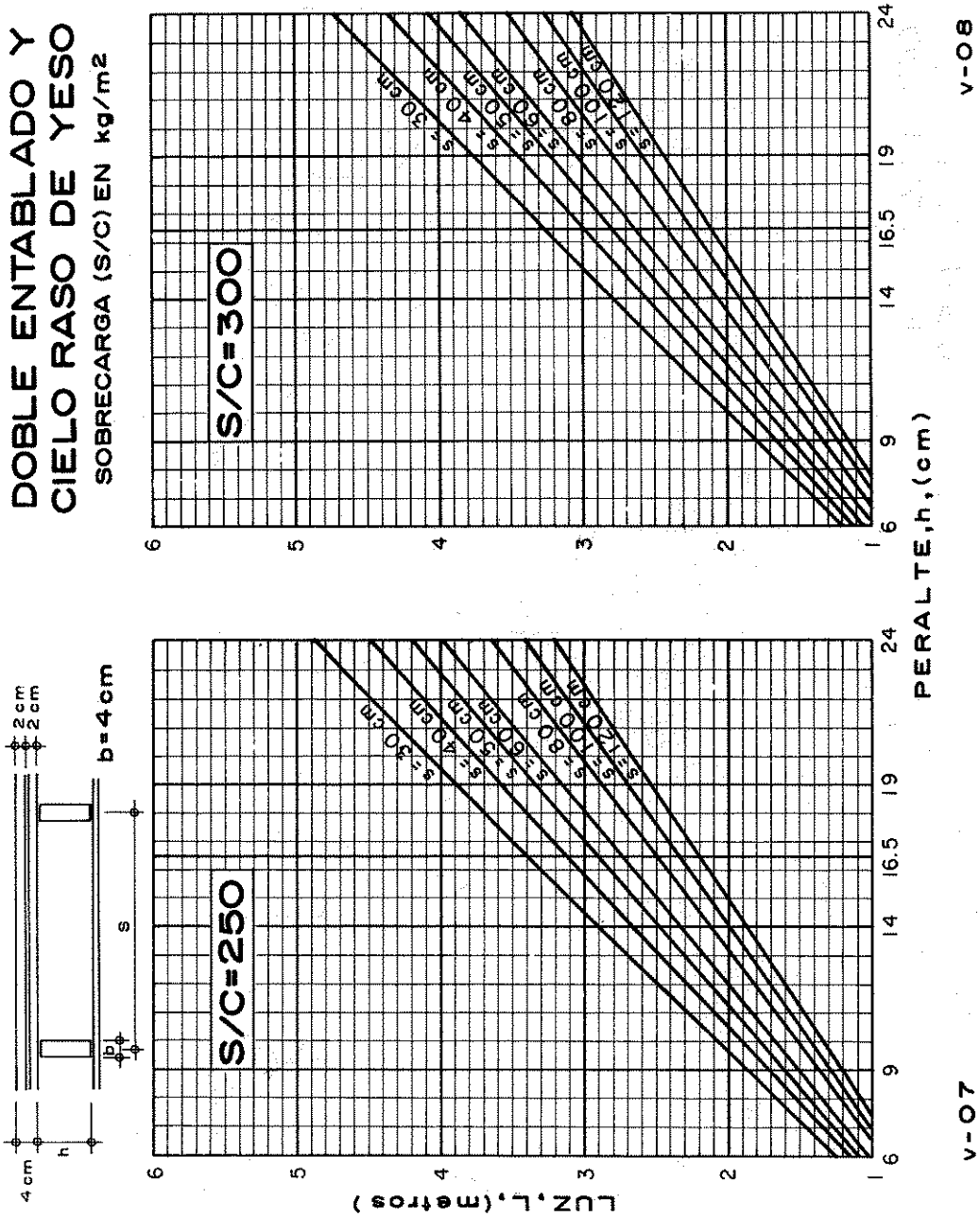
GRUPO **A**

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## DOBLE ENTABLADO Y CIELO RASO DE YESO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²

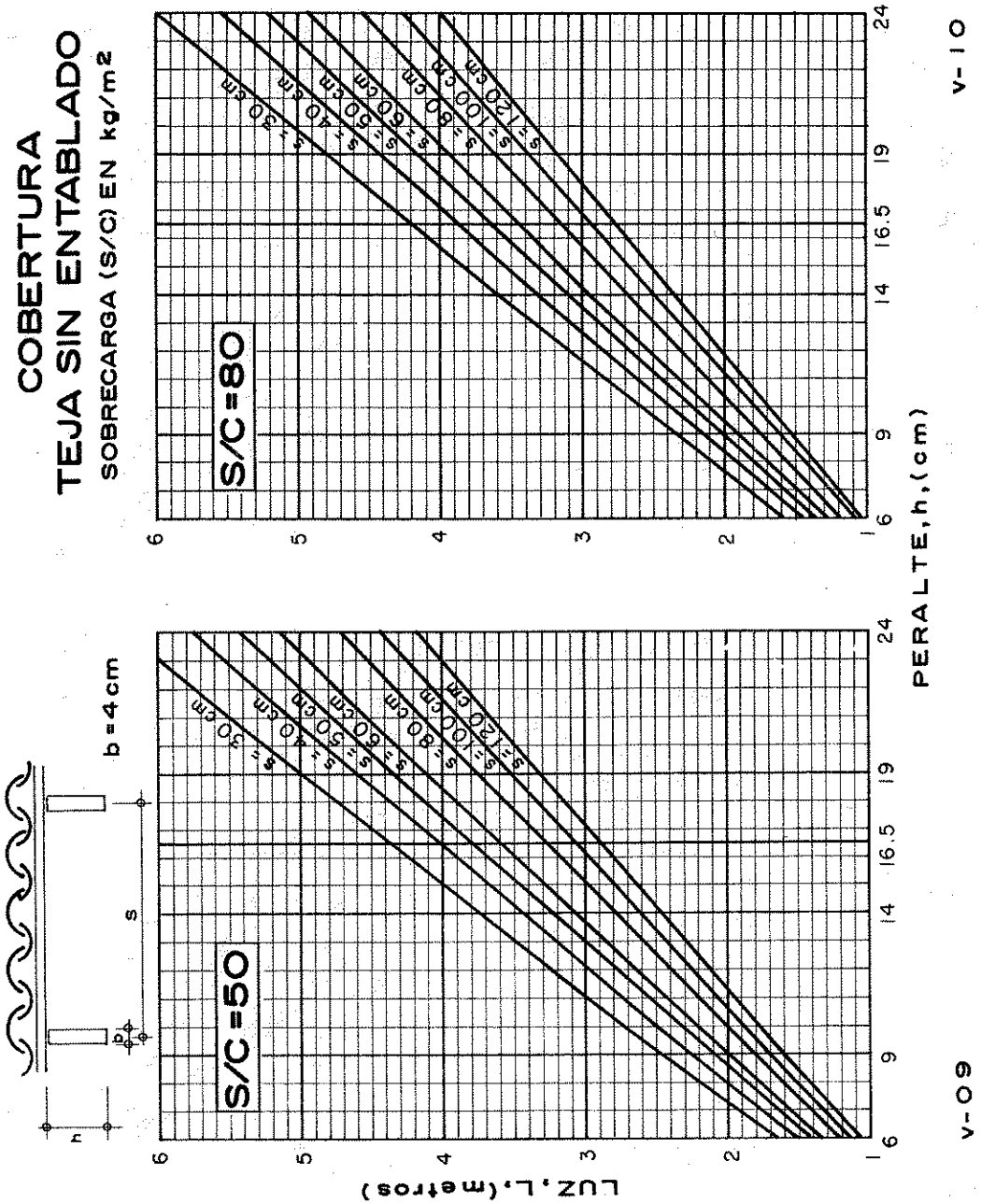


# VIGUETAS

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

GRUPO **A**

## COBERTURA
## TEJA SIN ENTABLADO
SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



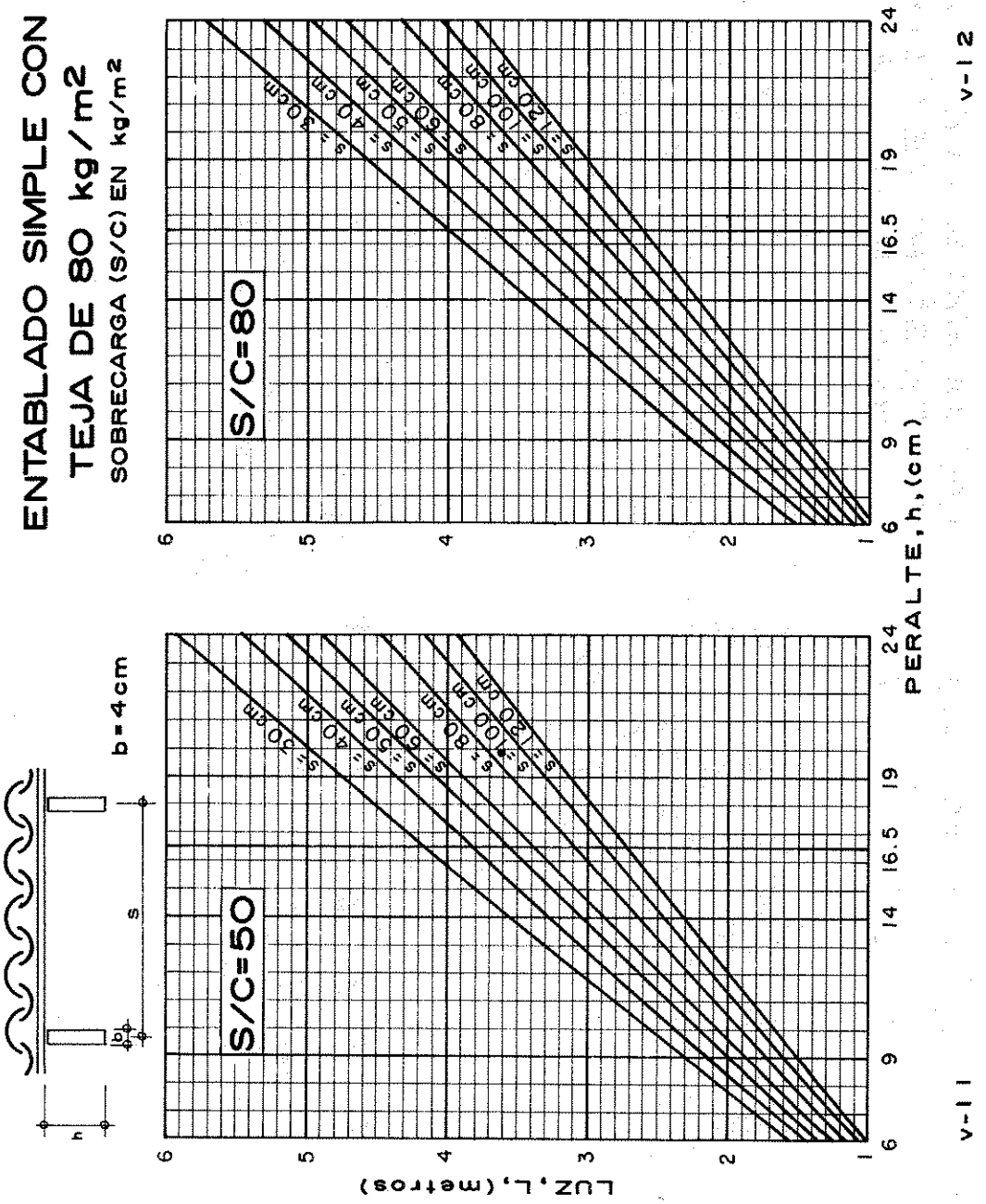

v-10

v-09

GRUPO **A**

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

# VIGUETAS



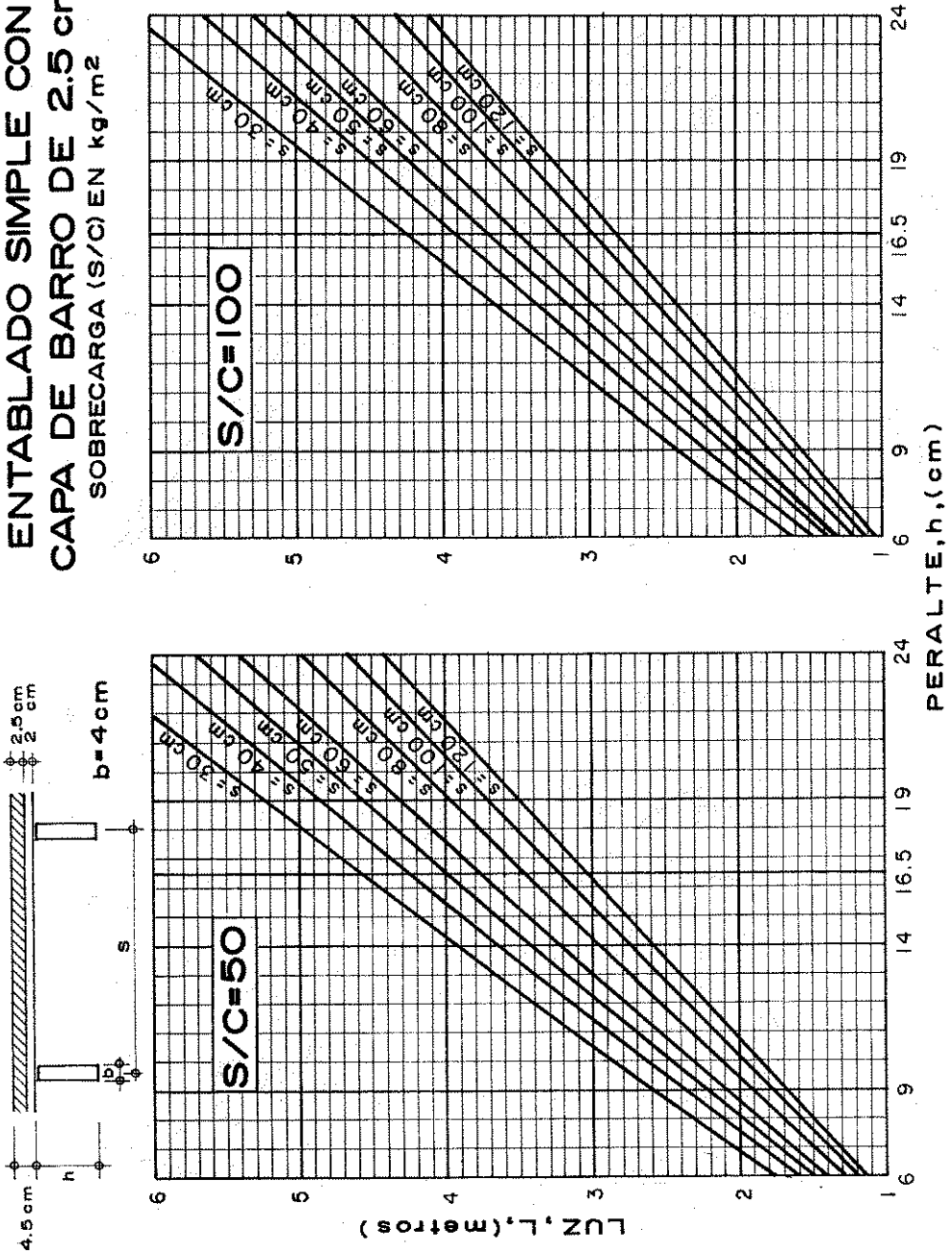
# VIGUETAS

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

GRUPO **A**

## ENTABLADO SIMPLE CON CAPA DE BARRO DE 2.5 cm

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-14

V-13

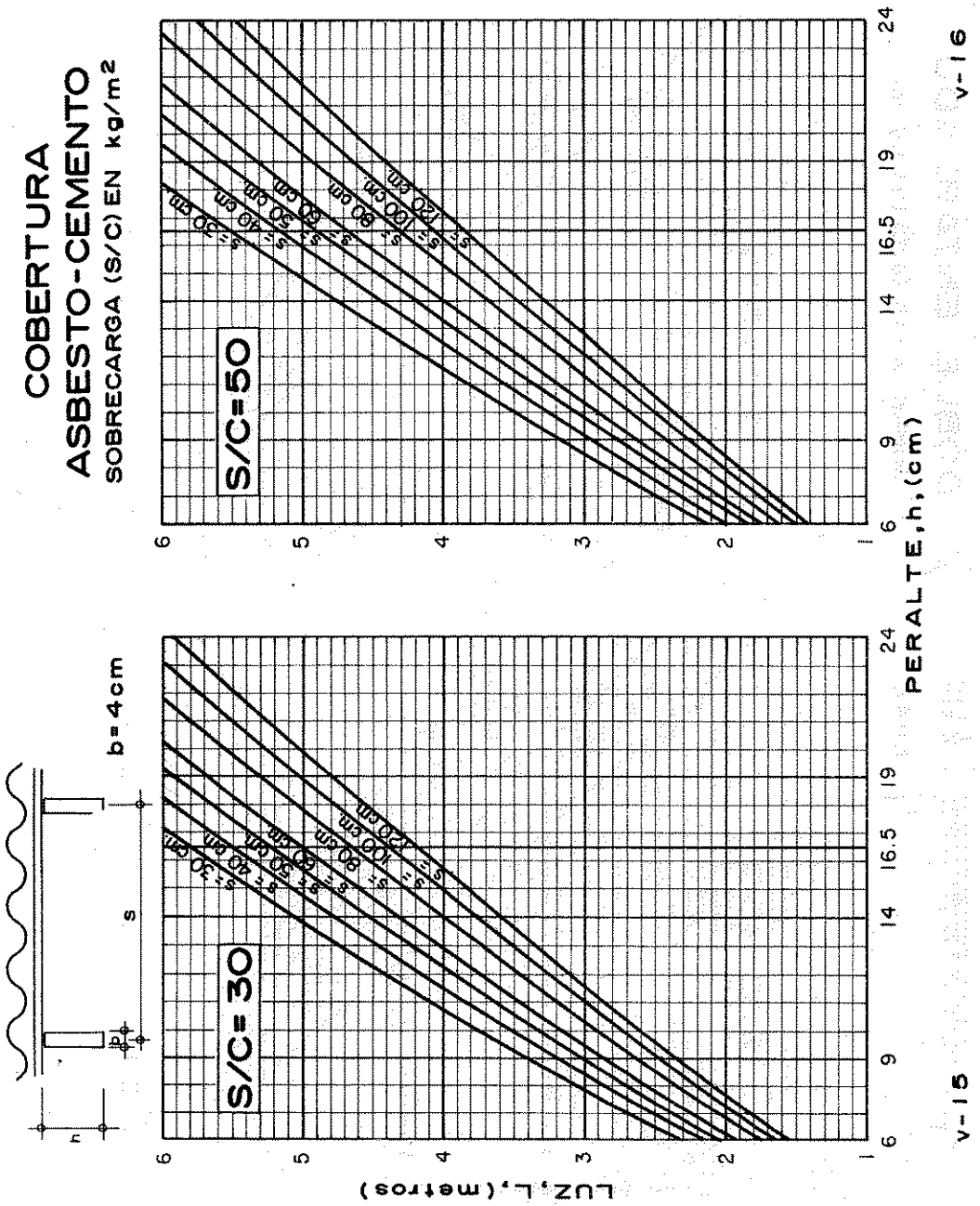
# VIGUETAS

GRUPO **A**

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

## COBERTURA ASBESTO-CEMENTO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



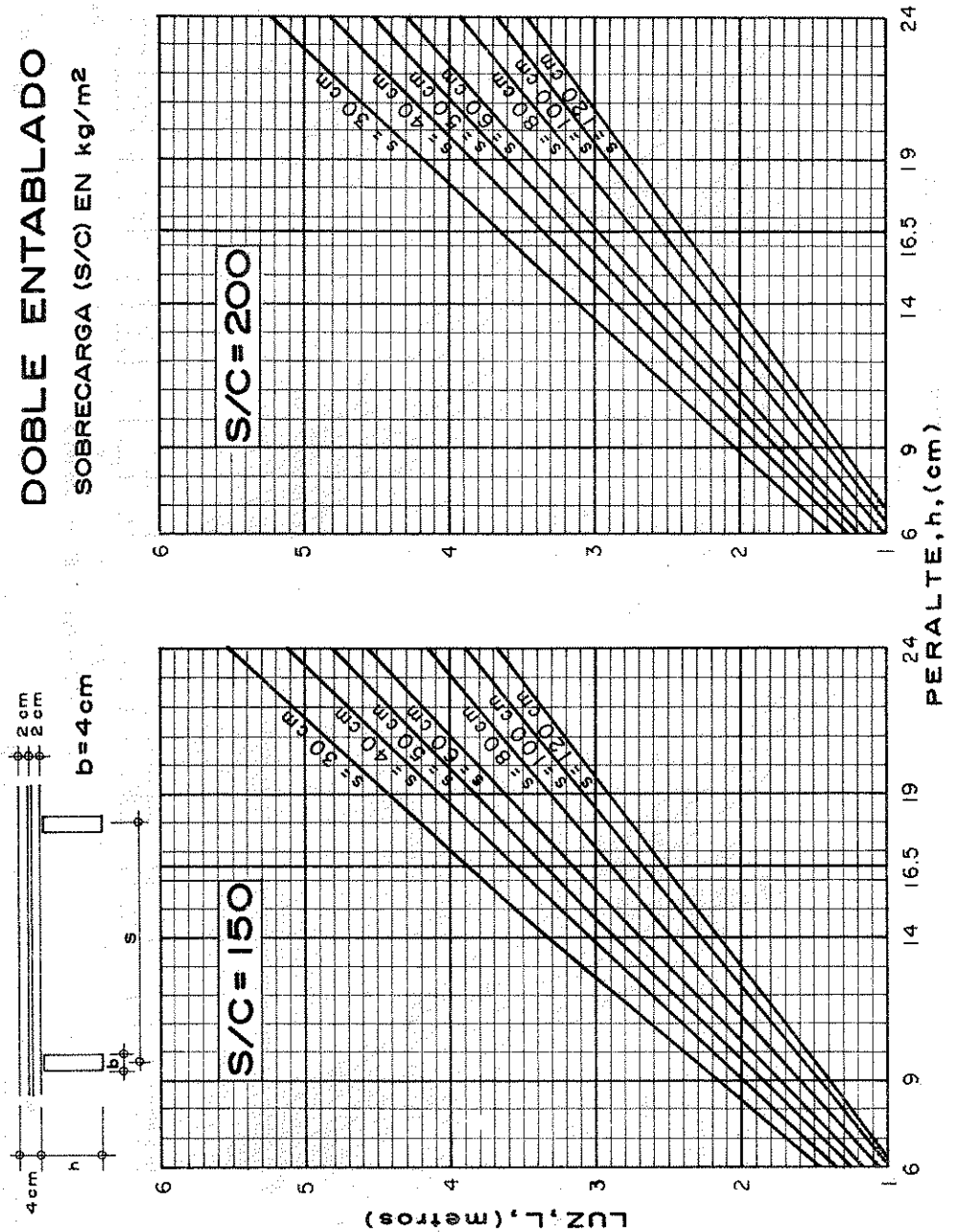
# VIGUETAS

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

GRUPO **B**

## DOBLE ENTABLADO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-18

v-17

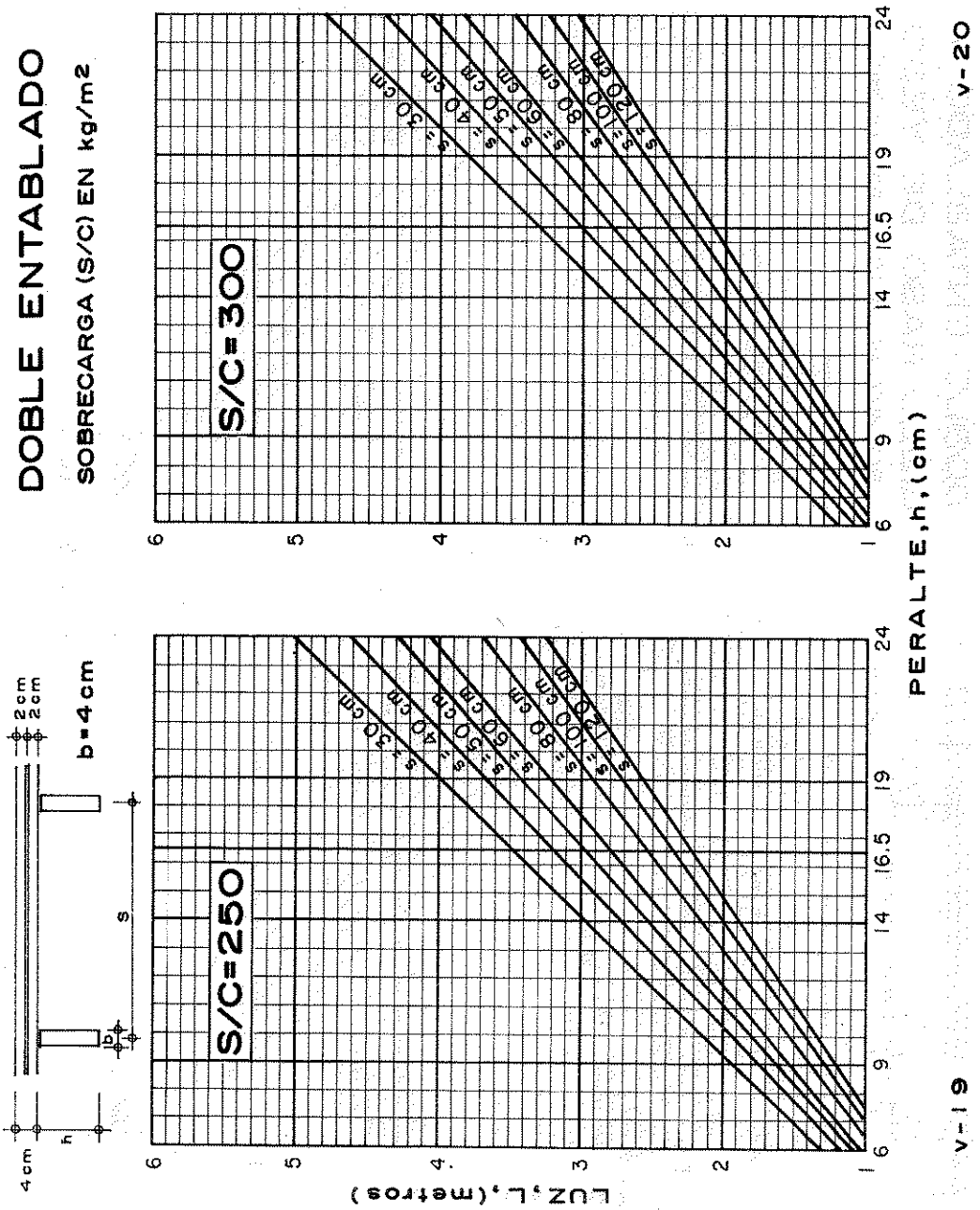
GRUPO **B**

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## DOBLE ENTABLADO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



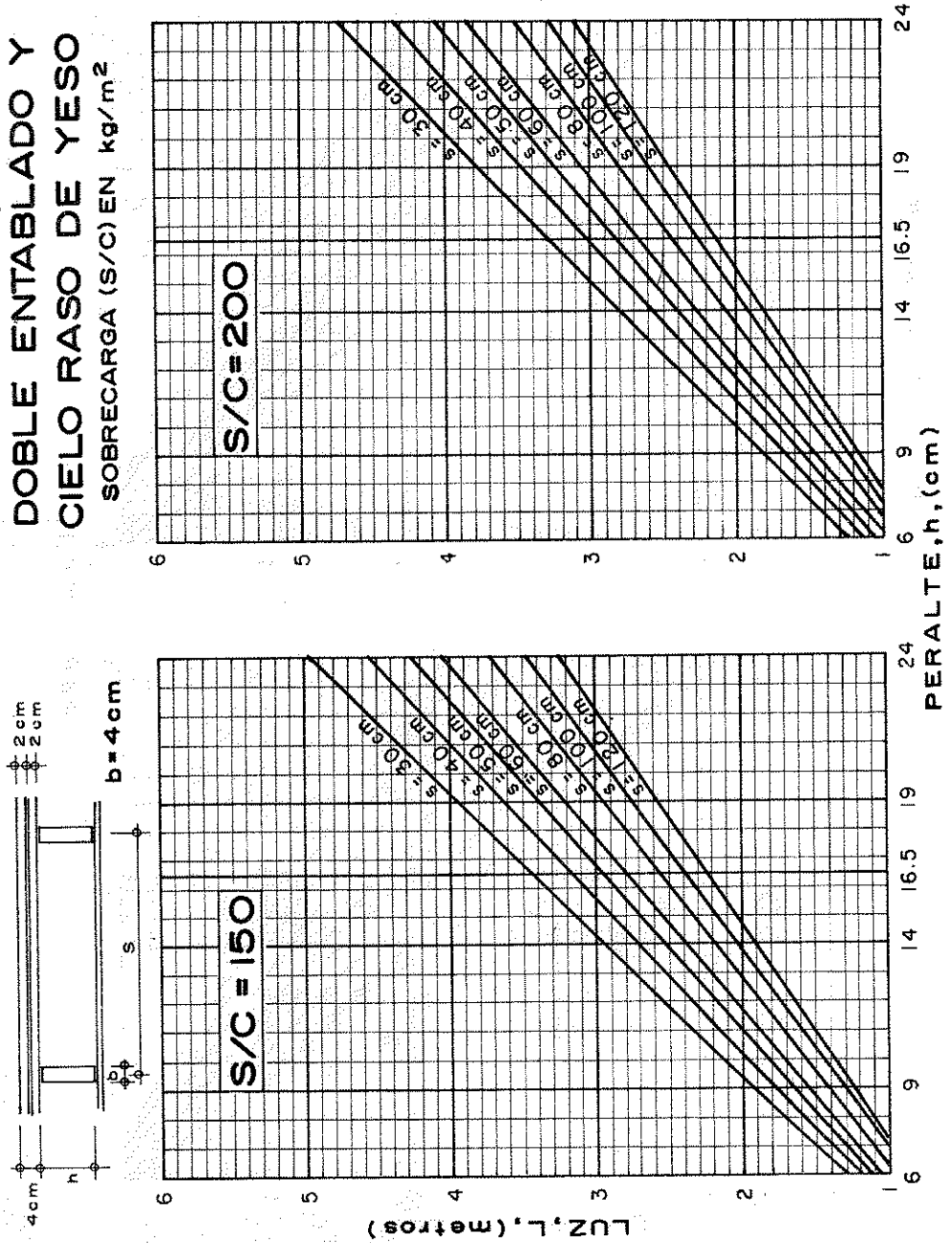
# VIGUETAS

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

GRUPO **B**

## DOBLE ENTABLADO Y CIELO RASO DE YESO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-22

V-21

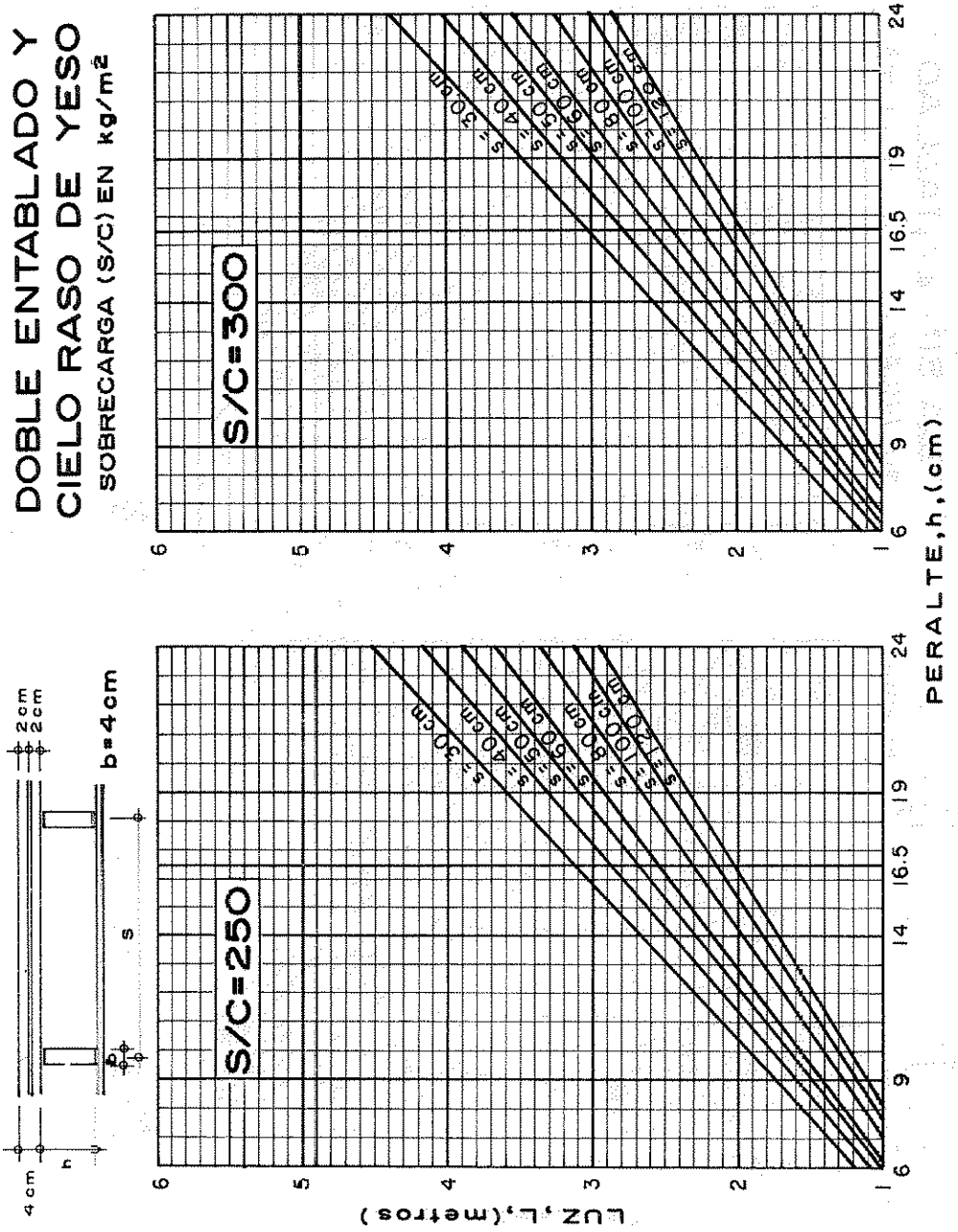
GRUPO **B**

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## DOBLE ENTABLADO Y CIELO RASO DE YESO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-24

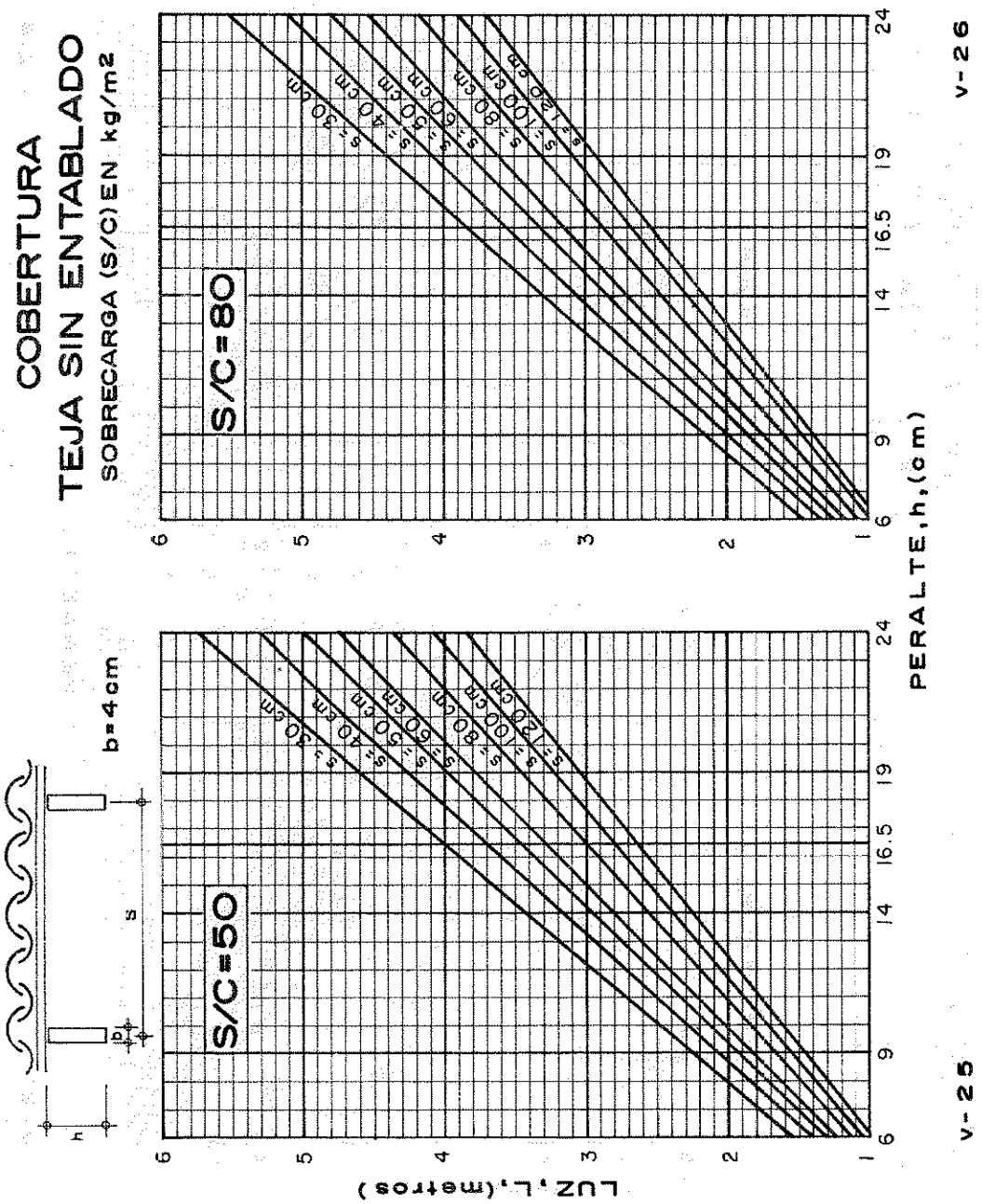
v-23

GRUPO **B**

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## COBERTURA
## TEJA SIN ENTABLADO
SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-26

V-25

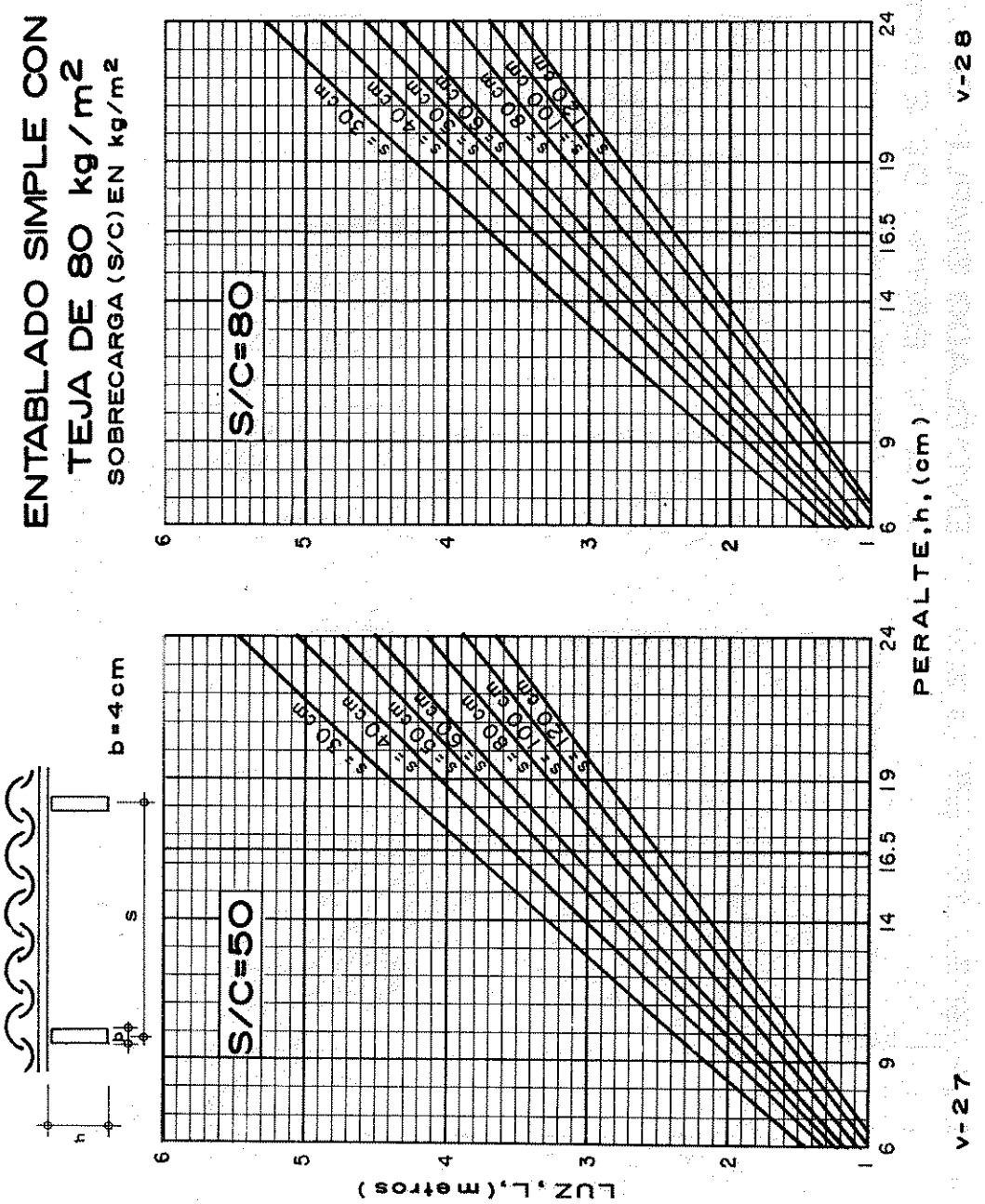
GRUPO **B**

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## ENTABLADO SIMPLE CON TEJA DE 80 kg/m²

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-28

v-27

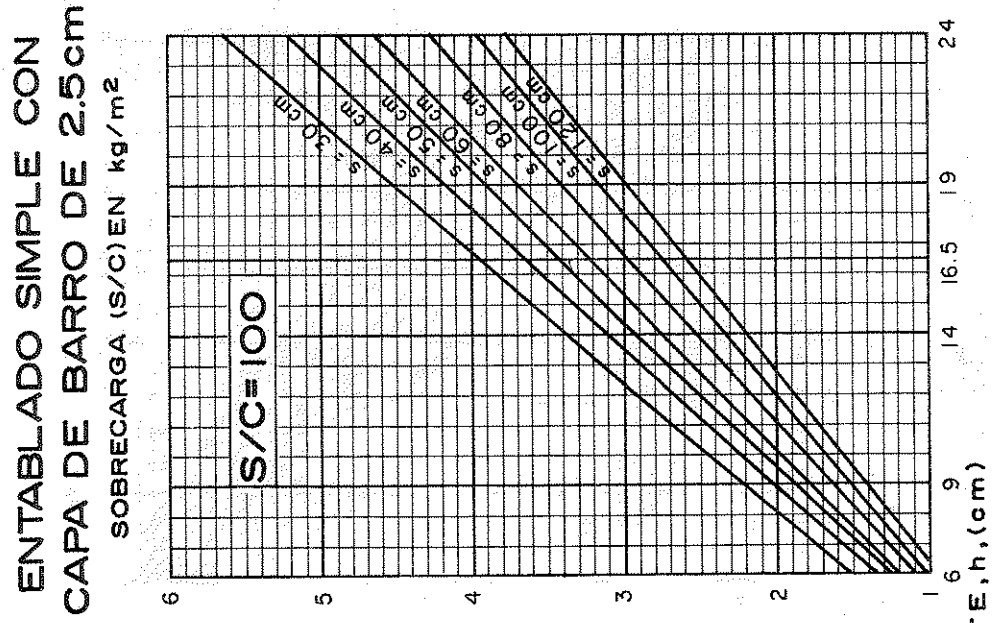
# VIGUETAS

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

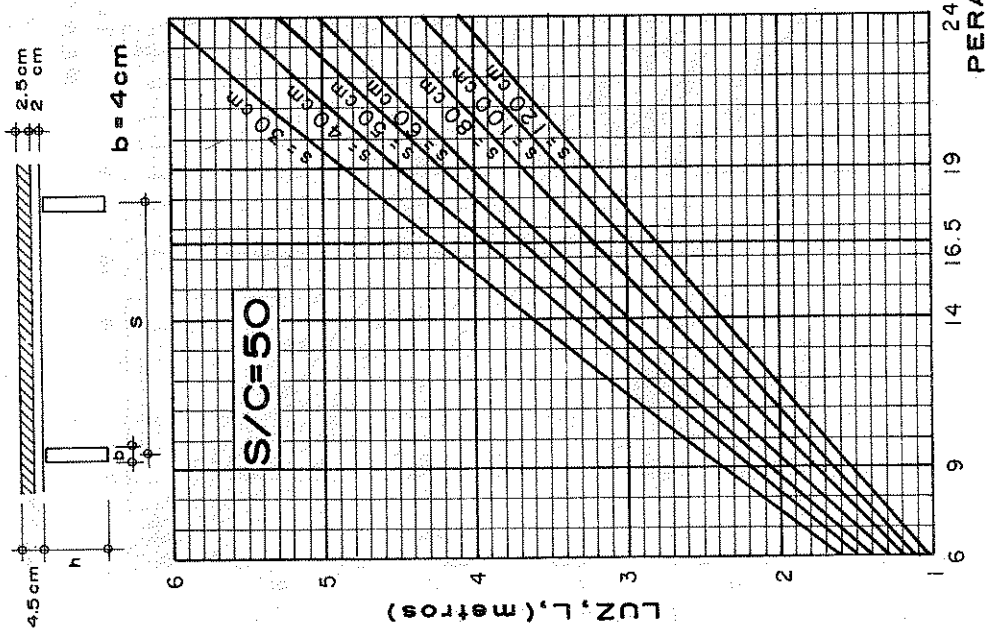
GRUPO **B**

## ENTABLADO SIMPLE CON CAPA DE BARRO DE 2.5cm

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-30







v-29

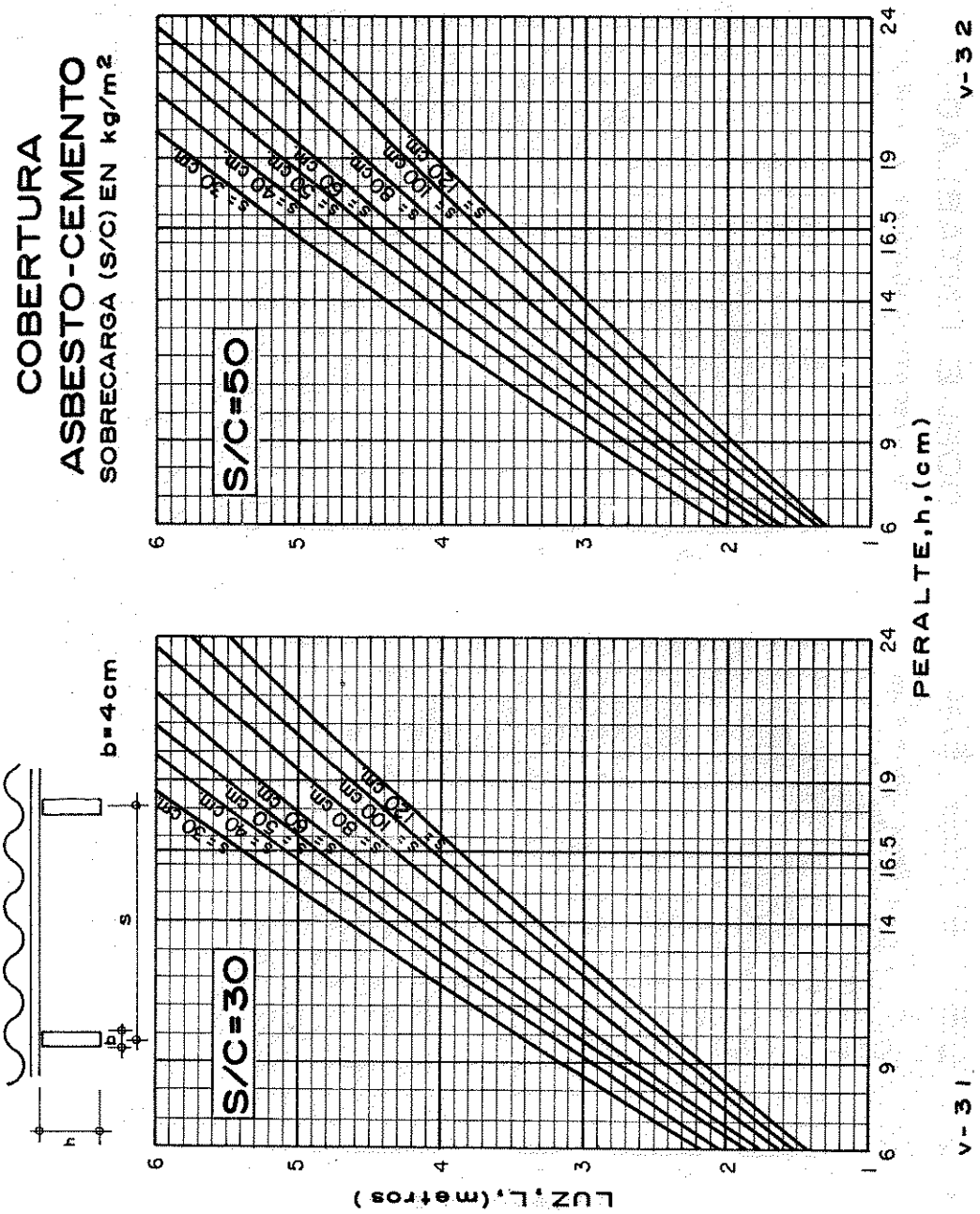
GRUPO **B**

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## COBERTURA ASBESTO-CEMENTO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



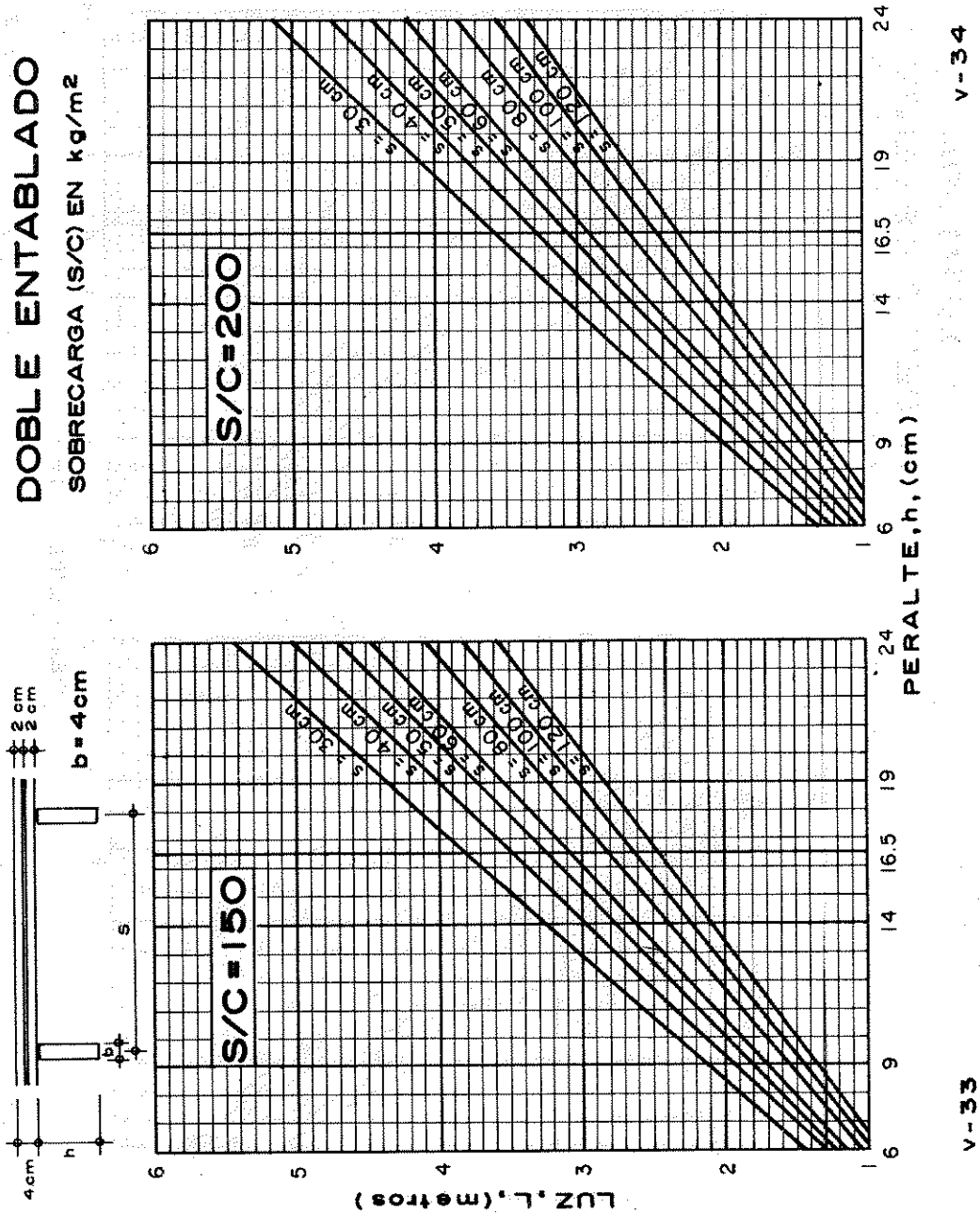
# VIGUETAS

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

GRUPO C

## DOBLE ENTABLADO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-34

V-33

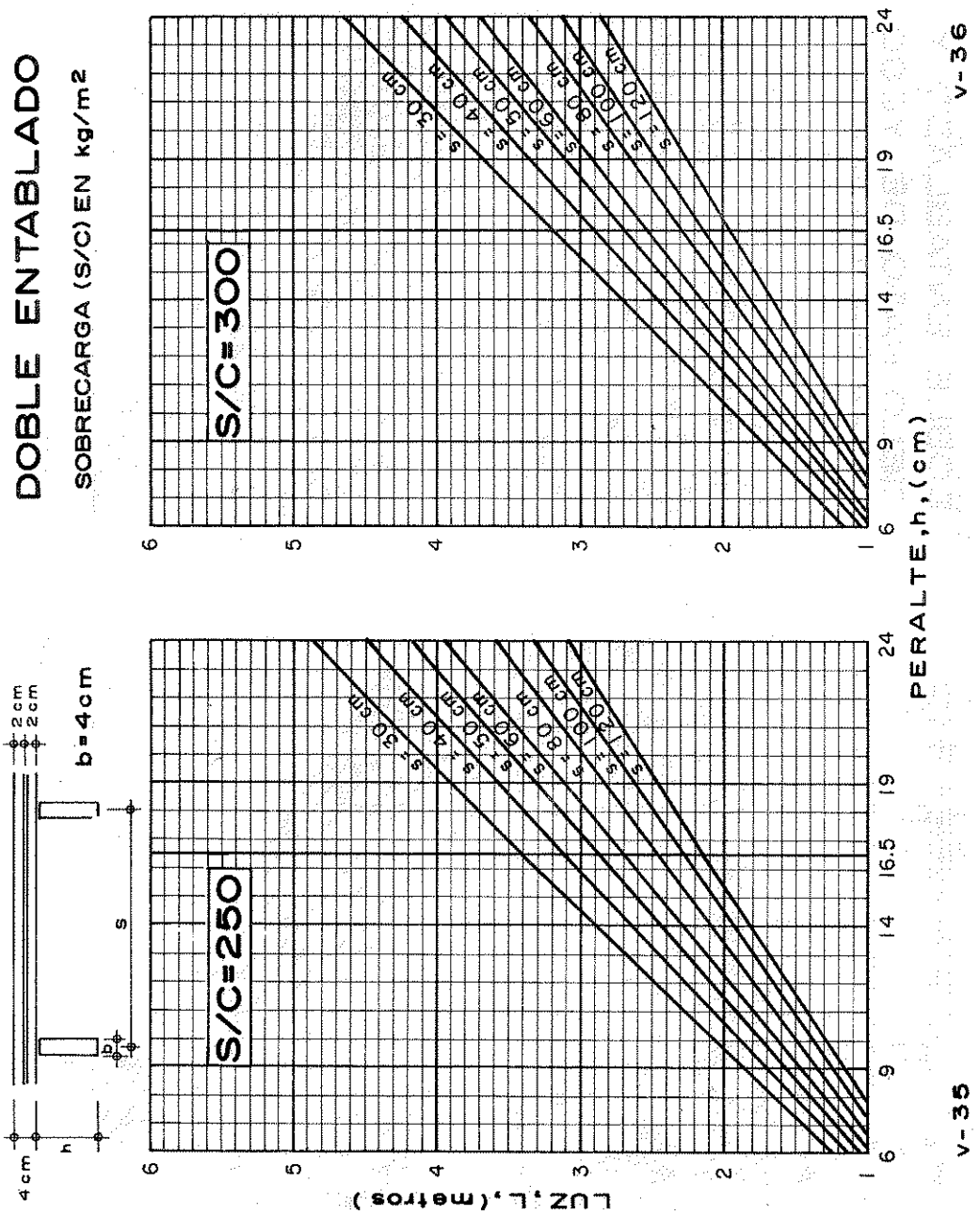
# VIGUETAS

GRUPO **C**

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

## DOBLE ENTABLADO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



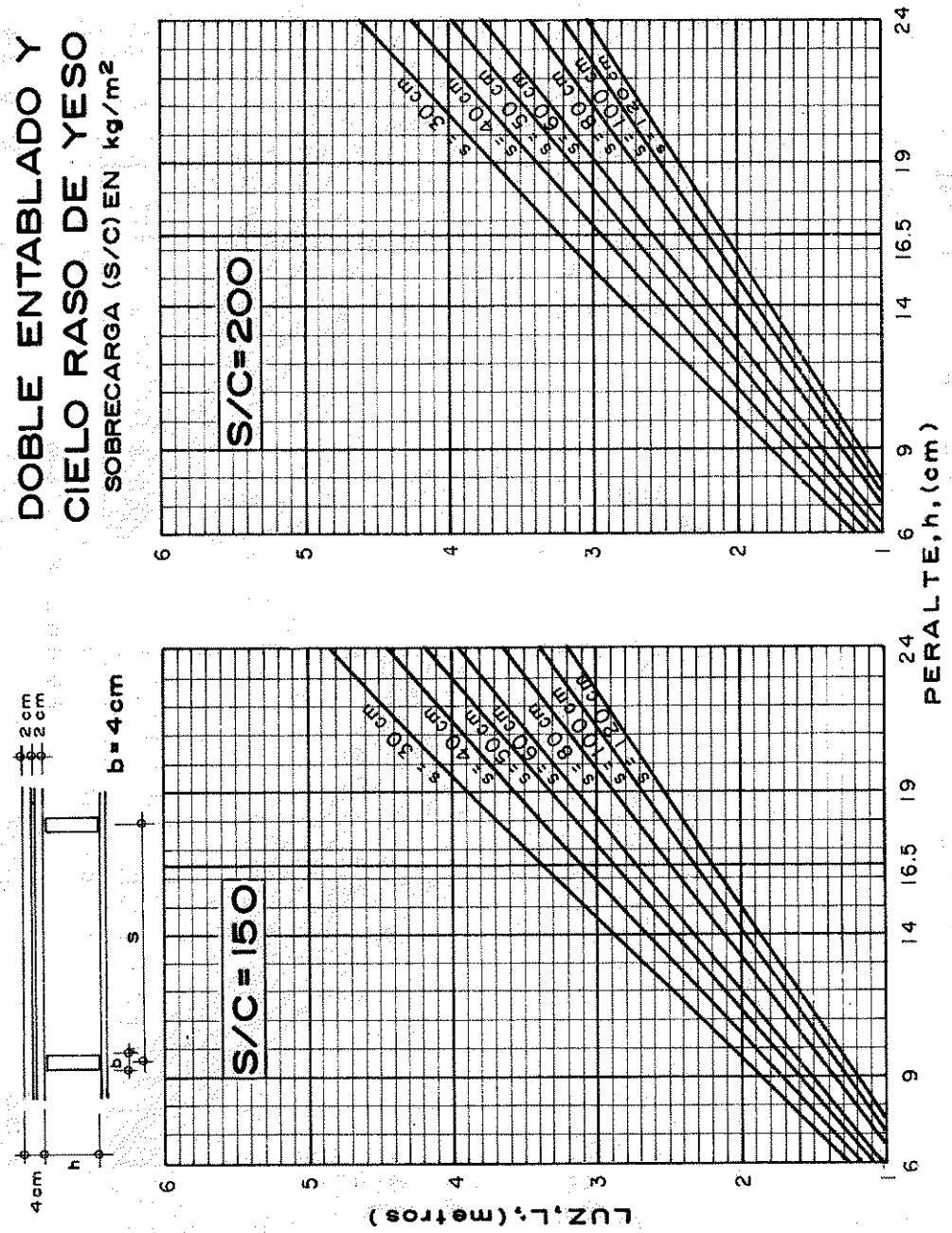
# VIGUETAS

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

GRUPO C

## DOBLE ENTABLADO Y CIELO RASO DE YESO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-38

V-37

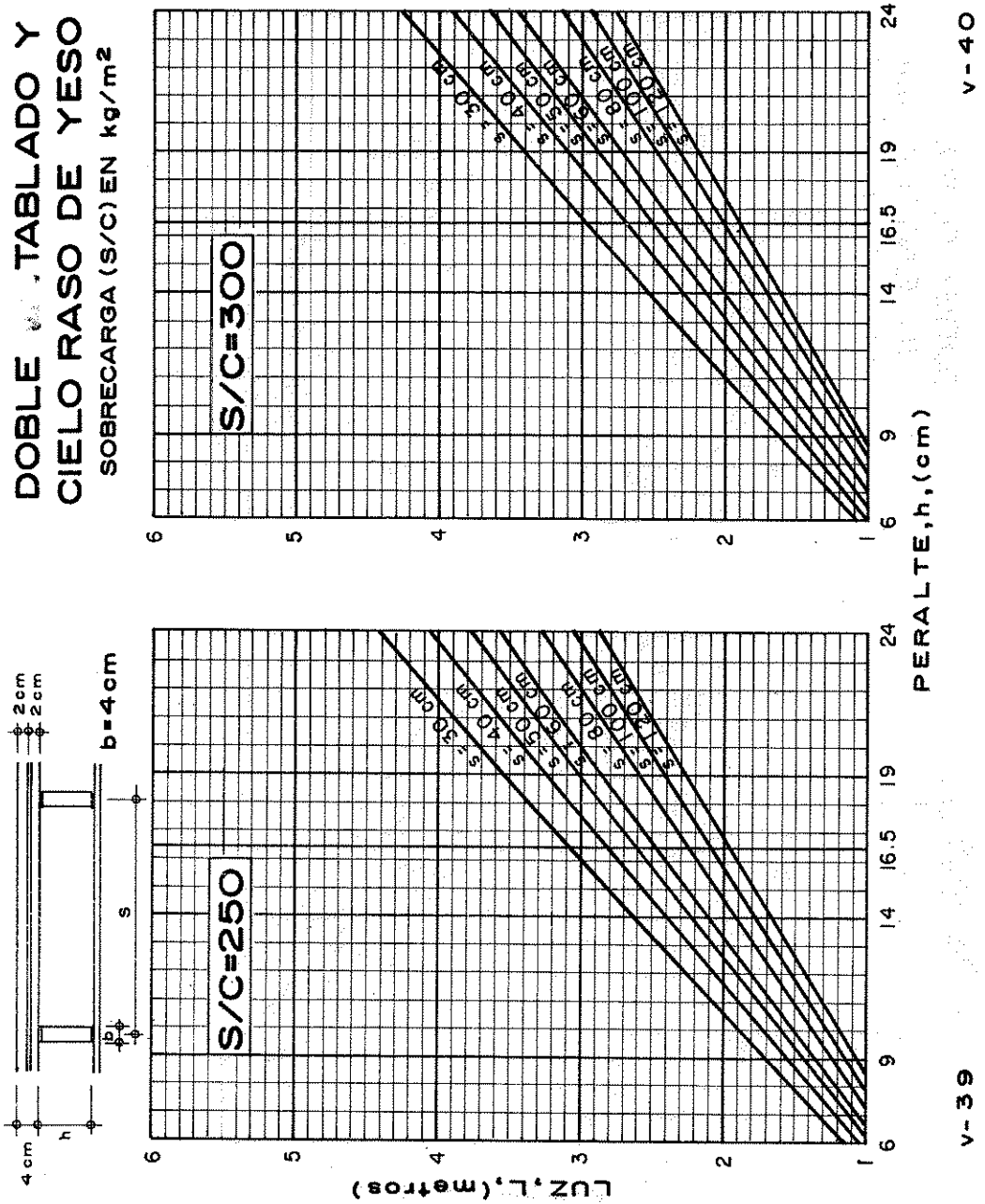
# GRUPO C

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## DOBLE TABLADO Y CIELO RASO DE YESO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²



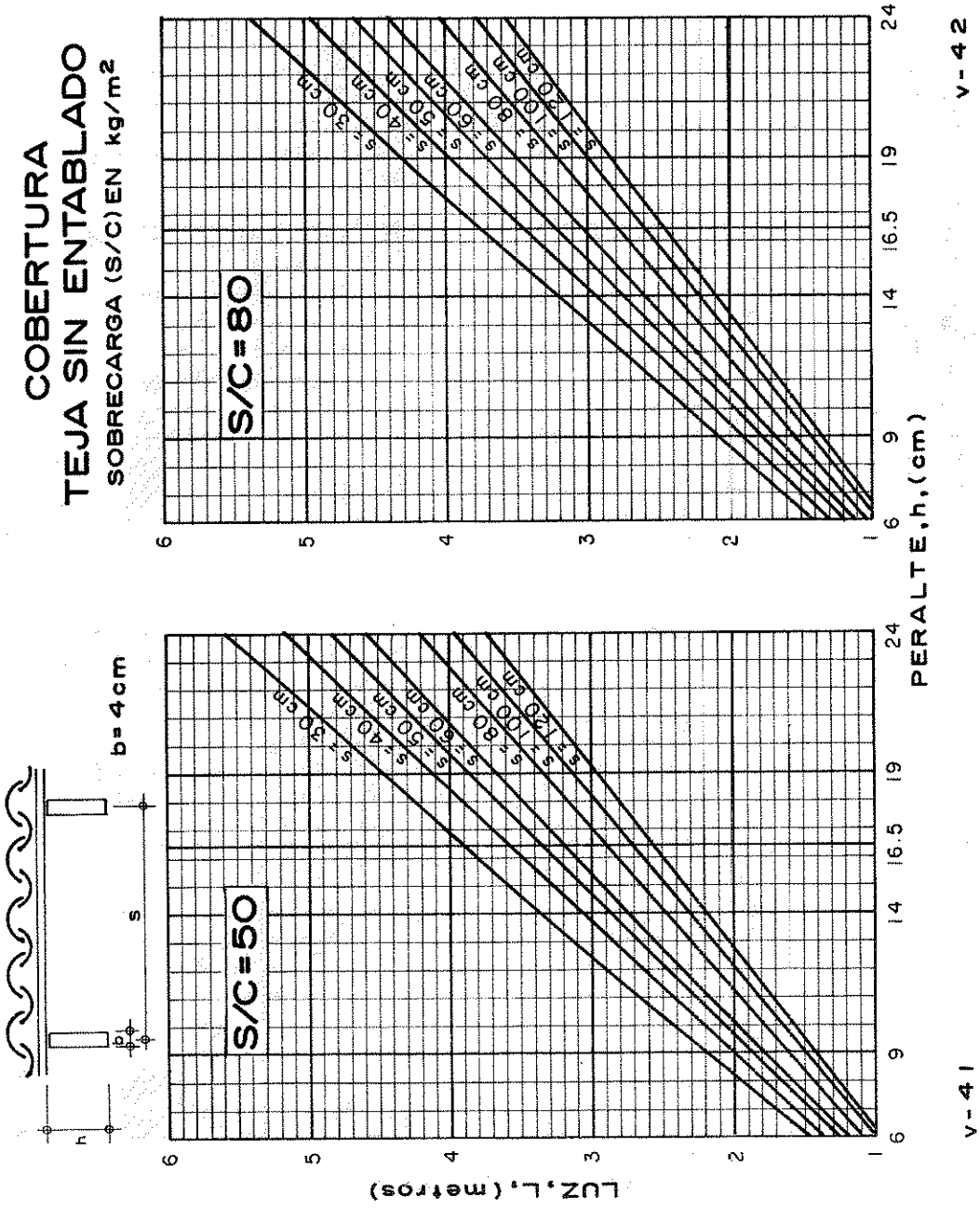

v-40

v-39

# VIGUETAS

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

GRUPO C



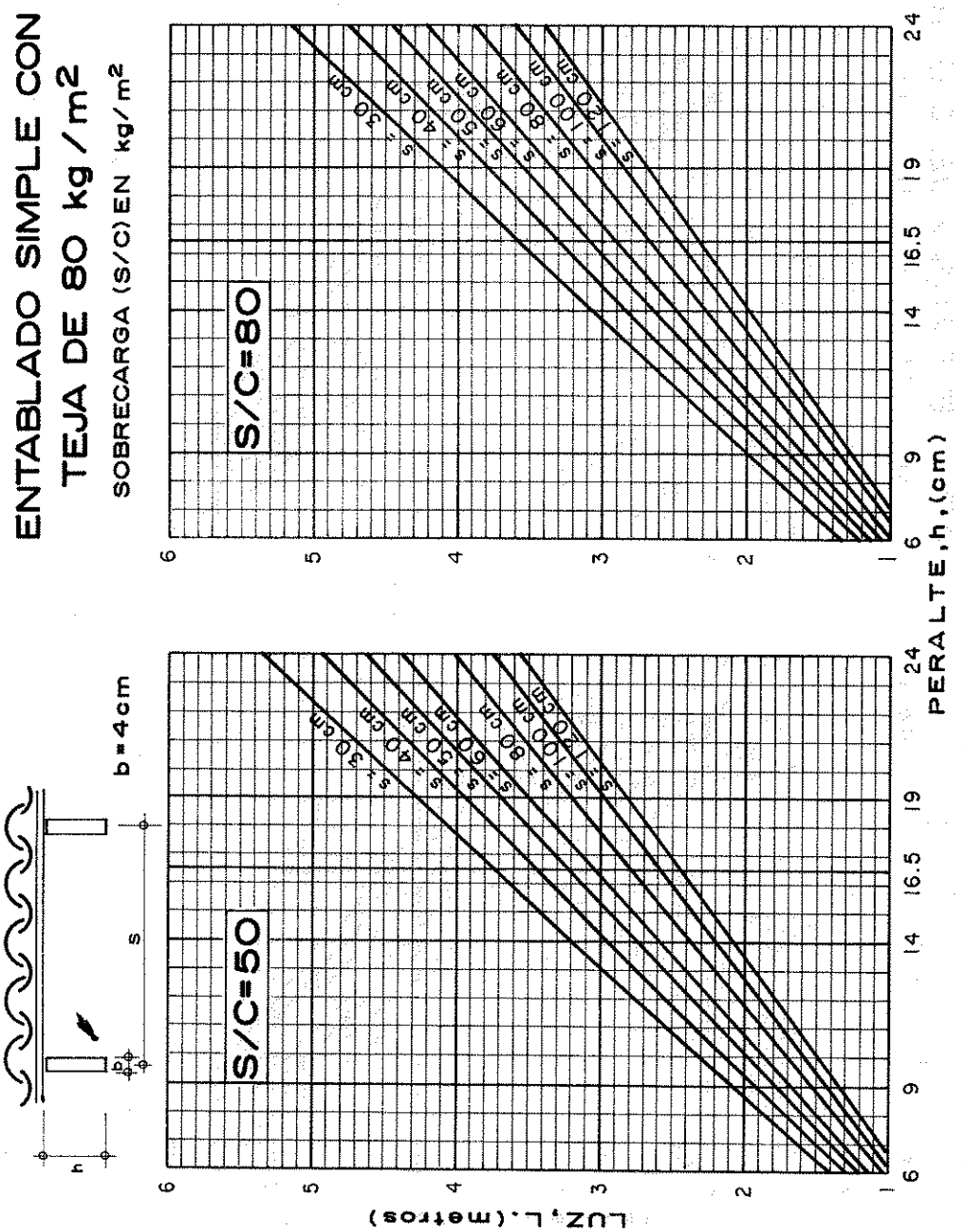
GRUPO **C**

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

# VIGUETAS

## ENTABLADO SIMPLE CON TEJA DE 80 kg/m²

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-44

v-43

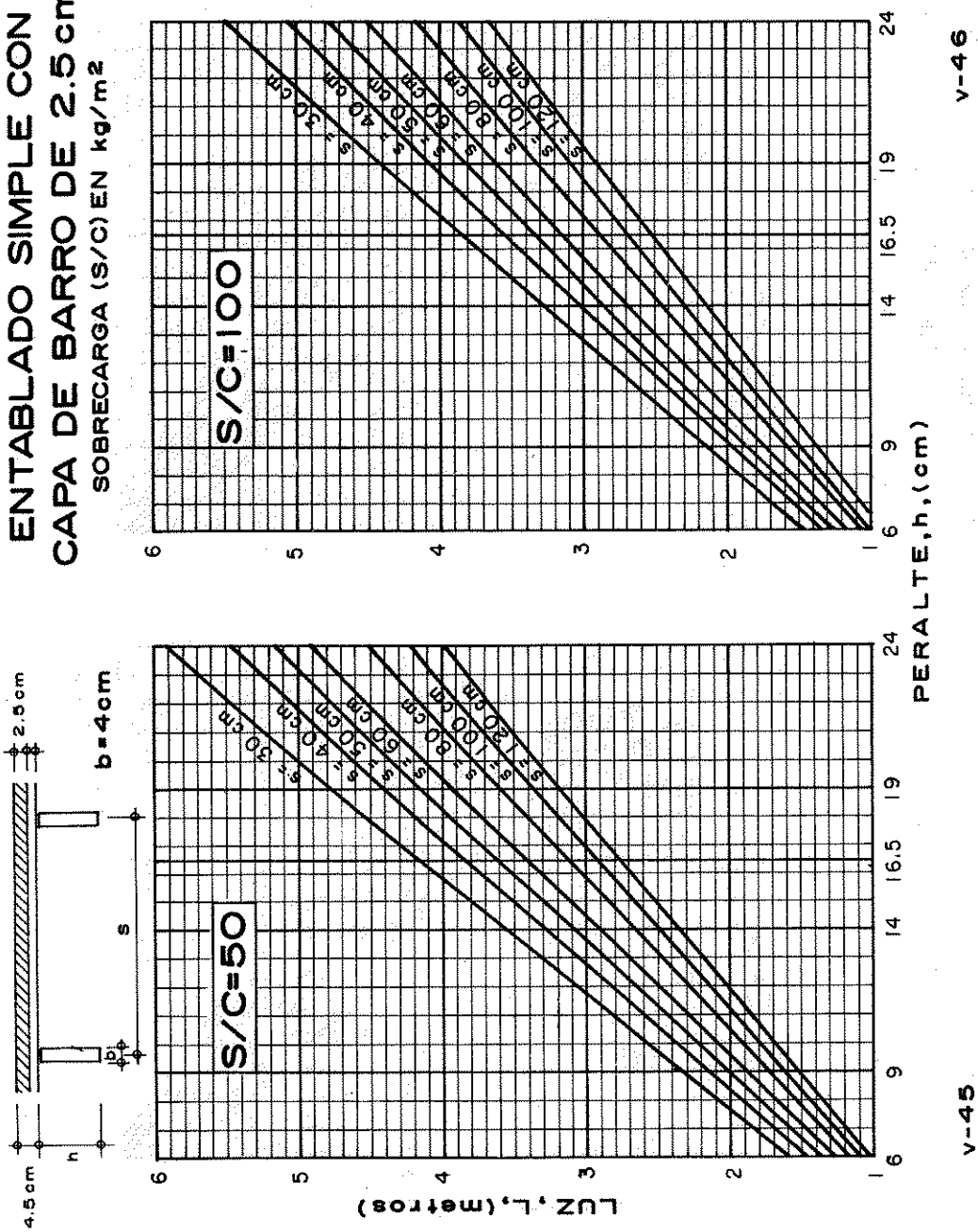
# VIGUETAS

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

GRUPO C

## ENTABLADO SIMPLE CON CAPA DE BARRO DE 2.5 cm

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




V-46

V-45

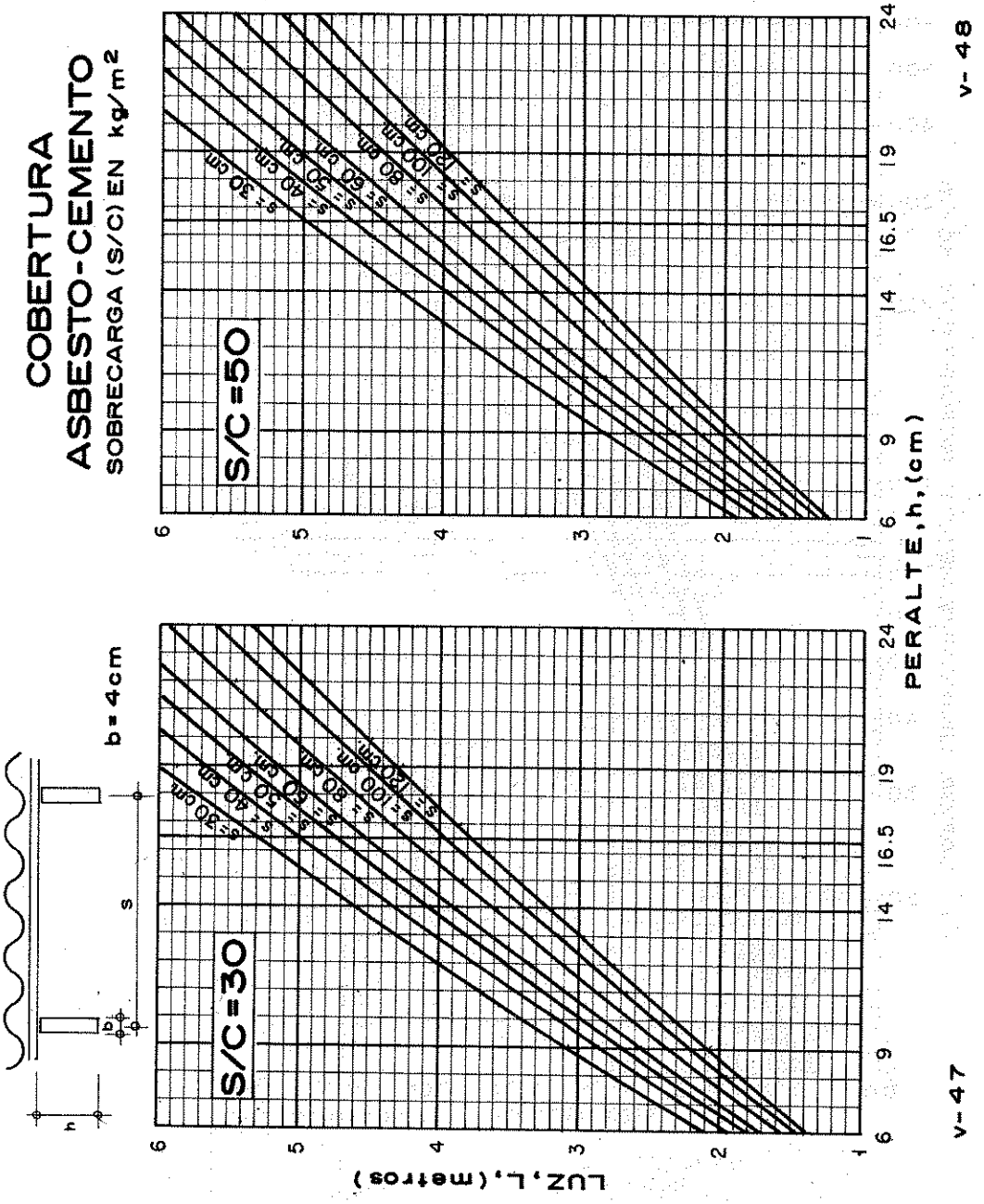
# VIGUETAS

GRUPO **C**

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

## COBERTURA ASBESTO-CEMENTO

SOBRECARGA (S/C) EN kg/m²




v-48

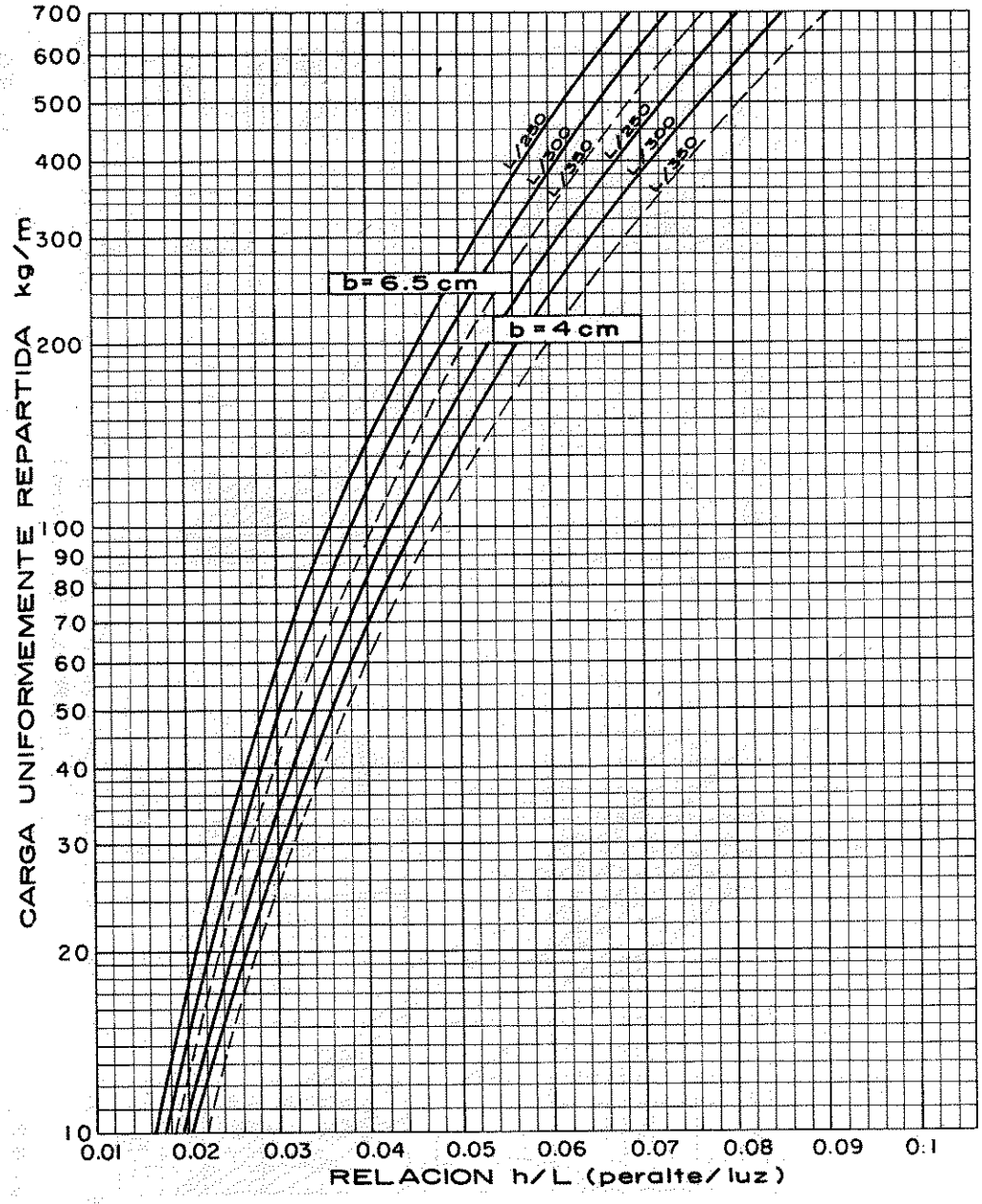
v-47

# VIGUETAS

$f_m$= 231 kg/cm$^2$
$f_v$= 16.5 kg/cm$^2$
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm$^2$

GRUPO A

v-49

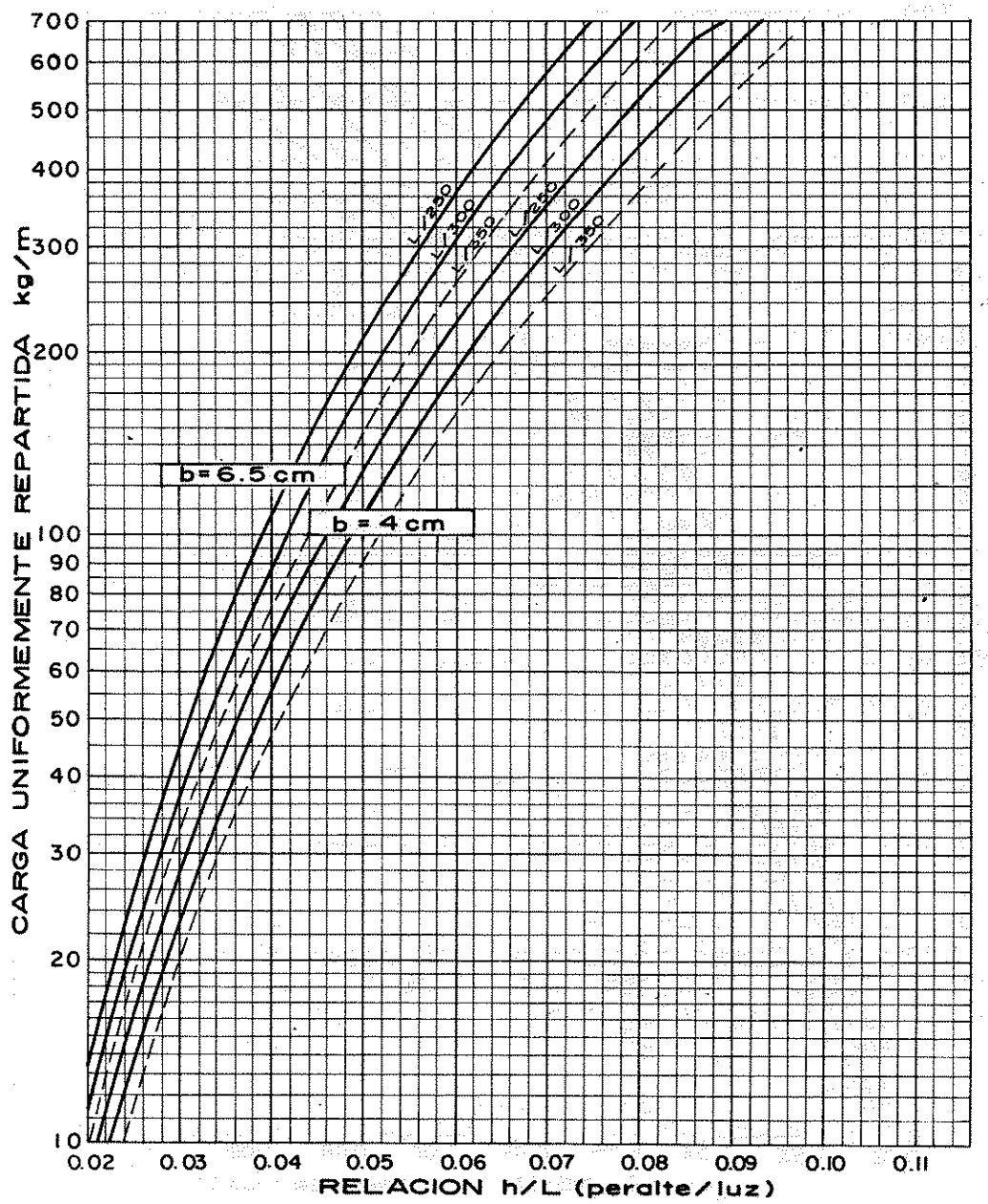


# VIGUETAS

GRUPO **B**

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
Eprom = 100,000 kg/cm²

V-50

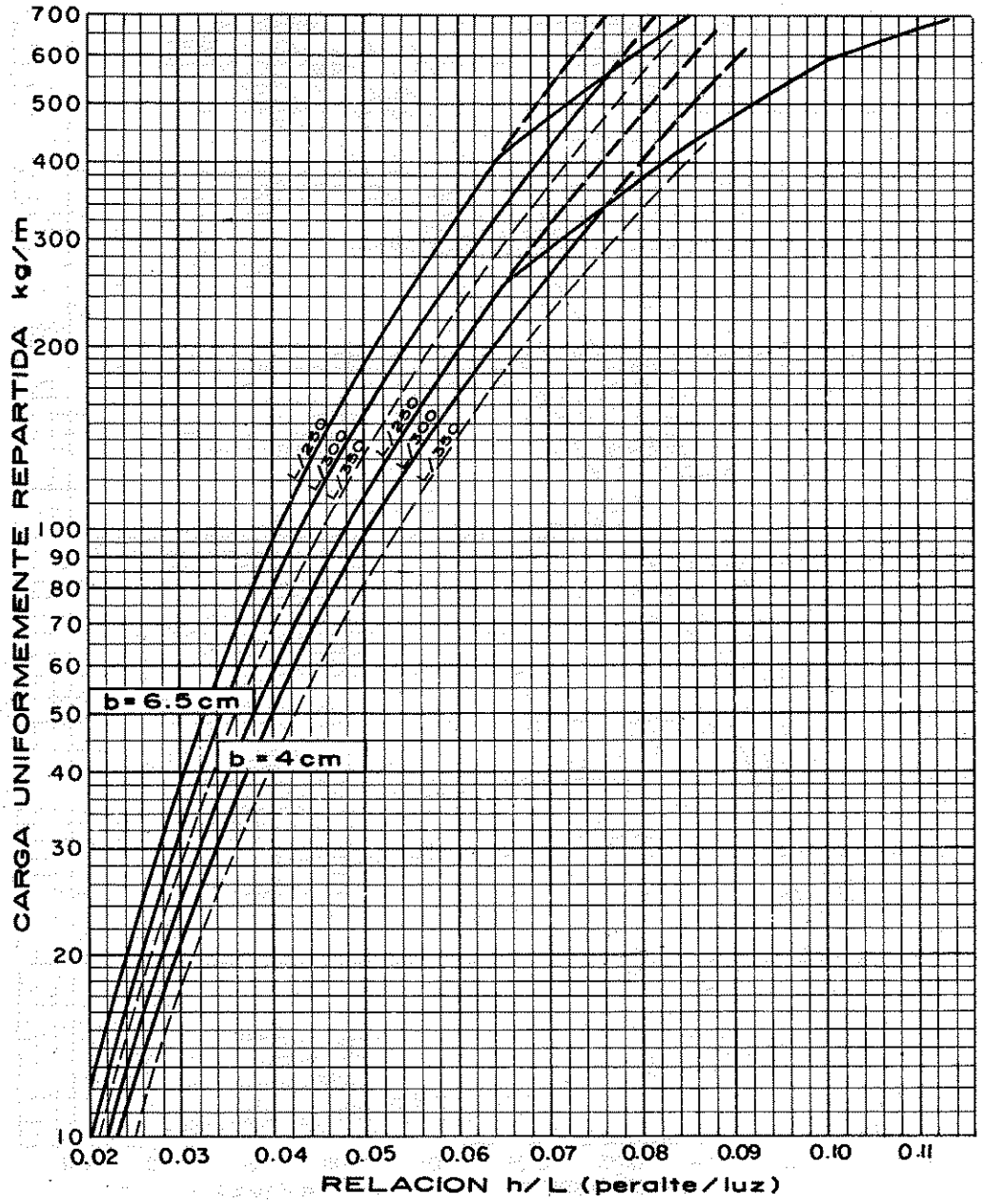


# VIGUETAS

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

GRUPO C

V-51

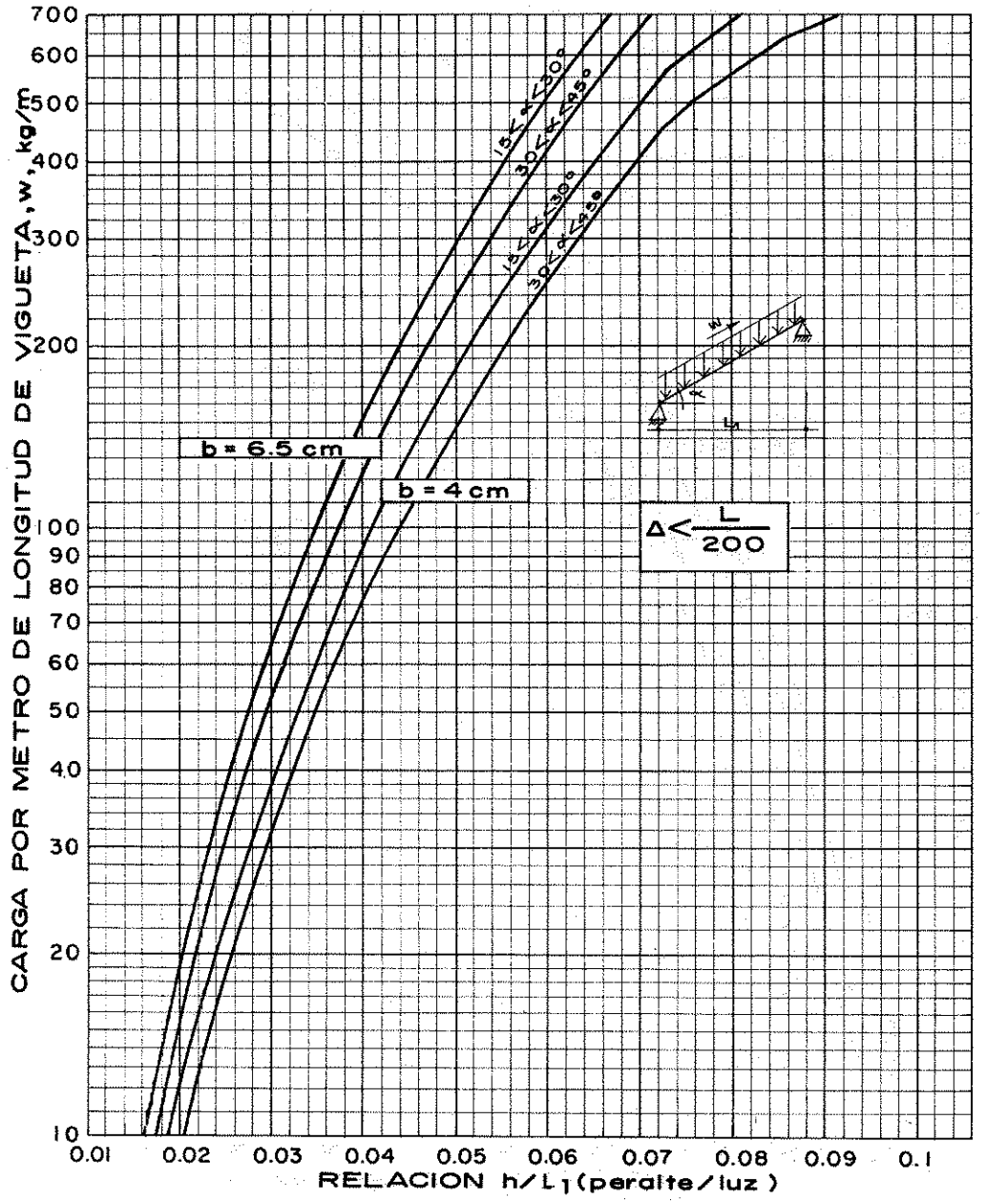


GRUPO **A**

$f_m$ = 231 kg/cm²
$f_v$ = 16.5 kg/cm²
$E_{prom}$ = 130,000 kg/cm²

# VIGUETAS

v-52

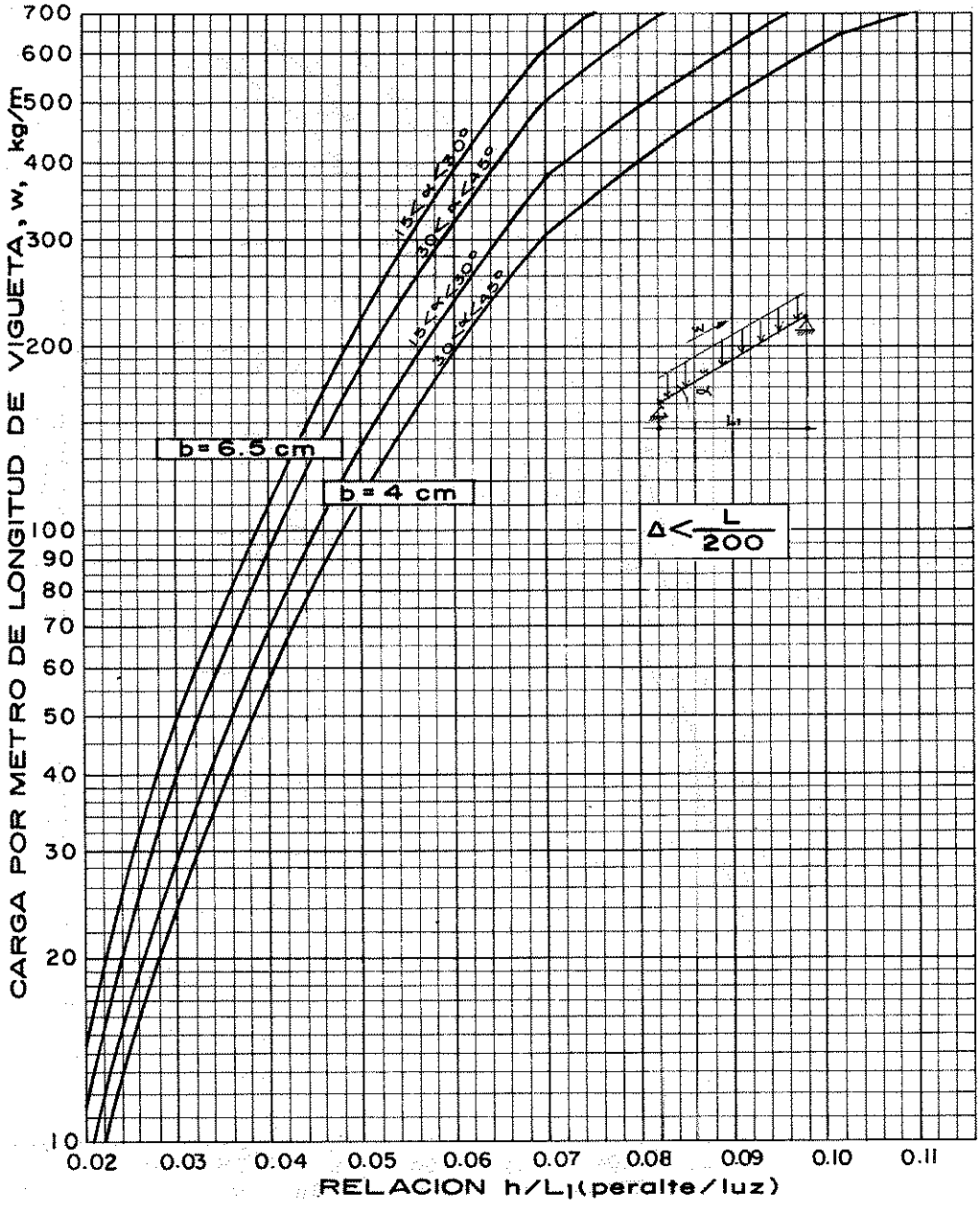


# VIGUETAS

$f_m$ = 165 kg/cm²
$f_v$ = 13.2 kg/cm²
$E_{prom}$ = 100,000 kg/cm²

GRUPO **B**

V - 53

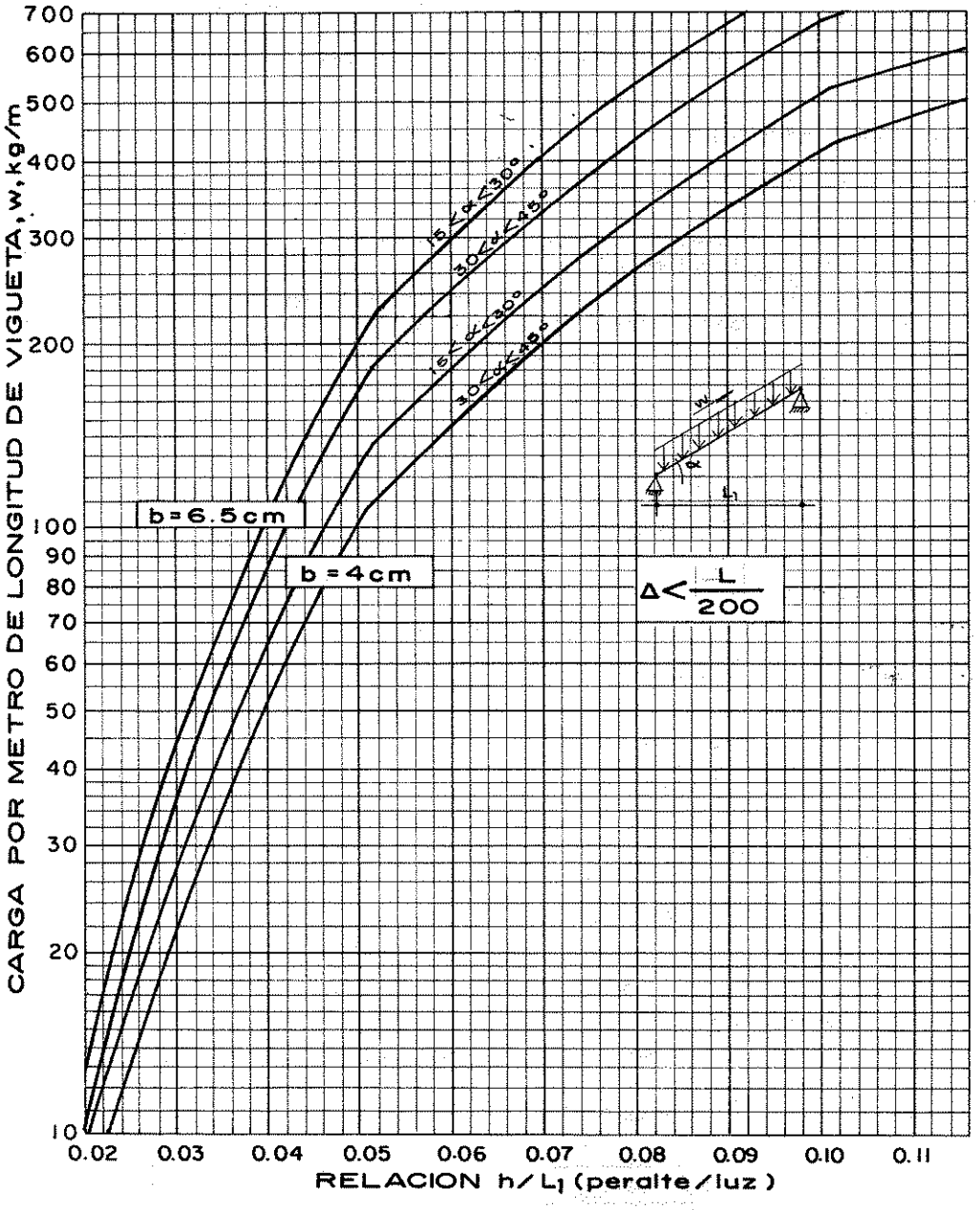


GRUPO C

$f_m$ = 110 kg/cm²
$f_v$ = 8.8 kg/cm²
$E_{prom}$ = 90,000 kg/cm²

# VIGUETAS

v -54



## 8.5. VIGAS. DIAGRAMAS DE DISEÑO

Los diagramas que se presentan a continuación están destinados a facilitar el diseño de vigas de madera. Están basados en las recomendaciones del Capítulo 8 (Parte I) para el diseño de vigas y reemplazan a los pasos 2 al 7 del procedimiento de diseño de elementos en flexión presentado al inicio del capítulo. Para la consideración de las deformaciones diferidas, los mismos diagramas son aplicables; debiendo únicamente modificarse la carga aplicada sobre el elemento. (Esto no es sin embargo aplicable cuando el diseño es controlado por resistencia por corte o flexión –curva única en la parte superior).

### 8.5.1. Bases de Cálculo

Los diagramas han sido preparados para vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente repartida.

Los esfuerzos considerados hán sido los de la tabla 8.3 y 8.4 (ó 7.1). El módulo de elasticidad es el $E_{mín}$ de la Tabla 8.2

Para el cálculo de las curvas carga admisible–luz, se ha considerado la resistencia a la flexión y corte, así como el criteirio de deflexiones máximas.

$$\sigma = \frac{M}{Z} < f_m$$

$$L = h\sqrt{\frac{4\,b\,f_m}{3\,w}}$$

Resistencia por corte:

$$\tau = \frac{1.5\,V}{b\,h} < f_v$$

$$L = \frac{4}{3}\,\frac{f_v\ b\ h}{w} + 2h$$

Deflexiones Admisibles:

$$\Delta < \frac{L}{k}$$

k es a) Para carga total = 300 cuando hay cielo raso de yeso
= 250 cuando no hay cielo raso

b) Para sobrecarga solamente = 350 en ambos casos

$$L = h\sqrt[3]{\frac{32E_{mín}\,b}{5\,w\,k}}$$

### 8.5.2. Presentación de los Diagramas

Se presentan tres diagramas para cada uno de los grupos de madera estructural A, B, C. Cada diagrama contiene un juego de curvas por cada una de las escuadrías de las secciones preferenciales recomendadas para vigas, agrupadas de menor a mayor. Es decir, las curvas correspondientes a escuadrías en el primer diagrama son las de secciones menos resistentes; exceptuando una de 6.5 x 9 cm, todas son de 4 cm de ancho. Las del segundo diagrama son de 9 cm de ancho y resisten mayores cargas que las anteriores. Las del tercer diagrama son de 9 cm de ancho con cargas resistentes mayores aún.

Las curvas para una escuadría dada representan la variación entre la luz de una viga simplemente apoyada y la carga resistida por la misma. Como son varios los criterios que controlan el diseño, cada uno de ellos resulta en un gráfico de carga vs. luz. El gráfico final será el resultado de la superposición de estas curvas (Fig. 8.14), considerándose solamente los tramos que representen la menor carga para una misma luz de cálculo. (Fig. 8.14).

Los criterios que controlan el diseño son:

- Carga máxima por flexión
- Carga máxima por corte
- Carga máxima por deflexiones

En este último caso –cuando la carga de diseño es controlada por deflexiones– se presentan tres curvas paralelas, una por cada deflexión admisible. Esto es necesario en vista de que las limitaciones varían con el tipo de cielo raso y que además se verifica la deflexión originada por la sobrecarga separadamente (L/350). (Secc. 8.1). Las curvas de carga por deflexión para la carga total se presentan en línea sólida y la de sobrecarga en línea punteada. En cada caso se indica sobre la misma curva el criterio de deflexión aplicado.

### 8.5.3. Clasificación

Los diagramas agrupan las curvas de diseño para las secciones preferenciales (Secc. 3.12) de la siguiente forma:

Escuadrías:

| Dimensiones Reales | Dimensiones Equivalentes Comerciales |
|---|---|
| 4 cm x 14 cm | (2" x 6") |
| 4 cm x 16.5 cm | (2" x 7") |
| 4 cm x 19 cm | (2" x 8") |
| 4 cm x 24 cm | (2" x 10") |
| 6.5 cm x 9 cm | (3" x 4") |
| **Segundo Diagrama** | |
| 9 cm x 14 cm | (4" x 6") |
| 9 cm x 19 cm | (4" x 8") |
| 9 cm x 24 cm | (4" x 10") |
| 9 cm x 29 cm | (4" x 12") |
| **Tercer Diagrama** | |
| 14 cm x 19 cm | (6" x 8") |
| 14 cm x 24 cm | (6" x 10") |
| 14 cm x 29 cm | (6" x 12") |

Estos diagramas se repiten para cada grupo estructural cuyo rango de cargas varía según aumentan las dimensiones de las secciones transversales.

### 8.5.4 Aplicaciones

Los diagramas para el diseño de vigas pueden usarse para determinar:

1) Las dimensiones de la sección transversal necesaria de una viga simplemente apoyada, conociendo la luz entre apoyos y la magnitud de la carga.

2) La carga admisible (total o sobrecarga) que soporta una viga simplemente apoyada conociendo las dimensiones de la sección transversal y la luz entre apoyos.

3) La máxima luz entre apoyos de una viga simplemente apoyada, conociendo la carga aplicada y las dimensiones de la sección transversal.

### 8.5.5 Ejemplo de Diseño de Vigas

Considérese las vigas que sostienen el piso de una vivienda mostrado en la Fig. 8.13. Sobre la viga central se apoya un tabique, el que recibe a su vez el techo de la casa.

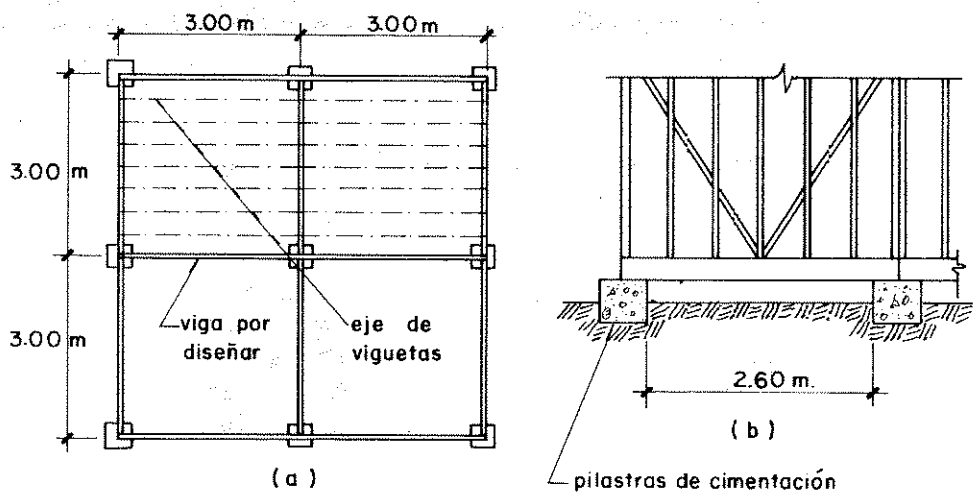



Figura 8.13 (a) Planta general, (b) Elevación de la viga por diseñar

El procedimiento de diseño seguido es el que se presenta al comienzo del capítulo y similar al diseño de viguetas.

1) Bases de cálculo

a) Se usará madera del grupo B, en estado seco (CH $< 30\%$)

b) Cargas a considerarse:

La viga soporta su peso propio, el peso del piso, el peso del entramado (tabique directamente aplicado sobre ella, y el peso del techo que se trasmite a través del entramado.

Peso propio (ver Tabla 13.1). Suponiendo una sección de 9 cm x 24 cm = 21.6 kg/m

Peso muerto:

- techo (suponiendo una cobertura de tejas sobre viguetas) = 78 kg/m$^2$
- piso: entablado, ver Tabla 8.10 =20 kg/m$^2$
  viguetas, ver Tabla 13.4 =11 kg/m$^2$
  Total piso = 31 kg/m$^2$
- entramado: pie derechos, soleras y revestimiento = 70 kg/m

Sobrecargas:

- Techo = 100 kg/m$^2$
- piso (ver Tabla 13.3) = 200 kg/m$^2$

c) De la Tabla 8.1, caso b

- Para carga total $\Delta_{máx} < \frac{L}{250}$
- Para sobrecarga solamente $\Delta_{máx} < \frac{L}{350}$

d) La viga está simplemente apoyada, luz de 2.60 m (luz libre de cálculo, o sea luz entre caras de apoyos)

2) Efectos máximos

Cargas muertas:

| | | |
|---|---|---|
| Peso propio | | = 21.6 kg/m |
| Techo. El ancho de techo apoyado en el entramado es de 3 m. | 78 kg/m$^2$ x 3.0 m | =234 kg/m |
| Piso. El piso se apoya sobre la viga y viguetas paralelas a ella. El ancho apoyado es igual al espaciamiento entre viguetas 0.50 m. | 31 kg/m$^2$ x 0.5 m | = 15.5 kg/m |
| Entramado | | = 70 kg/m |
| Total carga muerta | $w_d$ | =341 kg/m |

Sobrecargas:

| | | |
|---|---|---|
| Techo | 100 kg/m$^2$ x 3.0 | =300 kg/m |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Piso | | 200 kg/m² x 0.5 | = 100 kg/m |
| Total sobrecarga | | $w_l$ | = 400 kg/m |
| Carga total | $w_d + w_l = 341 + 400$ | | = 741 kg/m |
| Momento máximo | $= M_{máx} = \frac{wL^2}{8} = \frac{741 \times (2.6)^2}{8}$ | | = 626 kg-m |
| Cortante máximo | $= V_{máx} = \frac{wL}{2} = \frac{741 \times 2.6}{2}$ | | = 963.3 kg |

3) Esfuerzos Admisibles y Módulos de Elasticidad. Para vigas se usa el $E_{mín}$ y los esfuerzos admisibles sin ninguna modificación:

| | | |
|---|---|---|
| $E_{mín}$ | = 75,000 kg/cm² | (ver Tabla 8.2 o 13.2) |
| $f_m$ | = 150 kg/cm² | (ver Tabla 8.3 o 13.2) |
| $f_v$ | = 12 kg/cm² | (ver Tabla 8.4 o 13.2) |
| $f_{c\perp}$ | = 28 kg/cm² | (ver Tabla 8.5 o 13.2) |

4) Momento de inercia I, necesario por limitación de deflexiones. Usando la misma fórmula presentada en el ejemplo de diseño de viguetas (Secc. 8.4.4.)

$$I > \frac{5wL^3k}{384\,E}$$

Como las deformaciones totales son las que deben satisfacer la limitación de deflexiones, incluyendo las deformaciones diferidas, la expresión anterior para determinar el momento de inercia necesario puede usarse directamente si es que la carga se modifica multiplicando las cargas permanentes (peso propio, peso muerto o sobrecargas de aplicación permanente) por el mismo factor de incremento de las deformaciones con el tiempo, es decir 1.8. La carga equivalente para el cálculo de la inercia necesaria por limitación de deformaciones sería:

$$w_{equivalente} = 1.8\,w_d + w_l$$

En este caso

$$w_{eq} = 1.8 \times 341 + 400 = 1{,}014 \text{ kg/m}$$

para la carga total k = 250, $I > \frac{5 \times 1014 \times (260)^3 \times 250}{384 \times 100 \times 75{,}000} = 7735 \text{ cm}^4$

para la sobrecarga $k_s = 350$, $I > \dfrac{5 \times 400 \times (260)^3 \times 350}{384 \times 100 \times 75{,}000} = 4272 \text{ cm}^4$

considerando el mayor de los dos, $I_{necesario} = 7735 \text{ cm}^4$

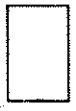
5) Módulo de sección Z necesario por resistencia.

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{626 \times 100}{150} = 417 \text{ cm}^3$$

6) De la Tabla 13.1 seleccionamos una sección de 9 cm x 24 cm (4" x 10") que satisface los requisitos de momento de inercia I y módulo de sección Z. Se puede también seleccionar dos o más vigas del mismo peralte, pero que la suma de sus anchos resulte en el ancho necesario. Si se escogen dos secciones de la mitad de anco, debido al corte y cepillado, el ancho real será un poco menor. Por ejemplo dos vigas de 4 cm de ancho (2" de ancho comercial) no suman 9 cm. Sin embargo, si estas dos secciones juntas satisfacen el I y Z necesarios la selección será apropiada.

$Z_{necesario} = 412 \text{ cm}^3 < Z_{(9 \times 24)} = 864 \text{ cm}^3$

$I_{necesario} = 7735 \text{ cm}^4 < I_{(9 \times 24)} = 10{,}368 \text{ cm}^3$

(9 x 24)  <> (2 de 4 x 24)

Si en vez de una sección de 9 cm x 24 cm se prefiere usar dos de 4 cm x 24 cm también se satisfacen los requisitos de diseño:

$Z_{necesario} = 412 \text{ cm}^3 < Z_{2(4 \times 24)} = 768 \text{ cm}^3$

$I_{necesario} = 7735 \text{ cm}^4 < I_{2(4 \times 24)} = 9216 \text{ cm}^4$

7) Verificación del esfuerzo cortante. Corte en la sección crítica (ver Fig. 8.5).

$V_h = V_{máx} - wh = 963.3 - 741 \times 0.24 = 785 \text{ kg}$

Esfuerzo cortante $= \dfrac{1.5 \, V_h}{bh} = \dfrac{1.5 \times 785}{2 \times 4 \times 24} = 6.1 \text{ kg/cm}^2 < f_v = 12 \text{ kg/cm}^2$

8) Verificación de la estabilidad lateral $\dfrac{h}{b} = \dfrac{10"}{4"} = 2.5$

De la Tabla 8.6, para h/b = 3 es suficiente con restringir el desplazamiento de los apoyos. En este caso se tiene el entablado clavado sobre el borde superior (borde en compresión). Esto satisface ampliamente el requerimiento.

En la verificación que se acaba de hacer, se ha supuesto que en caso de usarse dos escuadrías de 2" x 10" juntas, se garantiza su trabajo en conjunto –o arriostramiento entre ellas– conseguido clavándolas entre sí.

9) Longitud de apoyo a: La reacción máxima en el apoyo será igual al corte máximo = $V_{máx}$.

$$a = \frac{R}{bf_c} = \frac{963.3}{2 \times 4 \times 28} = 4.3 \text{ cm}$$

Se dispone de 20 cm de apoyo, o sea la mitad del ancho de las pilastras de apoyo.

USE DOS VIGAS DE SECCION 4 cm x 24 cm, MADERA GRUPO B.

## Diseño Usando Diagramas

Los diagramas facilitan el diseño sustituyendo los pasos 2 (parcialmente) a 7 del procedimiento de diseño (Secc. 8.1.).

Caso 1. Para determinar la sección de viga necesaria conociendo la luz y la carga aplicada –que es el caso resuelto numéricamente mediante este ejemplo– se procede de la siguiente forma:

a) Determinar las cargas aplicadas sobre la viga. De la primera parte del paso 2 de este mismo ejemplo.

Carga muerta $w_d = 341$ kg/m

Carga viva o sobrecarga $w_l = 400$ kg/m

Carga total para diseño por resistencia $w = 741$ kg/m

Carga total para diseño por deflexiones $w_{eq} = 1014$ kg/m (sólo para comparar con las curvas de deflexiones).

Definir las bases de cálculo, grupo de especies, criterio de deflexiones, luz de cálculo. En este caso las mismas del paso 1 anterior:

- Madera Grupo B
- $\Delta$ máx $< \frac{L}{250}$ para carga total y $\frac{L}{350}$ para sobrecarga
- Luz = 2.60 m

b) Ubicar el diagrama apropiado; considerar el grupo de madera estructural adoptado, las cargas totales y sobrecarga por metro lineal. Es importante tener en cuenta que el rango de cargas para cada diagrama es diferente. Es decir, el primer diagrama para un grupo estructural dado corresponde a las escuadrías de menor dimensión y las cargas que resisten son las menores; el segundo corresponde a mayores secciones y las cargas resistentes son mayores; el tercero para secciones aún mayores y cargas más altas. Al momento de buscar el diagrama apropiado es conveniente seleccionar uno en el

que la carga aplicada esté comprendida en la mitad inferior del eje de cargas (eje vertical en el diagrama).

En el caso de este ejemplo, para madera grupo B, y 1014 kg/m de carga total el diagrama apropiado es el V–05.

c) Ubicar la carga total 1014 kg/m en el eje vertical (considerar que la escala a la que se han dibujado las cargas es logarítmica). Desde este punto trazar una línea horizontal hacia la derecha.

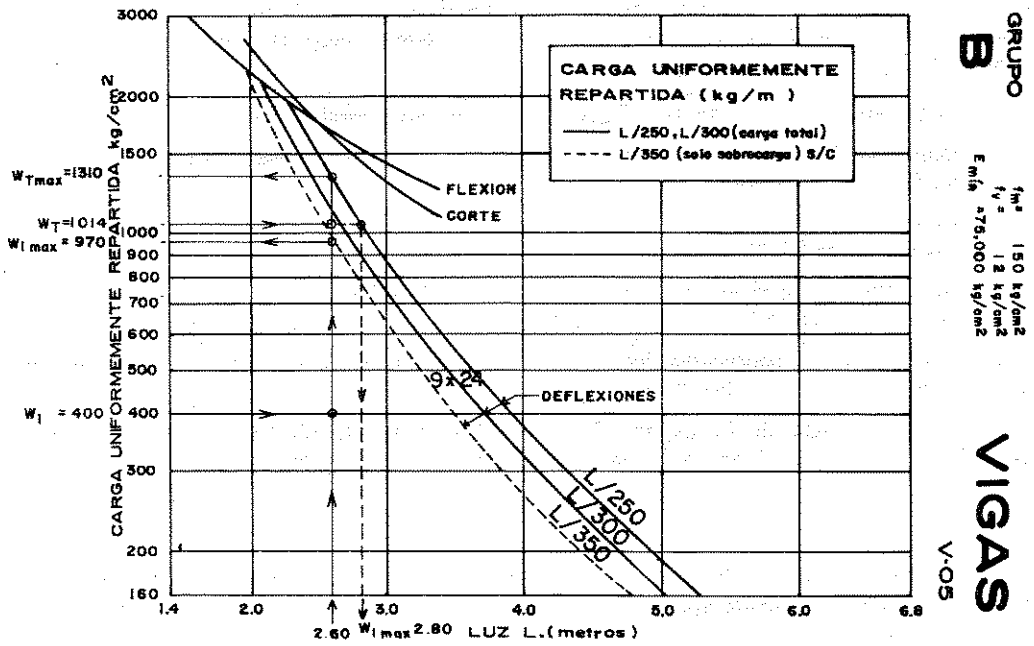



Figura 8.14 Diagrama típico de vigas

d) Ubicar la luz de cálculo L = 2.60 m en el eje horizontal y trazar una vertical hacia arriba hasta interceptar la recta anterior. Este punto se encuentra por encima de la curva marcada L/250 de la sección 9x19, lo que implica que esta sección no es suficiente. Todas las curvas de secciones correspondientes a la limitación de deflexiones que se está considerando, en este caso L/250, y que se encuentran sobre este punto son adecuadas. En este caso la 9 x 24 y la 9 x 29. Sin embargo la que más se acerque a este punto será la más económica. Si no hubiere ninguna curva por encima de este punto será necesario tantear en el diagrama siguiente que contiene curvas para secciones mayores; o se pueden también usar varias escuadrías juntas. En este caso habría que repetir el procedimiento hasta este paso pero considerando una fracción de la carga. La mitad si se usan dos escuadrías juntas, o la tercera parte si se usan tres, y proseguir el procedimiento de diseño en la forma acostumbrada. Si se desea se puede usar un grupo estructural más resistente (o más rígido) que resultará en una mayor carga admisible para una misma escuadría.

e) Verificar por sobrecarga. Ubicar la sobrecarga 400 kg/m en el eje vertical. Desde este punto trazar una línea horizontal hacia la derecha hasta interceptar la vertical anterior (que pasa por la luz de 2.60 m). La curva correspondiente a sobrecarga para la sección determinada en el paso anterior (línea punteada marcada S/C–L/350) debe quedar por

encima de este punto de intersección. Si no es así, la sección escogida no es adecuada para la sobrecarga y debe reemplazarse por otra mayor. Esta sección puede ser la correspondiente a aquella cuya curva S/C–L/350 se encuentre por encima (o a la derecha) del mencionado punto de intersección.

Con mayor frecuencia se ofrecen en el mercado secciones de ancho menor; por otro lado es conveniente reducir el número de secciones diferentes en la construcción, haciendo conveniente formar las vigas juntando dos o más secciones (de ancho menor).

Por ejemplo, si deseamos usar dos secciones de 4 cm x 24 cm en vez de la obtenida anteriormente de 9 cm x 24 cm, procederíamos como sigue: (Procedimiento similar al caso 3).

- Considerar la mitad de las cargas: 507 kg/m carga total y 200 kg/m de sobrecarga.
- Ubicar el diagrama que contiene la sección de 4 x 24 cm. Diagrama No. V–04 (el inmediatamente anterior)
- Ubicar la carga en el eje del lado izquierdo, 507 kg/m. Proseguir horizontalmente hasta la curva L/250 de la sección 4 x 24.
- Descender hasta el eje de luces y leer la luz admisible 2.78 m que es mayor que la luz de cálculo (2.60).
- Repetir para la sobrecarga 200 kg/m. Se obtiene una luz admisible de 3.35 que también es mayor que la luz de cálculo.

Luego, dos vigas de 4 x 24 cm (2" x 2" x 10") son aceptables. La verificación de estabilidad debe hacerse de la misma forma como se ilustró en el ejemplo (pasos 8 y 9).

Caso 2. Para determinar la carga máxima admisible (total o sobrecarga) que soporta una viga (simplemente apoyada) de sección y luz conocidas, se procede de la siguiente forma:

a) Definir las bases de cálculo, grupo estructural de la especie, criterio de deflexiones, luz de cálculo. En el caso del ejemplo resuelto son:

- Madera Grupo B
- $\Delta \max < \frac{L}{250}$ para carga total y $\frac{L}{350}$ para sobrecarga
- Luz = 2.60 m
- Escuadría de 9 cm x 24 cm ó 2 de 4 cm x 24 cm

b) Ubicar el diagrama correspondiente al grupo estructural apropiado y que contenga la sección de 9 x 24. Diagrama V–05.

c) Ubicar la luz, 2.60 en el eje horizontal. Trazar una vertical hasta interceptar las curvas que corresponden a la sección de 9 x 24. El punto de intersección con la curva marcada L/250 dará la carga total admisible; el punto de intersección con la curva punteada marcada S/C–L/350 dará la sobrecarga admisible. Basta trazar una horizontal hasta interceptar el eje de las cargas donde se lee el valor admisible.

En este caso $w_{t\,max}$ = 1310 kg/m (Fig. 8–14)

Esta carga total máxima, para la escuadría de 9 x 24 cm y una luz de 2.60 m, ha sido determinada para satisfacer la condición de limitación de deformaciones, ya que como se observa en la Fig. 8.14, la curva de donde se ha obtenido dicho valor corresponde a la zona gobernada por esta condición. Como las deformaciones o deflexiones producidas por las cargas muertas sufren un incremento con el tiempo, y como se había visto en la primera parte de este mismo ejemplo, los diagramas pueden usarse para considerar este efecto simplemente multiplicando las cargas permanentes por el factor 1.8 de las deformaciones diferidas; para determinar la carga máxima total real (cargas muertas más sobrecarga) debe tomarse en consideración que la carga leída del diagrama es:

$$w_{total,\,máx} = = 1.8\,w_d + w_l$$

De manera que, suponiendo una sobrecarga, se puede determinar directamente la carga muerta máxima. Por ejemplo, si se considera la sobrecarga del problema, 400 kg/m, la carga muerta máxima sería:

$$w_{d,\,máx} = 1310 - 400/1.8 = 506\ kg/m$$

y la carga total real que resiste esta viga sería:

$$w_t = w_d + w_l = 506 + 400 = 906\ kg/m$$

Similarmente, con el mismo valor de la carga máxima leída de los diagramas, puede calcularse una sobrecarga máxima suponiendo que la carga muerta inicial permanece invariable. Por ejemplo, en el caso del problema, la carga muerta inicial era de 341 kg/m, la sobrecarga máxima para esta condición sería:

$$w_{l,\,máx} = 1310 - 1.8 \times 341 = 696\ kg/m$$

Independientemente, se ha determinado que para la sección dada, 9 x 24, y sólo por la condición de limitación de deflexiones debidas a la sobrecarga (L/350) ésta podría ser de 970 kg/m. Evidentemente el valor máximo de $w_l$ está controlado por la condición anterior de la máxima carga total.

Caso 3. Para determinar la luz máxima conociendo las cargas actuantes y la sección transversal se procede siguiendo el procedimiento inverso al del caso 2.

### 8.5.6. Cargas no uniformemente Repartidas

Los diagramas pueden usarse para diseñar vigas simplemente apoyadas con cargas que no sean uniformemente repartidas. Esto puede hacerse hallando una carga equivalente a las aplicadas, que siendo uniformemente repartida, produce las mismas deflexiones máximas. Para ello se usan los Factores de Deflexiones de Vigas de la Secc. 8.8. Una vez que se ha determinado la carga repartida equivalente se procede de la misma forma que para los casos anteriores. Esto es válido sólo en casos en que el diseño está controlado por deflexiones. En la Secc. 8.7.1. se presenta un ejemplo del uso de los Factores de Deflexión con este propósito.

## 8.5.7. Relación de Diagramas de Vigas

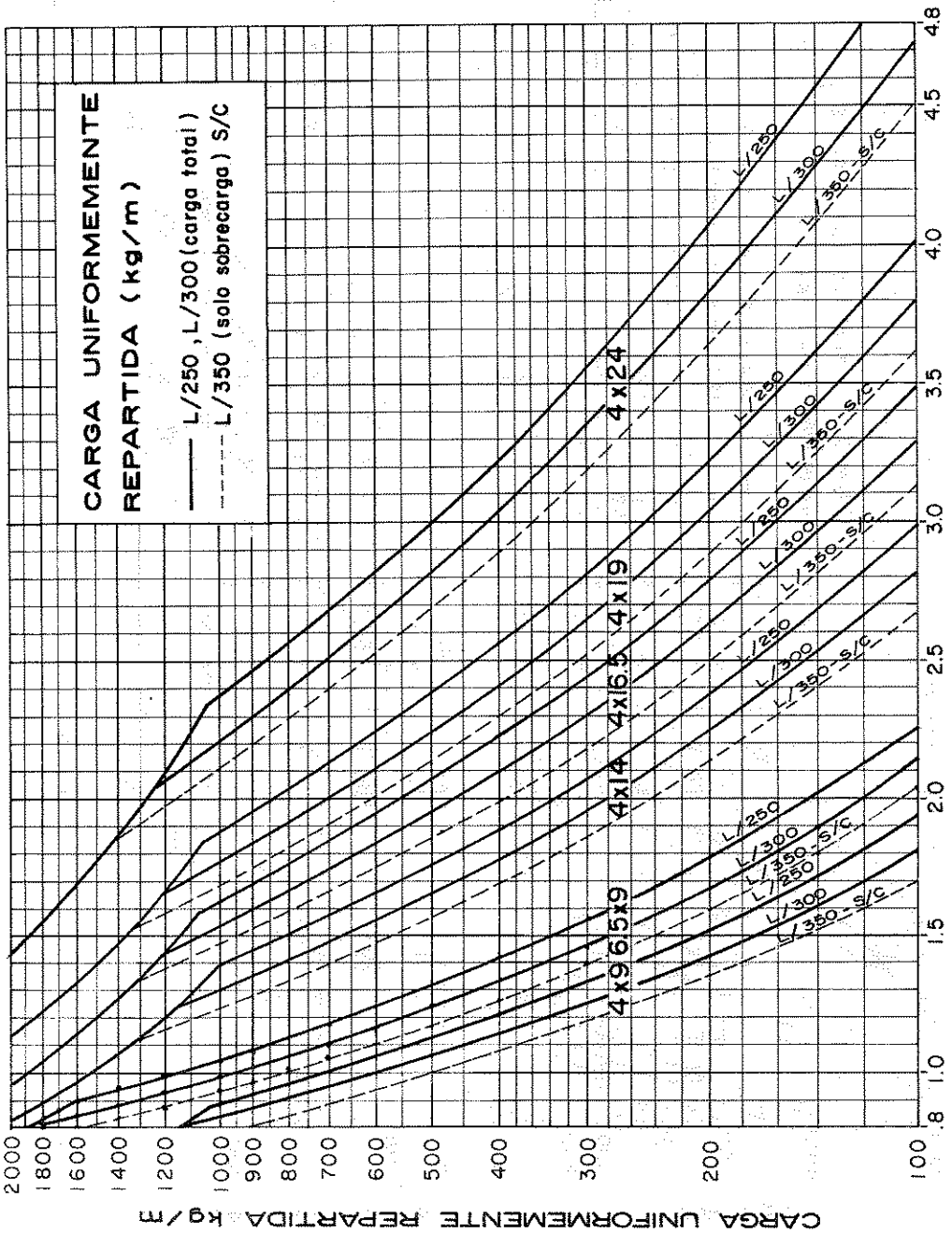
| Diagrama | Grupo Madera | Luz (m) | Carga uniformemente repartida (kg/m) | Secciones Preferenciales | Pág. |
|---|---|---|---|---|---|
| V–01 | | de 0.8 a 4.8 | de 100 a 2,000 | 6.5 x 9, 4 x 14, 4 x 16.5 4 x 19, 4 x 24 | 8 - 63 |
| V–02 | A | de 1.4 a 6.8 | de 160 a 3,000 | 9 x 14, 9 x 19, 9 x 24, 9 x 29 | 8 - 64 |
| V–03 | | de 1.4 a 6.8 | de 200 a 4,000 | 14 x 19, 14 x 24, 14 x 29 | 8 - 65 |
| V–04 | | de 0.8 a 4.8 | de 100 a 2,000 | 6.5 x 9, 4 x 14, 4 x 16.5 4 x 19, 4 x 24 | 8 - 66 |
| V–05 | B | de 1.4 a 6.8 | de 160 a 3,000 | 9 x 14, 9 x 19, 9 x 24 9 x 29 | 8 - 67 |
| V–06 | | de 1.4 a 6.8 | de 200 a 4,000 | 14 x 19, 14 x 24, 14 x 29 | 8 - 68 |
| V–07 | | de 0.8 a 4.8 | de 70 a 1,400 | 6.5 x 9, 4 x 14, 4 x 16.5 4 x 19, 4 x 24 | 8 - 69 |
| V–08 | C | de 1.4 a 6.8 | de 100 a 2,000 | 9 x 14, 9 x 19, 9 x 24 9 x 29 | 8 - 70 |
| V–09 | | de 1.4 a 6.8 | de 160 a 3,000 | 14 x 19, 14 x 24, 14 x 29 | 8 - 71 |

GRUPO
A

$f_m$ = 210 kg/cm²
$f_v$ = 15 kg/cm²
$E_{mín}$ = 95,000 kg/cm²

# VIGAS

V-01

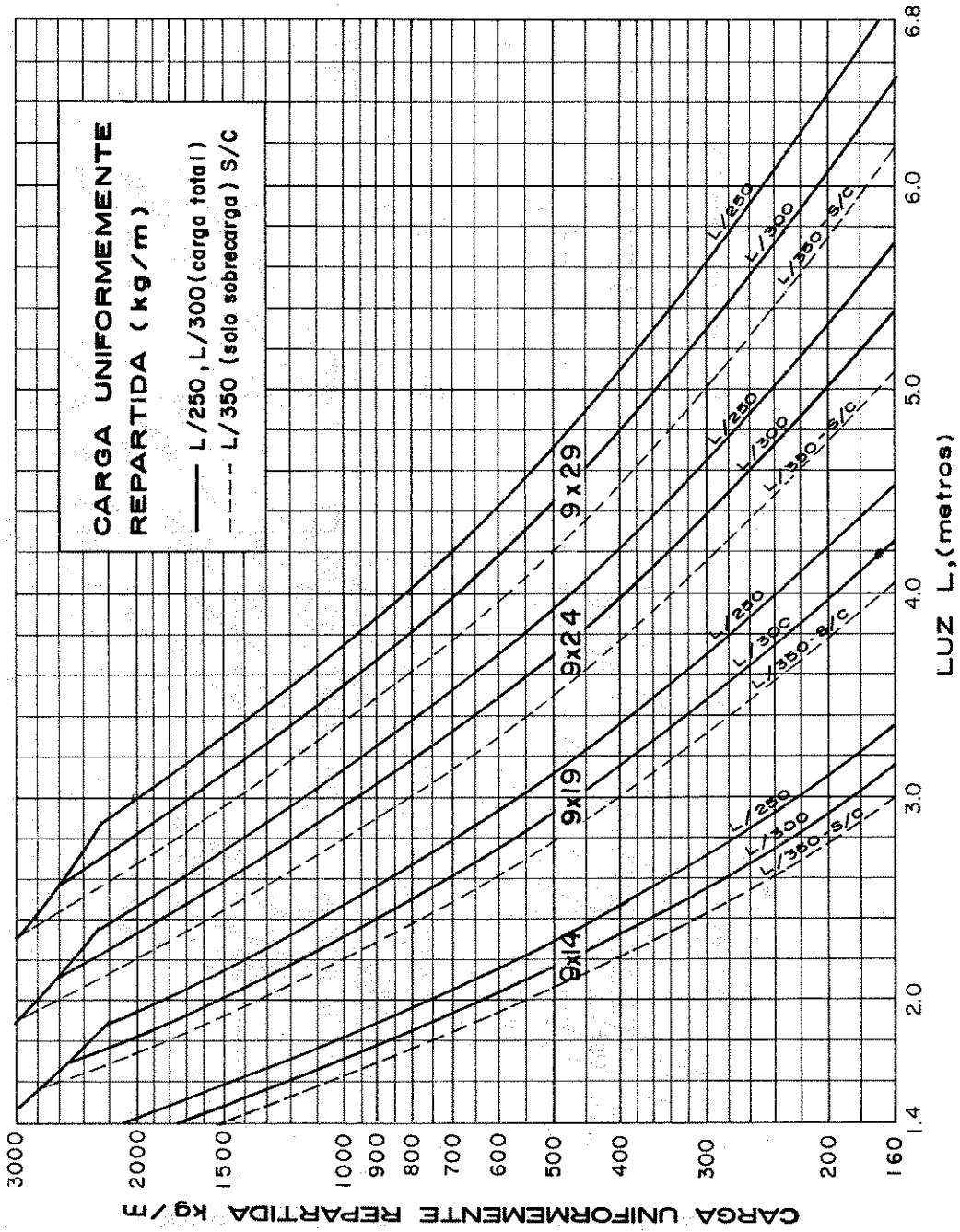


# VIGAS

$f_m$ = 210 kg/cm²
$f_v$ = 15 kg/cm²
$E_{min}$ = 95,000 kg/cm²

GRUPO
A

V-02

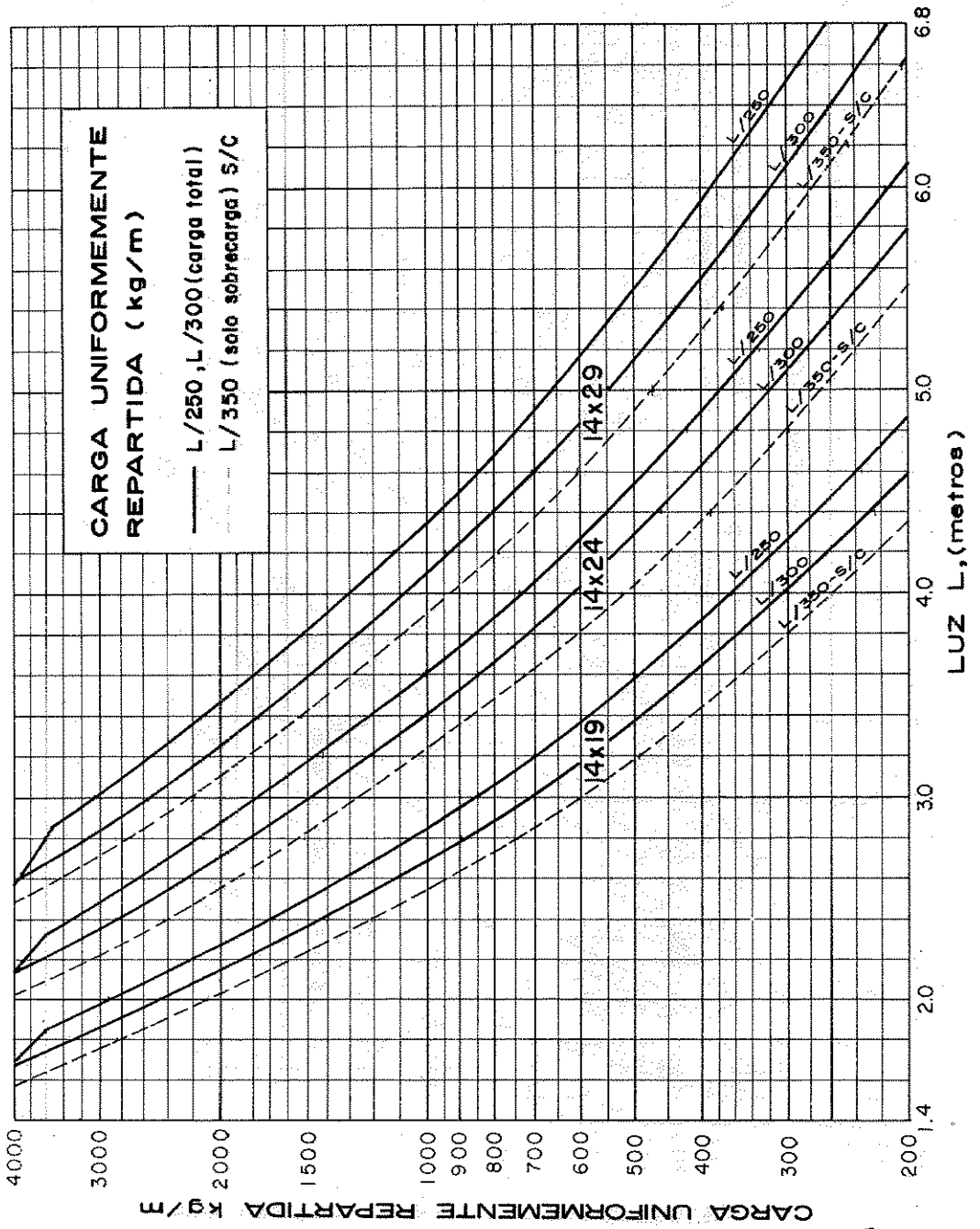


GRUPO
A

$f_m$ = 210 kg/cm²
$f_v$ = 15 kg/cm²
$E_{mín}$ = 95,000 kg/cm²

# VIGAS

V-03

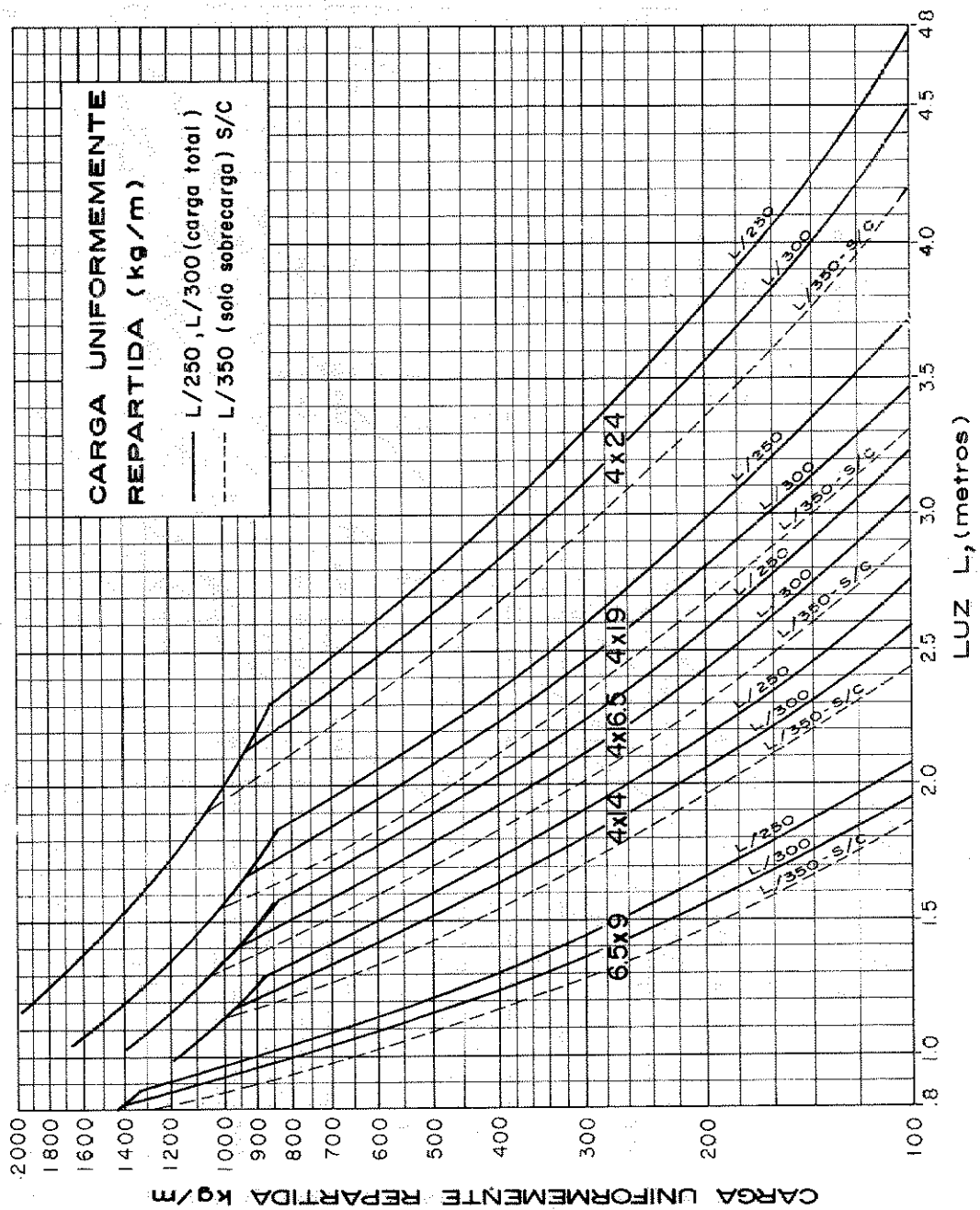


# VIGAS

$f_m$ = 150 kg/cm²
$f_v$ = 12 kg/cm²
$E_{mín}$ = 75,000 kg/cm²

GRUPO
B

V-04

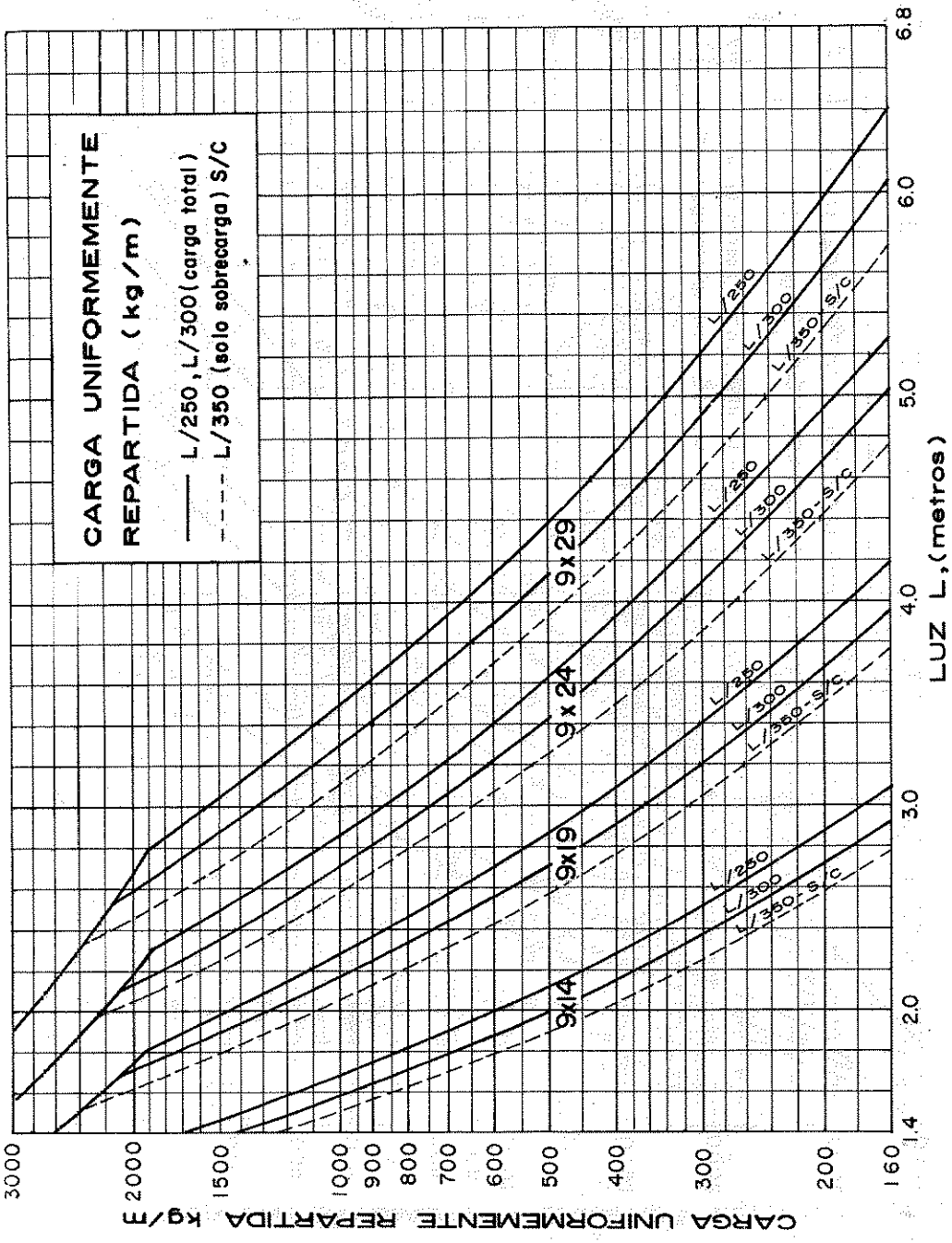


GRUPO
**B**

$f_m$ = 150 kg/cm²
$f_v$ = 12 kg/cm²
$E_{mín}$ = 75,000 kg/cm²

# VIGAS

V-05

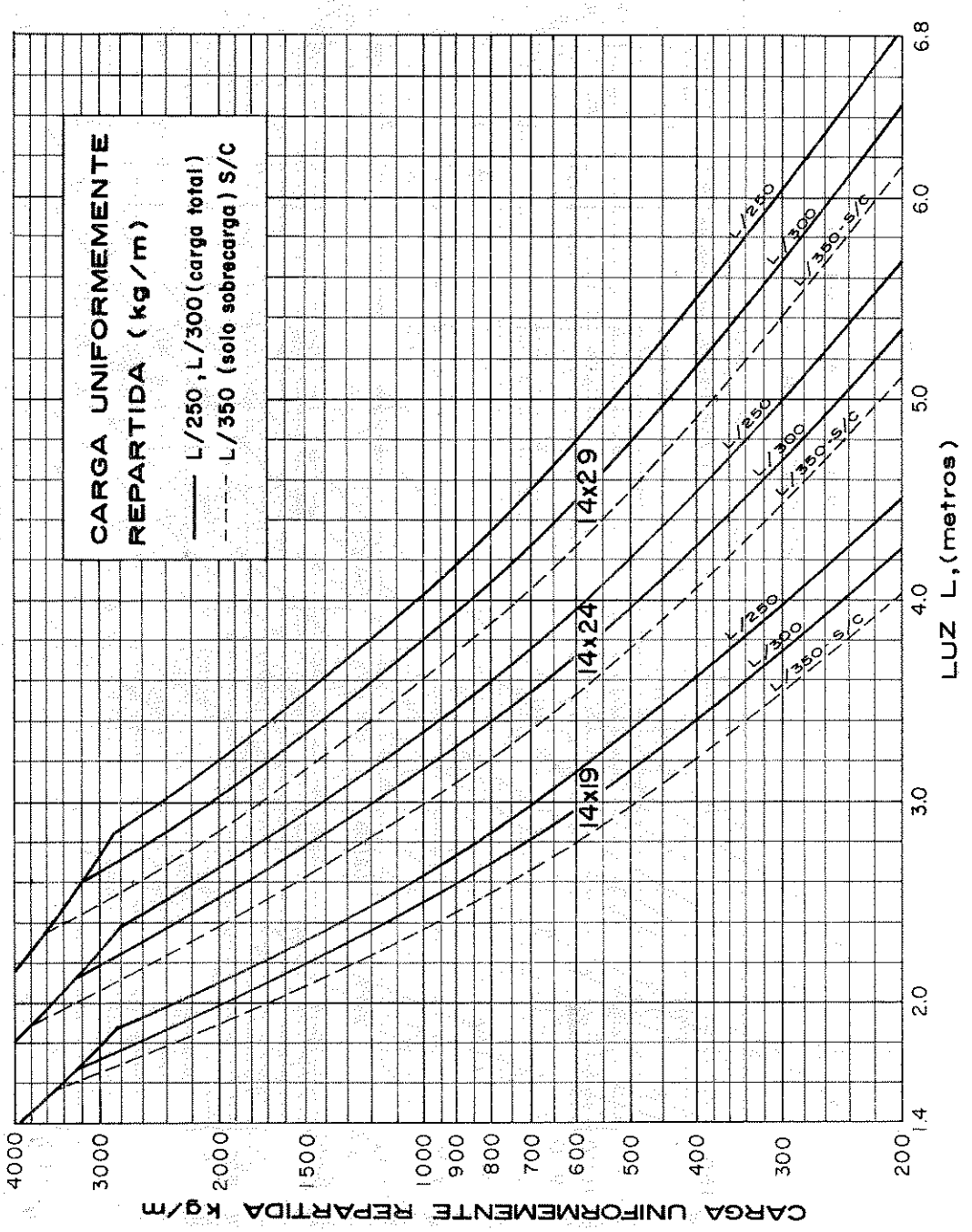


# VIGAS

$f_m$ = 150 kg/cm²
$f_v$ = 12 kg/cm²
$E_{mín}$ = 75,000 kg/cm²

GRUPO
B

V-06

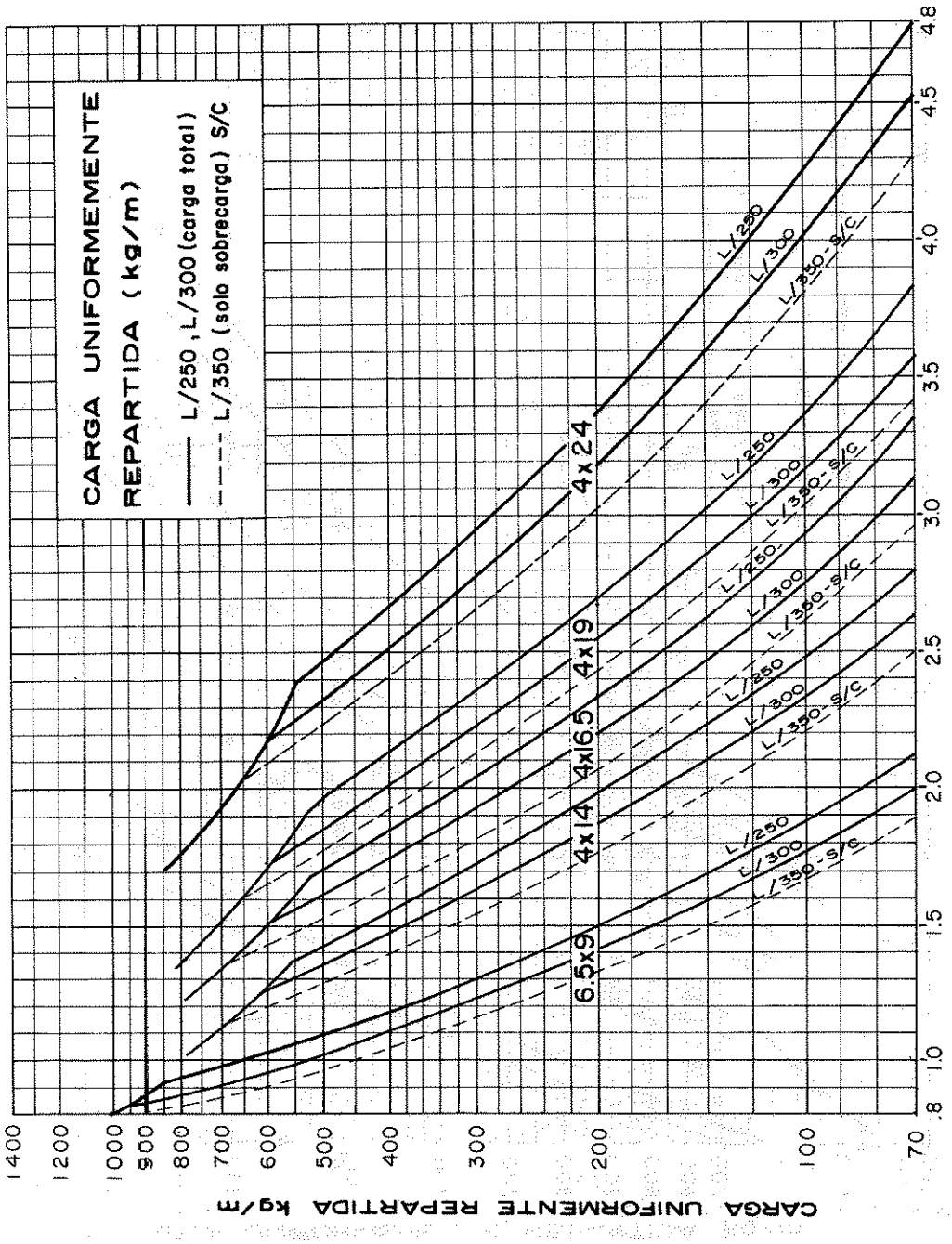


GRUPO
C

$f_m$ = 100 kg/cm²
$f_v$ = 8 kg/cm²
$E_{mín}$ = 55,000 kg/cm²

# VIGAS

V-07

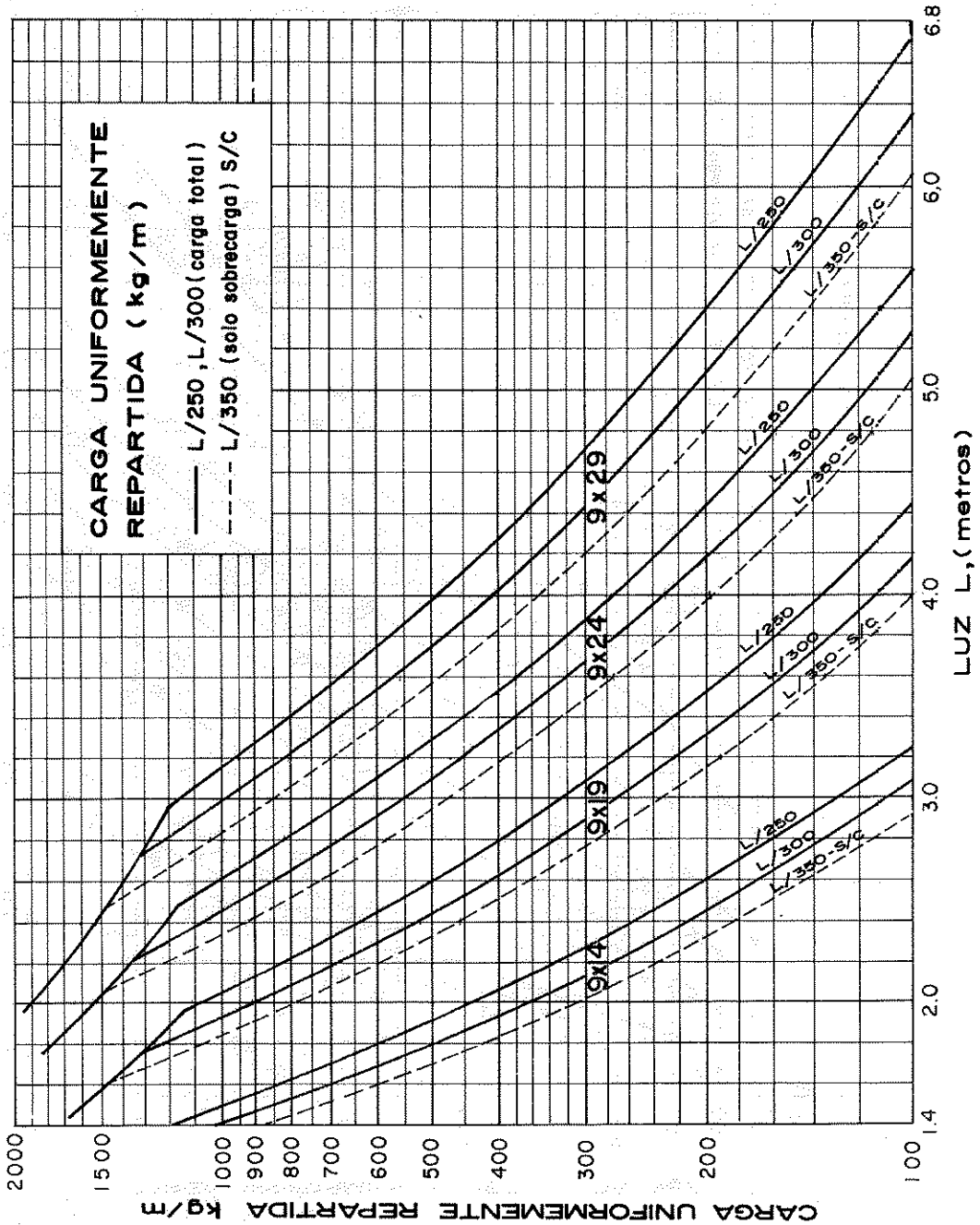


# VIGAS

$f_m$ = 100 kg/cm²
$f_v$ = 8 kg/cm²
$E_{mín}$ = 55,000 kg/cm²

GRUPO C

V-08

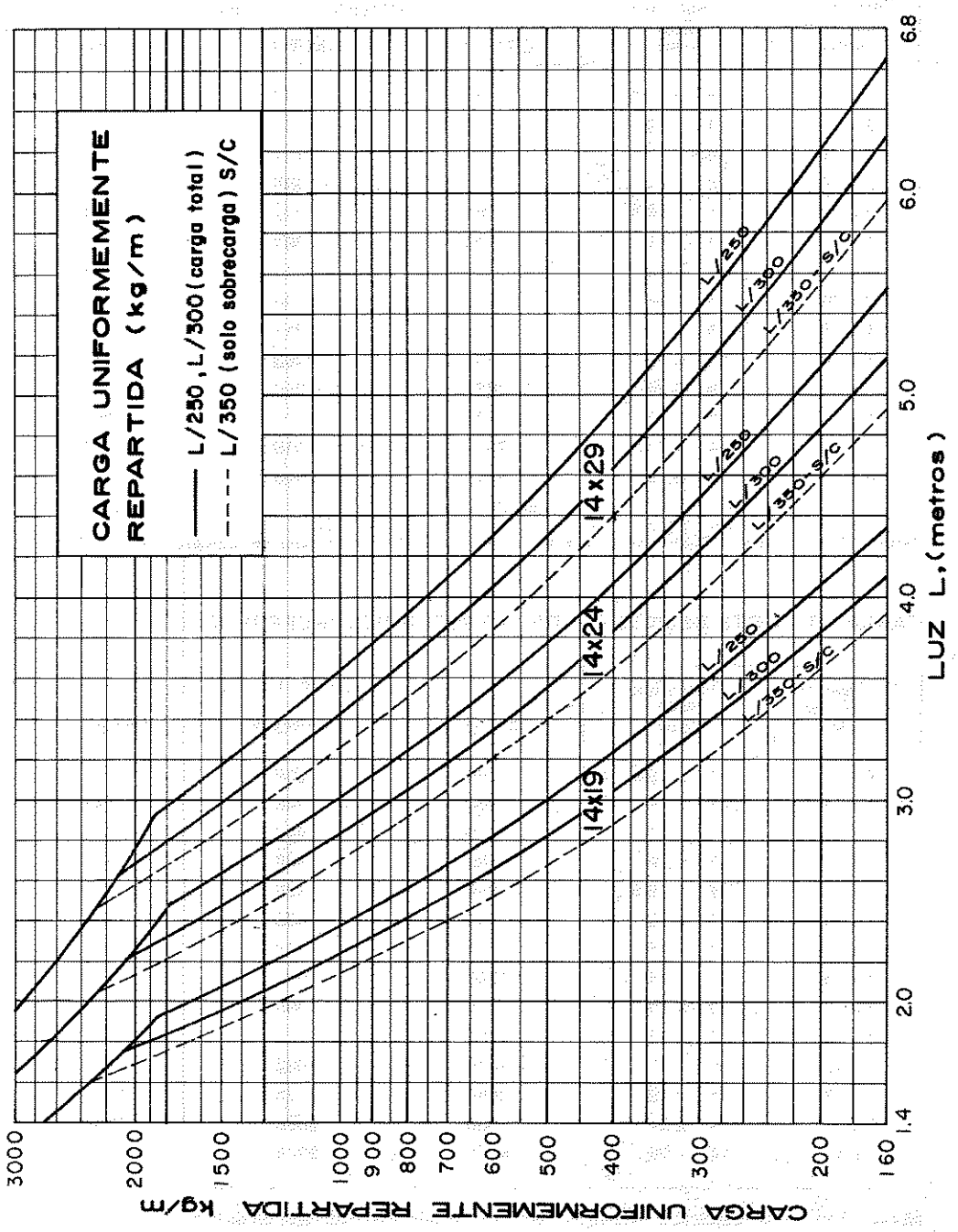


GRUPO
C

$f_m$ = 100 kg/cm²
$f_v$ = 8 kg/cm²
$E_{mín}$ = 55,000 kg/cm²

# VIGAS

V-09



## 8.6 TABLAS DE DISEÑO

### TABLA 8.8 MOMENTO RESISTENTE EN FLEXION DE SECCIONES PREFERENCIALES

| Equivalente Comercial (pulg) | Dimensión Real (cm) | MOMENTO EN kg – m | | |
|---|---|---|---|---|
| | | GRUPO A | GRUPO B | GRUPO C |
| 2 x 3 | 4 x 6.5 | 59 | 42 | 28 |
| 2 x 4 | 4 x 9 | 113 | 81 | 54 |
| 3 x 4 | 6.5 x 9 | 184 | 132 | 88 |
| 2 x 6 | 4 x 14 | 274 | 196 | 130 |
| 2 x 7 | 4 x 16.5 | 381 | 272 | 181 |
| 2 x 8 | 4 x 19 | 505 | 361 | 241 |
| 4 x 6 | 9 x 14 | 617 | 441 | 294 |
| 2 x 10 | 4 x 24 | 806 | 576 | 384 |
| 4 x 8 | 9 x 19 | 1137 | 812 | 541 |
| 6 x 8 | 14 x 19 | 1769 | 1263 | 842 |
| 4 x 10 | 9 x 24 | 1814 | 1296 | 864 |
| 4 x 12 | 9 x 29 | 2649 | 1892 | 1261 |
| 6 x 10 | 14 x 24 | 2822 | 2016 | 1344 |
| 6 x 12 | 14 x 29 | 4121 | 2943 | 1962 |

**Nota:** Esta Tabla es aplicable para vigas. Para viguetas puede considerarse un incremento del 10 %

### TABLA 8.9 CORTE RESISTENTE DE LAS SECCIONES PREFERENCIALES

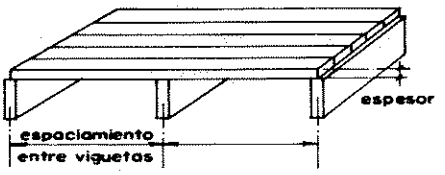
| Equivalente Comercial (pulg) | Dimensión Real (cm) | CORTE EN kg | | |
|---|---|---|---|---|
| | | GRUPO A | GRUPO B | GRUPO C |
| 2 x 3 | 4 x 6.5 | 260 | 208 | 139 |
| 2 x 4 | 4 x 9 | 360 | 288 | 192 |
| 2 x 6 | 4 x 14 | 560 | 448 | 300 |
| 3 x 4 | 6.5 x 9 | 585 | 468 | 312 |
| 2 x 7 | 4 x 16.5 | 660 | 528 | 252 |
| 2 x 8 | 4 x 19 | 760 | 608 | 405 |
| 2 x 10 | 4 x 24 | 960 | 768 | 512 |
| 4 x 6 | 9 x 14 | 1260 | 1008 | 672 |
| 4 x 8 | 9 x 19 | 1710 | 1368 | 912 |
| 4 x 10 | 9 x 24 | 2160 | 1728 | 1152 |
| 4 x 12 | 9 x 29 | 2610 | 2088 | 1392 |
| 6 x 8 | 14 x 19 | 2660 | 2128 | 1418 |
| 6 x 10 | 14 x 24 | 3360 | 2688 | 1792 |
| 6 x 12 | 14 x 29 | 4060 | 3248 | 2165 |

**Nota:** Esta Tabla es aplicable para vigas. Para viguetas puede considerarse un incremento del 10 %

## TABLA 8.10 PESO PROPIO DE ENTABLADOS DE MADERA (kg/m$^2$)

| Grupo | Espesor | | |
|---|---|---|---|
| | 1.5 cm (3/4") | 2.0 cm (1") | 2.5 cm (1 1/4") |
| A | 16.5 | 22.0 | 27.5 |
| B | 15.0 | 20.0 | 25.0 |
| C | 13.5 | 18.0 | 22.5 |

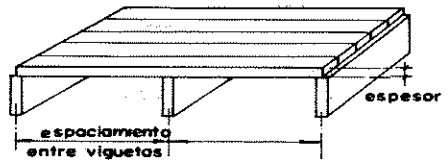
## TABLA 8.11 CARGA ADMISIBLE PARA ENTABLADOS (kg/m$^2$)
## GRUPO A




| Espesor Real | Equivalente Comercial | Deflexión Admisible | Espaciamiento de viguetas (m) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | .30 | .40 | .50 | .60 | .80 | 1.00 | 1.20 |
| 1.5 cm | 3/4" | 1/350 | 7150 | 3016 | 1544 | 893 | 377 | 193 | 112 |
| | | 1/300 | 7698** | 3519 | 1802 | 1042 | 440 | 225 | 130 |
| | | 1/250 | 7698** | 4223 | 2162 | 1251 | 528 | 270 | 156 |
| 2.0 cm | 1' | 1/350 | 11733* | 7150 | 3660 | 2118 | 893 | 457 | 264 |
| | | 1/300 | 11733* | 7698** | 4270 | 2471 | 1042 | 534 | 309 |
| | | 1/250 | 11733* | 7698** | 4927** | 2966 | 1251 | 640 | 370 |
| 2.5 cm | 1 1/4" | 1/350 | 14666* | 11000* | 7150 | 4137 | 1745 | 893 | 517 |
| | | 1/300 | 14666* | 11000* | 7698** | 4827 | 2036 | 1042 | 603 |
| | | 1/250 | 14666* | 11000* | 7698** | 5346** | 2443 | 1251 | 724 |

(*) Carga admisible limitada por Corte
(**) Carga admisible limitada por Flexión

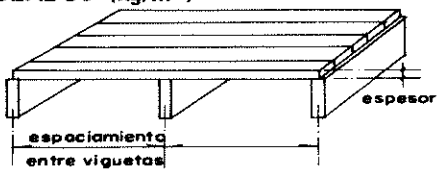
## TABLA 8.12 CARGA ADMISIBLE PARA ENTABLADOS (kg/m²)
## GRUPO B




| Espesor Real | Equivalente Comercial | Deflexión Admisible | Espaciamiento de viguetas (m) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | .30 | .40 | .50 | .60 | .80 | 1.00 | 1.20 |
| 1.5 cm | 3/4" | 1/350 | 5499** | 2320 | 1188 | 687 | 290 | 148 | 86 |
| | | 1/300 | 5499** | 2707 | 1386 | 802 | 338 | 173 | 100 |
| | | 1/250 | 5499** | 3093** | 1663 | 963 | 406 | 208 | 120 |
| 2.0 cm | 1" | 1/350 | 9386* | 5499** | 2816 | 1629 | 687 | 352 | 204 |
| | | 1/300 | 9386* | 5499** | 3285 | 1901 | 802 | 410 | 238 |
| | | 1/250 | 9386* | 5499** | 3519** | 2281 | 962 | 492 | 285 |
| 2.5 cm | 1 1/4" | 1/350 | 11733* | 8592** | 5499** | 3183 | 1342 | 688 | 398 |
| | | 1/300 | 11733* | 8592** | 5499** | 3713 | 1567 | 802 | 464 |
| | | 1/250 | 11733* | 8592** | 5499** | 3819** | 1880 | 963 | 557 |

(*) Carga admisible limitada por Corte
(**) Carga admisible limitada por Flexión

## TABLA 8.13 CARGA ADMISIBLE PARA ENTABLADOS (kg/m²)
## GRUPO C




| Espesor Real | Equivalente Comercial | Deflexión Admisible | Espaciamiento de viguetas (m) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | .30 | .40 | .50 | .60 | .80 | 1.00 | 1.20 |
| 1.5 cm | 3/4" | 1/350 | 3666** | 2062** | 1069 | 619 | 261 | 134 | 77 |
| | | 1/300 | 3666** | 2062** | 1247 | 722 | 305 | 155 | 90 |
| | | 1/250 | 3666** | 2062** | 1320** | 866 | 365 | 187 | 108 |
| 2.0 cm | 1" | 1/350 | 6260* | 3666** | 2346** | 1467 | 619 | 317 | 183 |
| | | 1/300 | 6260* | 3666** | 2346** | 1629** | 722 | 370 | 214 |
| | | 1/250 | 6260* | 3666** | 2346** | 1629** | 866 | 444 | 257 |
| 2.5 cm | 1 1/4" | 1/350 | 7825* | 5728** | 3666** | 2546** | 1209 | 619 | 358 |
| | | 1/300 | 7825* | 5728** | 3666** | 2546** | 1410 | 722 | 418 |
| | | 1/250 | 7825* | 5728** | 3666** | 2546** | 1432** | 866 | 501 |

(*) Carga admisible limitada por Corte
(**) Carga admisible limitada por Flexión

## 8.7. DEFLEXIONES, DIAGRAMAS Y FORMULAS PARA VIGAS

### 8.7.1. Factores para el Cálculo de Deflexiones en Vigas o Viguetas

Las tablas que se presentan a continuación son útiles para la determinación de deflexiones en vigas sometidas a diversos tipos de cargas. Su ventaja consiste en que se usa para todos los casos la fórmula correspondiente a la máxima deformación en una viga simplemente apoyada con carga repartida, modificándola por un factor que se lee de las tablas.

La primera tabla es para cargas concentradas y la segunda para cargas repartidas.

Para calcular la deflexión al centro de luz (o máxima) en una viga de los casos que se muestran, aplicar la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{5\,P\,L^3}{384\,EI}\,K_\Delta \quad = \quad \frac{5\,w\,L^4}{384\,EI}\,K_\Delta$$

(cargas concentradas) (cargas distribuidas)

donde:

| | | |
|---|---|---|
| $\Delta$ | = | Deflexión en el punto indicado en los diagramas |
| P | = | Carga concentrada |
| w | = | Carga distribuida |
| L | = | Luz |
| E | = | Módulo de Elasticidad |
| I | = | Momento de Inercia |
| $K_\Delta$ | = | Factor de Deflexión según tablas |

**Ejemplo 1**

Calcular la deflexión al centro de la luz de la viga que se muestra en la figura:

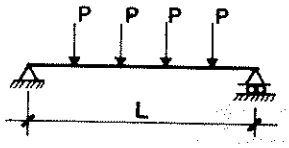



Figura 8.15

P = 100 kg
L = 3.00 m
E = 75000 kg/cm$^2$
I = 2286.3 cm$^4$

Del primer diagrama, 4o. caso, $K_\Delta = 4.838$

$$\Delta_c = \frac{5 \times P\,L^3}{384\,E\,I}\,K_\Delta = \frac{5 \times 100\,(300)^3 \times 4.838}{384 \times 75000 \times 2286.3} = 0.99 \text{ cm}$$

Determinar la carga distribuida equivalente que produce la misma deformación que las cargas concentradas aplicadas, para ser usada en el diseño de vigas:

$$w_{eq} = \frac{P}{L} K_\Delta = \frac{100}{3} \times 4.834 = 161.1 \text{ kg/m}$$

En caso de considerarse otras cargas distribuidas en el diseño –como el peso propio por ejemplo– habrá que adicionarlas a esta carga equivalente antes de usar los diagramas de diseño.

**Ejemplo 2**

Calcular la deflexión al centro de luz de la viga con carga triangular que se muestra en la figura

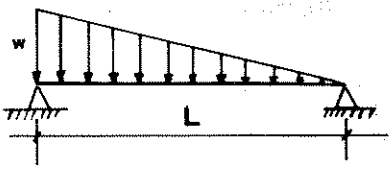


Figura 8.16

$w = 250 \text{ kg/m}$
$L = 3.00 \text{ m}$
$E = 75000 \text{ kg/cm}^2$
$I = 2286.3 \text{ cm}^4$
Del segundo diagrama para el caso mostrado
$K_\Delta = 0.5$ (al centro de luz)
$K_{\Delta max} = 0.5007$

$$\Delta_c = \frac{5 \times w L^4}{384 E I} K_\Delta = \frac{5 \times 250 (300)^4}{384 \times 100 \times 75000 \times 2286.3} \times 0.5 = 0.77 \text{ cm}$$

Para determinar la carga equivalente uniformemente distribuida que produce la misma deflexión que la carga triangular aplicada se usa la siguiente expresión:

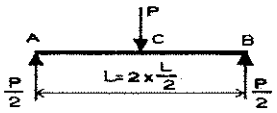
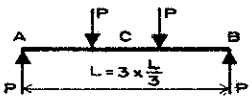
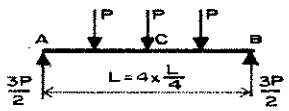
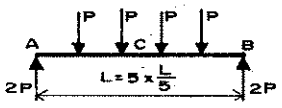
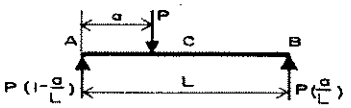
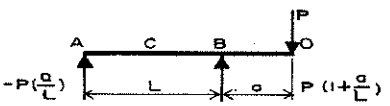
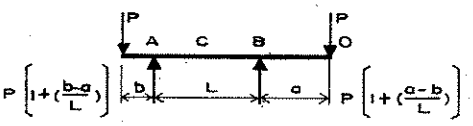
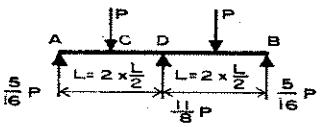
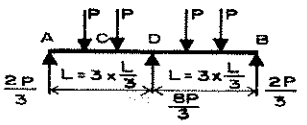
$$w_{eq} = w \times K_\Delta = 250 \times 0.5 = 125 \text{ kg/m}$$

## 8.7.2. Diagramas y Fórmulas para el Análisis de Vigas y Viguetas

Conjuntamente con las tablas de Factores de Deflexión se presentan diagramas y fórmulas para facilitar el análisis de elementos sometidos a flexión como vigas o viguetas.

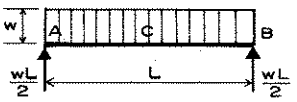
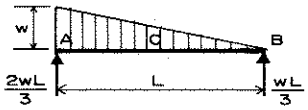
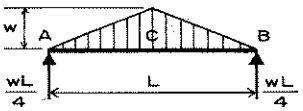
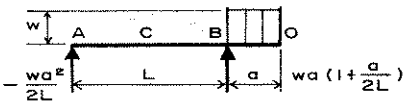
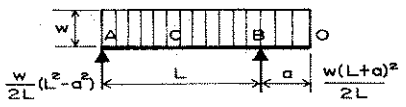
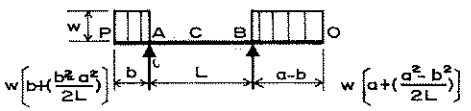
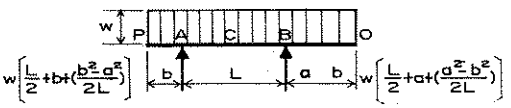
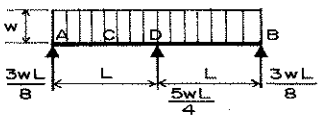
# FACTORES DE DEFLEXION

# VIGAS

| CARGAS CONCENTRADAS | PUNTO | DEFLEXION $\Delta = \frac{5}{384}\frac{PL^3}{EI} \times K_\Delta$ |
|---|---|---|
|  | C | $K_\Delta = 1.600$ |
|  | C | $K_\Delta = 2.726$ |
|  | C | $K_\Delta = 3.800$ |
|  | C | $K_\Delta = 4.838$ |
|  | C | $K_\Delta = 1.6\frac{a}{L}\left[3-4\left(\frac{a}{L}\right)^2\right]$ |
|  | O<br>C | $K_\Delta = 25.6\left(\frac{a}{L}\right)^2\left[1+\left(\frac{a}{L}\right)\right]$<br>$K_\Delta = -4.8\left(\frac{a}{L}\right)$ |
|  | O<br>C | $K_\Delta = 25.6\left(\frac{a}{L}\right)^2\left[1+\frac{a}{L}+\frac{2b}{a}\right]$<br>$K_\Delta = -4.8\left(\frac{a+b}{L}\right)$ |
|  | C<br>max. | $K_\Delta = 0.700$<br>$K_\Delta = 0.715$ |
|  | C<br>max. | $K_\Delta = 1.126$<br>$K_\Delta = 1.168$ |

# VIGAS

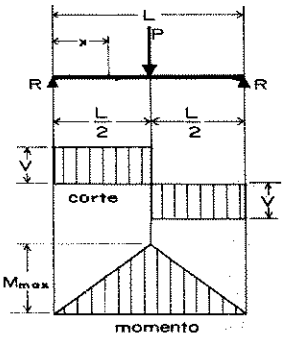
## FACTORES DE DEFLEXION

| CARGAS REPARTIDAS | PUNTO | DEFLEXION $\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} \times K_\Delta$ |
|---|---|---|
|  | EN EL CENTRO DE LUZ C | $K_\Delta = 1.000$ |
|  | C | $K_\Delta = 0.5000$ |
| | max | $K_\Delta = 0.5007$ |
|  | C | $K_\Delta = 0.6400$ |
|  | C | $K_\Delta = -2.4\left(\frac{a}{L}\right)^2$ |
| | O | $K_\Delta = 3.2\left[3\left(\frac{a}{L}\right)^4 + 4\left(\frac{a}{L}\right)^3\right]$ |
|  | C | $K_\Delta = 1-2.4\left(\frac{a}{L}\right)^2$ |
| | O | $K_\Delta = 3.2\left[3\left(\frac{a}{L}\right)^4 + 4\left(\frac{a}{L}\right)^3 - \left(\frac{a}{L}\right)\right]$ |
|  | C | $K_\Delta = -2.4\left[\left(\frac{a}{L}\right)^2 + \left(\frac{b}{L}\right)^2\right]$ |
| | O | $K_\Delta = 3.2\left[3\left(\frac{a}{L}\right)^4 + 4\left(\frac{a}{L}\right)^3 + 2\frac{ab^2}{L^3}\right]$ |
|  | C | $K_\Delta = 1-2.4\left[\left(\frac{a}{L}\right)^2 + \left(\frac{b}{L}\right)^2\right]$ |
| | O | $K_\Delta = 3.2\left[3\left(\frac{a}{L}\right)^4 + 4\left(\frac{a}{L}\right)^3 - \left(\frac{a}{L}\right) + \frac{2ab^2}{L^3}\right]$ |
|  | C | $K_\Delta = 0.400$ |
| | max | $K_\Delta = 0.416$ |

deflexiones hacia abajo son positivas; hacia arriba negativas.
los factores de deflexión son dados siempre para el centro de luz c.

# DIAGRAMAS Y FORMULAS VIGAS

## 1 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA CONCENTRADA AL CENTRO




$R = V. \ldots = \frac{P}{2}$

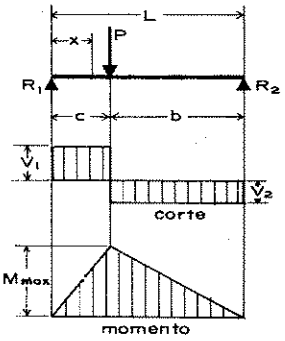
$M\ max$ (en el punto de la carga) $\ldots = \frac{PL}{4}$

$Mx$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{Px}{2}$

$\Delta\ max$ (en el punto de la carga) $\ldots = \frac{PL^3}{48EI}$

$\Delta x$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{Px}{48EI}(3L^2 - 4x^2)$

## 2 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA CONCENTRADA EN CUALQUIER PUNTO




$R_1 = V_1$ ( Max cuando $a < b$ ) $\ldots = \frac{Pb}{L}$

$R_2 = V_2$ ( Max cuando $a > b$ ) $\ldots = \frac{Pa}{L}$

$M\ max$ (en el punto de la carga) $\ldots = \frac{Pab}{L}$

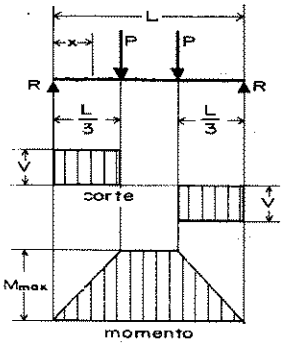
$Mx$ ( cuando $x < a$ ) $\ldots = \frac{Pbx}{L}$

$\Delta a$ (en el punto de la carga) $\ldots = \frac{Pa^2b^2}{3EIL}$

$\Delta x$ ( cuando $x < a$ ) $\ldots = \frac{Pbx}{6EIL}(L^2 - b^2 - x^2)$

$\Delta\ max$ (en $x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}}$ cuando $a > b$) $\ldots = \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EIL}$

## 3 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - DOS CARGAS IGUALES A L/3 DE SUS EXTREMOS




$R = V. \ldots = P$

$M\ max$ ( entre cargas ) $\ldots = \frac{PL}{3}$

$Mx$ ( cuando $x < \frac{L}{3}$ ) $\ldots = Px$

$\Delta\ max$ ( al centro ) $\ldots = \frac{23}{648}\frac{PL^3}{EI}$

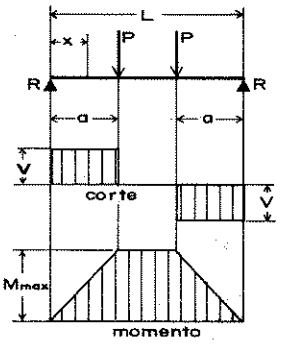
$\Delta x$ ( cuando $x < \frac{L}{3}$ ) $\ldots = \frac{Px}{6EI}(\frac{2L^2}{3} - x^2)$

$\Delta x$ ( cuando $a < x < \frac{2L}{3}$ ) $\ldots = \frac{PL}{18EI}(3Lx - 3x^2 - \frac{L^2}{9})$

# VIGAS

## DIAGRAMAS Y FORMULAS

### 4 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - DOS CARGAS CONCENTRADAS IGUALES SIMETRICAMENTE UBICADAS.




$R = V \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = P$

$M\,max$ ( entre cargas ) $\ldots\ldots = Pa$

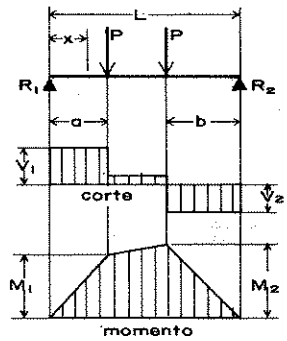
$Mx$ ( cuando $x < a$ ) $\ldots\ldots = Px$

$\Delta max$ ( al centro ) $\ldots\ldots = \frac{Pa}{24EI}(3L^2 - 4a^2)$

$\Delta x$ ( cuando $x < a$ ) $\ldots\ldots = \frac{Px}{6EI}(3La - 3a^2 - x^2)$

$\Delta x$ [cuando $a < x < (L-a)$] $\ldots\ldots = \frac{Pa}{6EI}(3Lx - 3x^2 - a^2)$

### 5 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - DOS CARGAS CONCENTRADAS IGUALES EN CUALQUIER POSICION.




$R_1 = V_1$ ( max. cuando $a < b$ ) $\ldots\ldots = \frac{P}{L}(L - a + b)$

$R_2 = V_2$ ( max. cuando $a > b$ ) $\ldots\ldots = \frac{P}{L}(L - b + a)$

$Vx$ [cuando $a < x < (L-b)$] $\ldots\ldots = \frac{P}{L}(b - a)$

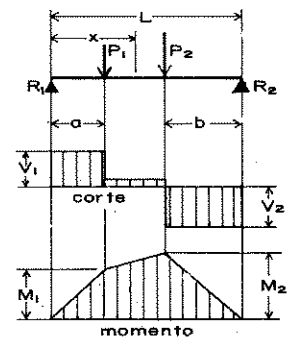
$M_1$ ( max. cuando $a > b$ ) $\ldots\ldots = R_1 a$

$M_2$ ( max. cuando $a < b$ ) $\ldots\ldots = R_2 b$

$Mx$ ( cuando $x < a$ ) $\ldots\ldots = R_1 x$

$Mx$ [cuando $a < x < (L-b)$] $\ldots\ldots = R_1 x - P(x - a)$

### 6 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - DOS CARGAS CONCENTRADAS DIFERENTES EN CUALQUIER POSICION




$R_1 = V_1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{P_1(L-a) + P_2 b}{L}$

$R_2 = V_2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{P_1 a + P_2(L-b)}{L}$

$Vx$ [cuando $a < x < (L-b)$] $\ldots\ldots = R_1 - P_1$

$M_1$ ( max. cuando $R_1 < P_1$ ) $\ldots\ldots = R_1 a$

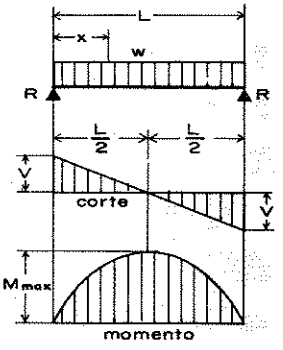
$M_2$ ( max cuando $R_2 < P_2$ ) $\ldots\ldots = R_2 b$

$Mx$ ( cuando $x < a$ ) $\ldots\ldots = R_1 x$

$Mx$ [cuando $a < x < (L-b)$] $\ldots\ldots = R_1 x - P_1(x - a)$

# DIAGRAMAS Y FORMULAS VIGAS

## 7 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA




$R = V \ldots = \frac{wL}{2}$

$Vx \ldots = w\left(\frac{L}{2} - x\right)$

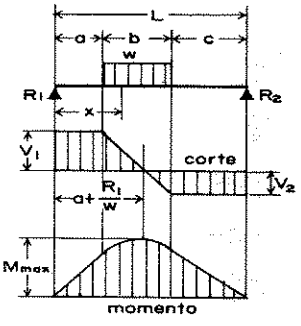
$M\,max\ (\ \text{al centro}\ ) \ldots = \frac{wL^2}{8}$

$Mx \ldots = \frac{wx}{2}(L-x)$

$\Delta\,max\ (\ \text{al centro}\ ) \ldots = \frac{5wL^4}{384EI}$

$\Delta x \ldots = \frac{wx}{24EI}(L^3 - 2Lx^2 + x^3)$

## 8 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA UNIFORME REPARTIDA SOBRE PARTE DEL TRAMO




$R_1 = V_1\ (\ \text{max. cuando } a < c\ ) \ldots = \frac{wb}{2L}(2c+b)$

$R_2 = V\ (\ \text{max. cuando } a > c\ ) \ldots = \frac{wb}{2L}(2a+b)$

$Vx \quad (\ \text{cuando } a < x < (a+b)\ ) \ldots = R_1 - w(x-a)$

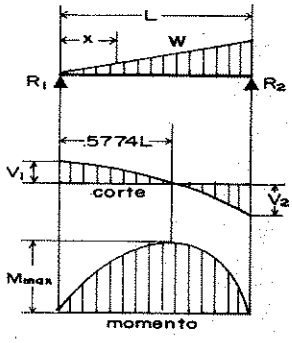
$M\,max\ (\ x = a + \frac{R_1}{w}\ ) \ldots = R_1\left(a + \frac{R_1}{2w}\right)$

$Mx \quad (\ \text{cuando } x \leq a\ ) \ldots = R_1 x$

$Mx \quad \left[\text{cuando } a < x < (a+b)\right] \ldots = R_1 x - \frac{w}{2}(x-a)^2$

$Mx \quad \left[\ \text{cuando } x > (a+b)\ \right] \ldots = R_2(L-x)$

## 9 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA TRIANGULARMENTE DISTRIBUIDA




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{W}{3}$

$R_2 = V_2\,max \ldots = \frac{2W}{3}$

$Vx \ldots = \frac{W}{3} - \frac{Wx^2}{L^2}$

$M\,max\ (\ a\ x = \frac{L}{\sqrt{3}} = .5774L\ ) \ldots = \frac{2WL}{9\sqrt{3}} = .1283\,WL$

$Mx \ldots = \frac{Wx}{3L^2}(L^2 - x^2)$

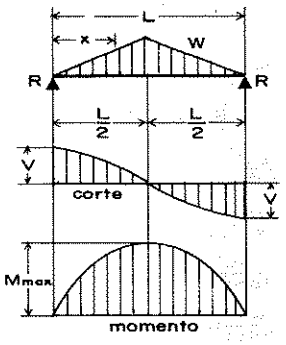
$\Delta\,max\ \left(a\ x = L\sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}} = .5193L\right) \ldots = .01304\frac{WL^3}{EL}$

$\Delta x \ldots = \frac{Wx}{180EIL^2}(3x^4 - 10L^2x^2 + 7L^4)$

# VIGAS

## DIAGRAMAS Y FORMULAS

### 10 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA TRIANGULAR CON MAXIMO AL CENTRO




$R = V \ldots = \frac{W}{2}$

$V_x$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{W}{2L^2}(L^2 - 4x^2)$

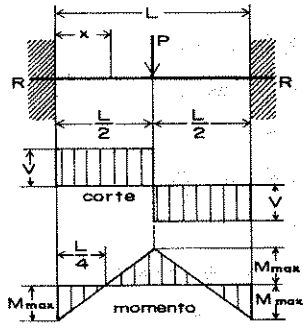
$M_{max}$ ( al centro ) $\ldots = \frac{WL}{6}$

$M_x$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = Wx\left(\frac{1}{2} - \frac{2x^2}{3L^2}\right)$

$\Delta_{max}$ ( al centro ) $\ldots = \frac{WL^3}{60EI}$

$\Delta_x \ldots = \frac{Wx}{480EIL^2}(5L^2 - 4x^2)^2$

### 11 VIGA DOBLEMENTE EMPOTRADA - CARGA CONCENTRADA AL CENTRO




$R = V \ldots = \frac{P}{2}$

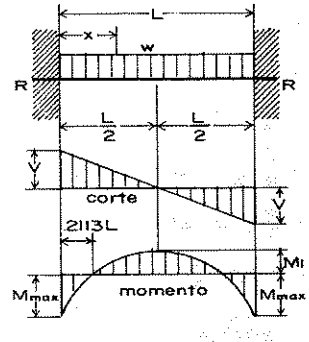
$M_{max}$ (en el centro y en los extremos) $\ldots = \frac{PL}{8}$

$M_x$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{P}{8}(4x - L)$

$\Delta_{max}$ ( al centro ) $\ldots = \frac{PL^3}{192EI}$

$\Delta_x \ldots = \frac{Px^2}{48EI}(3L - 4x)$

### 12 VIGA DOBLEMENTE EMPOTRADA - CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA




$R = V \ldots = \frac{wL}{2}$

$V_x \ldots = w\left(\frac{L}{2} - x\right)$

$M_{max}$ ( en los extremos ) $\ldots = \frac{wL^2}{12}$

$M_i$ ( al centro ) $\ldots = \frac{wL^2}{24}$

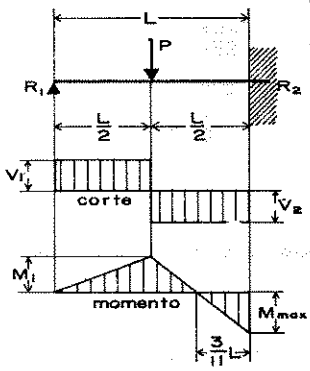
$M_x \ldots = \frac{w}{12}(6Lx - L^2 - 6x^2)$

$\Delta_{max}$ ( al centro ) $\ldots = \frac{wL^4}{384EI}$

$\Delta_x \ldots = \frac{wx^2}{24EI}(L - x)^2$

# DIAGRAMAS Y FORMULAS VIGAS

## 13 VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y APOYADA EN EL OTRO – CARGA CONCENTRADA AL CENTRO




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{5P}{16}$

$R_2 = V_2 \ldots = \frac{11P}{16}$

M max (en el extremo empotrado) $\ldots = \frac{3PL}{16}$

$M_1$ (en el punto de la carga) $\ldots = \frac{5PL}{32}$

Mx ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{5Px}{16}$

Mx ( cuando $x > \frac{L}{2}$ ) $\ldots = P\left(\frac{L}{2} - \frac{11x}{16}\right)$

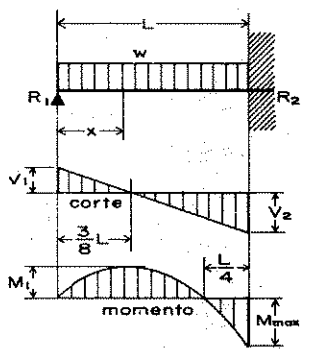
$\Delta$ max ( en $x = L\sqrt{\frac{1}{5}} = .4472L$ ) $\ldots = \frac{PL^3}{48EI\sqrt{5}} = .009317\frac{PL^3}{EI}$

$\Delta x$ (en el punto de la carga) $\ldots = \frac{7PL^3}{768EI}$

$\Delta x$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{Px}{96EI}(3L^2 - 5x^2)$

$\Delta x$ cuando $x > \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{P}{96EI}(x-L)^2(11x-2L)$

## 14 VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y APOYADA EN EL OTRO – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{3wL}{8}$

$R_2 = V_2$ max $\ldots = \frac{5wL}{8}$

$Vx \ldots = R_1 - wx$

M max $\ldots = \frac{wL^2}{8}$

$M_1$ ( $x = \frac{3}{8}L$ ) $\ldots = \frac{9}{128}wL^2$

$Mx \ldots = Rx - \frac{wx^2}{2}$

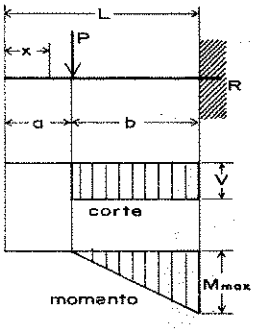
$\Delta$ max ( $x = \frac{L}{16}(1+\sqrt{33}) = .4215L$ ) $\ldots = \frac{wL^4}{185EI}$

$\Delta x \ldots = \frac{wx}{48EI}(L^3 - 3Lx^2 + 2x^3)$

# VIGAS

## DIAGRAMAS Y FORMULAS

### 15 VIGA EN VOLADIZO – CARGA CONCENTRADA EN CUALQUIER POSICION




$R = V$ ( cuando $x < a$ ) . . . . $= P$

$M_{max}$ ( en el empotramiento ) . . . . $= Pb$

$M_x$ ( cuando $x > a$ ) . . . . $= P(x-a)$

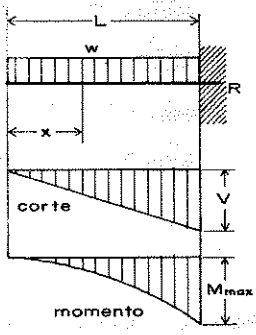
$\Delta_{max}$ ( en el extremo libre ) . . . . $= \frac{Pb^2}{6EI}(3L-b)$

$\Delta_a$ (en el punto de carga ) . . . . $= \frac{Pb^3}{3EI}$

$\Delta_x$ ( cuando $x < a$ ) . . . . $= \frac{Pb^2}{6EI}(3L-3x-b)$

$\Delta_x$ ( cuando $x > a$ ) . . . . $= \frac{P(L-x)^2}{6EI}(3b-L+x)$

### 16 VIGA EN VOLADIZO - CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA




$R = V$ . . . . . $= wL$

$V_x$ . . . . . $= wx$

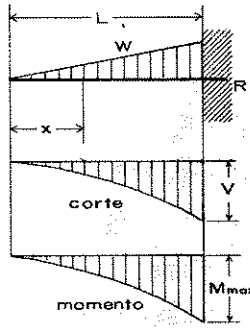
$M_{max}$ ( en el extremo fijo ) . . . . $= \frac{wL^2}{2}$

$M_x$ . . . . . $= \frac{wx^2}{2}$

$\Delta_{max}$ ( en el extremo libre ) . . . . $= \frac{wL^4}{8EI}$

$\Delta_x$ . . . . . $= \frac{w}{24EI}(x^4-4L^3x+3L^4)$

### 17 VIGA EN VOLADIZO - CARGA VARIABLE INCREMENTADA HACIA EL EXTREMO EMPOTRADO




$R = V$ . . . . . $= W$

$V_x$ . . . . . $= W\frac{x^2}{L^2}$

$M_{max}$ ( en el extremo fijo ) . . . . $= \frac{WL}{3}$

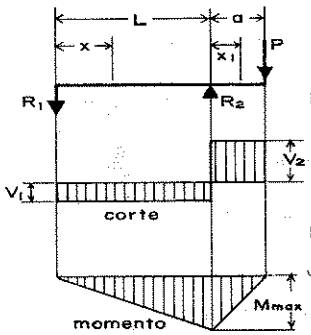
$M_x$ . . . . . $= \frac{Wx^3}{3L^2}$

$\Delta_{max}$ ( en el extremo libre ) . . . . $= \frac{WL^3}{15EI}$

$\Delta_x$ . . . . . $= \frac{W}{60EIL^2}(x^5-5L^4x+4L^5)$

# DIAGRAMAS Y FORMULAS VIGAS

## 18 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA CON EXTREMO EN VOLADIZO – CARGA CONCENTRADA EN EL EXTREMO




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{Pa}{L}$

$R_2 = V_1 + V_2 \ldots = \frac{P}{L}(L+a)$

$V_2 \ldots = P$

$M_{max}$ ( en $R_2$ ) $\ldots = Pa$

$M_x$ ( entre soportes ) $\ldots = \frac{Pax}{L}$

$M_{x_1}$ ( para voladizo ) $\ldots = P(a-x_1)$

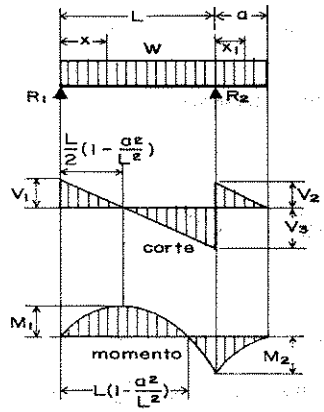
$\Delta_{max}$ ( entre soportes en $x=\frac{L}{\sqrt{3}}$ ) $\ldots = \frac{PaL^2}{9\sqrt{3}EI} = .06415\frac{PaL^2}{EI}$

$\Delta_{max}$ ( para voladizo $x_1 = a$ ) $\ldots = \frac{Pa^2}{3EI}(L+a)$

$\Delta_x$ ( entre soportes ) $\ldots = \frac{Pax}{6EIL}(L^2-x^2)$

$\Delta_{x_1}$ ( para voladizo ) $\ldots = \frac{Px_1}{6EI}(2aL+3ax_1-x_1^2)$

## 19 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA CON EXTREMO EN VOLADIZO – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{w}{2L}(L^2-a^2)$

$R_2 = V_2 + V_3 \ldots = \frac{w}{2L}(L+a)^2$

$V_2 \ldots = wa$

$V_3 \ldots = \frac{w}{2L}(L^2+a^2)$

$V_x$ ( entre soportes ) $\ldots = R_1 - wx$

$V_{x_1}$ ( para voladizo ) $\ldots = w(a-x_1)$

$M_1$ ( $x=\frac{L}{2}\left[1-\frac{a^2}{L^2}\right]$ ) $\ldots = \frac{w}{8L^2}(L+a)^2(L-a)^2$

$M_2$ ( en $R_2$ ) $\ldots = \frac{wa^2}{2}$

$M_x$ ( entre soportes ) $\ldots = \frac{wx}{2L}(L^2-a^2-xL)$

$M_{x_1}$ ( para voladizo ) $\ldots = \frac{w}{2}(a-x_1)^2$

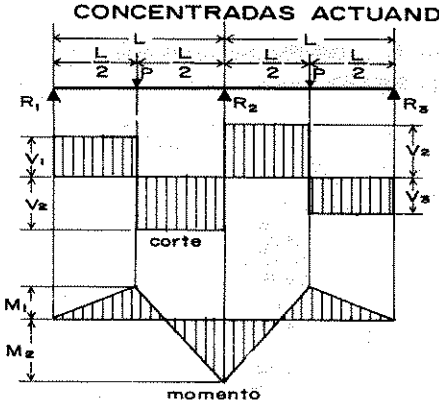
$\Delta_x$ ( entre soportes ) $\ldots = \frac{wx}{24EIL}(L^3-2L^2x^2+Lx^3-2a^2L^2+2a^2x^2)$

$\Delta_{x_1}$ ( para voladizo ) $\ldots = \frac{wx_1}{24EI}(4a^2L-L^3+6a^2x_1-4ax_1^2+x_1^3)$

# VIGAS

## DIAGRAMAS Y FORMULAS

### 20 VIGA CONTINUA CON DOS TRAMOS IGUALES – CARGAS CONCENTRADAS ACTUANDO EN EL CENTRO DE LUZ




$R_1 = V_1 = R_3 = V_3 \ldots = \frac{5}{16} P$

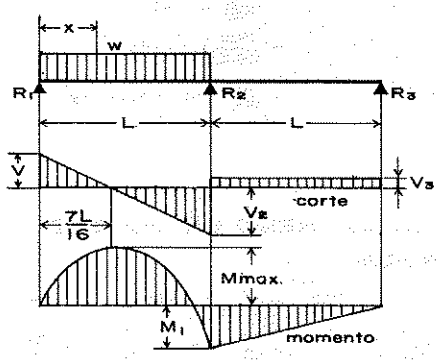
$R_2 = 2V_2 \max \ldots = \frac{22}{16} P$

$M_1 \ldots = \frac{5}{32} PL$

$M_2 \max$ ( apoyo interno ) $\ldots = \frac{6}{32} PL$

$\Delta x$ ( cuando $x = \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{7PL^3}{768EI}$

### 21 VIGA CONTINUA DE DOS TRAMOS IGUALES – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN UN TRAMO




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{7}{16} wL$

$R_2 = V_2 + V_3 \ldots = \frac{5}{8} wL$

$R_3 = R_3 \ldots = -\frac{1}{16} wL$

$V_2 \ldots = \frac{9}{16} wL$

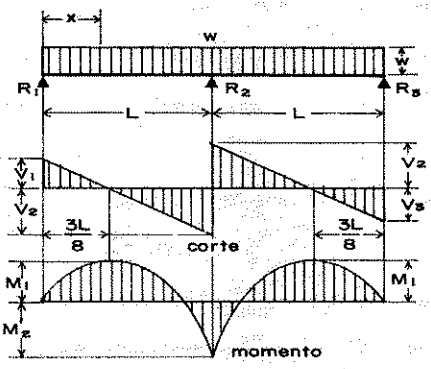
$M \max$ ( a $x = \frac{7}{16} L$ ) $\ldots = \frac{49}{512} wL^2$

$M_1$ ( en el apoyo $R_2$ ) $\ldots = \frac{1}{16} wL^2$

$Mx$ ( cuando $x < L$ ) $\ldots = \frac{wx}{16}(7L - 8x)$

$\Delta \max$ ( 0.472L de $R_1$ ) $\ldots = 0.0092 wL^4/EI$

### 22 VIGA CONTINUA CON DOS TRAMOS IGUALES – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA




$R_1 = V_1 = R_3 = V_3 \ldots = \frac{3}{8} wL$

$R = 2V_2 \ldots = \frac{10}{8} wL$

$V_2 \ldots = \frac{5}{8} wL$

$M_1$ ( $x = \frac{3L}{8}$ ) $\ldots = \frac{9}{128} wL^2$

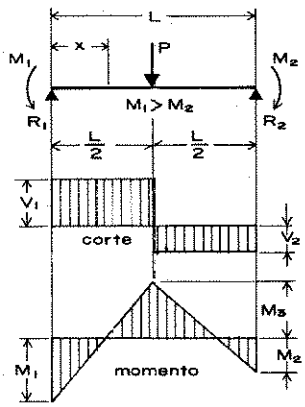
$M_2 \max$ ( en el apoyo $R_2$ ) $\ldots = \frac{wL^2}{8}$

$\Delta \max$ (0.46L de $R_1$ ó $R_3$ ) $\ldots = \frac{wL^4}{185EI}$

$\Delta x$ ( a $\frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{wL^4}{192EI}$

# DIAGRAMAS Y FORMULAS VIGAS

## 23 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA CONCENTRADA EN EL CENTRO Y MOMENTOS DIFERENTES EN LOS EXTREMOS.




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{P}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L}$

$R_2 = V_2 \ldots = \frac{P}{2} - \frac{M_1 - M_2}{L}$

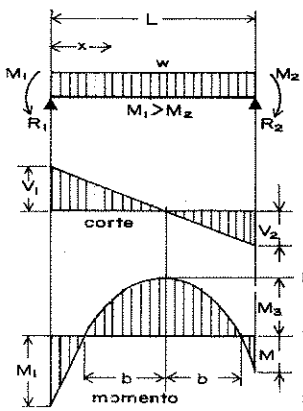
$M_a$ ( al centro ) $\ldots = \frac{PL}{4} - \frac{M_1 + M_2}{2}$

$Mx$ ( cuando $x < \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \left(\frac{P}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L}\right)x - M_1$

$Mx$ ( cuando $x > \frac{L}{2}$ ) $\ldots = \frac{P}{2}(L - x) + \frac{(M_1 - M_2)x}{L} - M_1$

$$\Delta x \left(\text{cuando } x < \frac{L}{2}\right) = \frac{Px}{48EI}\left(3L^2 - 4x^2 - \frac{8(L-x)}{PL}\left[M_1(2L - x) + M_2(L + x)\right]\right)$$

## 24 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA - CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA Y MOMENTOS DIFERENTES EN LOS EXTREMOS.




$R_1 = V_1 \ldots = \frac{wL}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L}$

$R_2 = V_2 \ldots = \frac{wL}{2} - \frac{M_1 - M_2}{L}$

$Vx \ldots = w\left(\frac{L}{2} - x\right) + \frac{M_1 - M_2}{L}$

$M_a$ ( $x = \frac{L}{2} - \frac{M_1 - M_2}{wL}$ ) $\ldots = \frac{wL^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2} + \frac{(M_1 - M_2)^2}{2wL^2}$

$Mx \ldots = \frac{wx}{2}(L - x) + \left(\frac{M_1 - M_2}{L}\right)x - M_1$

b ( localiza los puntos de inflexión ) $\ldots = \sqrt{\frac{L^2}{4} - \left(\frac{M_1 + M_2}{w}\right) + \left(\frac{M_1 - M_2}{wL}\right)^2}$

$$\Delta x = \frac{wx}{24EI}\left[x^3 - \left(2L + \frac{4M_1}{wL} - \frac{4M_2}{wL}\right)x^2 + \frac{12M_1}{w}x + L^2 - \frac{8M_1L}{w} - \frac{4M_2L}{w}\right]$$

**PARTE I: RECOMENDACIONES**


9.1. Introducción
9.2. Longitud Efectiva
9.3. Esbeltez
9.4. Clasificación de Columnas
9.5. Esfuerzos Máximos Admisibles
9.6. Módulo de Elasticidad
9.7. Cargas Admisibles en Elementos Sometidos a Compresión
  9.7.1. Columnas Cortas
  9.7.2. Columnas Intermedias
  9.7.3. Columnas Largas
9.8. Elementos Sometidos a Flexocompresión
9.9. Elementos Sometidos a Flexotracción.

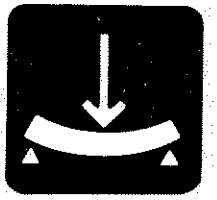

**PARTE II: COMENTARIOS**


9.2. Longitud Efectiva
9.3. Esbeltez
9.4. Clasificación de Columnas
9.5. Esfuerzos Máximos Admisibles
9.6. Módulo de Elasticidad
9.7. Carga Admisible en Elementos Sometidos a Compresión
9.8. Elementos Sometidos a Flexocompresión
9.9. Elementos Sometidos a Flexotracción


**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**


9.10 Columnas. Diagramas de Diseño
  9.10.1. Bases de Cálculo
  9.10.2. Presentación de los Diagramas
  9.10.3. Clasificación
  9.10.4. Aplicaciones
  9.10.5. Ejemplo de Columna Sometida a Compresión Axial
  Diseño Usando Diagramas
  9.10.6. Ejemplo de Pie—derecho Sometido a Flexocompresión
  9.10.7. Relación de Diagramas de Columnas

9.11. Entramados. Diagramas de Diseño
  9.11.1. Bases de Cálculo
  9.11.2. Presentación de los Diagramas
  9.11.3. Clasificación
  9.11.4. Aplicaciones
  9.11.5. Ejemplo de Diseño de Entramados
  Diseño Usando Diagramas
  9.11.6. Relación de Diagramas de Entramados.

# 9
# Columnas y Entramados

## PARTE I: RECOMENDACIONES

## PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION

**COMPRESION AXIAL**

1) **Definir bases de cálculo**

   a) **Grupo estructural de madera a utilizarse (Secc. 3.5 Tabla 3.3 )**
   b) **Cargas a considerarse en el diseño (Tablas 13.3 a 13.8)**
   c) **Condiciones de apoyo y factor de longitud efectiva (Tabla 9.1)**

2) **Determinar efectos máximos**

3) **Establecer los esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad. (Tablas 13.2 o 9.2, 9.3), así como $C_k$ de la Tabla 9.4.**

4) **Seleccionar una sección adecuada (Tabla 3.1 ) extraer las propiedades geométricas de la sección elegida de la Tabla 13.1.**

5) **Calcular la esbeltez $\lambda$ para cada dirección**

6) **Calcular la carga admisible, Secc. 9.7, Ec. 9.5, 9.6, 9.7**

**FLEXO – COMPRESION**

7) **Determinar la carga crítica de Euler (Ec. 9.10)**

8) **Calcular el factor de amplificación de momentos $k_m$, Secc. 9.8, Ec. 9.9**

9) **Verificar que la ecuación 9.8 sea satisfecha.**

## 9.1 INTRODUCCION

Las recomendaciones que se presentan en este capítulo son aplicables a columnas y entramados y en general a elementos sometidos principalmente a compresión o compresión y flexión combinadas (flexo–compresión).

Las columnas consideradas son elementos de sección transversal sólida o maciza y de forma rectangular. Las bases de cálculo son aplicables sin embargo a secciones de cualquier forma.

Los entramados, muros, o tabiques son conjuntos de pie–derechos arriostrados por elementos horizontales, recubiertos por un revestimiento y provistos de soleras en sus extremos superior e inferior (Secc. 10.1). El revestimiento de los muros es por lo general de contrachapado o algún otro tipo de tablero aunque también se usan entablados o enlucidos sobre diversos materiales. Por lo general, el revestimiento no se considera resistente para cargas verticales. Sin embargo, para cargas horizontales o laterales, provenientes de sismo o viento, el revestimiento es el elemento resistente más importante.

En este Capítulo se presenta el diseño de entramados para cargas verticales y para la combinación de cargas verticales y horizontales perpendiculares al plano del muro (como las presiones de viento sobre una pared). Esta última combinación produce efectos de

flexo–compresión en los pie–derechos. Para ilustración, al final del Capítulo se presenta un ejemplo explicativo de esta condición. El diseño para las cargas horizontales en el plano del muro (fuerzas cortantes) se presenta separadamente en el Capítulo 10. Los entramados deben verificarse para ambos tipos de carga, cargas verticales y fuerzas cortantes.

El diseño de elementos de madera sometidos a compresión o flexo–compresión está controlado por condiciones de resistencia, una combinación de resistencia y estabilidad, o puramente condiciones de estabilidad. Estas corresponden a columnas cortas, intermedias y largas respectivamente.

## 9.2 LONGITUD EFECTIVA

El diseño de elementos sometidos a compresión o flexo–compresión debe hacerse tomando en cuenta su longitud efectiva $l_{ef}$. Longitud efectiva es la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos. Esta longitud de la columna doblemente articulada es la que interviene en la determinación de la carga máxima por pandeo que puede soportar una columna (ver Parte II, Secc. 9.2). Esta se obtiene multiplicando la longitud no arriostrada, l, por un factor de longitud efectiva, k, que considera las restricciones o el grado de empotramiento que sus apoyos extremos le proporcionan.

$$l_{ef} = k.l \qquad (9.1)$$

Se recomienda que en ningún caso se tome una longitud efectiva menor que la longitud real no arriostrada.

En la Tabla 9.1 se presentan algunos casos. El proyectista deberá evaluar apropiadamente la magnitud de la restricción real que los apoyos proporcionan al elemento.

Para entramados, cuyos pie–derechos están arriostrados lateralmente por elementos intermedios, se debe considerar como longitud efectiva en el plano del mismo a la longitud entre arriostres intermedios. En aquellos entramados que no cuentan con riostras intermedias pero cuyo revestimiento está unido a los pie–derechos en toda la altura, puede considerarse que no ocurrirá pandeo de los pie–derechos en el plano del entramado. En este caso la carga admisible estará determinada por la longitud efectiva fuera del plano. Esta no debe considerarse menor que la altura del mismo. (Fig. 9.1).

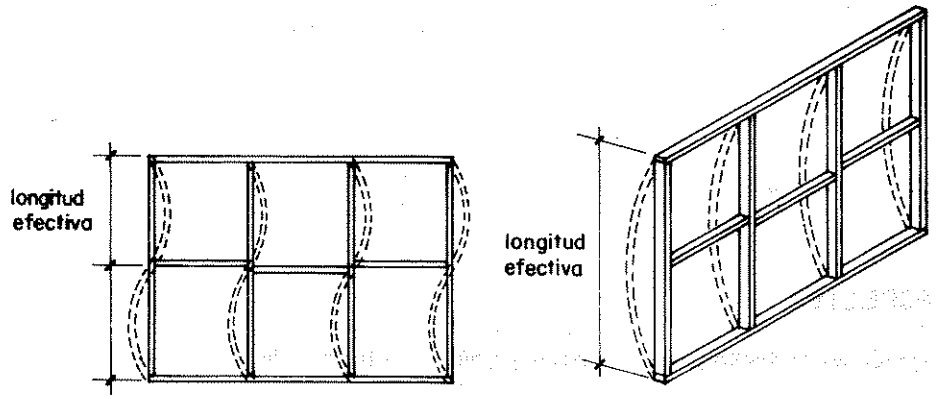
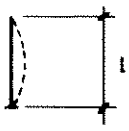
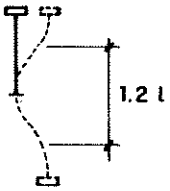
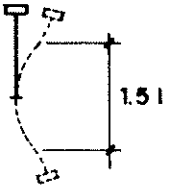
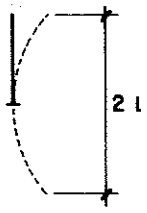
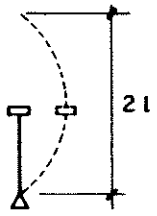
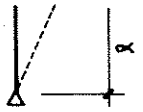



Figura 9.1 Longitud efectiva en entramados: (a) en el plano y (b) fuera del plano

TABLA 9.1 LONGITUD EFECTIVA

| CONDICION DE APOYO | k | $l_{ef}$ | |
|---|---|---|---|
| 1. Articulado en ambos extremos. | 1 | l |  |
| 2. Empotrado en un extremo (prevención del desplazamiento y rotación) y el otro impedido de rotar pero libre de desplazarse. | 1.2 | 1.2 l |  |
| 3. Empotrado en un extremo y el otro parcialmente impedido de rotar pero libre de desplazarse. | 1.5 | 1.5 l |  |
| 4. Empotrado en un extremo y libre en el otro. | 2.0 | 2 l |  |
| 5. Articulado en un extremo y el otro impedido de rotar, pero libre de desplazarse. | 2.0 | 2 l |  |
| 6. Articulado en un extremo y libre en el otro. | | |  |

## 9.3 ESBELTEZ

Las expresiones de diseño para columnas se presentan en función de la relación:

$$\lambda = l_{ef}/d \qquad (9.2)$$

que se usa como medida de esbeltez. d representa aquí la dimensión de la sección transversal en la dirección considerada.

En el caso de escuadrías cuya sección transversal presenta dimensiones diferentes según los ejes de simetría de la sección, x–x e y–y, las esbelteces son las que se ilustran en la Fig. 9.2 para el caso en el que la $l_{ef}$ sea igual en ambas direcciones.

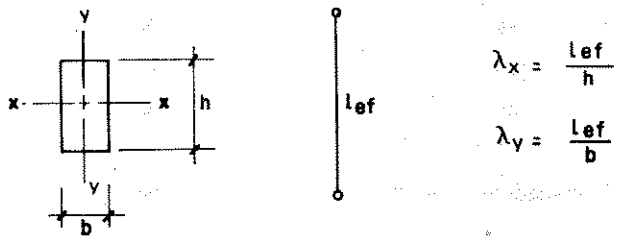



**Figura 9.2 Esbelteces de una columna de sección rectangular**

En general, las longitudes efectivas son diferentes en cada dirección, como en el caso de entramados (Secc. 9.2). Esto determina cargas admisibles diferentes, correspondiendo la menor de ellas a la mayor relación de esbeltez.

En un entramado los pie–derechos deben estar arriostrados adecuadamente en su plano (usualmente la dirección de la dimensión menor del elemento), de tal manera que la esbeltez en el plano sea menor o a lo más igual que la esbeltez en la dirección fuera del plano. (El arriostramiento puede provenir de elementos horizontales o el entablado adecuadamente conectado a los pie–derechos). La determinación de la carga admisible en un entramado puede entonces hacerse considerando la relación de esbeltez en la dirección fuera del plano (que por lo general corresponde a la mayor dimensión de los pie–derechos).

$$\lambda \text{ entramados} = l_{ef} / h \qquad (9.3)$$

## 9.4 CLASIFICACION DE COLUMNAS

Las columnas se clasifican en función de su esbeltez

Columnas Cortas $\lambda < 10$

Columnas Intermedias $10 < \lambda < C_k$

$$C_k = 0.7025\sqrt{\frac{E}{f_c}} \qquad (9.4)$$

Columnas Largas $C_k < \lambda < 50$

No deben utilizarse como columnas elementos cuya relación de esbeltez sea mayor que 50.

## 9.5 ESFUERZOS MAXIMOS ADMISIBLES

Los esfuerzos máximos admisibles que deben considerarse para el diseño de elementos sometidos a compresión o flexo–compresión se indican en la Tabla 9.2.

**TABLA 9.2 ESFUERZOS MAXIMOS ADMISIBLES (kg/cm$^2$)**

| Grupo | Compresion Paralela $f_{c//}$ | Tracción Paralela $f_t$ | Flexión $f_m$ |
|---|---|---|---|
| A | 145 | 145 | 210 |
| B | 110 | 105 | 150 |
| C | 80 | 75 | 100 |

En entramados puede considerarse un incremento del 10 por ciento.

## 9.6 MODULO DE ELASTICIDAD

En la Tabla 9.3 se presentan los valores del módulo de elasticidad $E_{mín}$, que debe usarse en el diseño de columnas y el $E_{promedio}$ que debe usarse en el diseño de entramados.

**TABLA 9.3 MODULO DE ELASTICIDAD (kg/cm$^2$)**

| Grupo | Columnas $E_{mínimo}$ | Entramados $E_{promedio}$ |
|---|---|---|
| A | 95,000 | 130,000 |
| B | 75,000 | 100,000 |
| C | 55,000 | 90,000 |

## 9.7 CARGAS ADMISIBLES EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION

Los elementos sometidos a compresión axial pueden ser diseñados sin considerar una excentricidad mínima, si se utilizan las expresiones presentadas en esta sección.

### 9.7.1 Columnas Cortas

Las columnas cortas ($\lambda < 10$) fallan por compresión o aplastamiento. Su carga admisible puede calcularse como:

$$N_{adm} = f_c \; A \qquad (9.5)$$

donde:

$A$ = área de la sección transversal

$f_{c//}$ = esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras (Tabla 9.2)

$N_{adm}$ = carga axial máxima admisible.

### 9.7.2 Columnas Intermedias

Las columnas intermedidas ($10 < \lambda < C_k$) fallan por una combinación de aplastamiento e inestabilidad lateral (pandeo). Su carga admisible puede estimarse como:

$$N_{adm} = f_c A \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right] \qquad (9.6)$$

donde:

$\lambda$ = relación de esbeltez (considerar sólo la mayor)

$C_k$ = $0.7025\sqrt{\frac{E}{f_c}}$ (para secciones rectangulares)

E = módulo de elasticidad (Tabla 9.3)

las otras variables han sido definidas en el acápite anterior.

### 9.7.3 Columnas Largas

La carga admisible de columnas largas ($C_k < \lambda < 50$) se determina por consideraciones de estabilidad.

Considerando una adecuada seguridad al pandeo la carga crítica $N_{cr}$ según la teoría de Euler se reduce a:

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E A}{(\lambda)^2} \qquad (9.7)$$

## 9.8 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESION

Estos elementos deben diseñarse para satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \, /M/}{Z \; f_m} < 1 \qquad (9.8)$$

donde:

$f_m$ = esfuerzo admisible en flexión (Tabla 9.2)

$k_m$ = factor de magnificación de momentos debido a la presencia de la carga axial (Fórmula 9.9)

/M/ = momento flector máximo en el elemento (valor absoluto)

$N_{adm}$ = carga axial admisible, calculada como se indica en la Sección 9.7

Z = módulo de la sección transversal con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión.

Cuando existen flexión y compresión combinadas, los momentos flectores se amplifican por acción de las cargas axiales. Este efecto puede incluirse multiplicando el momento flector máximo por:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}} \qquad (9.9)$$

donde:

$N$ = carga axial aplicada

$N_{cr}$ = carga crítica de Euler para pandeo en la dirección en que se aplican los momentos de flexión

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_{ef}^2} \qquad (9.10)$$

## 9.9 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOTRACCION

Estos elementos deben diseñarse para satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{Af_t} + \frac{/M/}{Zf_m} < 1 \qquad (9.11)$$

donde:

$/M/$ = valor absoluto del momento flector máximo en el elemento

$N$ = carga axial aplicada (tracción)

$A$ = área de la sección transversal

$f_t$ = esfuerzo admisible en tracción (Tabla 9.2)

$Z$ = módulo de sección con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión.

# PARTE II: COMENTARIOS

## 9.2 LONGITUD EFECTIVA

La fórmula de Euler (Ec. 9.10), es adecuada para determinar la carga crítica de pandeo de una columna biarticulada (1). El concepto de longitud efectiva permite aplicar esta misma expresión para calcular la carga de pandeo de columnas con extremos que en general no son articulaciones. La longitud efectiva puede interpretarse como la longitud de la porción de columna que se deforma como si sus extremos estuvieran articulados. (Fig. 9.3).

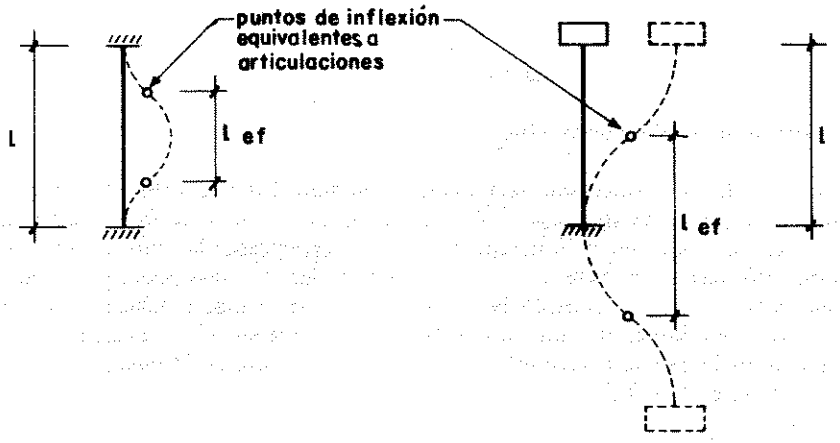



Figura 9.3 Columna bi-articulada equivalente

La longitud efectiva es por lo general distinta de la longitud real no arriostrada. Si los extremos pueden desplazarse lateralmente, la longitud efectiva es mayor que la real. Si en cambio se impiden estos desplazamientos pueden tenerse longitudes efectivas menores o iguales que la longitud real. En cualquier caso, la longitud efectiva depende también de las restricciones que otros elementos impongan a los giros en los extremos.

Es siempre conveniente restringir los desplazamientos laterales de los extremos de las columnas o pie–derechos para reducir su longitud efectiva. Esto puede lograrse utilizando muros de corte (diafragmas verticales) suficientemente rígidos (véase el capítulo 10). Aún cuando se impidan los desplazamientos laterales de los extremos, la longitud efectiva a considerarse no debe ser menor que la real, dada la incertidumbre en el grado de restricción al giro que las uniones pueden proporcionar.

## 9.3 ESBELTEZ

La relación entre la longitud efectiva de una columna, $l_{ef}$, y el radio de giro de la sección transversal, i, se conoce como esbeltez.

$$\text{esbeltez} = \frac{l_{ef}}{i} \qquad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \tag{9.12}$$

El radio de giro es en general distinto en cada dirección, de lo que resultan diferentes esbelteces. En el diseño debe utilizarse siempre la mayor de ellas, es decir, a longitudes efectivas iguales, aquella que corresponde al menor radio de giro.

Para una sección rectangular, el radio de giro mínimo es directamente proporcional a la dimensión menor:

$$i = d / \sqrt{12} \tag{9.13}$$

por lo cual la relación:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d}$$

puede usarse como medida de esbeltez.

**Columnas.** Si las secciones son rectangulares, habrán dos relaciones de esbeltez para el elemento. Una por cada dimensión. A igual longitud efectiva, la mayor esbeltez se presentará en la dirección del lado menor. Como en ciertos casos las condiciones de apoyo o empotramiento varían en cada dirección, las longitudes efectivas pueden también ser diferentes en cada dirección, haciendo la determinación de la mayor esbeltez una función de ambas condiciones, longitud y dimensión de los lados de la sección. La carga admisible siempre estará definida por la mayor esbeltez ya que ésta resulta en la menor carga que puede resistir la columna. (Fig. 9.2).

**Entramados.** Como los entramados tienen por lo general un revestimiento se considera que los pie–derechos están arriostrados adecuadamente en su plano (el plano del entramado) y que la esbeltez en esta dirección será siempre menor que la esbeltez fuera del plano. Sin embargo, si se considera que el revestimiento no es estructural, será necesario proveer arriostramiento entre los pie–derechos mediante riostras.

La longitud efectiva en el plano, será la distancia entre riostras, mientras que la longitud efectiva fuera del plano será por lo menos la altura del entramado o más –dependiendo de las condiciones de apoyo (ver Tabla 9.1). Las esbelteces en cada dirección dependerán de las longitudes y de las dimensiones de los pie–derechos. Como el ancho del pie–derecho es por lo general la menor dimensión, el espaciamiento entre riostras –o sea su longitud efectiva deberá ser tal que se consiga una esbeltez igual o menor que la de fuera del plano. Esto se logra determinando la longitud entre arriostres con la siguiente expresión:

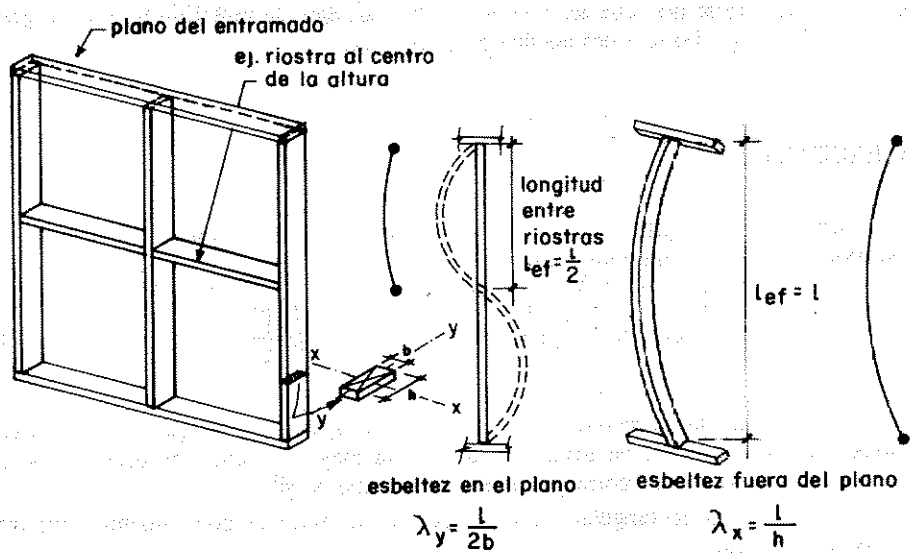



Figura 9.4 Esbeltez en entramados, riostra al centro de pie-derechos

$$l_{arriostrada} = \frac{l\ b}{h}$$

que proviene de igualar ambas esbelteces. (Fig. 9.4).

## 9.4 CLASIFICACION DE COLUMNAS

Para tener en cuenta los distintos modos de falla que se presentan en columnas dependiendo de su esbeltez, éstas han sido clasificadas en cortas, intermedias y largas.

La relación de esbeltez $\lambda = l_{ef}/d = 10$ separa las columnas cortas de las intermedias. El límite entre columnas intermedias y largas está dado por la relación de esbeltez $\lambda = C_k$. (2)

$C_k$ es la relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento, 2/3 A $f_c$, donde A es el área de la sección transversal y $f_c$ es el esfuerzo máximo admisible en compresión paralela a las fibras. (3).

Utilizando la ec. (9–7): $N_{adm} = 0.329 \frac{E\ A}{C_k^2} = \frac{2}{3} A\ f_c$

de donde:

$$C_k = 0.7025\sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (9–4)$$

Los valores de $C_k$ para cada uno de los tres grupos estructurales se presentan en la Tabla 9.4.

**TABLA 9.4 RELACION DE ESBELTEZ LIMITE ENTRE COLUMNAS INTERMEDIAS Y LARGAS**

| Grupo | $C_k$ | |
|---|---|---|
| | Columnas | Entramados |
| A | 17.98 | 20.06 |
| B | 18.34 | 20.2 |
| C | 18.42 | 22.47 |

## 9.5 ESFUERZOS MAXIMOS ADMISIBLES

Los esfuerzos admisibles usados en el diseño de columnas y entramados son principalmente el de compresión paralela a las fibras y el de flexión. El esfuerzo de tracción paralela a las fibras interviene en el diseño de elementos a flexotracción. La obtención de estos esfuerzos fue presentada en el Capítulo 7, así como las restricciones en su aplicación.

Para entramados se considera apropiado incrementar estos esfuerzos admisibles en un diez por ciento, suponiendo que el trabajo en conjunto de los pie–derechos compensa esfuerzos menores en algunas piezas.

## 9.6 MODULO DE ELASTICIDAD

Los módulos de elasticidad usados en el diseño de columnas son idénticos a los de flexión. Se considera que en la determinación de las cargas admisibles de columnas intermedias y largas, la falla por pandeo está ligada a la resistencia a la flexión de estos elementos combinada con la de compresión. Por consiguiente, el módulo de elasticidad a ser usado en estos cálculos puede ser el correspondiente a flexión estática.

Se recomienda usar el módulo de elasticidad promedio para el diseño de entramados (pie derechos) pero el módulo mínimo, $E_{mín}$ para columnas. Estas últimas trabajan aisladamente por lo que es necesario garantizar que las propiedades que intervienen en la determinación de su resistencia sean iguales o mayores a las supuestas.

## 9.7 CARGA ADMISIBLE EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION

Sólo se consideran aquí los elementos sometidos a compresión en la dirección paralela a las fibras.

Las columnas cortas no se pandean y desarrollan toda la capacidad al aplastamiento de la sección transversal. La Ec.(9.5) refleja esta condición de servicio.

Para columnas intermedias, que fallan por una combinación de aplastamiento e inestabilidad, se ha adoptado una ecuación experimental propuesta por el National Forest Products Laboratory de Madison, Wisconsin, EE.UU. (2). Si bien estos experimentos han sido realizados con columnas de maderas coníferas, a falta de resultados experimentales con maderas latifoliadas (tropicales) se ha considerado conveniente adoptar este criterio.

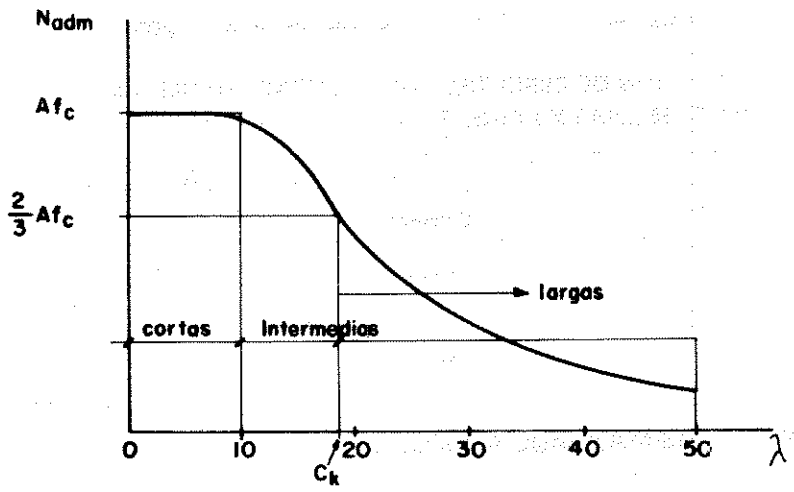



**Figura 9.5 Carga admisible en columnas**

Para columnas largas, la carga admisible está limitada por la carga crítica de Euler, $N_{cr}$, reducida por un factor de seguridad de 2.5. Este último valor tiende a reflejar el hecho de que en columnas esbeltas las imperfecciones en la orientación de las fibras, la curva-

tura inicial, o la excentricidad de las cargas, pueden resultar en una carga real menor. El módulo de elasticidad considerado en la fórmula (9–7) es siempre $E_{mín}$ para columnas y $E_{promedio}$ para entramados (o pie derechos de entramados).

## 9.8 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESION

La fórmula empírica adoptada para el diseño de elementos a flexo–compresión, Ec. (9.11), es similar a las utilizadas en diversos códigos de diseño (4, 5).

El factor de magnificación de momentos de la Ec. 9–9 permite considerar en forma simple la interacción entre la fuerza axial y los momentos de flexión. Este factor da resultados muy aproximados hasta valores de $N/N_{cr}$ de 0.60 (1).

Cuando los momentos aplicados son tales que la deformación es de doble curvatura, el factor de magnificación de la Ec. 9–9 es conservador. No se han considerado coeficientes de modificación por el tipo de deformación, tanto por razones de simplicidad como porque el caso común en columnas de madera es el de curvatura simple.

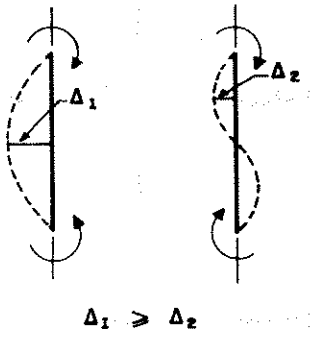



Figura 9.6 Columnas con simple y doble curvatura

La recomendación de usar una excentricidad mínima se ha desestimado por el momento. Para considerar los momentos introducidos por una carga que no es perfectamente axial, pequeñas curvaturas iniciales, etc., se ha adoptado el criterio de modificar el factor de seguridad. Como estos efectos son más pronunciados en columnas largas, el factor de seguridad en la carga admisible controlada por pandeo es ligeramente mayor que el utilizado para fallas de compresión o aplastamiento.

## 9.9 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOTRACCION

La expresión que se presenta para el diseño de estos elementos no contempla un factor de amplificación del momento por la presencia de la carga axial, ya que este efecto no se presenta en este caso, por el contrario la carga de tracción estabiliza el elemento.

# PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO

## 9.10 COLUMNAS. DIAGRAMAS DE DISEÑO

Los diagramas que se presentan a continuación facilitan la obtención de la carga admisible en columnas de sección transversal rectangular. Están basados en las recomendaciones de la PARTE I y sustituyen a los pasos 2 a 6 del procedimiento de diseño que figura al inicio del Capítulo. Asimismo esta determinación de la carga admisible es útil para la verificación de la Ec. 9.8 en el caso de flexo–compresión.

### 9.10.1 Bases de Cálculo

Los diagramas han sido preparados para columnas bi–articuladas (Fig. 9.7) sometidas a carga axial de compresión. Los esfuerzos usados en los cálculos han sido los de la Tabla 9.2 o 13.2 y el módulo de elasticidad $E_{mín}$ de la Tabla 9.3.

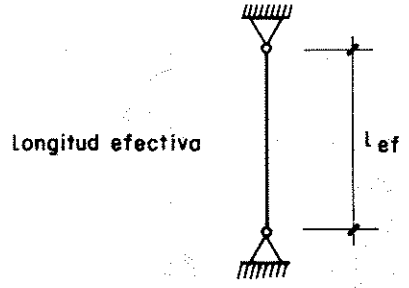



Figura 9.7 Columna bi-articulada

Las curvas presentan para cada escuadría de carga admisible en función de su longitud efectiva. Las expresiones usadas son las de la Secc. 9.7.

### 9.10.2 Presentación de los Diagramas

Para cada uno de los grupos de madera estructural A, B y C se presentan cuatro diagramas. Los dos primeros corresponden a las cargas admisibles determinadas por el pandeo alrededor del eje débil, o sea la dimensión menor. Los dos restantes corresponden a cargas admisibles determinadas por el pandeo alrededor del eje fuerte de la sección, es decir la dimensión mayor. Para el caso de escuadrías cuadradas sólo se presenta una curva y ésta aparece en el primer diagrama.

Para facilitar su identificación, debajo del título COLUMNAS, se indica el eje alrededor del cual ocurre el pandeo. Eje Y–Y que es el eje débil aparece en primer lugar; eje X–X que es el eje fuerte aparece en segundo lugar (Fig. 9.2). Las cargas determinadas mediante estos últimos diagramas sólo deben usarse en caso de que el pandeo alrededor del eje débil esté debidamente restringido; o sea cuando la esbeltez según el eje Y–Y $\lambda_y$ sea menor o cuando más igual a la esbeltez según el eje X–X, $\lambda_x$.

1) Las dimensiones de la sección transversal conociendo la magnitud de la carga axial que debe soportar y su longitud efectiva.

2) La carga admisible de una columna conociendo su longitud efectiva y las dimensiones de su sección transversal (escuadría).

### 9.10.5 Ejemplo de Columna sometida a Compresión Axial

Diseñar la columna que se muestra en la Fig. 9.8

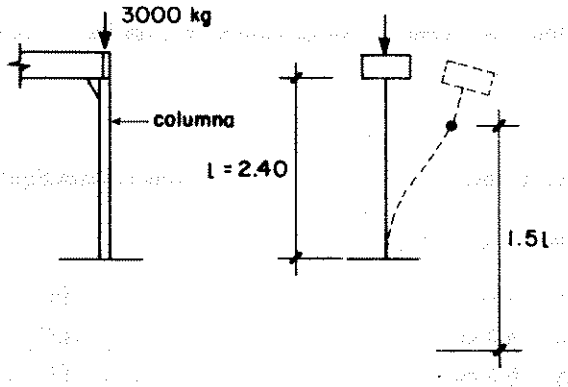



**Figura 9.8**

El procedimiento de diseño es el que se presenta al inicio de este capítulo.

1) Bases de cálculo

a) Se usará madera del grupo C.

b) Las cargas aplicadas provenientes de otros elementos que se apoyan en la columna resultan en una carga concentrada de 3000 kg.

c) Consideraremos que las condiciones de apoyo en los extremos son tales que la columna se considera empotrada en la base y parcialmente impedida de rotar pero libre de desplazarse en el extremo superior.

De la Tabla 9.1 $k = 1.5$

Longitud efectiva $l_{ef} = k.l = 1.5 \times 2.4 = 3.6\ m$

2) Efectos máximos

Carga axial de compresión de 3000 kg (el peso propio de la columna es poco importante para ser considerado aunque si se desea puede incluirse en la carga aplicada).

3) Esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad y $C_k$.

Para enfatizar aún más esta diferencia en las dimensiones de la escuadría que aparecen sobre las curvas, se ha colocado en segundo lugar la correspondiente al peralte que ha servido para calcular la esbeltez y carga admisible.

Para la longitud efectiva correspondiente a $\lambda = 10$ se presenta un cambio brusco de carga admisible, debido a que son aplicables dos fórmulas, la de columnas cortas e intermedias. Es recomendable usar esta última.

Las curvas se interrumpen para una longitud efectiva de 4 m. o la correspondiente a $\lambda = 50$, la que sea menor.

### 9.10.3 Clasificación

Los diagramas agrupan las curvas de carga admisible para las secciones preferenciales de la siguiente forma:

Escuadrías:

| Dimensiones Reales | | | Dimensiones Equivalentes Comerciales | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Primer Diagramas ( $\lambda_y > \lambda_x$)** | | | | | |
| 9 cm | x | 4 cm | (4" | x | 2") |
| 6.5 cm | x | 4.5 cm | (3" | x | 3") |
| 9 cm | x | 6.5 cm | (4" | x | 3") |
| 9 cm | x | 9 cm | (4" | x | 4") |
| **Segundo Diagrama ( $\lambda_y > \lambda_x$)** | | | | | |
| 14 cm | x | 9 cm | (6" | x | 4") |
| 14 cm | x | 14 cm | (6" | x | 6") |
| 19 cm | x | 14 cm | (8" | x | 6") |
| **Tercer Diagrama ( $\lambda_x > \lambda_y$)** | | | | | |
| 4 cm | x | 9 cm | (2" | x | 4") |
| 6.5 cm | x | 9 cm | (3" | x | 4") |
| **Cuarto Diagrama ( $\lambda_x > \lambda_y$)** | | | | | |
| 9 cm | x | 14 cm | (4" | x | 6") |
| 14 cm | x | 19 cm | (6" | x | 8") |

Estos diagramas se repiten para cada grupo estructural.

### 9.10.4 Aplicaciones

Los diagramas de columnas pueden usarse para determinar:

Para columnas se usa el $E_{mín}$

$f_c = 80\ kg/cm^2$ (Ver Tabla 9.2 o 13.2)

$E_{mín} = 55000\ kg/cm^2$ (Ver Tabla 9.3 o 13.2)

$C_k = 18.42$ (Ver Tabla 9.4)

4) Seleccionar escuadría

Tantear sección de 9 x 9 cm, $A = 81\ cm^2$

5) Cálculo de esbeltez

En este caso la longitud efectiva es igual en ambas direcciones, así como las dimensiones de la sección transversal

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d} = \frac{360}{9} = 40 \qquad C_k = 18.42$$

$\lambda > C_k$, luego se trata de una columna larga.

6) Carga admisible:

Para columnas largas la fórmula aplicable es la Ec. 9.7

$$N_{adm} = 0.329\ \frac{E_{mín}\ A}{\lambda^2} = 0.329\ \frac{55000\ x\ 81}{(40)^2} = 916 < 3000\ kg$$

La escuadría de tanteo no es satisfactoria. Probar una de 14 x 14 cm, $A = 196\ cm^2$

Regresando al paso 5.

5) Cálculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{360}{14} = 25.71 \qquad C_k = 18.42$$

$\lambda > C_k$, también es columna larga.

6) Carga admisible

$$N_{adm} = 0.329\ \frac{55000\ x\ 196}{(25.71)^2} = 5{,}365\ kg > 3000\ kg$$

la sección es adecuada

USAR UNA COLUMNA DE SECCION 14 x 14 cm

Se puede observar que el incremento de resistencia debido a la disminución de esbeltez es el más importante, se puede considerar entonces la alternativa de modificar las condiciones de arriostre y apoyo de la columna para reducir la longitud efectiva. Para las condiciones del problema si se impide el desplazamiento lateral mediante muros de corte por ejemplo (Fig. 9.9), el factor de longitud efectiva k se reduce a un valor menor que uno, no obstante, es recomendable considerar k = 1 como mínimo por la incertidumbre en el empotramiento que pueden suministrar los apoyos. Se considera que la columna está arriostrada en una sola dirección. Tantear una sección de 9 x 14 cm, A = 126 $cm^2$.

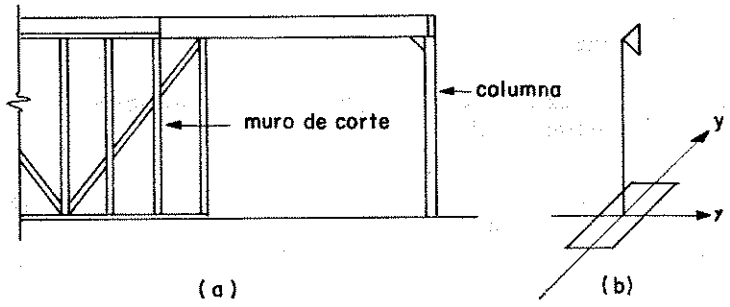



Figura 9.9

$$\lambda_y = \frac{1 \times 240}{9} = 26.7$$

$$\lambda_x = \frac{360}{14} = 25.71$$

$\lambda_y > C_k$, columna larga

$$N_{adm} = 0.329 \frac{55000 \times 126}{(26.72)^2} = 3198 \text{ kg} > 3000 \text{ kg}$$

Luego la sección de 9 x 14 cm sería adecuada para la carga aplicada.

## Diseño Usando Diagramas

Los diagramas facilitan el diseño sustituyendo los pasos 3 a 6

Caso 1. Para determinar la sección de una columna se siguen los siguientes pasos:

a) Seleccionar el diagrama apropiado con la información de las bases de cálculo (paso 1) y con ayuda de la relación de diagramas 9.10.7. En este caso el dia-

grama C-10 que corresponde a madera del grupo C y pandeo de las escuadrías alrededor del eje débil. (El diagrama C-11 sólo se podría usar si se restringe el pandeo alrededor del eje débil; en este caso la columna está sólo sujeta en sus extremos por lo que el pandeo puede ocurrir alrededor de cualquier eje). (Fig. 9.10).

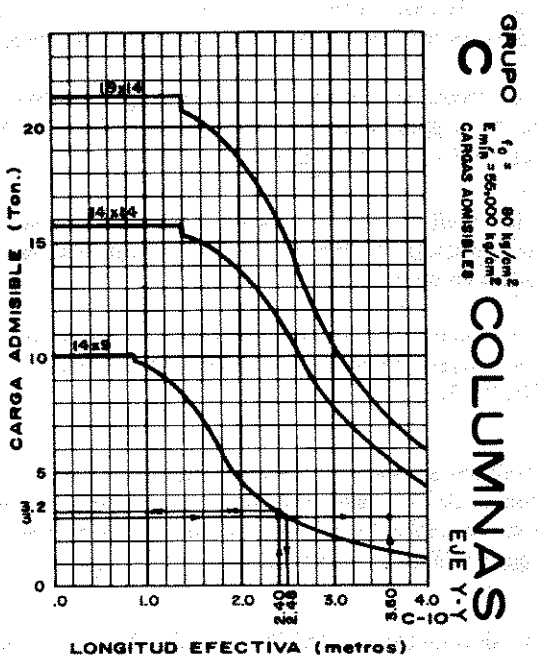



Figura 9.10

b) Ubicar la longitud efectiva 3.60 m en el eje horizontal y trazar una vertical por este punto.

c) Ubicar la carga aplicada de 3 toneladas en el eje vertical de cargas admisibles y trazar una horizontal hacia la derecha hasta interceptar la línea del paso anterior. Las curvas que se encuentran por encima de este punto corresponden a escuadrías adecuadas para esta combinación de carga y longitud efectiva. En este caso la más próxima es la correspondiente a una sección de 14 x 14 cm. Esta será la escuadría seleccionada.
Si se modifican las condiciones de apoyo para reducir la longitud efectiva, como se había visto anteriormente en este ejemplo, se tienen dos longitudes efectivas, una en cada dirección.
Así se tendría:

$$l_{efectiva,\ x} = 3.60$$

$$l_{efectiva,\ y} = 2.40$$

Como $\lambda_x$ (25.71) no es mayor que $\lambda_y$ (26.7), usaremos el diagrama C–10 pero con la longitud efectiva correspondiente al eje débil (Y–Y), en este caso 2.40. Procediendo de manera similar a la anterior observamos que el punto de intersección de las dos rectas cae ahora debajo de la curva correspondiente a una sección de 9 x 14 cm; luego esta escuadría es suficiente tal como se encontró haciendo el cálculo numérico anteriormente.

Caso 2. Para determinar la carga admisible de una columna conociendo su longitud efectiva y las dimensiones de su sección transversal, se siguen los siguientes pasos:

a) Ubicar el diagrama correspondiente al grupo estructural escogido y que contenga la curva para la escuadría seleccionada. En este caso, madera del grupo C y sección de 9 x 14 cm. Diagrama C–10.

b) Ubicar la longitud efectiva, 2.40 m (que es la correspondiente al eje débil), trazar una vertical por este punto hasta interceptar la curva correspondiente a la escuadría en cuestión.

b) Desde este punto trazar una horizontal hacia la izquierda hasta interceptar el eje de cargas admisibles. Leer el valor correspondiente. En este caso 3.2 ton. (Fig. 9.10).

Los diagramas también se pueden usar para determinar la máxima longitud efectiva que puede tener una columna de una escuadría dada bajo una carga aplicada conocida. Por ejemplo para el caso que se presenta en el ejemplo, se procedería de la siguiente manera –una vez ubicado el diagrama en la misma forma mencionada anteriormente:

a) Ubicar en el eje vertical de cargas admisibles el valor de la carga aplicada, 3 ton.

b) Trazar una horizontal hacia la derecha hasta interceptar la curva de la escuadría seleccionada, en este caso 9 x 14 cm.

c) Descender desde este punto hasta interceptar el eje horizontal de longitudes efectivas donde se lee, 2.48 m.

### 9.10.6 Ejemplo de Pie–derecho sometido a Flexo–compresión

Para ilustrar el diseño por flexocompresión se considera a continuación un pie–derecho, que forma parte del entramado de un muro. Esta situación se presenta cuando sobre una pared exterior actúa –además de la carga vertical permanente de la cobertura– una presión originada por el viento.

Debe hacerse notar sin embargo, que este es un ejemplo teórico que permite aclarar el procedimiento de diseño de elementos a flexocompresión. En la práctica los pie–derechos no están por lo general sometidos a esfuerzos importantes ya que el revestimiento del entramado también contribuye a la resistencia del muro. Esta contribución no es por lo general considerada en el análisis.

Diseñar uno de los pie–derechos del entramado que se muestra en la Fig. 9.11.

El procedimiento de diseño incluye ahora 3 pasos adicionales.

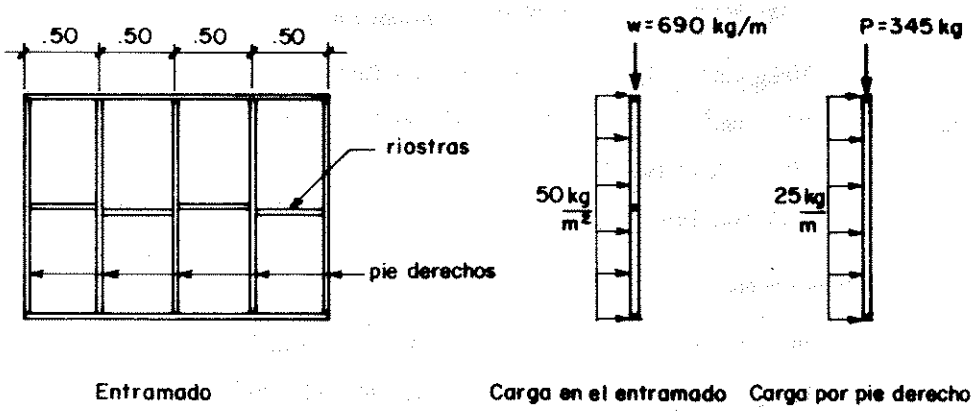



Figura 9.11

1) Bases de cálculo

a) Se usará madera del grupo C.

b) Las cargas son: una vertical repartida proveniente del techo y una presión del viento de 50 kg/m$^2$.

c) Se considerará la columna como articulada en sus extremos (para el pandeo fuera del plano del muro).

De la Tabla 9.1 $k = 1.0$

En el plano del muro se considera la columna articulada también entre apoyos intermedios, o sea donde se ubican las riostras entre pie–derechos. En este caso k = 1 también pero la longitud efectiva es distinta (ver paso 5 más adelante).

2) Efectos máximos

Carga axial por pie–derecho = 690 x 0.5 = 345 kg

Carga horizontal por pie–derecho, w = 50 x 0.5 = 25 kg/m

Momento máximo, $M = \frac{wL^2}{8} = \frac{25 \times (240)^2}{8} = 1800$ kg – cm

3) Esfuerzos admisibles, módulo de elasticidad y $C_k$.

Para entramados (o sea pie–derechos) se usa el $E_{promedio}$.

$f_c = 80\ kg/cm^2 + 10\% = 88\ kg/cm^2$ (ver Tabla 9.2 o 13.2)

$f_m = 100\ kg/cm^2 + 10\% = 110\ kg/cm^2$ (ver Tabla 9.2 o 13.2)

$E_{prom} = 90000\ kg/cm^2$ (ver Tabla 9.3 o 13.2)

$C_k = 22.47$ (ver Tabla 9.4)

4) Seleccionar escuadría

Tantear sección de 4 x 6.5 cm

$A = 26\ cm^2$

$I_x = 91.5\ cm^4$, $Z_x = 28.2\ cm^3$

$I_y = 34.7\ cm^4$, $Z_y = 17.3\ cm^3$

5) Cálculo de esbeltez

La longitud no arriostrada y por consiguiente la longitud efectiva es distinta en cada dirección Las dimensiones de la sección transversal son también diferentes en cada dirección.

a) En el plano del entramado: $k = 1$, $L = 120\ cm$, $b = 4\ cm$

$$\lambda_y = \frac{kL}{b} = \frac{1 \times 120}{4} = 30$$

b) Fuera del plano del entramado: $k = 1$, $L = 240\ cm$, $h = 6.5\ cm$

$$\lambda_x = \frac{kL}{h} = \frac{1 \times 240}{6.5} = 36.9 \qquad C_k = 22.47$$

En ambos casos la esbeltez es mayor que $C_k$, luego el pie–derecho se clasifica como columna larga.

6) Carga admisible, Eq. 9.7

$$N_{adm} = 0.329\ \frac{90000 \times 26}{(36.9)^2} = 565\ kg$$

7) Carga crítica de Euler en la dirección en que se presenta la flexión, en este caso alrededor del eje X. (Eq. 9.10).

$$N_{cr} = \frac{(3.14)^2 \times 90000 \times 91.5}{(240)^2} = 1411\ kg$$

8) Factor de magnificación de momentos, $k_m$, (Eq. 9.9)

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5\,\frac{345}{1411}} = 1.58$$

9) Verificación de Eq. 9.8

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m/M/}{Z_x\ f_m} = \frac{345}{565} + \frac{1.58 \times 1800}{28.2 \times 110} = 0.61 + 0.92 = 1.53 > 1$$

La sección escogida no es apropiada. Tantear una sección mayor, por ejemplo 4 x 9 cm.

$$A = 36\ cm^2$$
$$I_x = 243\ cm^4, \quad Z_x = 54\ cm^3$$
$$I_y = 48\ cm^4, \quad Z_y = 24\ cm^3$$

Regresando al paso 5

5) Cálculo de esbeltez. Las longitudes efectivas no cambian, pero si las dimensiones de la sección.

a) En el plano:

$$\lambda_y = \frac{120}{4} = 30$$

b) Fuera del plano:

$$\lambda_x = \frac{240}{9} = 26.67 \qquad C_k = 22.47$$

$$\lambda > C_k, \text{ columna larga}$$

6) Carga admisible

$$N_{adm} = 0.329\ \frac{90000 \times 36}{(26.27)^2} = 1499\ kg$$

7) Carga crítica de Euler, $N_{cr}$

$$N_{cr} = \frac{(3.14)^2 \times 90000 \times 243}{(240)^2} = 3747\ kg$$

8) Factor de magnificación, $k_m$:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \dfrac{345}{3747}} = 1.16$$

9) Verificación de Eq. 9.8

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m/M/}{Z_x\ f_m} = \frac{345}{1499} + \frac{1.16 \times 1800}{54 \quad 110} = 0.23 + 0.35 = 0.58 < 1$$

La sección es apropiada

USAR PIE DERECHOS DE 4 x 9 cm A CADA 50 m.

## 9.10.7 Relación de Diagramas de Columnas

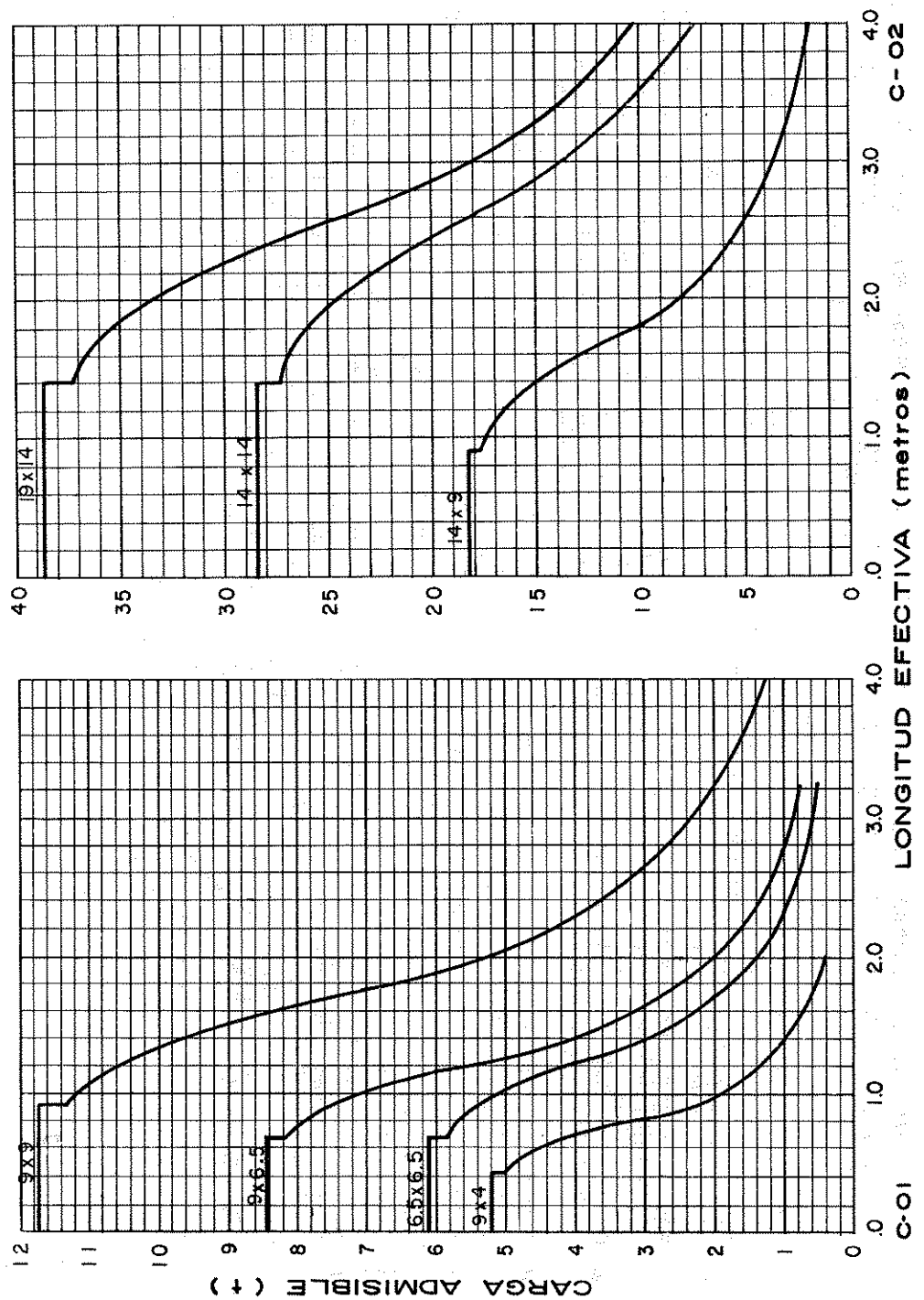
| Diagrama | Grupo Madera | Pandeo | Carga Admisible (t) | Secciones Preferenciales | Pag. |
|---|---|---|---|---|---|
| C – 01 | A | Y – Y | de 0 a 12 | 9x4, 6.5x6.5, 9x6.5, 9x9 | 9 - 25 |
| C – 02 | | Y – Y | de 2 a 40 | 14x9, 14x14, 19x14 | 9 - 25 |
| C – 03 | | X – X | de 0 a 9 | 4x9, 6.5x9 | 9 - 26 |
| C – 04 | | X – X | de 5 a 40 | 9x14, 14x19 | 9 - 26 |
| C – 05 | B | Y – Y | de 0 a 9 | 9x4, 6.5x6.5, 9x6.5, 9x9 | 9 - 27 |
| C – 06 | | Y – Y | de 1 a 30 | 14x9, 14x14, 19x14 | 9 - 27 |
| C – 07 | | X – X | de 0 a 7 | 4x9, 6.5x9 | 9 - 28 |
| C – 08 | | X – X | de 4 a 30 | 9x14, 14x19 | 9 - 28 |
| C – 09 | C | Y – Y | de 0 a 7 | 9x4, 6.5x6.5, 9x6.5, 9x9 | 9 - 29 |
| C – 10 | | Y – Y | de 1 a 22 | 14x9, 14x14, 19x14 | 9 - 29 |
| C – 11 | | X – X | de 0 a 5 | 4x9, 6.5x9 | 9 - 30 |
| C – 12 | | X – X | de 3 a 22 | 9x14, 14x19 | 9 - 30 |

GRUPO **A**

$f_c$ = 145 kg/cm²
$E_{mín}$ = 95,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

# COLUMNAS

## EJE Y-Y

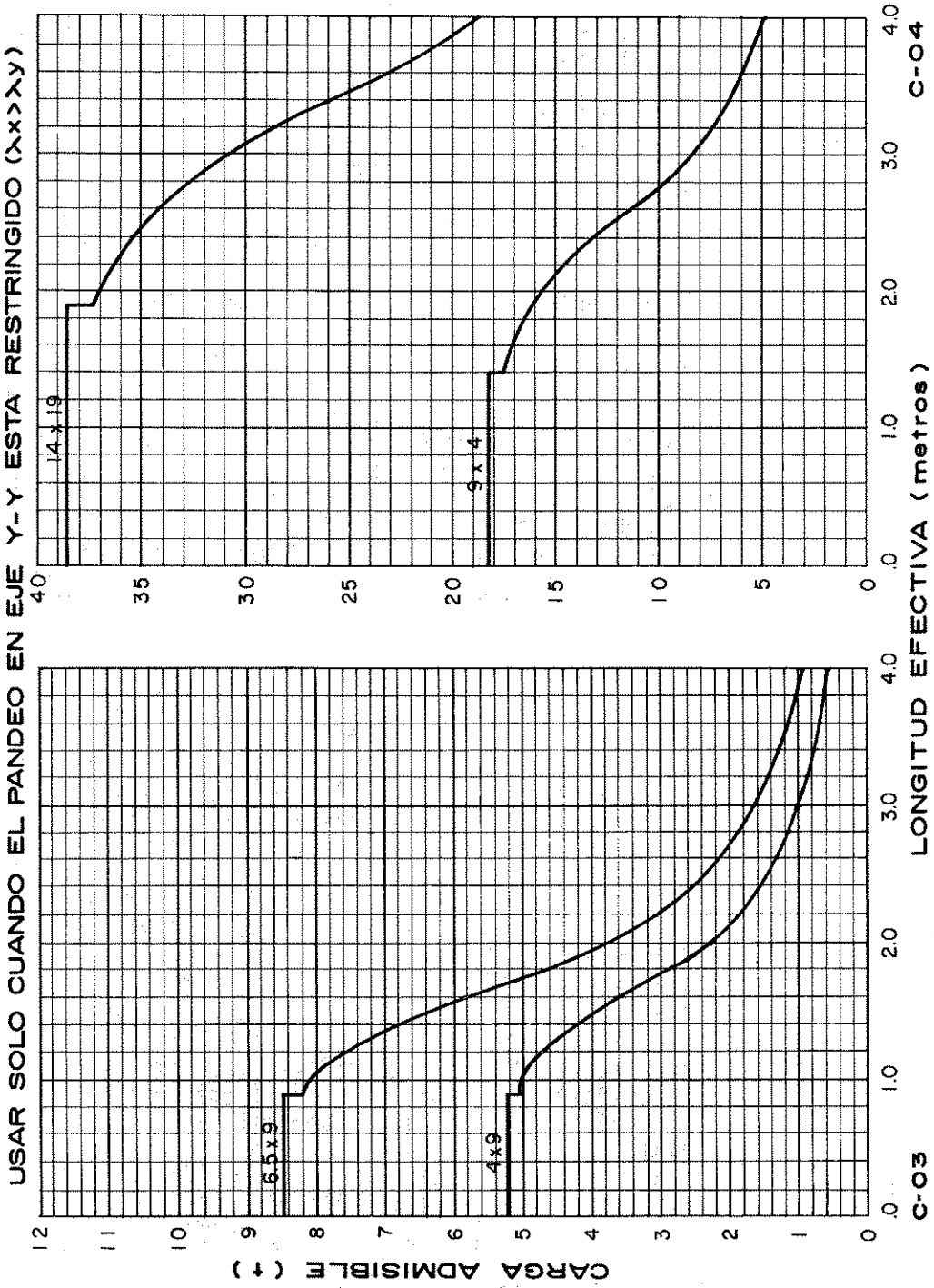


# COLUMNAS

EJE X-X

$f_c$ = 145 kg/cm²
$E_{mín}$ = 95,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

GRUPO
A

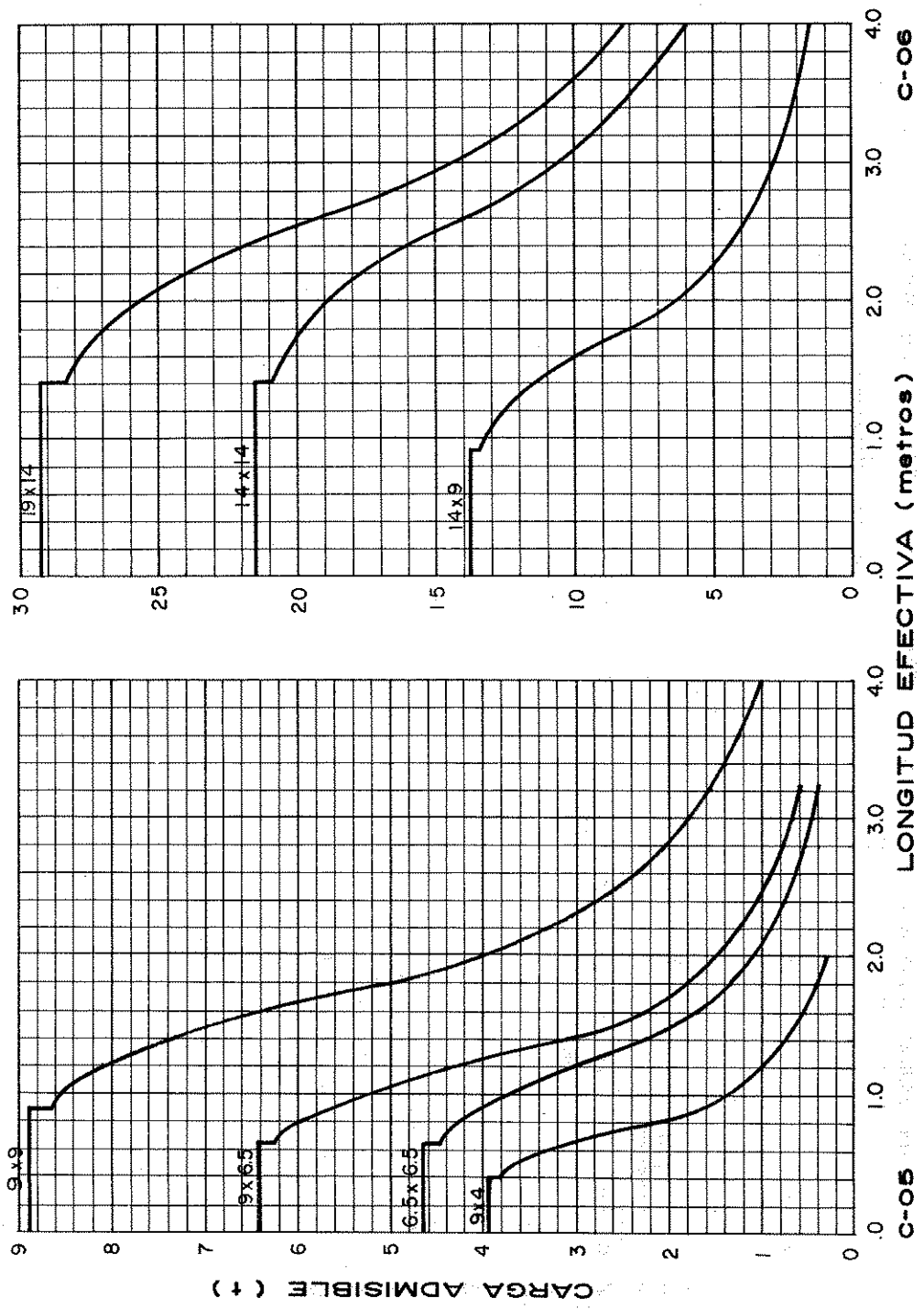


GRUPO **B**

$f_c$ = 110 kg/cm²
$E_{mín}$ = 75,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

# COLUMNAS

## EJE Y-Y

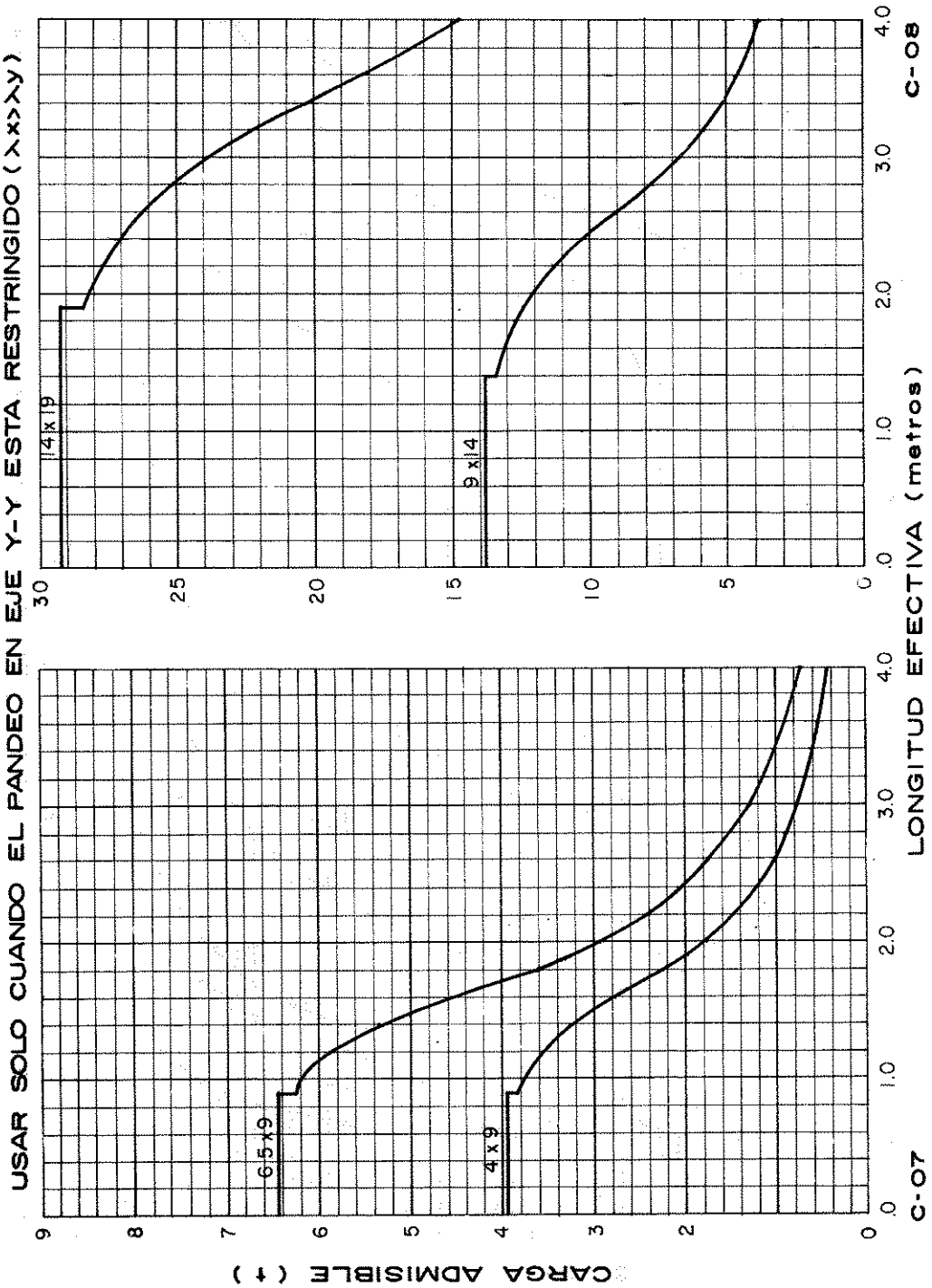


# COLUMNAS

EJE X-X

$f_c$ = 110 kg/cm²
$E_{mín}$ = 75,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

GRUPO
B

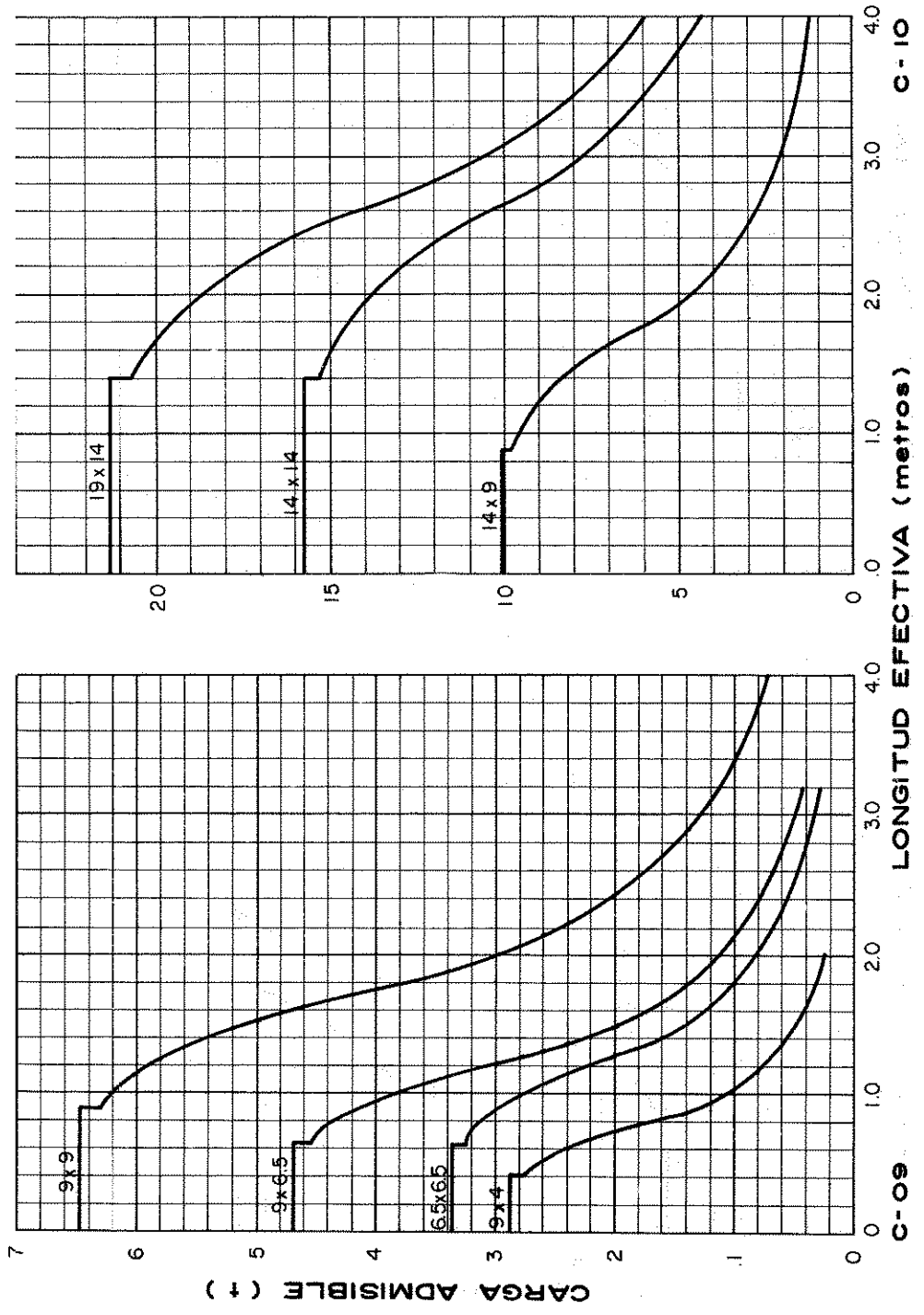


GRUPO **C**

$f_c$ = 80 kg/cm²
$E_{mín}$ = 55,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

# COLUMNAS

## EJE Y-Y

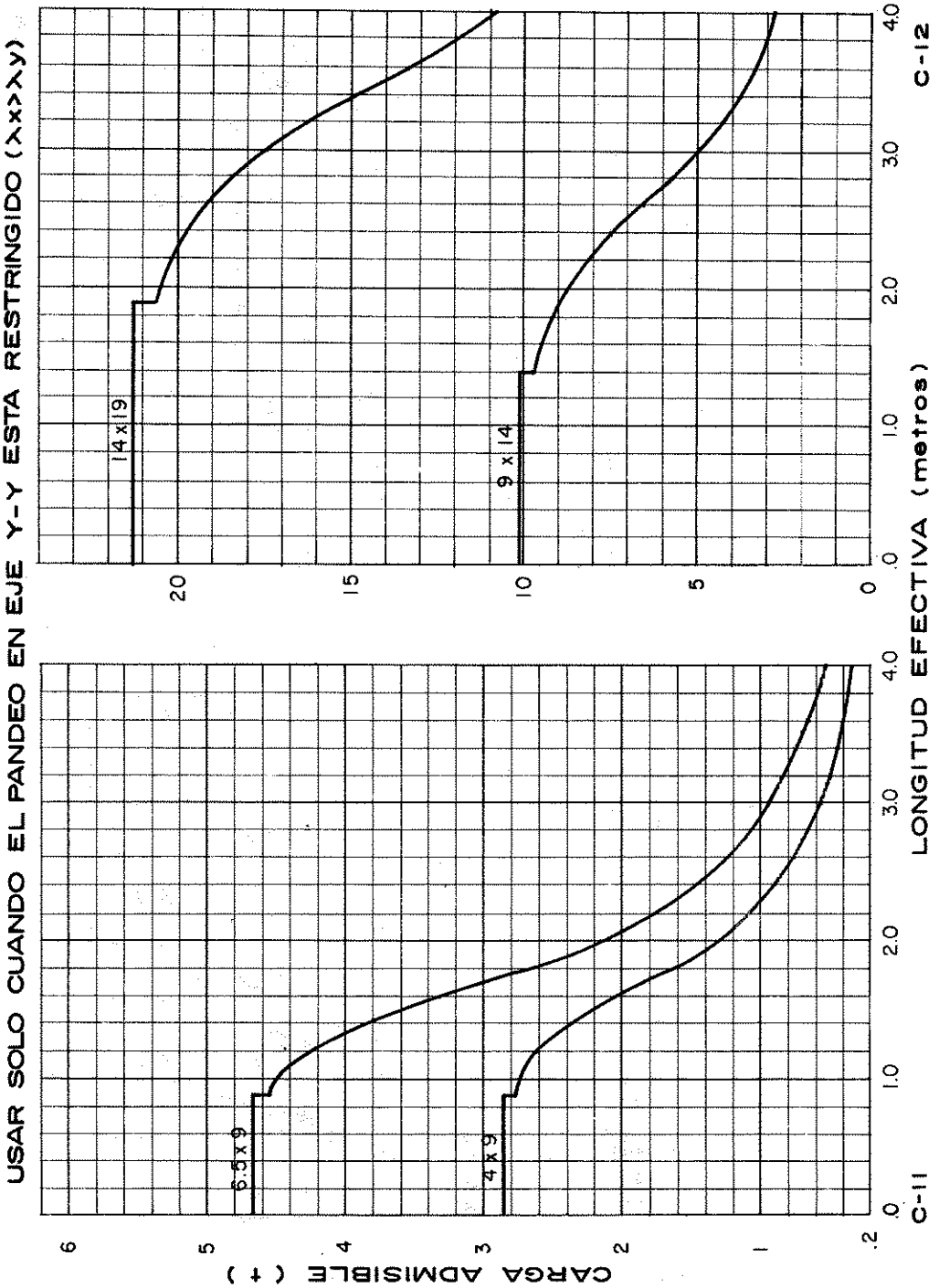


# COLUMNAS

## EJE X-X

$f_c$ = 80 kg/cm²
$E_{mín}$ = 55,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

GRUPO C



## 9.11 ENTRAMADOS, DIAGRAMAS DE DISEÑO

Los diagramas que se presentan a continuación facilitan la determinación de la carga admisible en entramados de madera. Estos diagramas se basan en las recomendaciones de la PARTE I.

### 9.11.1 Bases de Cálculo

Los diagramas han sido preparados considerando los entramados como un conjunto de columnas bi–articuladas (los pie–derechos) cuya única posibilidad de fallar por pandeo es en la dirección fuera del plano (Fig. 9.11). Los pie–derechos están arriostrados en el plano del entramado por la cobertura de pared (entablado o panel) o por arriostres horizontales que hacen que la esbeltez de los pie–derechos fuera del plano del entramado sea mayor y controle la resistencia.

La carga considerada es una repartida por unidad de longitud de entramado. La carga admisible de los entramados se calcula de la correspondiente a cada pie–derecho dividiendo por el espaciamiento entre las mismas. La carga admisible para cada pie–derecho se calcula con las mismas expresiones de la Secc. 9.7 para columnas, sin considerar contribución alguna del revestimiento.

En algunos casos el revestimiento puede contribuir significativamente a la resistencia; el proyectista deberá evaluar este efecto en su diseño para conseguir un dimensionamiento más económico.

Los esfuerzos usados con los correspondientes al grupo C de la Tabla 9.2 incrementados en un 10 por ciento (Secc. 9.5) y el módulo de elasticidad $E_{promedio}$ de la Tabla 9.3.

### 9.11.2 Presentación de los Diagramas

Cada curva representa la carga admisible repartida por metro lineal de entramado para una longitud efectiva dada. La máxima longitud considerada es 50 veces el peralte, o sea 50 h.

Se presentan diagramas solamente para maderas del Grupo C, ya que como los requisitos de resistencia para pie–derechos son bajos no se justifica el uso de maderas más resistentes.

### 9.11.3 Clasificación

Se presenta un diagrama por cada sección de pie–derecho. Escuadrías:

| Dimensiones Reales | Dimensiones Equivalentes Comerciales |
|---|---|
| 4 cm x 4 cm | (2" x 2") |
| 4 cm x 6.5 cm | (2" x 3") |
| 4 cm x 9 cm. | (2" x 4") |

Cada diagrama contiene un juego de curvas para los siguientes espaciamientos de pie–derechos: 30, 40, 50, 60, 80, 100 y 120 cm.

### 9.11.6 Aplicaciones

Los diagramas para el diseño de entramado pueden usarse para determinar:

1) Las dimensiones de la sección transversal de los pie–derechos y su espaciamiento, conociendo la carga axial repartida sobre el entramado y su longitud efectiva.

2) La carga admisible por metro lineal de un entramado conociendo su longitud efectiva y las dimensiones de los pie–derechos que lo constituyen.

### 9.11.5 Ejemplo de Diseño de Entramado

Considerar un entramado como el mostrado en la Fig. 9.12. Se desea determinar el espaciamiento y dimensiones de los pie–derechos.

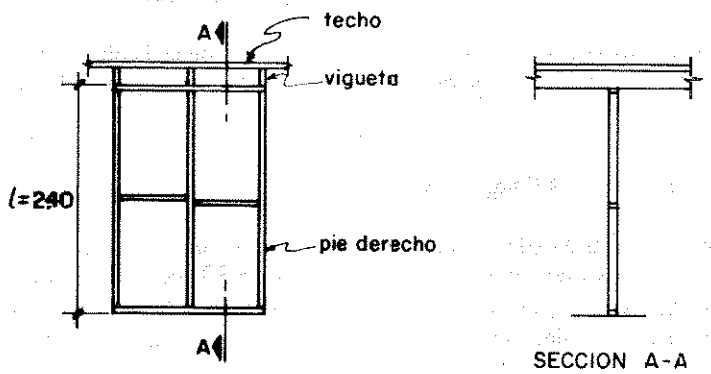



Figura 9.12

El procedimiento de diseño es el mismo que para columnas variando solamente en los esfuerzos y módulo de elasticidad a considerar y la carga que es repartida. El ejemplo presentado anteriormente para columnas Secc. 9.10.5 ilustra el diseño paso a paso. En este caso se presenta directamente el uso de diagramas.

b) Ubicar el valor de la carga aplicada en el eje vertical y trazar una horizontal hacia la derecha, en este caso 690 kg/m o 0.69 t/m.

c) Ubicar el valor de la longitud efectiva, 2.40, en el eje horizontal y trazar una vertical hasta interceptar la recta anterior. Todas las curvas por encima de este punto corresponden a espaciamiento que satisfacen los requisitos del diseño. En este caso el punto cae entre las curvas s = 0.8 y s = 0.6, el espaciamiento correspondiente es entonces s = 0.70. Si el espaciamiento necesario hubiera sido muy pequeño o no apareciera en el diagrama habría sido necesario repetir el procedimiento, usando el diagrama correspondiente a un pie–derecho mayor. Si por otro lado el espaciamiento necesario hubiera sido muy grande, haciendo el revestimiento flexible, habría sido conveniente tantear con una sección de pie–derecho más pequeña que resulte en un menor espaciamiento.

Caso 2. Para determinar la carga admisible de un entramado conociendo su longitud efectiva, las dimensiones de los pie–derechos y su espaciamiento se procede de la siguiente forma:

a) Ubicar el diagrama correspondiente a la sección de los pie–derechos. En este caso el E–02 para 4 x 6.5 cm.

b) Ubicar en el eje horizontal la longitud efectiva, 2.40 cm, y trazar una vertical hasta interceptar la curva correspondiente al espaciamiento de los pie–derechos. En este caso s = 0.60 cm.

c) Desde este punto de intersección trazar una horizontal hacia la izquierda hasta el eje de cargas admisibles. Este punto indica el valor de la carga máxima admisible que puede soportar el entramado. Para el ejemplo se lee 0.9 t/m. (900 kg/m).

También se pueden usar los diagramas para determinar la máxima longitud efectiva conociendo la carga aplicada, la dimensión de los pie–derechos y su espaciamiento. El procedimiento a seguir es inverso al presentado en el caso 2.

### 9.11.6 Relación de Diagramas de Entramados

| Diagrama | Grupo Madera | Carga Repartida (t/m) | Sección Preferencial | Pág. |
|---|---|---|---|---|
| E – 01 | | de 0 a 4.7 | 4 x 4 | 9 - 35 |
| E – 02 | C | de 0 a 7.4 | 4 x 6.5 | 9 - 36 |
| E – 03 | | de 0 a 10.6 | 4 x 9 | 9 - 37 |

## Diseño Usando Diagramas

Caso 1. Para determinar espaciamiento y la sección de pie–derechos de un entramado, se siguen los siguientes pasos.

a) Seleccionar una escuadría de tanteo y ubicar el diagrama correspondiente. En este caso escuadría de 4 x 6.5 cm diagrama E–02 (Fig. 9.13)

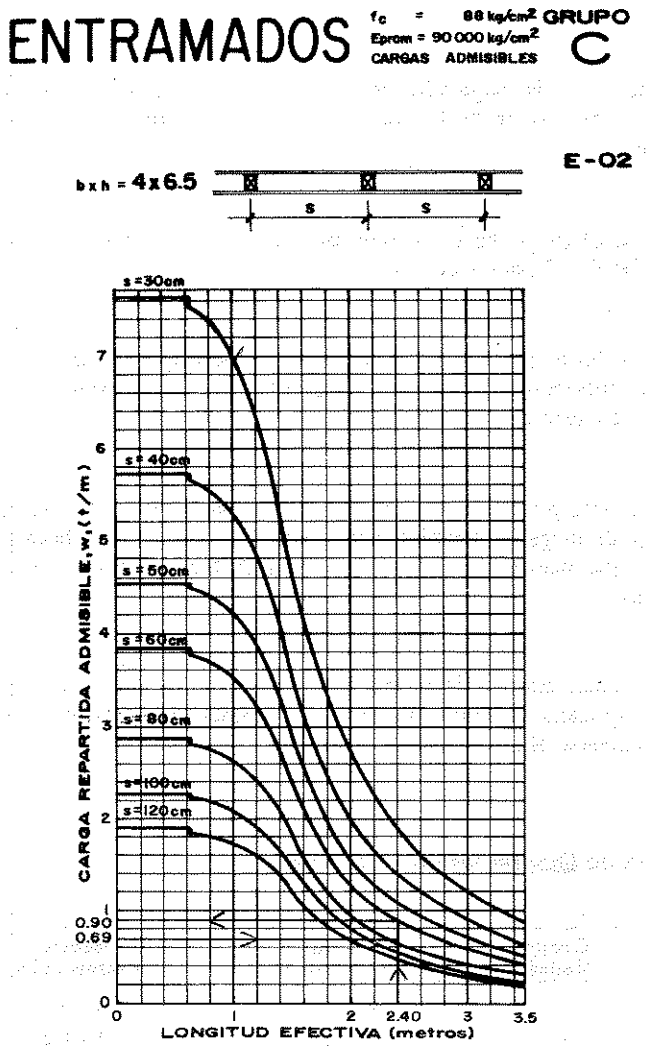


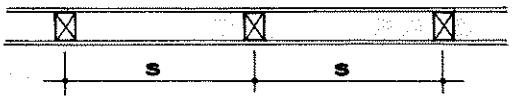

Figura 9.13

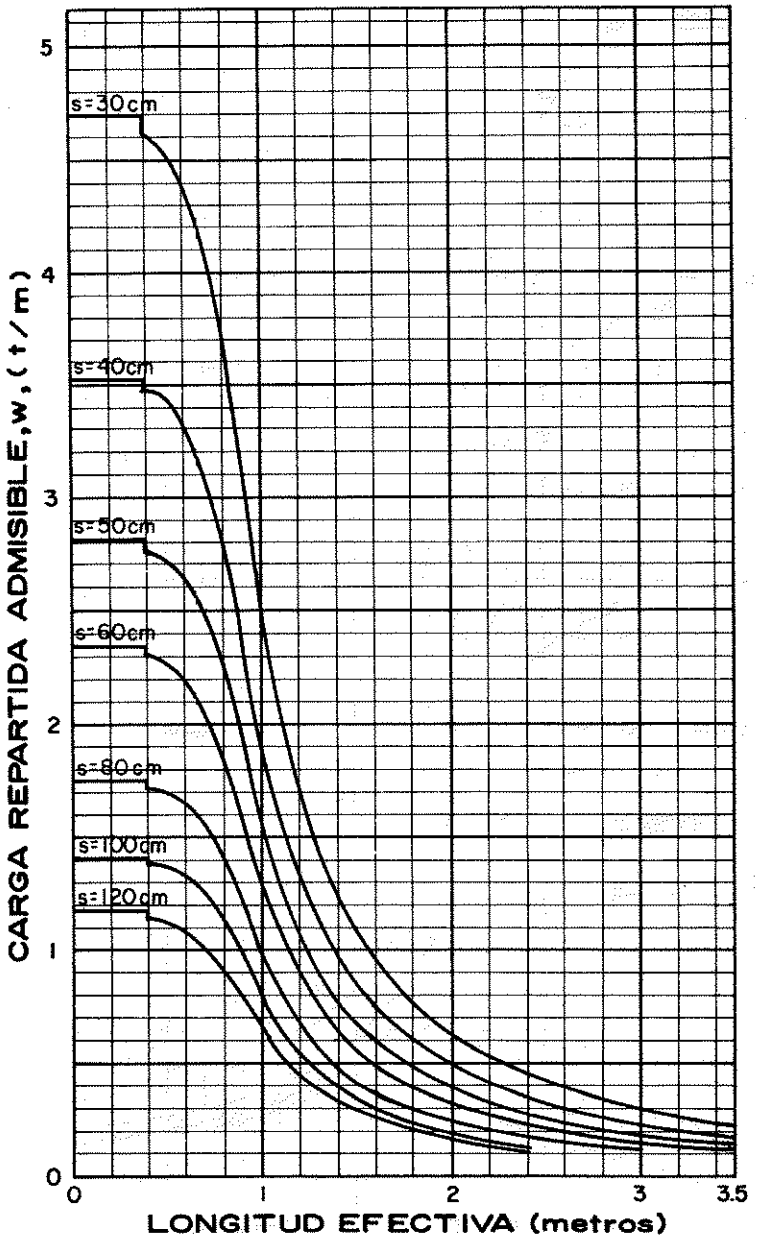
# GRUPO C — ENTRAMADOS

$f_c$ = 88 kg/cm²
Eprom. = 90,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

E-01

b x h = 4 x 4



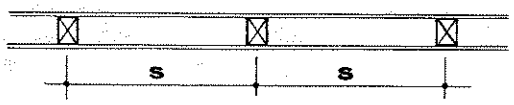
# ENTRAMADOS

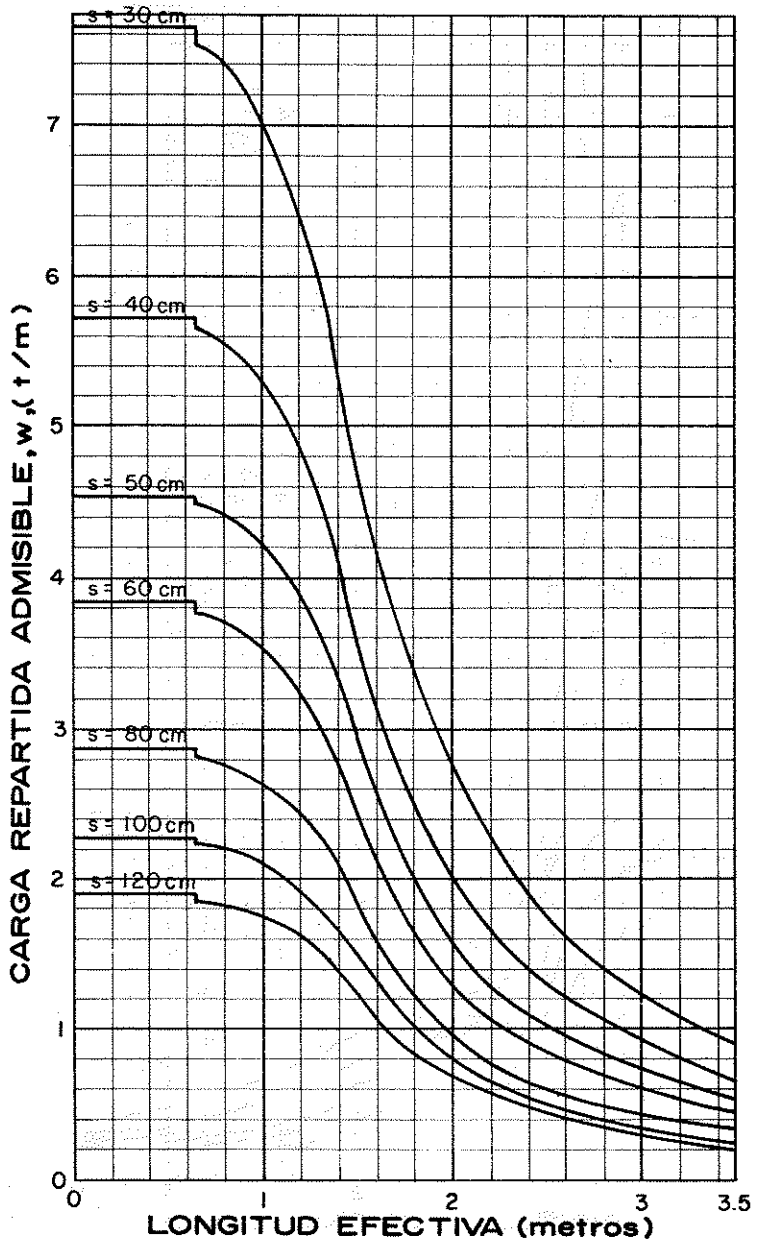
$f_c$ = 88 kg/cm² GRUPO
Eprom. = 90,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

C

E-02

bxh = 4x6.5



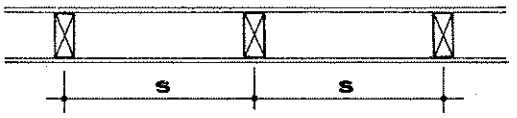
# GRUPO C

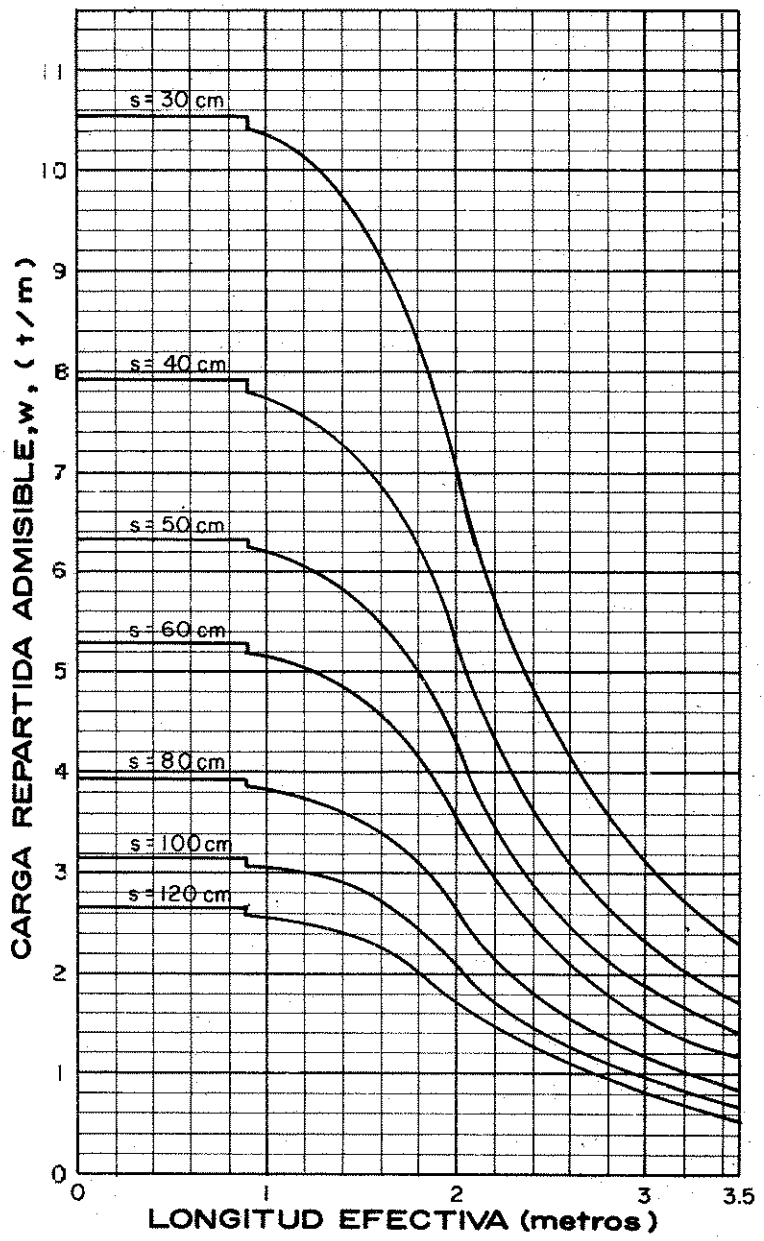
$f_c$ = 88 kg/cm²
Eprom.= 90,000 kg/cm²
CARGAS ADMISIBLES

# ENTRAMADOS

E-03

bxh = 4x9



**PARTE I: RECOMENDACIONES**

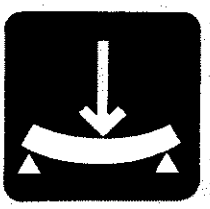
10.1 Introducción
10.2 Requisitos de Resistencia y Rigidez
10.3 Verificacion de la Capacidad de Muros para Carga Lateral
  10.3.1 Determinación de la Fuerza Cortante Resistente
  10.3.2 Determinación de la Fuerza Cortante Actuante

**PARTE II: COMENTARIOS**

10.1 Introducción
10.2 Requisitos de Resistencia y Rigidez
  10.2.1 Consideraciones de Análisis
  10.2.2 Consideraciones de Diseño
10.3 Verificación de la Capacidad de Muros para Carga Lateral
  10.3.1 Determinación de la Fuerza Cortante Resistente
  10.3.2 Determinación de la Fuerza Cortante Actuante

**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**

10.4 Ejemplo de Verificación de la Seguridad de una Casa contra Sismos o Viento



# 10
# Muros de corte

## PARTE I: RECOMENDACIONES

### PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE MUROS DE CORTE

1) **Identificar los muros resistentes en cada dirección: longitudinal y transversal. Considerar resistentes sólo aquellos orientados paralelamente a la dirección que se esté verificando.**
2) **Determinar las características de los muros: entramado y revestimiento y sus longitudes en cada dirección. Considerar como resistentes sólo aquellos que cumplen las recomendaciones de relación alto/largo y sujeción a la base y cobertura (Secc. 10.3).**
3) **Leer de la Tabla correspondiente al tipo de revestimiento de los muros la resistencia al corte por unidad de longitud. Multiplicar por la longitud total de los muros para determinar la fuerza cortante resistente total, en cada dirección.**
4) **Determinar la fuerza cortante debida a las fuerzas sísmicas o al viento usando los reglamentos vigentes en la zona donde está ubicada la edificación. Estas fuerzas también pueden determinarse usando las recomendaciones de la Secc. 10.3.2 y las Tablas 10.9 y 10.10.**
5) **Verificar que la fuerza cortante que resisten los muros en cada dirección sea mayor o igual a la requerida por sismo o viento.**

## 10.1 INTRODUCCION

Este Capítulo trata sobre el diseño de muros sometidos a cargas horizontales como las mostradas en la Figura 10.1. Como estas cargas producen fuerzas cortantes en el plano del entramado, los muros así solicitados se denominan muros de corte. Las cargas provienen de las fuerzas horizontales originadas por movimientos sísmicos o por la presión del viento.

Un muro de corte está constituido por un entramado de pie-derechos, soleras perimetrales, riostras o rigidizadores intermedios –cuando se necesitan– y por algún tipo de revestimiento.

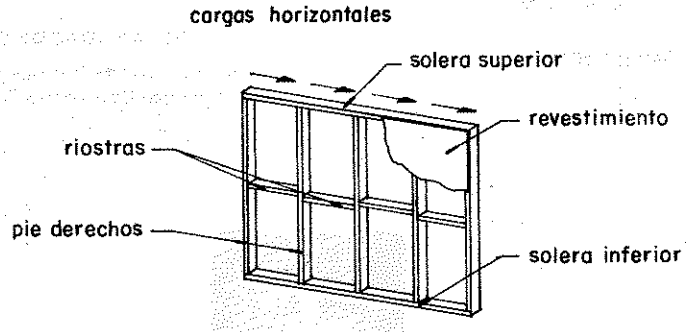



Figura 10.1 Partes de un muro típico

El revestimiento puede estar colocado a uno o ambos lados del entramado y ser de diferentes materiales: madera, tableros y enlucidos o revoques.

**Madera**.— La madera sólida se usa como revestimiento en forma de entablado. Las tablas se disponen perpendicularmente al entramado de pie-derechos o en forma diagonal. En las zonas cercanas a las de producción de madera el costo del entablado para revestimiento puede ser adecuado en comparación con otros materiales. Sin embargo en interiores, donde la protección contra el fuego es una consideración importante, se pueden usar revestimientos de entablado cuidando de satisfacer los requisitos de espesor mínimo para una protección adecuada, según establecen los reglamentos de construcción con madera.

**Tableros**.— Los tableros constituyen un revestimiento muy generalizado últimamente. Los hay de madera contrachapada, de partículas de madera con diferentes aglomerados y de otros materiales celulósicos como el bagazo de caña. En algunos países se fabrica un tablero de yeso revestido con papel pesado que se usa principalmente como revestimiento interior. Debe tenerse en cuenta sin embargo, antes de escoger el tipo de tablero y sus dimensiones, el uso para el que va a estar destinado en su calidad de revestimiento. Es decir si será de uso exterior o interior. Para lo primero será necesario que el tablero sea resistente a la intemperie y principalmente a la humedad. Esta característica es determinante si se espera una durabilidad adecuada a una construcción permanente. De no ser así, el tablero solamente podría usarse en exteriores si va protegida con otro revestimiento de acabado. Para interiores deberán tomarse las mismas precauciones de protección contra el fuego que para con la madera si el tablero es combustible. El espesor de los tableros también es una consideración importante, tanto desde el punto de vista de la resistencia a las fuerzas cortantes de todo el muro, como de su resistencia a las cargas normales que se aplican sobre la superficie de la pared. Su rigidez, relacionada directamente con el espesor, da al usuario la sensación de fortaleza o debilidad. Para los espaciamientos a que normalmente se colocan los pie-derechos (60 ó 40 cm) el mínimo espesor recomendable es de 8 ó 9 mm. Sólo en aquellos casos en que el tablero recibe además un revestimiento de acabado que lo rigidiza adicionalmente puede ser aceptable usar tableros de 6 mm de espesor.

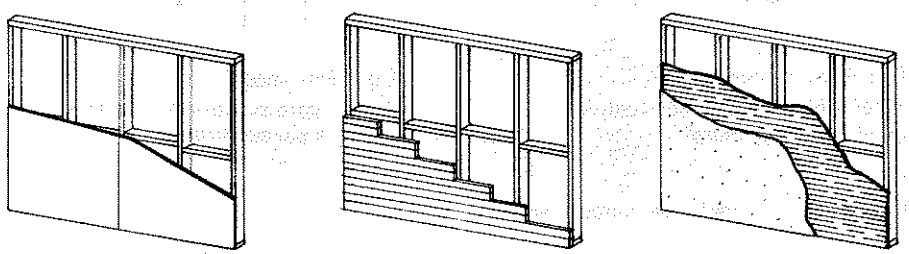


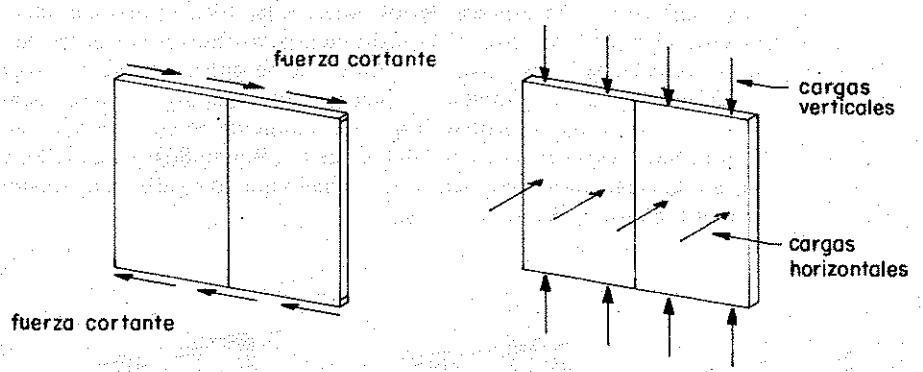

Figura 10.2 Materiales de revestimiento

**Enlucidos**.— Diferentes tipos de enlucidos pueden usarse con mucha ventaja sobre entramados a base de madera. Como materiales para los revoques propiamente dichos se usan morteros de cemento y arena, morteros de yeso puro y yeso con cemento, y barro. Estos van colocados sobre bases de otros materiales tales como: enlistonados de madera, mallas de metal expandido, galvanizadas o no, planchas de lana de madera aglomerada con cemento, caña de distintos tipos y diámetros como carrizo o bambú (guadua) ya sea entera o partida y

abierta, o estera de caña tejida. La ventaja de estos revestimientos es que son incombustibles y, dependiendo del revoque, resistentes a la intemperie. Además su fabricación puede realizarse en diversas localidades sin requerimiento de transporte pesado. El enlistonado de madera tiene la ventaja adicional que puede fabricarse con retazos de la producción sobrante de los aserraderos y el revestimiento acabado es de aspecto agradable y muy resistente al fuego.

Los entrepisos o techos constituidos por viguetas y entablado actúan como transmisores de las fuerzas horizontales hacia los muros. En este caso, estos elementos están también sometidos a fuerzas cortantes, aunque por no ser muros propiamente dichos se les denomina **diafragmas**. Su papel conjuntamente con el de los muros de corte es importante en la estabilidad total de la edificación, por lo tanto deben ser diseñados para satisfacer requisitos de rigidez o resistencia tan estrictos como los especificados para otros elementos estructurales.

En la Sección 10.2 se presentan los criterios de diseño orientados principalmente a muros de corte. Se consideran únicamente las fuerzas cortantes en el plano del muro entendiéndose que sus componentes (pie-derechos o soleras) deben haberse diseñado para resistir adecuadamente las cargas verticales (Cap. 9) así como las de flexión (Cap. 8) y la combinación de ambas (Cap. 9).




(a) muro de corte
diseño para cargas horizontales en el plano del muro

(b) entramado
diseño para cargas verticales y horizontales perpendiculares al muro

Figura 10.3 Diseño de muros y entramados

## 10.2 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

El conjunto de diafragmas y muros de corte debe diseñarse para resistir el 100% de las cargas laterales aplicadas, tales como acciones de viento o sismo y excepcionalmente empujes de suelos o de materiales sueltos almacenados.

Los diafragmas y muros de corte deben ser suficientemente rígidos para:

a) Limitar los desplazamientos laterales evitando daños a otros elementos, especialmente elementos no estructurales con una relación de rigidez a resistencia relativamente alta (elementos frágiles).

b) Reducir la amplitud de las vibraciones en muros y pisos a límites aceptables.

c) Proporcionar arriostramiento a otros elementos para impedir su pandeo lateral o lateral-torsional.

**Conexiones.**— Las uniones de los diafragmas (techos y muros de corte), tanto entre sí como con otros elementos, deben ser adecuadas para trasmitir y resistir las fuerzas cortantes de sismo o viento. Particularmente, los anclajes de los muros de corte a la cimentación, entrepiso y cobertura. (Ver detalles apropiados en el Cap. 6, Secc. 6.4).

Cada muro independiente debe estar conectado a la cimentación por lo menos en dos puntos y la separación entre ellas no debe ser mayor de 2 m.

**Esbeltez.**— Los muros cuya relación de altura a longitud sea mayor que dos no deben considerarse como resistentes.

**Aberturas.**— Las aberturas de puertas y ventanas reducen sustancialmente la rigidez y resistencia de los muros de corte por lo que deben reforzarse con elementos adicionales en todo el perímetro.

**Deformaciones Admisibles.**— Bajo condiciones normales de servicio, como podrían ser las sobrecargas de viento habitual o de sismos pequeños a moderados, debe verificarse que las deformaciones de los muros no excedan de un límite que permita el funcionamiento adecuado de la edificación, sobre todo en lo referente al bloqueo de puertas o deterioro de ventanas. Para facilitar esta tarea se incluye en las Tablas de cargas admisibles para los diferentes tipos de muros con variedad de revestimientos, el evalor de la rigidez por metro lineal de muro, calculada para una deformación relativa de h/1200 (para un muro de 2.4 m de altura esta deformación sería de 2 mm). La rigidez tangente o inicial será probablemente mayor aunque su uso puede conducir a una subestimación de las deformaciones reales.

El proyectista debe decidir con buen criterio cual es la máxima deformación que considera tolerable bajo estas condiciones y valerse de la información de rigidez proporcionada para evaluar la deformación actuante. La evaluación de las cargas de servicio deberá también ser efectuada por el diseñador o hacer uso de las especificaciones que al respecto contengan los códigos de diseño y construcción aplicables en la localidad de la obra.

**Fuerzas Actuantes.**— Cada muro de corte, considerado por separado, debe ser capaz de resistir la carga lateral proporcional correspondiente a la generada por la masa que se apoya sobre él, a menos que se haga un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales constituidos por los entrepisos o techos.

La fuerza cortante aplicada puede deberse a la acción del sismo o viento y se determina a partir de lo que especifican los reglamentos locales de diseño o construcción para ambos tipos de cargas. Esta determinación puede hacerse mediante procedimientos más elaborados que los especificados en los reglamentos, sin embargo el modelaje de estructuras a base de muros resulta algo complejo.

Cuando no se dispone de información reglamentaria para la determinación de las fuerzas cortantes se podrá utilizar el procedimiento simplificado que se presenta en la Secc. 10.3.

## 10.3 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DE MUROS PARA CARGA LATERAL

Las recomendaciones de esta sección son aplicables a estructuras relativamente pequeñas, de uno o dos pisos, que resisten todas las cargas laterales por medio de muros de corte.

Estos muros deben estar dispuestos en dos direcciones ortogonales, con espaciamientos menores de 4m en cada dirección. La distribución de estos elementos debe ser más o menos uniforme, con rigideces aproximadamente proporcionales a sus áreas de influencia.

En los casos en que los espaciamientos entre muros de corte sean mayores de 4m y/o la flexibilidad en planta de los pisos, techos o coberturas sea tal que no garantice un comportamiento conjunto de los muros resistentes, las recomendaciones y procedimientos que se presentan a continuación no son aplicables; deberá entonces hacerse un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales.

La verificación de que se dispone de la cantidad de muros requerida debe hacerse para ambas direcciones de la edificación, longitudinal y transversal.

Para conseguir seguridad y comportamiento adecuados de la edificación se requiere satisfacer la siguiente condición, en cada dirección:

$$V_{resistente} > V_{actuante} \qquad (10.1)$$

donde:

$V_{resistente}$ = Fuerza cortante total de todos aquellos muros considerados como resistentes en una dirección determinada.

$V_{actuante}$ = Fuerza cortante total actuante para el piso y la dirección considerada.

La fuerza cortante puede deberse a la acción del sismo o viento y se calcula a partir de lo que especifican los reglamentos locales de diseño o construcción para ambas cargas.

### 10.3.1 Determinación de la Fuerza Cortante Resistente

Las Tablas 10.1 a 10.8 contienen las fuerzas cortantes resistentes para diversos tipos de muros o paneles con entramado de madera y variados revestimientos, todos éstos colocados por un sólo lado del muro. Si el revestimiento se coloca por ambos lados, se sumarán las resistencias o cargas admisibles correspondientes.

Las Tablas presentan algunas variaciones en el tipo de entramado así como en la forma de sujeción de los revestimientos al mismo, de manera que la resistencia o carga admisible que se presenta en la última columna varía de acuerdo a dichas condiciones. Se presentan adicionalmente, en la penúltima columna, valores para la rigidez de cada tipo de panel. Esta información puede servir para determinar las deformaciones que experimenta un muro determinado en función de la fuerza cortante que actúa sobre él. Asimismo puede ser de utilidad cuando se desea hacer una distribución de las fuerzas actuantes en una edificación proporcionalmente a las rigideces de los diferentes muros. Esta puede ser necesaria cuando los muros de una misma edificación tienen distintos revestimientos.

La resistencia total de una edificación se puede determinar sumando la de cada uno de los muros que se consideran hábiles para soportar las fuerzas cortantes. Es decir, descontando las aberturas para puertas y ventanas, y eliminando de los resistentes aquellos muros muy esbeltos cuya relación altura/largo sea mayor que dos. Tampoco deben considerarse como resistentes aquellos muros que no estén adecuadamente unidos a la estructura del techo. (Ver ejemplo Secc. 10.4).

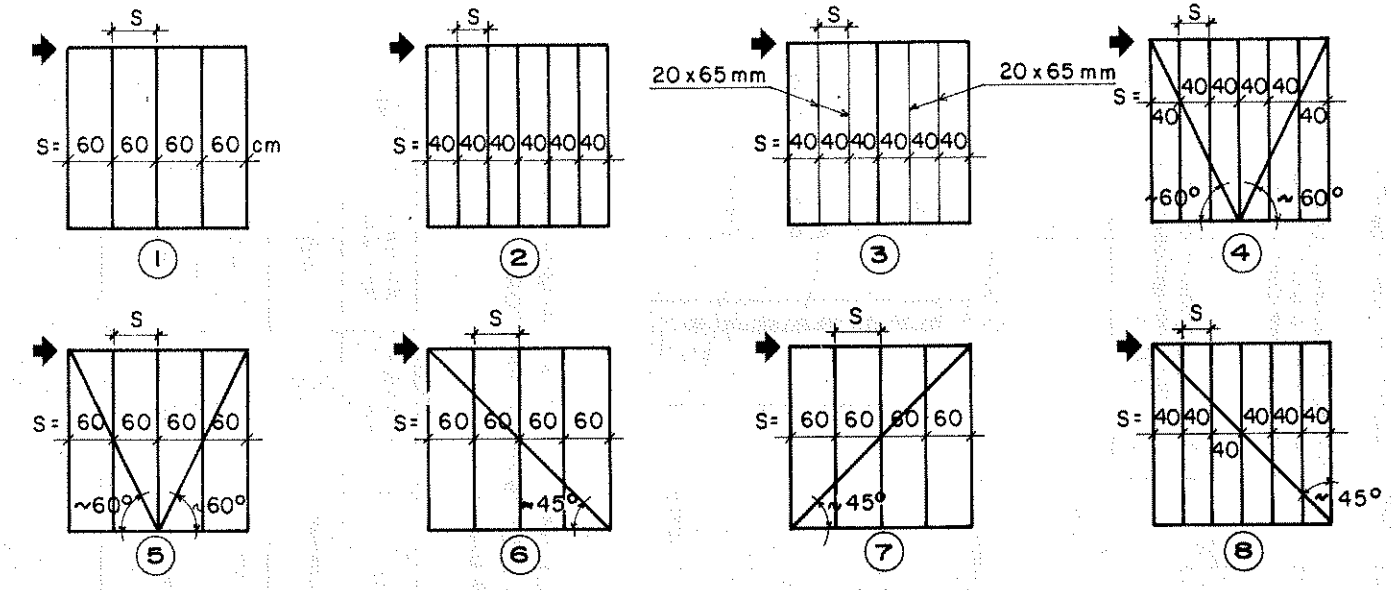
$$V_{resistente} = \Sigma \text{ Resistencia de cada muro}$$

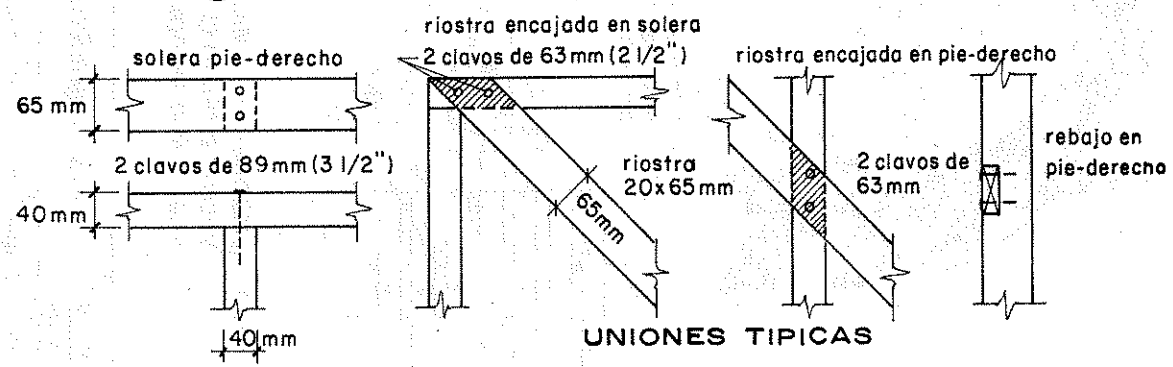
La resistencia de cada muro se calcula multiplicando la longitud del muro por su carga admisible o resistencia por unidad de longitud.

$$\text{Resistencia por muro} = \text{longitud} \times \text{resistencia unitaria}$$

donde la resistencia unitaria se lee de las Tablas 10.1 a 10.8

## TIPOS DE ENTRAMADOS




TODOS LOS PIE DERECHOS Y SOLERAS DE 40 x 65 mm EXCEPTO DONDE SE INDICA, RIOSTRAS DE 20 x 65 mm

Figura 10.4 Tipos de entramados y uniones típicas

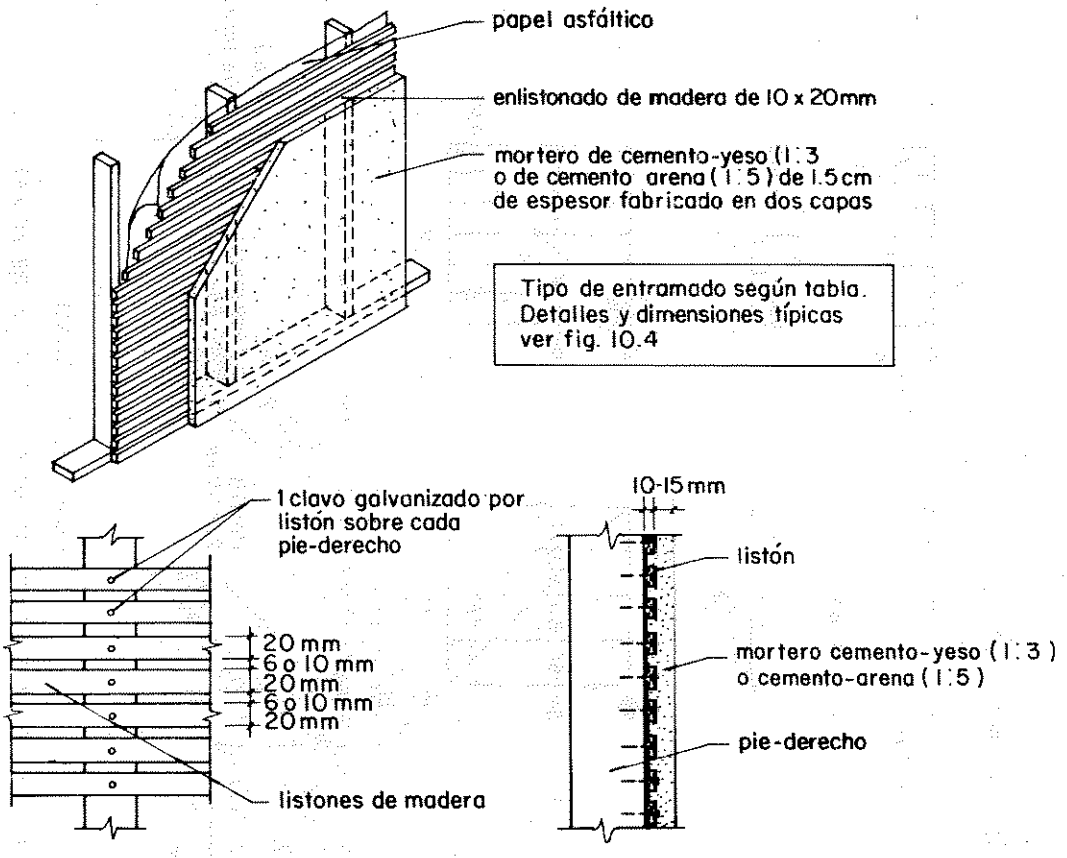
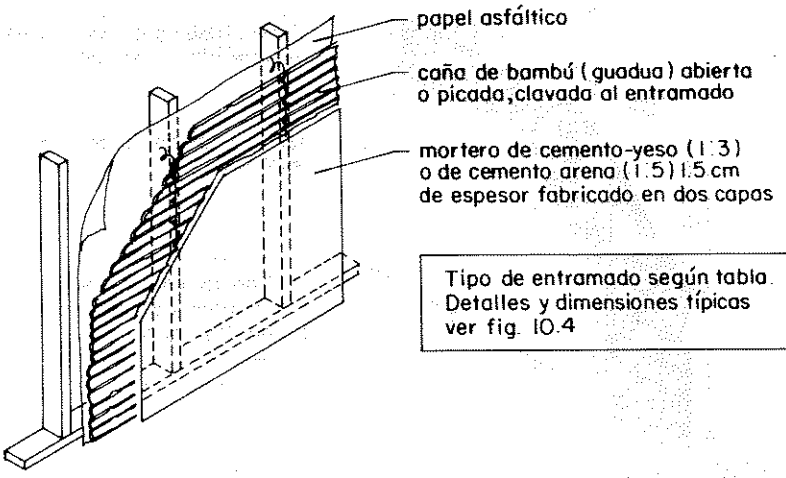
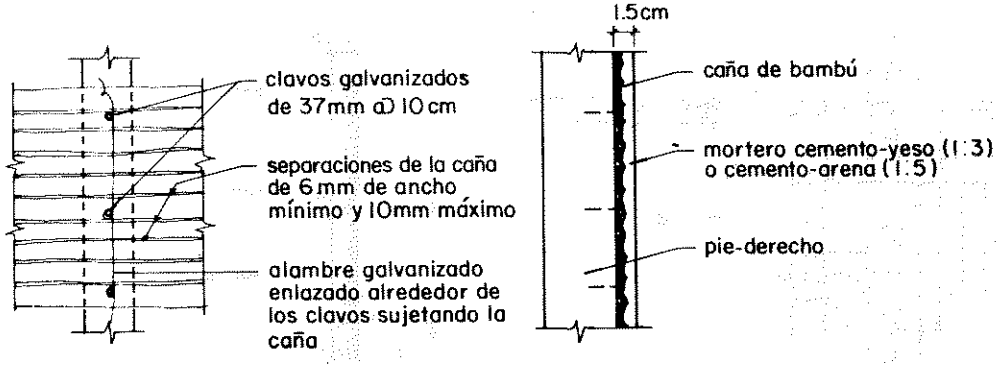



**TABLA 10.1 LISTONERIA DE MADERA REVESTIDA CON MORTERO YESO–CEMENTO (3:1) DE 15 mm DE ESPESOR FABRICADO EN DOS CAPAS**

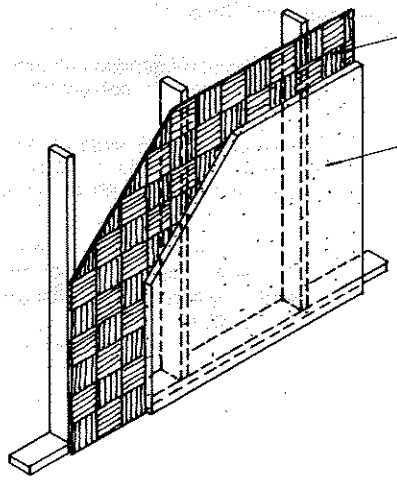
| ENTRAMADO | | REVESTIMIENTO | CLAVOS mm | RIGIDEZ kg/cm/m | CARGA ADMISIBLE kg/m |
|---|---|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | | | | |
| 1 | 60 | Listones de 10 x 20 mm espaciados @ 10 mm | 37 (1 1/2") | 600 | 220 |
| 1 | 60 | Listones de 10 x 20 mm espaciados @ 6 mm | 37 (1 1/2") | 950 | 350 |
| 5 | 60 con riostra en V | Listones de 10 x 20 mm espaciados @ 6 mm | 37 (1 1/2") | 1,050 | 370 |

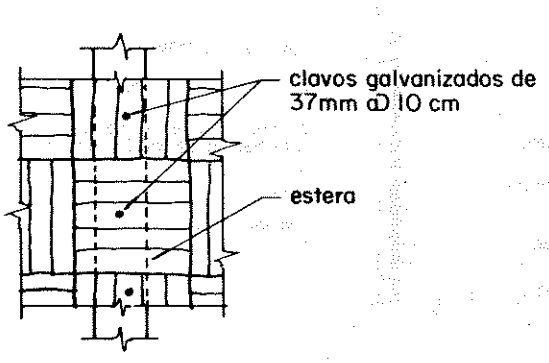



## TABLA 10.2 CAÑA ABIERTA (PICADA) CLAVADA AL ENTRAMADO REVESTIDA CON MORTERO DE CEMENTO–YESO (1:3) O BARRO

| ENTRAMADO | | REVESTIMIENTO | | RIGIDEZ kg/cm/m | CARGA ADMISIBLE kg/m |
|---|---|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | Base | Revoque | | |
| 2 | 40 | Bambú (guadua) abierto | Mortero Cemento-Yeso (1:3) | 800 | 240 |
| 4 | 40 con riostra en V | Bambú (guadua) abierto | Mortero Cemento-Yeso (1:3) | 525 | 300 |
| 4 | 40 con riostra en V | Carrizo Abierto (diámetro ~ 2 cm) | Barro | 575 | 330 |



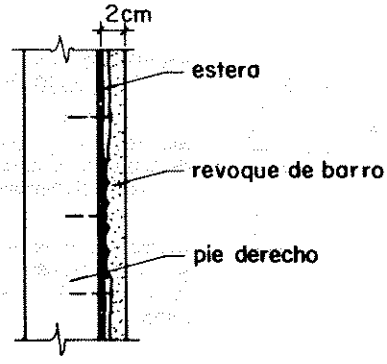
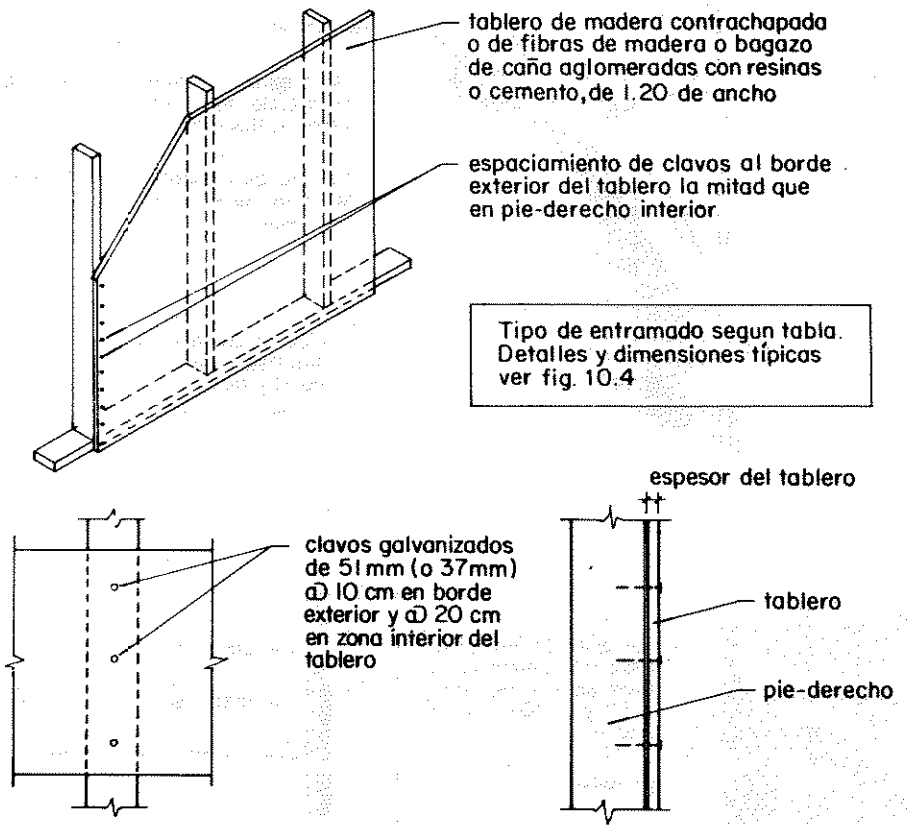




**TABLA 10.3 ESTERA CLAVADA AL ENTRAMADO REVESTIDA CON 1.5 cm DE BARRO**

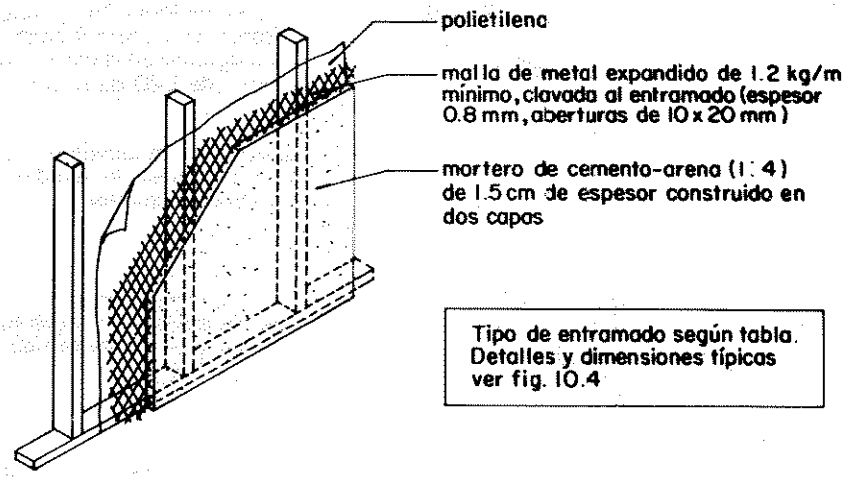
| ENTRAMADO | | RIGIDEZ kg/cm/m | CARGA ADMISIBLE kg/m |
|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | | |
| 4 | 40 con riostra en V | 485 | 225 |




## TABLA 10.4 TABLEROS DE MADERA CONTRACHAPADA Y AGLOMERADA

| Entramado | | REVESTIMIENTO | ESPESOR mm | CLAVOS | | RIGIDEZ kg/cm/m | CARGA ADMISIBLE kg/m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | | | Longitud mm | Espaciamiento s, cm | | |
| 1 | 60 | Madera contrachapada | 6 * | 37 (1 1/2") | 10 | 550 | 265 |
| 1 | 60 | Madera contrachapada | 6 | 37 (1 1/2") | 5 | 550 | 460 |
| 1 | 60 | Madera contrachapada | 9 | 51 (2") | 12.5 | 775 | 305 |
| 1 | 60 | Aglomerado de bagazo de caña | 6 * | 37 (1 1/2") | 10 | 900 | 380 |
| 1 | 60 | Aglomerado de bagazo de caña | 10 | 51 (2") | 12.5 | 850 | 465 |
| 1 | 60 | Aglomerado de astillas de madera con cemento ($\rho$ = 1,100 kg/m$^3$) | 8 | 51 (2") | 12.5 | 1,025 | 420 |

* Sólo aceptable si va acompañado de un revestimiento adicional de acabado que lo rigidice.



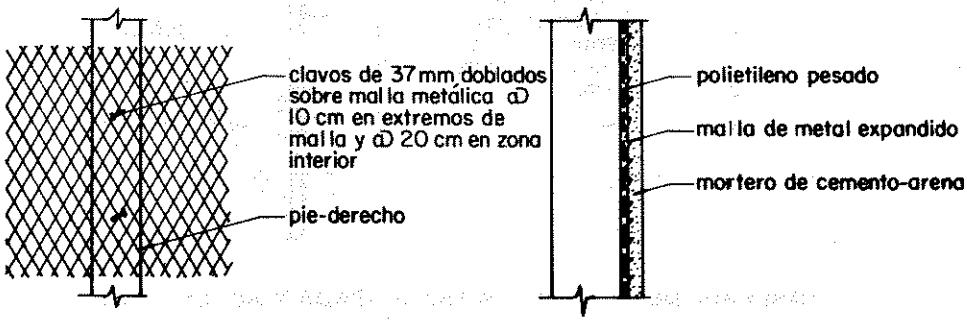




**TABLA 10.5 MALLA DE METAL EXPANDIDO DE 1.2 kg/m$^2$ REVESTIDA CON MORTERO DE CEMENTO–ARENA (1:5) DE 10 mm DE ESPESOR FABRICADO EN DOS CAPAS**

| ENTRAMADO | | RIGIDEZ kg/cm/m | CARGA ADMISIBLE kg/m |
|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | | |
| 1 | 60 | 450 | 100 |
| 2 | 40 | 700 | 145 |
| 3 | 40 | 600 | 145 |

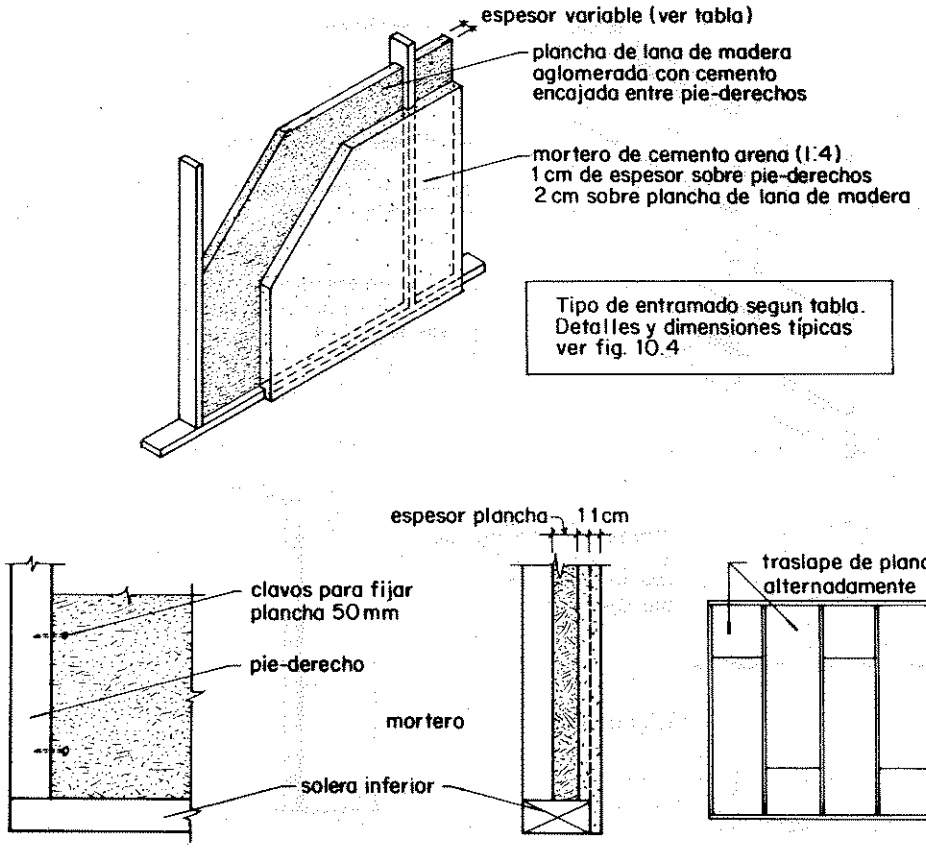
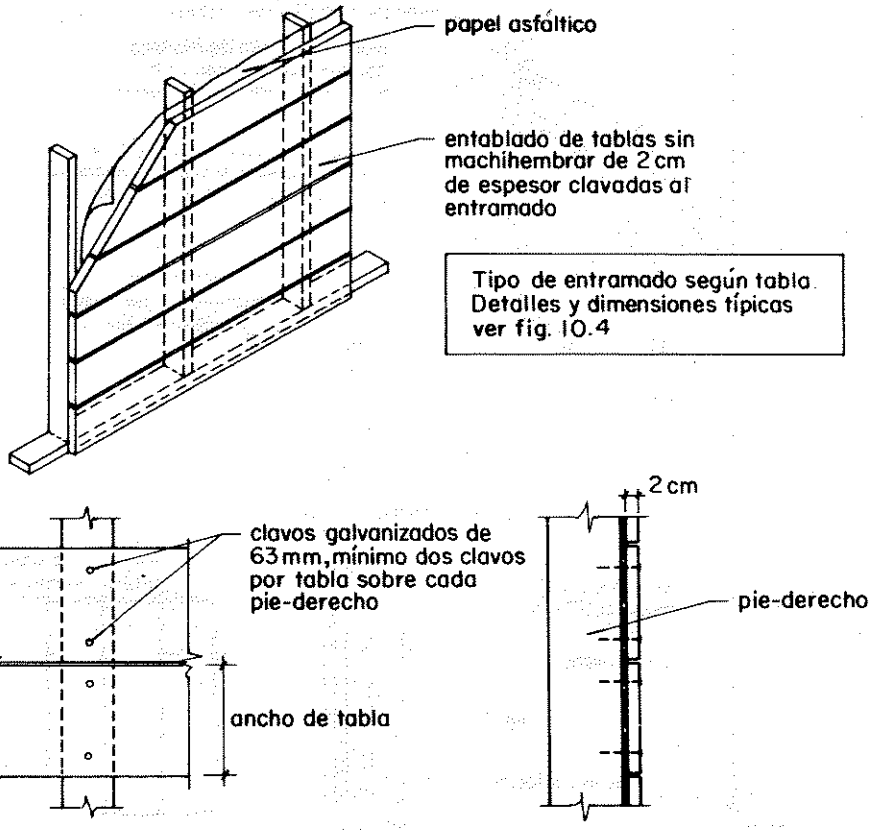



**TABLA 10.6 PLANCHAS DE LANA DE MADERA AGLOMERADA CON CEMENTO ENCAJADA EN EL ENTRAMADO REVESTIDA CON 1 cm MORTERO DE CEMENTO–ARENA (1:4)**

| ENTRAMADO | | ESPESOR DE PLANCHA | RIGIDEZ | CARGA ADMISIBLE |
|---|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | mm | kg/cm/m | kg/m |
| 1 | 60 | 50 | 1,300 | 700 |
| 2 | 40 | 25 | 1,375 | 545 |




## TABLA 10.7 ENTABLADO SIN MACHIHEMBRAR

| ENTRAMADO | | DIMENSION DE TABLAS | CLAVOS POR TABLA | RIGIDEZ | CARGA ADMISIBLE |
|---|---|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | cm | | kg/cm/m | kg/m |
| 2 | 40 | 2 x 19 | 2 de 63 mm | 120 | 70 |
| 1 | 60 | 2 x 19 | 2 de 63 mm | 80 | 47 |
| 2 | 40 | 2 x 19 | 3 de 63 mm | 120 | 70 |
| 2 | 40 | 2 x 19 | 4 de 63 mm | 168 | 98 |
| 2 | 40 | 2 x 19 | 2 de 75 mm | 196 | 91 |
| 2 | 40 | 2 x 19 | 2 de 88 mm | 180 | 105 |
| 2 | 40 | 1 x 14 | 2 de 63 mm | 84 | 49 |
| 2 | 40 | 1.5 x 19 | 2 de 63 mm | 96 | 56 |
| 4 | 40 con riostra en V | 2 x 19* | 2 de 63 mm | 308 | 180 |

* Revestimiento por un solo lado. Para revestimiento por ambos lados usar 252 kg/m de carga admisible.

## TABLA 10.8 ENTRAMADOS SIN REVESTIMIENTO CON DISTINTOS TIPOS DE RIOSTRAS Y ESPACIAMIENTOS DE LOS PIE–DERECHOS

| E N T R A M A D O * | | RIGIDEZ kg/cm/m | CARGA ADMISIBLE kg/m |
|---|---|---|---|
| Tipo | s, cm | | |
| 4 | 40 con riostras en V | 200 | 96 |
| 5 | 60 con riostras en V | 300 | 64 |
| 6 | 60 con riostra a 45° (comp) | 175 | 90 |
| 8 | 40 con riostra a 45° (comp) | 375 | 170 |
| 7 | 60 con riostra a 45° (trac) | 185 | 90 |
| 9 | 40 con riostra a 45° (trac) | 185 | 97 |

* Ver Tipos de Entramado en la Fig. 10.4

### 10.3.2 Determinación de la Fuerza Cortante Actuante

Se puede determinar aproximadamente la fuerza de sismo o viento según el procedimiento que se presenta a continuación.

**Sismo.**– La fuerza cortante debida al sismo puede determinarse multiplicando el área techada de la edificación por los valores que se presentan en la Tabla 10.9. El área que se considera depende de si la estructura es de uno o dos pisos (Fig. 10.5).

$$V_{actuante,\ sismo} = \text{Coeficiente (Tabla 10.9)} \times \text{Area Techada}$$

Para estructuras cimentadas sobre un suelo muy flexible estos valores deben incrementarse en un 50%.

## TABLA 10.9 COEFICIENTES PARA DETERMINAR LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE POR SISMO

A. Edificaciones con cobertura liviana, tal como cartón bituminoso, planchas de asbesto-cemento, calaminas, etc.

1. Estructuras de un piso: 10.7 kg por $m^2$ de área techada
2. Estructuras de dos pisos:
   - Segundo nivel: 16.1 kg por $m^2$ de área techada en el 2o. nivel
   - Primer nivel: 16.1 kg por $m^2$ de área total techada

B. Edificaciones con coberturas pesadas de tejas o similares

1. Estructuras de un piso: 29.5 kg por $m^2$ de área techada
2. Estructuras de dos pisos:
   - Segundo nivel: 29.8 kg por $m^2$ de área techada en el 2o. nivel
   - Primer nivel: 22 kg por $m^2$ de área total techada

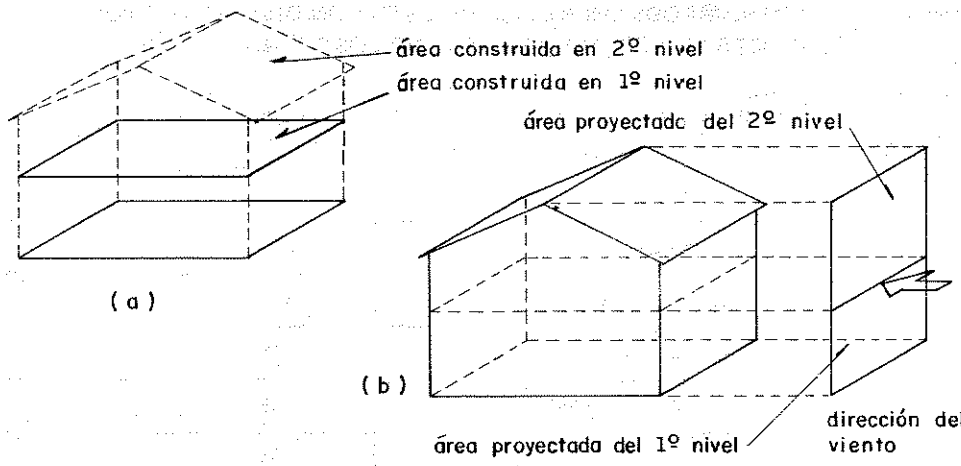



Figura 10.5 Areas para el cálculo de la fuerza cortante actuante en muros

**Viento.**– Para determinar la fuerza cortante debida a cargas de viento se multiplican, en cada dirección, los coeficientes de la Tabla 10.10 por el área proyectada.

$$V_{\text{actuante, viento}} = \text{Coeficiente (Tabla 10.10) x Area Proyectada}$$

El área proyectada es la obtenida de la proyección de la edificación sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. (Fig. 10.5.b)

## TABLA 10.10 COEFICIENTES PARA DETERMINAR LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE POR VIENTO

1. Estructuras de un piso: 21 kg por $m^2$ de área proyectada
2. Estructuras de dos pisos:
   - Segundo nivel: 21 kg por $m^2$ de área proyectada correspondiente al segundo nivel.
   - Primer nivel: 31 kg por $m^2$ de área proyectada total

Estos coeficientes son aplicables para una velocidad del viento de 75 km/hora.
Si la velocidad de diseño es de 100 km/hora multiplicar estos valores por 1.78
Si la velocidad de diseño es de 125 km/hora multiplicar estos valores por 2.78

# PARTE II: COMENTARIOS

## 10.1 INTRODUCCION

Los elementos de pisos, techos o paredes, pueden ser diseñados para actuar en conjunto como diafragmas o muros de corte. Es necesario enfatizar que estos componentes constructivoz, diseñados para resistir cargas verticales, no son necesariamente adecuados para resistir fuerzas cortantes en su plano, debiendo algunos de sus elementos verificarse para este efecto y posiblemente reforzarse.

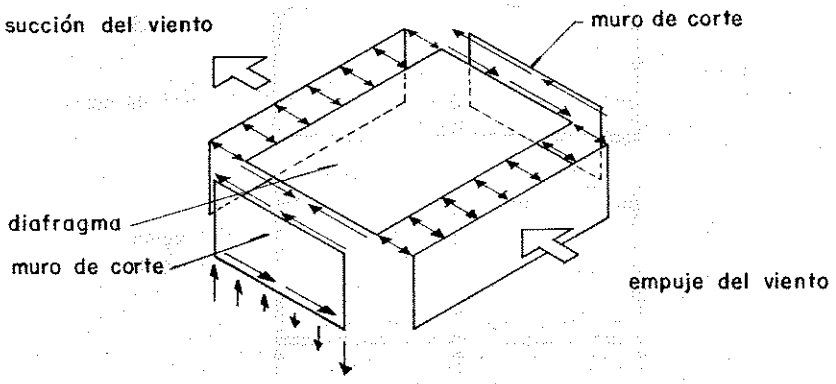



Figura 10.6 Acción de diafragmas y muros de corte

Los diafragmas que constituyen pisos o techos permiten distribuir las fuerzas laterales a los diversos elementos verticales resistentes, los que a su vez transmiten estas fuerzas a la cimentación. Por lo general, estos elementos verticales son muros de corte que constituyen las paredes de la edificación (Fig. 10.6).

El doble uso, arquitectónico y resistente, de los diafragmas y muros de corte permite lograr estructuras más eficientes y una mejor utilización del espacio, sobre todo cuando se trata de edificaciones medianas o pequeñas. En la mayor parte de los casos se utilizan, por razones de arquitectura, diafragmas y muros de corte en cantidad suficiente y adecuadamente distribuidos, que permiten satisfacer fácilmente los requisitos de rigidez y resistencia que se presentan en la Secc. 10.2. El diseño puede entonces reducirse a una verificación de condiciones simples, tales como las indicadas en la Secc. 10.3.

## 10.2 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

### 10.2.1 Consideraciones de Análisis

Para un análisis y diseño detallado de estructuras constituidas por diafragmas y muros de corte, se requiere determinar las fuerzas que actúan sobre cada uno de estos componentes por separado. Este proceso es más bien complicado y demanda un esfuerzo grande en proporción a la importancia de la edificación. El comportamiento de una estructura de este tipo depende en gran medida de la rigidez relativa de los diafragmas de piso u horizontales y los muros de corte o diafragmas verticales.

Si en una estructura simétrica los diafragmas horizontales fueran infinitamente rígidos, la fuerza tomada por cada muro de corte sería proporcional a su rigidez. Por otro lado, si los diafragmas horizontales no tuvieran rigidez cada muro soportaría separadamente la carga correspondiente a su área de influencia. La situación real está entre estos dos extremos, pero tratándose de estructuras de madera por lo general se aproxima más al caso en que los diafragmas no tienen rigidez (Fig. 10.7).

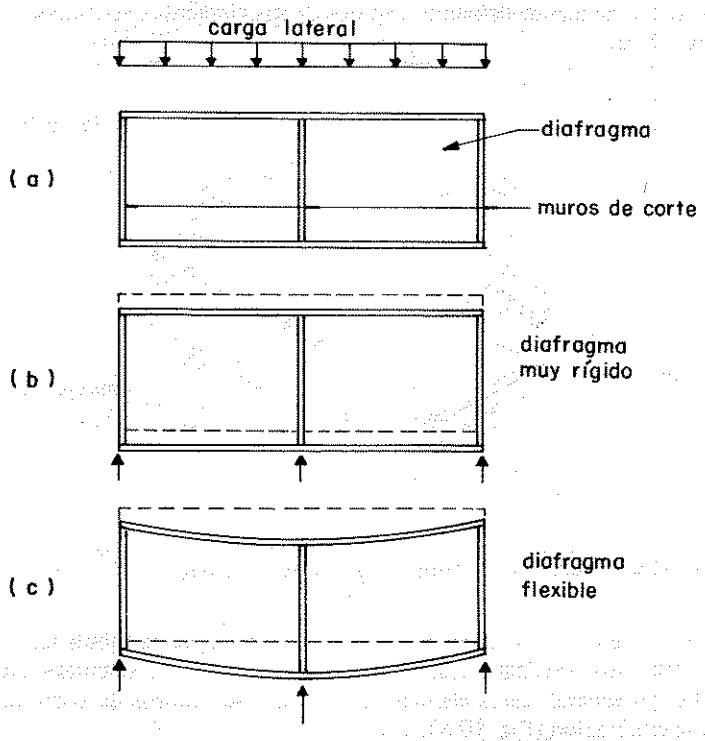



Figura 10.7 Influencia de la flexibilidad de diafragmas en la trasmisión de fuerzas horizontales

El análisis para el caso en que los diafragmas horizontales tienen una rigidez finita es bastante más complejo. Dada la relativa flexibilidad de los diafragmas de madera, es frecuente suponer que cada muro toma la carga que corresponde a su área de influencia. Sin embargo, el proyectista debe considerar cuidadosamente el posible efecto de la rigidez de los diafragmas en la distribución de las cargas laterales. Esto es particularmente importante en estructuras no simétricas (1).

Cuando no hay simetría en la estructura o en las cargas aplicadas, se producen efectos de torsión. En este caso los elementos perimetrales resultan más cargados y el diseño puede ser ineficiente. Para minimizar estos efectos debe reducirse la excentricidad de las fuerzas laterales con relación al centro de rigidez de los muros de corte. Esto puede lograrse cambiando o bien rigidizando algunos de los muros (Fig. 10.8).

## 10.3 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DE MUROS PARA CARGA LATERAL

Las recomendaciones de esta sección permiten verificar en forma simple si los muros o paredes de corte son adecuados para resistir las cargas laterales. Por lo general, las características y cantidad de estos muros son resultado de las consideraciones arquitectónicas.

Se establecen algunas limitaciones para el espaciamiento y la distribución de los muros. Estas tienen por objeto garantizar que las fuerzas cortantes en los diafragmas horizontales sean pequeñas y por lo tanto no sea necesario verificar su rigidez o resistencia.

En el procedimiento simplificado que se propone la resistencia se evalúa en función de la longitud total de los muros orientados en la dirección en que se está haciendo la verificación. Esta longitud se multiplica por la resistencia unitaria del respectivo tipo de panel o muro.

Los muros de distintas características tienen también rigideces distintas y las fuerzas que actúan sobre ellos no serán proporcionales a sus longitudes únicamente sino a su rigidez total (que depende tanto de la longitud como del tipo de revestimiento). Esto implica que la resistencia nominal de los distintos muros será alcanzada a distintos niveles de deformación por lo que es recomendable usar en una misma edificación muros con el mismo tipo de revestimiento o por lo menos en cada una de las direcciones principales de la edificación.

Para el caso de rigideces distintas se puede seguir el siguiente procedimiento:

- Dividir la fuerza cortante total entre la suma de rigideces de los muros (en cada dirección). Esto permite estimar el desplazamiento horizontal (de la solera superior relativo a la solera inferior).
- Para cada muro: multiplicar el desplazamiento horizontal por su rigidez. Esta es la fuerza que actúa sobre el muro, la cual debe ser menor que su resistencia.

### 10.3.1 Determinación de la Fuerza Cortante Resistente

Las tablas de resistencia por unidad de longitud (Tabla 10.1 a 10.8) para muros con distintos tipos de revestimiento están basadas en ensayos de laboratorio llevados a cabo en el Laboratorio Andino de Ingeniería de la Madera (LADIMA). Estos incluyen dos programas de ensayos (4,5) con paneles de 2.40 x 2.40 m. La resistencia unitaria que se consigna en cada una de las Tablas ha sido obtenida dividiendo el valor de la carga máxima del promedio de los ensayos por un factor de carga de 1.5 y multiplicada por un factor de reducción de resistencia de 0.7 Adicionalmente este valor ha sido dividido por la longitud del especimen de ensayo, 2.4 m.

El valor de la rigidez por unidad de longitud de muro que se presenta en las Tablas corresponde a una deformación relativa de h/1200. Esta es una rigidez inicial válida para deformaciones de servicio normales y puede usarse tanto para determinar estas deformaciones como para distribuir las fuerzas cortantes en muros de distinto tipo.

El comportamiento bajo cargas laterales de muros de corte o su mecanismo resistente varía con el tipo de revestimiento. Los muros entramados cuyo revestimiento es de enlucidos o revoques colocados sobre bases clavadas al muro se comportan como una sola unidad al ser sometidos a carga lateral. Es decir, como si fueran un tablero de toda la dimensión del muro. La resistencia a la fuerza cortante es provista por los clavos que sujetan la base al entramado en la forma que se indica en la Fig. 10.9. Al ser sometidos a ensayos destructivos estos revestimientos fallan por lo general por rotura diagonal del material del revoque. Cuando éste es poco resistente, las deformaciones para las cargas admisibles pueden ser excesivas, por lo que podría ser conveniente la colocación de riostras adecuadamente unidas a las soleras.

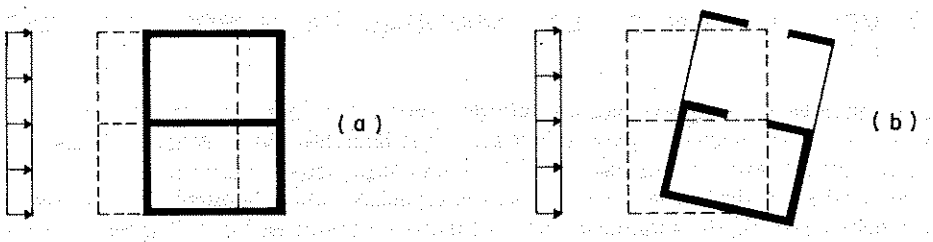



Figura 10.8 Efecto torsional por asimetría de muros

Desde el punto de vista práctico es conveniente hacer algunas simplificaciones que permitan evaluar las cargas que actúan sobre cada muro de corte.

Para edificaciones pequeñas en las que se puede limitar la distancia entre muros y distribuirlos más o menos uniformemente, es posible suponer que la estructura del techo actúa como un diafragma rígido (Fig. 10.7.b). Esto permite distribuir la fuerza cortante total proporcionalmente a las rigideces de los muros, que cuando son todos de las mismas características son proporcionales a su longitud. En esta hipótesis se basa el procedimiento de diseño que se presenta en las recomendaciones.

Cuando los muros son de características distintas, lo más apropiado sería distribuir la fuerza cortante total proporcional a la rigidez de cada muro. Esta es igual a su longitud multiplicada por su rigidez unitaria. Este último valor puede leerse de las Tablas 10.1 a 10.8.

Si la hipótesis del diafragma rígido no se cumple, la fuerza que actúa sobre cada muro será proporcional a su área de influencia.

## 10.2.2 Consideraciones de Diseño

Los diafragmas y muros de corte están constituidos por un entramado de viguetas o pie derechos, con elementos perimetrales y riostras o rigidizadores intermedios, y por algún tipo de revestimiento (Fig. 10.1 y 10.2).

Las fuerzas cortantes son resistidas principalmente por el revestimiento y deben ser trasmitidas por los elementos de unión (clavos) entre éstos y el entramado. Como las relaciones entre las fuerzas y desplazamientos de los elementos de unión son marcadamente no lineales, el comportamiento de un diafragma o muro de corte es bastante complejo; por esto es conveniente basar el diseño en resultados experimentales de componentes a escala natural.

En los entrepisos, las dimensiones y calidad de las viguetas y aún del entablado están determinadas por los efectos de flexión producidos por las cargas verticales. Las cargas laterales influyen poco en el diseño de estos elementos. Comparativamente los muros de corte resisten fuerzas laterales relativamente más importantes. Estas deben ser resistidas principalmente por el revestimiento o por un entramado debidamente arriostrado. Los pie derechos deben además soportar las cargas verticales y aquellas horizontales (viento por ejemplo) perpendiculares al muro. Sin embargo, los esfuerzos en los pie-derechos son habitualmente pequeños y sus dimensiones no están determinadas por las fuerzas cortantes en el plano.

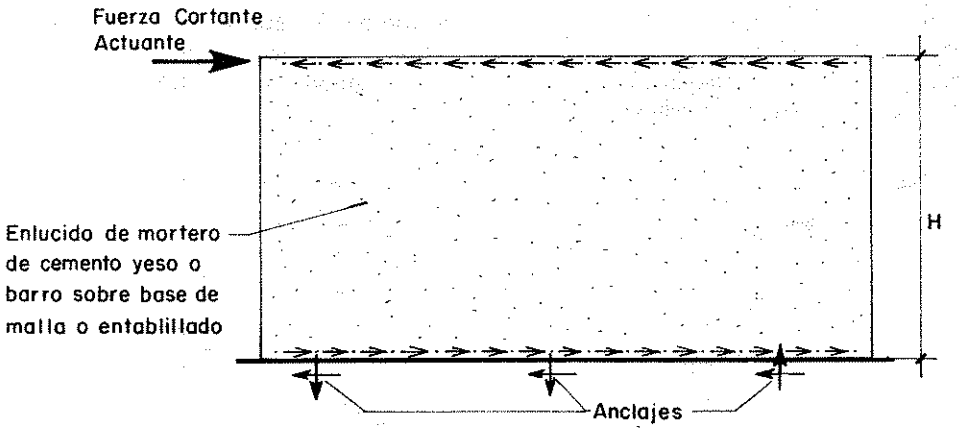



Figura 10.9 Comportamiento bajo carga lateral de un muro revestido con entablillado de madera o caña, malla metálica o similar enlucido con mortero

Los muros entramados construidos con madera contrachapada, tableros de partículas, o materiales similares resisten las fuerzas cortantes a través del revestimiento. Al cargar el panel con una fuerza cortante en su parte superior, los tableros por su gran rigidez, restringen la deformación del entramado en el plano del muro, sujetándolo a través de los clavos que lo unen al mismo. Las fuerzas resistentes de cada clavo se distribuyen como se muestra en la Fig. 10.10. Los pie-derechos y soleras sirven de elementos de conexión con otros muros similares u otras partes de la estructura, y evitan el pandeo lateral del revestimiento. Como las fuerzas son siempre aplicadas a través del entramado, la resistencia y rigidez de estos paneles depende, para un mismo tablero, de los elementos de unión (clavos) entre el entramado y el revestimiento. Por lo general, son justamente estos elementos de unión los que limitan las cargas admisibles. Agregando más clavos se consiguen mejoras sustanciales en las característica de resistencia y rigidez de los muros.

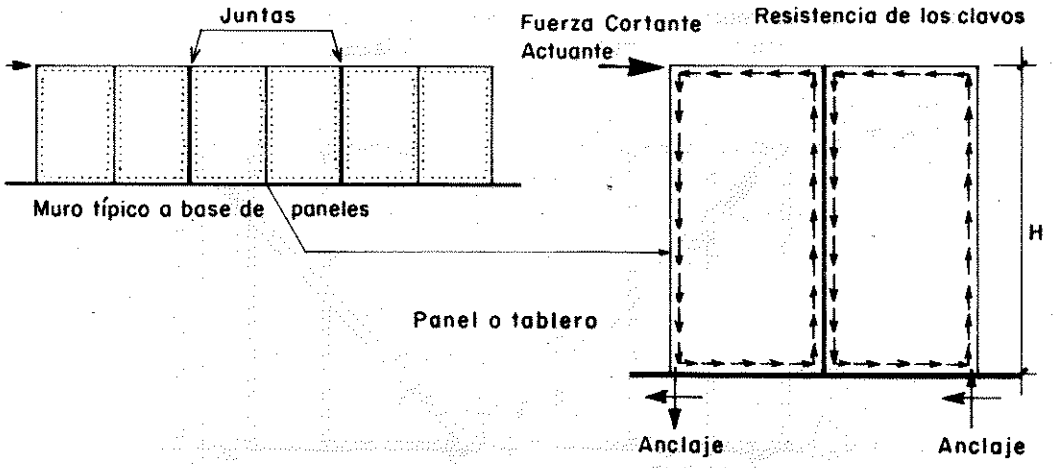



Figura 10.10 Comportamiento bajo carga lateral de un muro revestido con tableros de contrachapado o aglomerado

Los muros con entablado horizontal o vertical son por lo general poco económicos e ineficientes desde el punto de vista estructural ya que su resistencia y rigidez depende casi exclusivamente de los momentos que se generan en los grupos de clavos (Fig. 10.11) que unen cada tabla a los pie derechos.

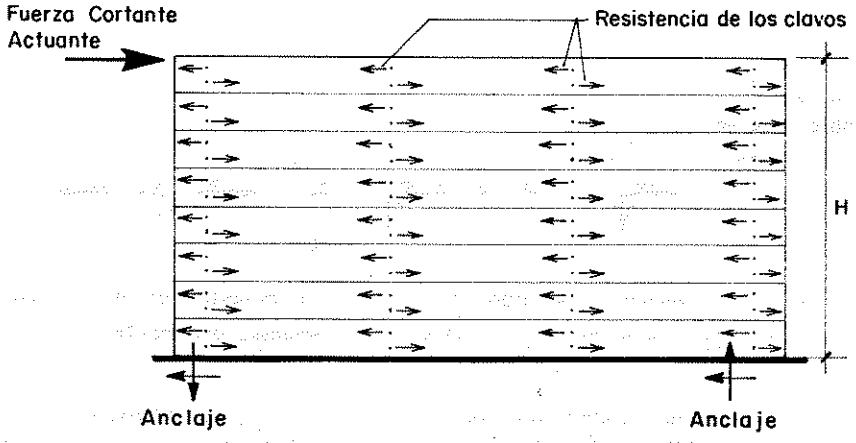



Figura 10.11 Comportamiento bajo carga lateral de un muro revestido con entablado

El entablado trabaja más eficientemente si se coloca en una dirección inclinada a 45° con los pie-derechos. El panel funciona entonces como un conjunto de cerchas o armaduras. El espaciamiento de los pie-derechos es también importante en este caso, ya que controla la longitud efectiva de los elementos del entablado. Sin embargo este revestimiento tiene un costo significativamente mayor.

Los muros con riostras resisten las fuerzas cortantes a través del triangulado que se forma entre éstas y las soleras (Fig. 10.12). Sin embargo la capacidad máxima de las riostras está limitada por la resistencia al pandeo –cuando la riostra está comprimida– y por la resistencia de los clavos extremos cuando la riostra está traccionada. La eficiencia de las riostras es inferior a la de revestimientos unidos al entramado, siendo preferible aprovechar la acción de conjunto que proveen estos revestimientos para resistir la carga lateral.

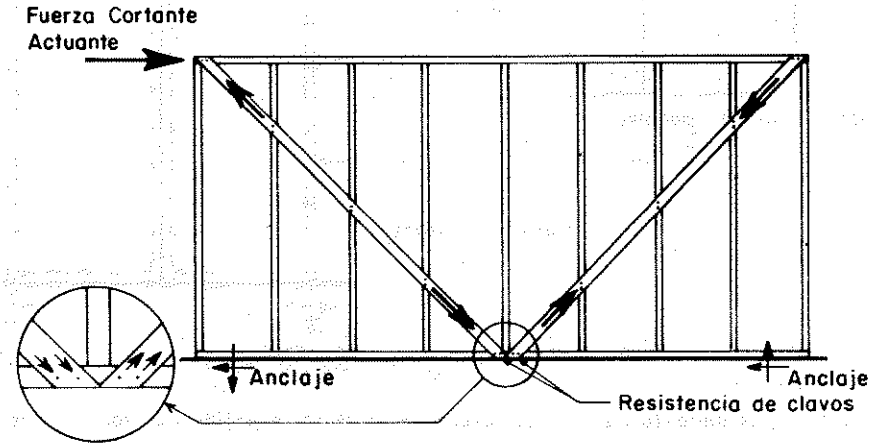



Figura 10.12 Comportamiento bajo carga lateral de muros entramados arriostrados

Las riostras deben ser encajadas –no cortadas– en los pie-derechos. Las riostras continuas, colocadas formando ángulos entre 45º y 60º con las soleras, son más eficientes que las riostras en K, ya que con este último sistema pueden producirse esfuerzos excesivos en los pie-derechos.

### 10.3.2 Determinación de la Fuerza Cortante Actuante

Las fuerzas sísmicas son función del peso de la edificación. Para un tipo determinado de construcción el peso es aproximadamente proporcional al área construida. Por lo tanto, es posible expresar las cargas de sismo como el producto del área construida por ciertos coeficientes (3). Estos se indican en la Tabla. 10.9.

Los coeficientes de la Tabla 10.9 han sido determinados considerando fuerzas cortantes del orden de 10% del peso. Se consideran dos tipos de coberturas: livianas y pesadas. Los pesos que se han supuesto para cada una incluyendo muros de altura normal y 25%de la sobrecarga de servicio son:

| | | |
|---|---|---|
| – Edificaciones livianas : | techo del 2o. piso | 107 kg/m$^2$ |
| | entrepiso | 215 kg/m$^2$ |
| – Edificaciones pesadas : | techo del 2o piso | 225 kg/m$^2$ |
| | entrepiso | 215 kg/m$^2$ |

Para edificaciones de un piso se han considerado los pesos correspondientes al techo del 2o. piso.

Se recomienda considerar coeficientes sísmicos más altos para estructuras construidas sobre un medio muy flexible. Tal es el caso de estratos profundos de suelos granulares sueltos o de suelos cohesivos medianos o blandos. Estos tienden a amplificar el movimiento sísmico en el rango de períodos que corresponde a los períodos fundamentales de estructuras de madera de uno o dos pisos.

Las cargas de viento deben tratarse en forma similar. Las fuerzas son en este caso aproximadamente proporcionales al área de la proyección de la edificación sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. Los coeficientes correspondientes, que figuran en la Tabla 10.10, han sido obtenidos considerando una velocidad del viento de 75 km/hora y las recomendaciones de la Tabla 13.20 de este Manual, que han sido tomadas de la American Society of Civil Engineers (Ref. 1, Cap. 13). Para otras condiciones, debe tenerse presente que estos coeficientes son proporcionales al cuadrado de la velocidad del viento.

## PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO

### 10.4 EJEMPLO DE VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE UNA CASA CONTRA SISMOS O VIENTO

El procedimiento recomendado es de verificación y no de diseño. Es decir, conociéndose como resultado del diseño arquitectónico, el tipo de muro que se usará como tabique y la distribución en planta de éstos, se determinará si la longitud de muros según una dirección dada es suficiente para resistir fuerzas laterales de sismo o viento. Estas últimas obtenidas de las recomendaciones de la Sección 10.3. El procedimiento que se sigue es el indicado al inicio del Capítulo.

1. Considérese la planta de la casa mostrada en el Capítulo 14 de Representación Gráfica. Los muros resistentes y las direcciones ortogonales principales son mostradas en la Fig. 10.13. Nótese que los espacios ocupados por puertas y ventanas no se consideran como resistentes.

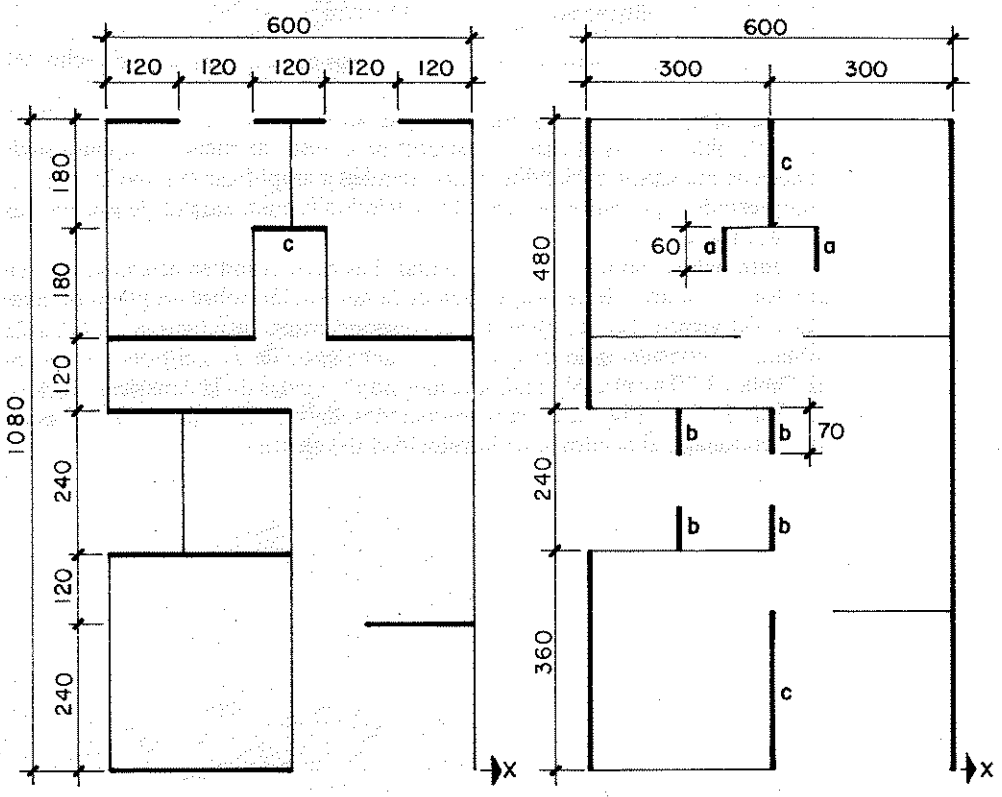



Figura 10.13

2. Los muros están formados por pie-derechos de 4 cm x 9 cm, espaciados a cada 60 cm y el revestimiento es de tableros de madera-cemento de 8 mm de espesor, colocado a un solo lado.

   Las longitudes de los muros son:

   – Dirección transversal (Eje X) = 19.20 m
   – Dirección longitudinal (Eje Y) = 18.00 m

   Los muros designados con a y b en la figura 10.13b (Eje Y) no han sido considerados debido a que la relación altura/longitud es mayor que 2 (240/60 = 4, ver Secc. 10.3). Similarmente los muros designados con c, no han sido considerados resistentes debido a que no se encuentran unidos estructuralmente al techo, ya que la estructura del mismo está formada por armaduras apoyadas solamente en los muros perimetrales.

   Los espaciamientos entre muros son menores de 4 m.

3. La resistencia de los muros con revestimiento de tableros de astillas de madera aglomerada con cemento está consignada en la Tabla 10.4, caso 6. Todos los muros presentan las mismas características de revestimiento, por consiguiente bastará multiplicar la longitud total de muros en cada dirección para determinar la resistencia total.

   Resistencia unitaria del muro: 420 kg/m
   Resistencia total:

   – Dirección transversal (Eje X) = 420 x 19.2 = 8,064 kg
   – Dirección longitudinal (Eje Y) = 420 x 18.0 = 7,560 kg

4. La fuerza cortante debida a sismo o viento debe ser determinada de acuerdo a los reglamentos de diseño o construcción vigentes en la zona donde se encuentra la edificación. Sin embargo cuando no se disponga de normas pueden usarse los valores de las Tablas 10.9 y 10.10. Estos coeficientes permiten determinar aproximadamente, fuerzas de sismo o viento en función del área techada –para el sismo– y del área proyectada vertical para el viento.

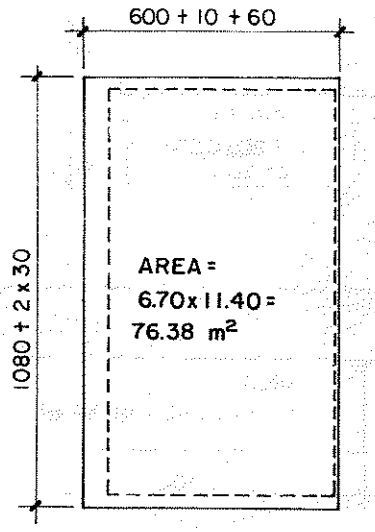



Figura 10.14

**Fuerza Sismica.–**

La fuerza sísmica se determina multiplicando el área construida por los factores de la Tabla 10.9. Estos varían dependiendo de si la edificación es de uno o dos pisos y del tipo de cobertura.
En el caso del ejemplo en consideración, la cobertura es de planchas de asbesto-cemento. Según la Tabla 10.9 se la considera como cobertura liviana.

De la Fig. 10.14 puede determinarse el área techada. Incluyendo aleros el área es 76.38 $m^2$. De la Tabla 10.9 el factor de fuerza sísmica es para este caso 10.7 $kg/m^2$.

La fuerza sísmica actuante en ambas direcciones será:
10.7 $kg/m^2$ x 76.38 $m^2$ = 817 kg

**Fuerza de Viento.–**

La fuerza de viento puede determinarse usando la Tabla 10.10 y el área proyectada en un plano vertical, en cada dirección. De la Fig. 10.15

- Area proyectada, dirección longitudinal (Eje X) = 4.2 x 10.80 = 45.36 $m^2$
- Area proyectada, dirección transversal (Eje Y) = 4.2 x 6.00 = 25.20 $m^2$

De la Tabla 10.10 y para el caso de estructuras de un solo piso, se tiene un factor de 21 $kg/m^2$. La fuerza cortante de viento será

- Dirección transversal (Eje X) = 21 x 45.36 = 953 kg
- Dirección longitudinal (Eje Y) = 21 x 25.20 = 529 kg

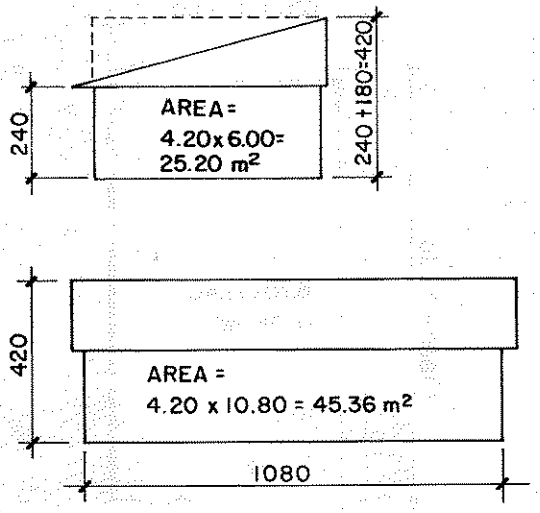



Figura 10.15

5. Con las fuerzas cortantes actuantes de sismo o viento se verifica que sean menores que la fuerza cortante resistente.

   Eje X

- Fuerza resistente x 8,064 kg > Fuerza actuante viento = 953 kg
- Fuerza resistente x 8,064 kg > Fuerza actuante sismo = 817 kg

   Eje Y

- Fuerza resistente = 7,560 kg > Fuerza actuante viento = 529 kg
- Fuerza resistente = 7,560 kg > Fuerza actuante sismo = 817 kg

   De no ser así, será necesario tomar cualquiera de las siguientes alternativas: incrementar la longitud de muros resistentes en la dirección necesaria, cambiar los revestimientos de los muros para conseguir mayor rigidez o resistencia, modificar las características de los entramados en espaciamiento de pie derechos, proveyéndolos de riostras y/o modificando la forma de sujeción del revestimiento al entramado. Una rápida observación de las Tablas 10.1 a 10.8 puede dar una idea de la resistencia relativa de los muros según varíen estas características, seleccionando la combinación de revestimiento y entramado que satisfaga las necesidades del diseño.

**PARTE I: RECOMENDACIONES**

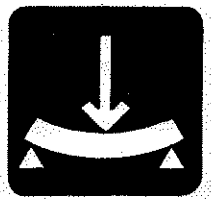

11.1 Formas y Proporciones
11.2 Tipos de Elementos
11.3 Tipos de Uniones
11.4 Requisitos de Resistencia y Rigidez
  11.4.1 Cargas
  11.4.2 Deflexiones
11.5 Criterios de Diseño
  11.5.1 Hipótesis Usuales
  11.5.2 Longitud Efectiva
  11.5.3 Esbeltez
  11.5.4 Cuerdas con Carga en el Tramo
11.6 Estabilidad y Arriostramiento


**PARTE II: COMENTARIOS**


11.1 Formas y Proporciones
11.2 Tipos de Elementos
11.3 Tipos de Uniones
11.4 Requisitos de Resistencia y Rigidez
  11.4.1 Cargas
  11.4.2 Deflexiones
11.5 Criterios de Diseño
  11.5.1 Hipótesis
  11.5.2 Longitud Efectiva
  11.5.3 Esbeltez
  11.5.4 Cuerdas con Carga en el Tramo
11.6 Estabilidad y Arriostramiento


**PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO**


11.7 Ejemplo de Cálculo de Fuerzas y Longitudes
11.8 Diseño de una Armadura
11.9 Ejemplo de Diseño de una Cuerda Doble
11.10 Coeficientes de Longitud y Carga (Tabla 11.3)
11.11 Diseños Estándar

# 11
# Armaduras Ligeras

## PARTE I: RECOMENDACIONES

Las armaduras de madera presentan grandes ventajas para la solución de coberturas de casas por su posibilidad de cubrir luces mayores que usando sistemas a base de viguetas, lo que posibilita una mayor flexibilidad en el diseño arquitectónico, evitando la construcción de paneles interiores portantes. El relativo poco peso las hace más manejables en el montaje que otros sistemas; asimismo, mediante armaduras es posible utilizar maderas cortas que en el mercado son más económicas. Estas características hacen de las armaduras un sistema de uso generalizado para la construcción de techos de casas de madera.

Como parte de los programas de investigación de componentes estructurales llevados a cabo por los países del Grupo Andino, dentro del Estudio Integral de la Madera para la Construcción, se han ensayado alrededor de 200 armaduras prediseñadas para facilitar al proyectista una solución directa a sus condiciones de carga, pendiente y luz.

En la Sección III de este capítulo (Tablas 11.4 y siguientes) se presentan 24 alternativas de armaduras tipo W para tres condiciones de carga diferentes, con elementos dobles o simples en las cuerdas o bridas y con uniones clavadas con y sin cartelas de refuerzo.

Como los diseños propuestos cubren solamente una gama de las posibilidades que puede encontrar el diseñador se ha considerado conveniente incluir la información básica de diseño para armaduras ligeras, que forma el cuerpo principal de estas recomendaciones. Estas son aplicables principalmente a cerchas o armaduras de hasta 12 m de luz de uso residencial o para edificaciones pequeñas.

## 11.1 FORMAS Y PROPORCIONES

En general hay dos aspectos que considerar en el dimensionamiento inicial de una armadura: La forma exterior o contorno, que para una luz determinada se refiere a la altura de la armadura o su pendiente, y la distribución interna de las barras, que es función de su máxima longitud recomendable y la necesidad de su triangulación para trasmitir las cargas a los apoyos. La ubicación de las correas que reciben la cobertura influye también en la ubicación de los nudos y por consiguiente en el número de paños.

La forma o contorno exterior depende del tipo de cobertura, las condiciones arquitectónicas de la estructura y de la luz por cubrir. Para evitar en lo posible esfuerzos por flexión de la cuerda superior es conveniente la ubicación de los nudos directamente debajo de las correas. Asimismo, para evitar el uso de secciones pesadas en esta misma cuerda, es recomendable que la longitud de estos elementos no exceda los 2.5 m.

En la Fig. 11.1 se muestran algunas de las formas más comunes en armaduras de madera y que tienen un rango de luces económico desde los 6 a los 12 m. Debe considerarse que estas recomendaciones se refieren principalmente a armaduras ligeras. Sin embargo, es posible diseñar armaduras de madera para cubrir luces mayores, haciendo uso de otras configuraciones, tipos de elementos y detalles constructivos.

**Pendiente.-** La pendiente de una armadura se define como la inclinación de sus aguas, o sea el ángulo que hace la cobertura con la horizontal.

Se expresa generalmente como fracción:

$$\frac{h}{L} = \text{pendiente} = \frac{\text{altura de la armadura}}{\text{longitud del tramo horizontal considerado}}$$

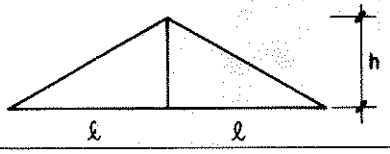
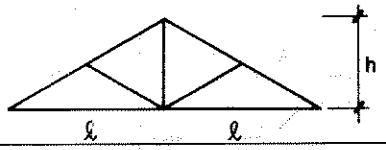
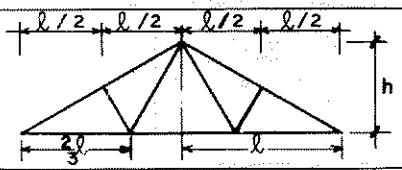
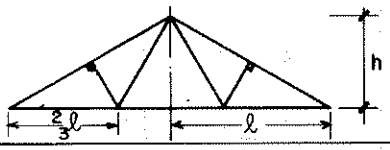
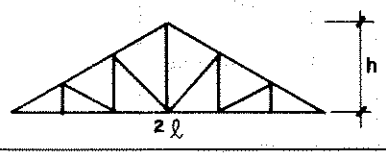
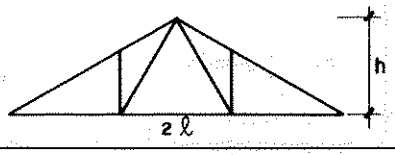
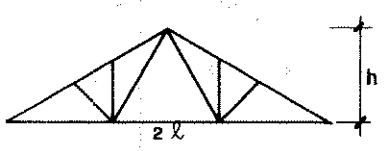
| FORMA | LUCES APROPIADAS, m | $\frac{h}{\ell}$ |
|---|---|---|
|   A o Montante maestro | 4 - 9 | $\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$ |
|   Montante maestro | 4 - 9 | $\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$ |
|   W | 4 - 9 | $\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$ |
|   W (diagonal ⊥ a cuerda) | 4 - 9 | $\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$ |
|   Howe | 6 - 12 o más (con más paños) | $\frac{1}{4} - \frac{5}{12}$ |
|   Pratt | 8 - 12 o más (con más paños) | $\frac{1}{3} - \frac{1}{2}$ |
|   Abanico | 6 - 12 | $\frac{1}{3} - \frac{1}{2}$ |

Figura 11.1 Proporciones y luces recomendables en armaduras de madera

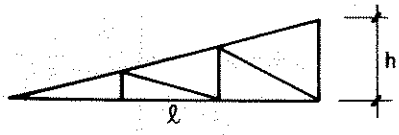
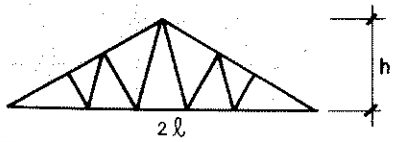
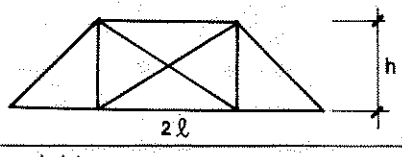
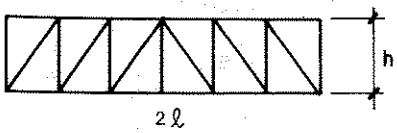
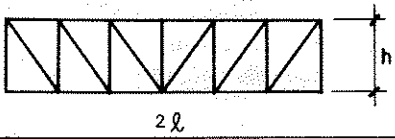
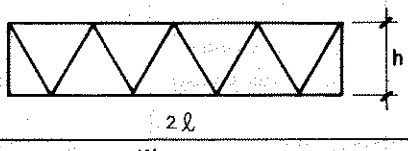
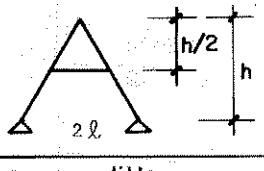
| FORMA | LUCES APROPIADAS, m | $\frac{h}{\ell}$ |
|---|---|---|
|   | 4 - 8 | $\frac{1}{4} - \frac{1}{1.5}$ |
| diente de sierra | | |
|   | 6 - 12 | $\frac{1}{4} - \frac{1}{3}$ |
| Belga | | |
|   | 4 - 9 | $\frac{1}{4} - \frac{1}{3}$ |
| doble montante maestro | | |
|   | 8 - 12 | $\frac{1}{10} - \frac{1}{6}$ |
| Howe de cuerdas pararelas | | |
|   | 8 - 12 o más | $\frac{1}{10} - \frac{1}{6}$ |
| Pratt | | |
|   | 8 - 12 o más | $\frac{1}{10} - \frac{1}{6}$ |
| Warren | | |
|   | 4 - 12 | $\frac{1}{2} - \frac{1}{1}$ |
| par y nudillo | | |

Figura 11.1 Proporciones y luces recomendables en armaduras de madera (cont.)

Cuando una armadura no es simétrica, cada tramo será medido desde la cumbrera hasta los apoyos.

Considerando los diferentes factores involucrados, la pendiente 1/2 es por lo general más económica. Esta puede ser excesiva para la arquitectura moderna por lo que más difusión encuentra últimamente la pendiente 5/12. (1). En la Tabla 11.3 se consignan valores de coeficientes para el cálculo de fuerzas para estas dos pendientes y otras menores de 1/3 y 1/4.

**Espaciamiento.**- El espaciamiento más económico depende del costo relativo de las armaduras, de las correas y cobertura. Es conveniente usar el mayor espaciamiento entre armaduras porque resulta por lo general, en el diseño más económico. El incremento en costo (en la armadura) por mayor espaciamiento es mínimo comparado con el ahorro por área cubierta.

Debe usarse por lo general aquel espaciamiento igual a la máxima luz que cubran las correas más económicas.

**Configuración interna.**- La configuración de los elementos internos de la armadura debe resultar en paños tales que reduzcan el número de nudos. Por otro lado, los nudos deben también reducirse a un mínimo debido al alto costo de mano de obra involucrado en su fabricación total. Debe considerarse además:

- Que la esbeltez de los elementos en compresión (cuerdas y diagonales o montantes) no debe ser excesiva, ya que la capacidad de carga disminuye rápidamente con el increcremento de esbeltez.
- Que la flexión en las cuerdas superiores, debido a cargas en el tramo, no debe ser excesiva ya que el efecto magnificador de la presencia simultánea de la carga axial en la barra la hace más desfavorable aún.
- Que el ángulo interno entre cuerdas y entre éstas y las diagonales no sea muy pequeño, porque esto resulta en fuerzas muy grandes en las respectivas barras y requiere uniones excesivamente reforzadas. Este problema es crítico en las uniones extremas de armaduras a dos aguas.

## 11.2 TIPOS DE ELEMENTOS

En armaduras de madera se usan normalmente elementos simples y múltiples. Para armaduras ligeras los más comunes se limitan a elementos de una o dos piezas paralelas. Para armaduras de mayores dimensiones se usa una variedad de combinaciones de elementos de diversas características (2,3).

La combinación más apropiada de elementos depende de la magnitud de las cargas, de las luces por cubrir y de las conexiones adoptadas. Para armaduras con cargas livianas se usan todos los elementos de una sola pieza sólida de madera. Estos requieren cartelas de refuerzo en las uniones (Fig. 11.2a). Si las cargas son algo mayores, se combinan las diagonales y montantes de piezas simples con cuerdas dobles (Ver Fig. 11.2b y d) o viceversa. También pueden usarse cuerdas y diagonales dobles, lo que requiere cartelas interiores de refuerzo en las uniones (Fig. 11.2c) La ventaja al combinar elementos dobles y simples simultáneamente es la ausencia de cartelas en los nudos, realizando las uniones mediante clavos o pernos que unen directamente los elementos. Por otro lado, las cuerdas superiores dobles ofrecen un mejor apoyo a las correas y una mayor capacidad al pandeo fuera del plano en la zona comprimida.

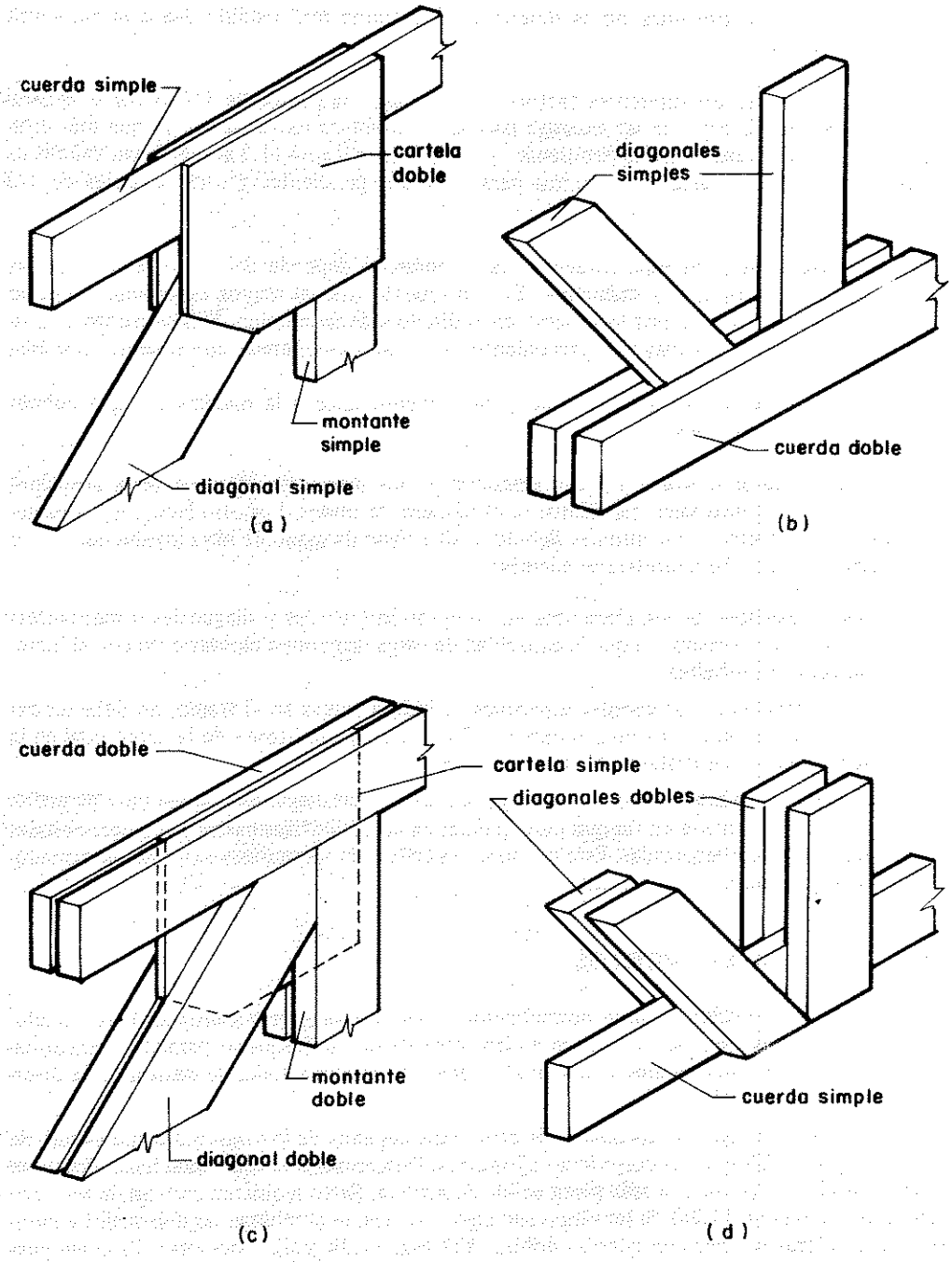
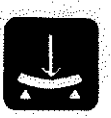



Figura II.2 Tipos de elementos



## 11.3 TIPOS DE UNIONES

Las figuras 11.3 ilustran diferentes posibilidades de solucionar los nudos de las cuatro armaduras más comunes usadas en la construcción con madera.

En el diseño de los nudos se consideran soluciones con clavos y pernos, así como refuerzos en las barras tales como cartelas, de madera sólida o contrachapada, pletinas, bloques de refuerzo.

Estas soluciones constituyen sólo una pauta en el proceso de diseño de la armadura y deben sustentarse en los otros factores involucrados, como dimensiones de las barras, colocación de los elementos de unión, dirección de las fuerzas en relación al grano de la madera, etc.

## 11.4 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

### 11.4.1 Cargas

Las armaduras deben diseñarse para soportar todas las cargas aplicadas, según se especifica en el Cap. 7, cuando sea necesario se deben considerar cargas de montaje u otras cargas especiales. En caso de que la cuerda inferior soporte un cielo raso se debe considerar una carga mínima de 30 kg/m$^2$.

### 11.4.2 Deflexiones

Las condiciones de carga de la armadura que se consideren en el cálculo de sus deflexiones deben satisfacer los criterios recomendados en el Capítulo 8 (Secc. 8.2).

En el caso en que la armadura soporte un cielo raso de yeso u otros acabados que pudieran ser afectados en forma similar por las deformaciones, se debe verificar que las barras que constituyen la cuerda inferior cumplan con los requisitos de deflexión máxima admisible presentados en el Cap. 8.

El cálculo de deflexiones en las armaduras se basará en los métodos de análisis habituales en la buena práctica de la ingeniería. Estas son deflexiones elásticas correspondientes al cálculo por métodos de trabajos virtuales que suponen las uniones como articulaciones perfectas e indeformables. Sin embargo, en armaduras de madera, los nudos –empernados o clavados– se deforman, contribuyendo a incrementar la deformación final. Además todas las deformaciones crecen con el tiempo debido a cambios en el contenido de humedad de la madera. Estas consideraciones deben tomarse en cuenta al verificar la tolerancia de deformaciones (Ver Parte II: Comentarios).

En el caso de que el espaciamiento entre armaduras sea igual o menor que 60 cm se recomienda considerar como módulo de elasticidad el $E_{promedio}$, en caso contrario, se deberá considerar el módulo de elasticidad mínimo $E_{mín}$.

En las armaduras ligeras generalmente no se considera la contraflecha, pero si por una razón específica, es necesaria, se recomienda que sea del orden de 1/300 de la luz de la armadura.

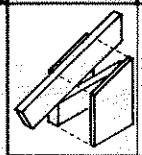
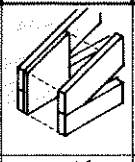
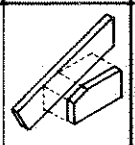
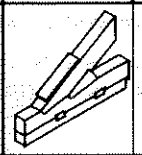
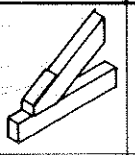
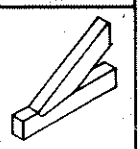
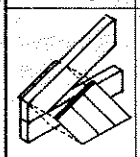
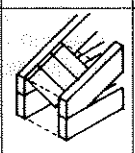
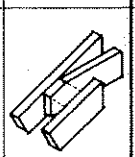
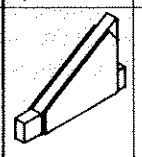
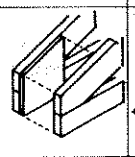
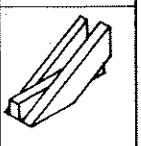
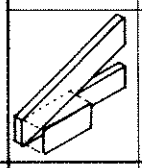
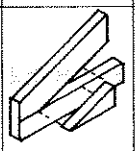
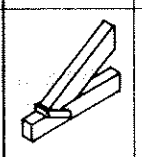
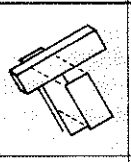
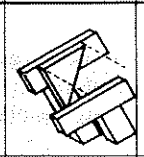
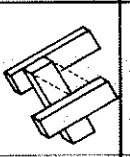
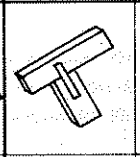
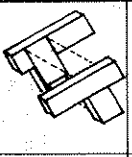
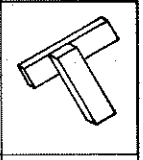
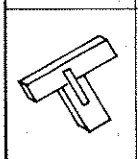
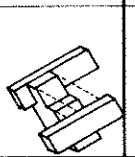
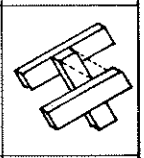
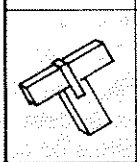
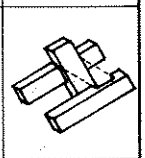
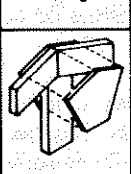
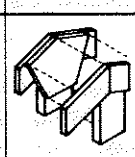
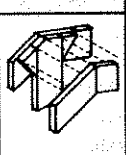
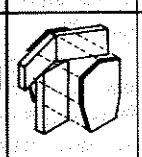
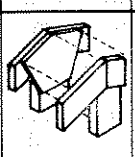
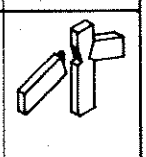
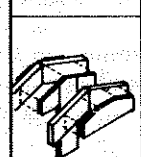
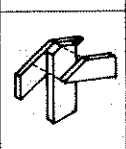
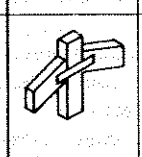
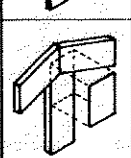
| TIPOS / UNION | CLAVADAS | | | EMPERNADAS | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | CON REFUERZO | | SIN REFUERZO | CON REFUERZO | | SIN REFUERZO |
| | EXTERIOR | INTERIOR | | EXTERIOR | INTERIOR | |
| UNION 1 |  |  |  |  |  |  |
| |  |  |  |  |  |  |
| |  |  | |  | | |
| UNION 2 |  |  |  |  |  |  |
| |  | |  | | |  |
| |  | | | | |  |
| UNION 3 |  |  |  |  |  |  |
| |  | |  |  | | |
| |  | | | | | |

Figura 11.3 Uniones

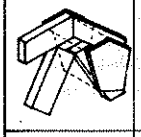
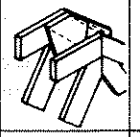
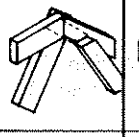
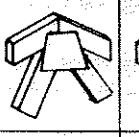
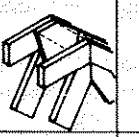
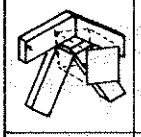
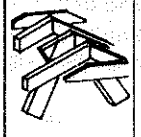
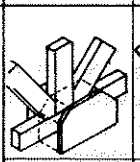
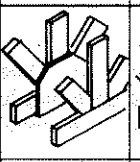
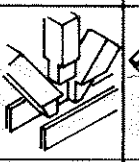
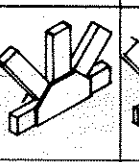
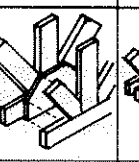
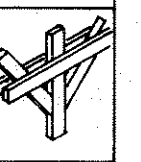
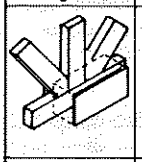
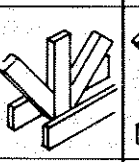
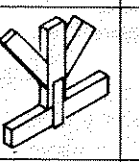
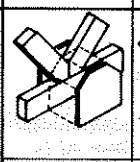
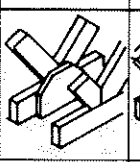
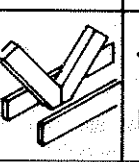
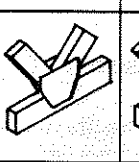
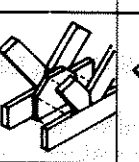
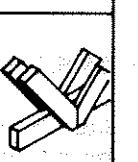
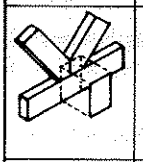
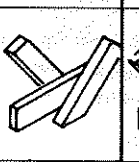
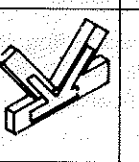
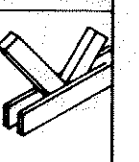
| TIPOS / UNION | CLAVADAS | | | EMPERNADAS | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | CON REFUERZO | | SIN REFUERZO | CON REFUERZO | | SIN REFUERZO |
| | EXTERIOR | INTERIOR | | EXTERIOR | INTERIOR | |
| UNION 4 |  |  |  |  |  | |
| |  | | | | | |
| |  | | | | | |
| UNION 5 |  |  |  |  |  |  |
| |  | |  |  | | |
| | | | | | | |
| UNION 6 |  |  |  |  |  |  |
| |  | |  |  | |  |
| | | | | | | |

Figura 11.3 Uniones (cont.)

## 11.5 CRITERIOS DE DISEÑO

Las cargas admisibles de los elementos se determinarán considerándolos como columnas según las recomendaciones del Cap. 9.

Los elementos sometidos a la acción de las fuerzas axiales y de flexión, deben ser diseñados a flexo–compresión o flexo–tracción según el sentido de la fuerza axial (Cap. 9, Secc. 9.8 y 9.9).

**Material.**– Es recomendable el uso de maderas del Grupo C, pues debido a su baja densidad son fáciles de clavar y livianas para su montaje. Maderas de otras especies de grupos más densos pueden usarse también con uniones ensambladas y/o empernadas.

**Dimensiones Mínimas.**– Las secciones de los elementos no deben ser menores de 6.5 cm de peralte y 4 cm de ancho (dimensiones reales secas), a menos que se usen cuerdas de elementos múltiples, en cuyo caso pueden considerarse anchos más pequeños.

Los elementos de unión deben cumplir con los requisitos que se presentan en el Cap. 12 (Secc. 12.2).

Se recomienda que en el caso de usar cartelas de madera contrachapada, ésta sea de un espesor no menor a 10 mm. De preferencia la densidad básica de la madera de las chapas debe ser mayor de 0.4 para permitir a los clavos desarrollar sus cargas de trabajo sin aplastar rápidamente la cartela. Si no se dispone de madera contrachapada de calidad estructural (fabricada con colas resistentes a la humedad) las cartelas de madera sólida son más recomendables.

**Esfuerzos Admisibles y Módulo de Elasticidad.**– En caso de que el espaciamiento entre armaduras sea de 60 cm o menos, los esfuerzos admisibles pueden ser incrementados en un 10 por ciento y se puede usar el módulo de elasticidad promedio, $E_{prom}$. En caso contrario, se considerarán los esfuerzos admisibles sin ningún incremento y el módulo de elasticidad mínimo, $E_{mín}$.

### 11.5.1 Hipótesis Usuales

Los elementos que constituyen las armaduras pueden ser considerados rectos de sección transversal uniforme, homogéneos y perfectamente ensamblados en las uniones.

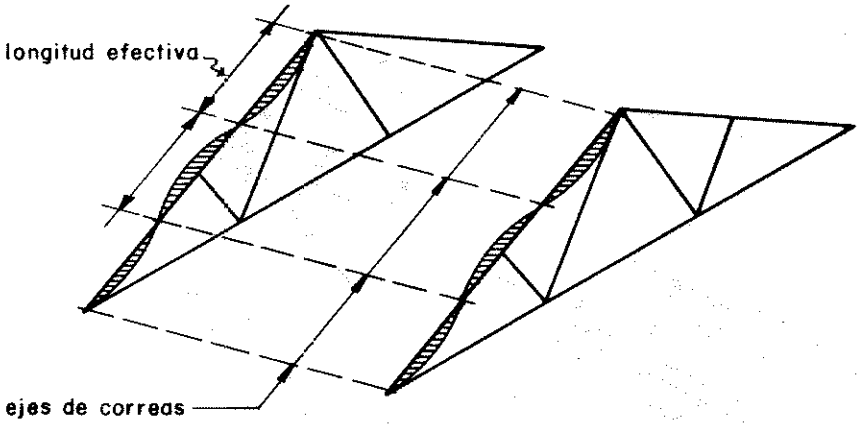
Las cargas de la cobertura se trasmiten a través de las correas. Estas a su vez pueden descansar directamente en los nudos o en los tramos entre nudos de la cuerda superior originando momentos flectores en estos elementos.

Las fuerzas axiales en las barras de la armadura pueden calcularse suponiendo las cargas aplicadas directamente en los nudos. Cuando éste no sea el caso, se podrá reemplazar la acción de las cargas repartidas por su efecto equivalente en cada nudo. Basta con suponer las cuerdas simplemente apoyadas en los nudos donde se desea concentrar su acción.

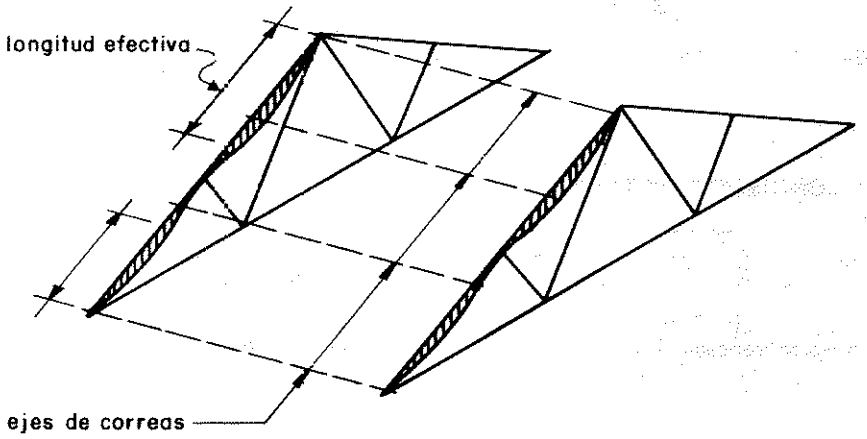
En las bridas o cuerdas superior e inferior los efectos de flexión debidos a las cargas en el tramo se superpondrán a las fuerzas axiales de tracción o compresión para diseñar los elementos como viga–columna.

### 11.5.2 Longitud Efectiva

La longitud efectiva de los distintos elementos de una armadura se determinará según lo estipulado en la Tabla 11.1 y las Figuras 11.4 y 11.5. Para las cuerdas o bridas superior e inferior deberán considerarse tanto la longitud efectiva fuera del plano como en el mismo plano de la armadura. Por lo general, estas dos longitudes efectivas son diferentes, ya que las condiciones de arriostramiento en ambas direcciones o planos son distintas.




a) Longitud efectiva fuera del plano




b) Longitud efectiva en el plano

Figura 11.4 Longitud efectiva en la cuerda superior de armaduras

### 11.5.3 Esbeltez

El valor máximo de la relación de esbeltez ($l_{ef}/d$) en el diseño de elementos sometidos a cargas axiales de compresión o tracción será de 50 y 80 respectivamente.

En el caso de cuerdas sometidas a compresión, se considerarán dos relaciones de esbeltez: una en el plano de la armadura y otra fuera del mismo. En el plano, la dimensión resistente al pandeo será el peralte o alto de la cuerda, h. Fuera del plano lo será el ancho de la escuadría, b si se trata de una sección única de madera sólida. Cuando se trata de cuerdas con más de una escuadría (elementos compuestos o múltiples) el ancho equivalente para el pandeo dependerá de la forma de conexión de los elementos múltiples y de sus espaciadores. (Ver Secc. 11.9). El diseño debe hacerse en función de la mayor relación de esbeltez que se presente, considerando a su vez la longitud efectiva en cada dirección. (Fig. 11.4).

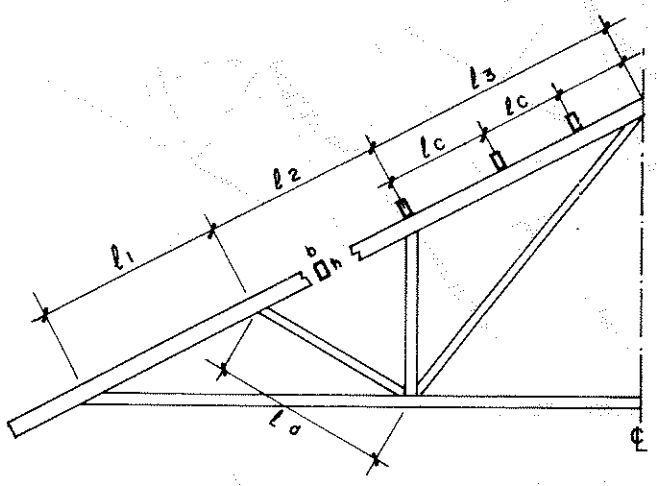



Figura 11.5 Longitudes para cálculo de $\ell_{ef}$ (Tabla 11.1)

## TABLA 11.1 LONGITUD EFECTIVA

| Elemento | d | $l_{ef}$ |
|---|---|---|
| Cuerda (en el plano de la armadura) | h | 0.4 $(l_1 + l_2)$* |
| | | ó |
| | | 0.4 $(l_2 + l_3)$* |
| Sector de cuerda entre correas (fuera del plano de la armadura) | b | $l_c$ |
| Montante o diagonal | b | 0.8 $l_d$ |

* Nota: Si la longitud efectiva de uno de ellos es menor que 0.8 de la longitud efectiva de la adyacente, se tomará como longitud efectiva de cálculo 0.9 de la longitud mayor, en caso contrario se tomará el mayor promedio de las luces adyacentes.

### 11.5.4 Cuerdas con Carga en el Tramo

Estos elementos deben diseñarse a flexo-compresión. Las cargas axiales son las obtenidas del análisis primario con cargas concentradas en los nudos y los momentos flectores determinados como se indica a continuación.

Los momentos de flexión generados por las cargas aplicadas en las cuerdas pueden ser determinados suponiendo que las cuerdas se comportan como vigas continuas apoyadas en los extremos de las diagonales o montantes.

Para los casos que se ilustran pueden usarse las fórmulas de la Tabla 11.2 (6), donde w es la carga repartida por unidad de longitud.

**TABLA 11.2 MOMENTOS DE FLEXION DE DISEÑO**

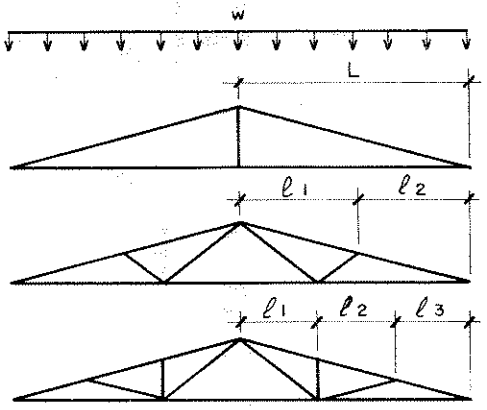
Cuerdas Superiores

$$M = \frac{wL^2}{9}$$

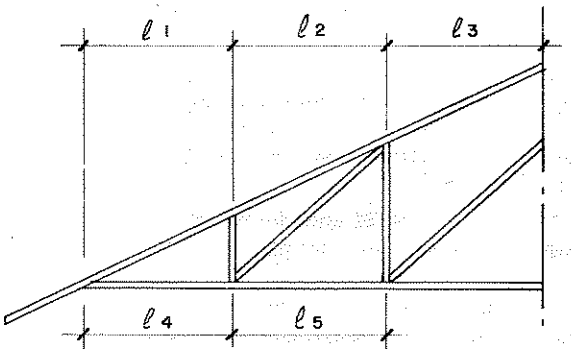
$$M = \frac{wL^2}{10}$$

$$M = \frac{wL^2}{11}$$

Cuerda Inferior: $M = \frac{wL^2}{8}$




La luz se determina como se indica en la Fig. 11.6




L = mayor promedio de dos tramos consecutivos.

$$L = \frac{l_1 + l_2}{2} \text{ ó } L = \frac{l_2 + l_3}{2}$$

Figura 11.6 Luces para cálculo de L (Tabla 11.2)

Si la longitud de uno de los tramos es menor que 0.8 de la luz mayor, se tomará el mayor promedio de las luces adyacentes.

## 11.6 ESTABILIDAD Y ARRIOSTRAMIENTO

Para garantizar que las armaduras puedan desarrollar toda su capacidad de diseño es necesario que sus apoyos y arriostres sean adecuados. En las Fig. 11.7 y 11.8 se presentan algunas soluciones de apoyo de armaduras sobre muros de madera y otros materiales.

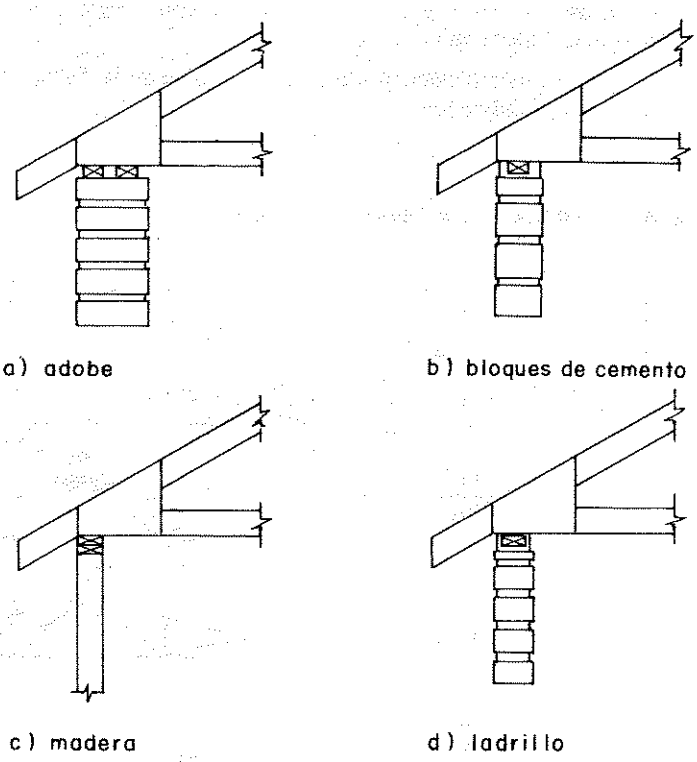



Figura 11.7 Encuentro de cerchas con muros de distinto material

El arriostramiento es necesario no solamente para permitir a las armaduras desarrollar toda su capacidad de diseño, sino para impedir una falla conjunta por inestabilidad. Esta puede presentarse cuando las armaduras de los extremos no encuentran puntos fijos exteriores donde transferir las cargas fuera de su plano.

Para garantizar un adecuado comportamiento de las armaduras, tanto local como global, es recomendable la colocación de arriostres en los siguientes planos.

**Cuerda Superior.**- En el plano definido por las cuerdas superiores la colocación de arriostres es necesaria porque esta zona, en cada una de las armaduras, está sometida a fuerzas de compresión, dando origen a una tendencia al pandeo que es indispensable restringir.

Si sobre las armaduras se coloca un entablado o cobertura similar a base de tableros —es decir elementos que están debidamente unidos a las armaduras a todo lo largo de la cuerda superior— no será necesario un sistema de arriostramiento adicional, ya que este revestimiento constituye un diafragma rígido que resiste el movimiento lateral.

# DETALLES DE APOYOS CON ARMADURAS LIGERAS

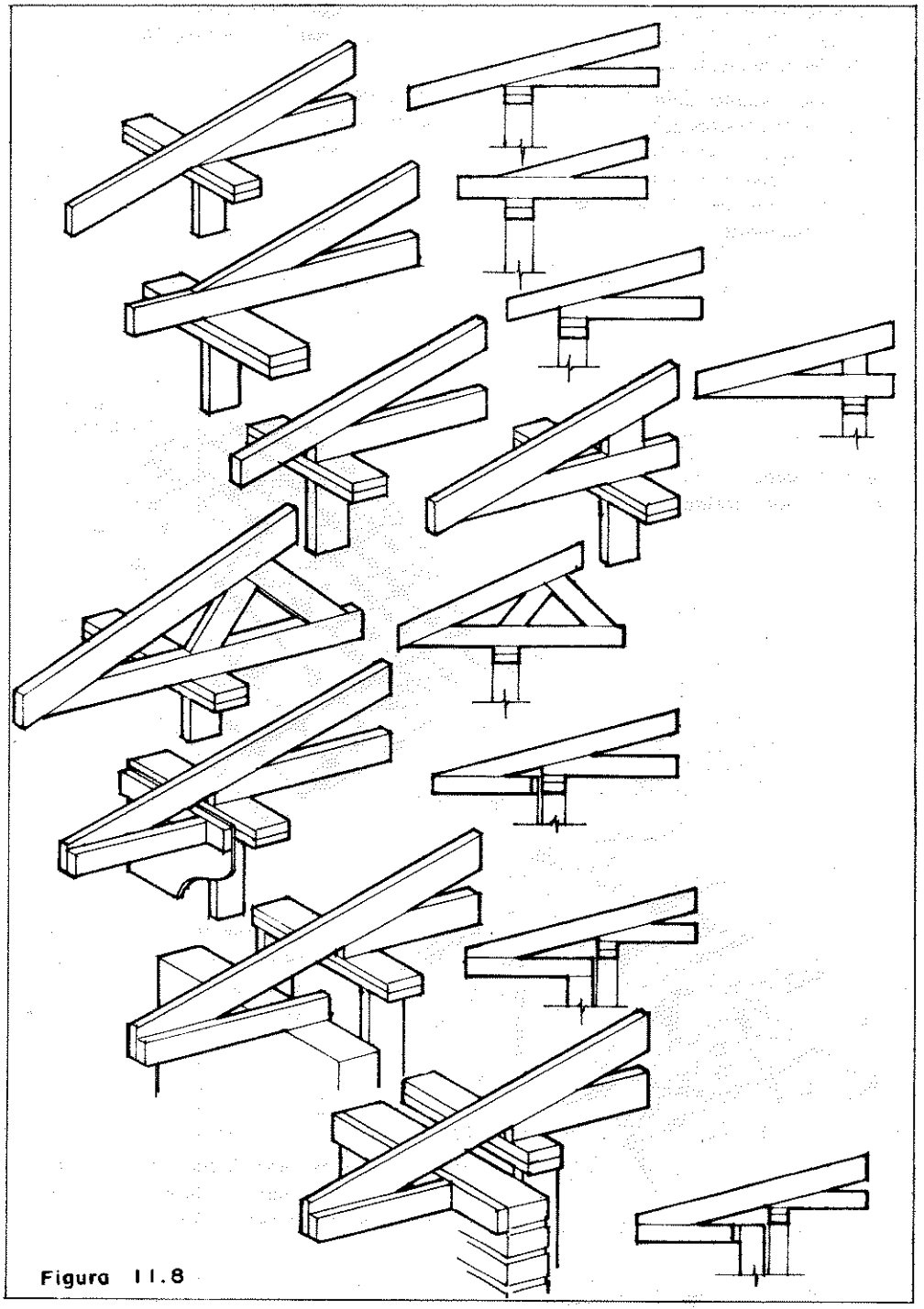


Figura 11.8

Cuando se colocan correas que soportan a su vez la cobertura, éstas proveen arriostramiento longitudinal siempre y cuando estén adecuadamente unidas a la cuerda superior. Su espaciamiento máximo debe ser tal que la esbeltez resultante fuera del plano sea menor o igual a la esbeltez en el plano, que es generalmente la usada en el diseño de los elementos de la cuerda (Secc. 11.5.3). De lo contrario estas piezas desarrollarán una carga menor que la de diseño reduciendo su seguridad al pandeo.

Adicionalmente debe colocarse un sistema de arriostre diagonal que impida el pandeo de todas las armaduras al mismo tiempo. Esto puede suceder, a pesar de la presencia de las correas, ya que éstas restringen el movimiento de una armadura con respecto a la otra, pero no impiden por sí solas el movimiento del conjunto. Este arriostramiento diagonal se logra con riostras colocadas debajo de la cuerda superior, definiendo una zona o paño rígido debidamente triangulado (Fig. 11.9). El arriostramiento diagonal debe colocarse en ambos extremos del techado, y cuando la edificación mide más de 18 m de largo debe repetirse cada 6 m. Las piezas deben tener un ancho mínimo de 4 cm para los espaciamientos usuales de armaduras (80 cm a 1 m).

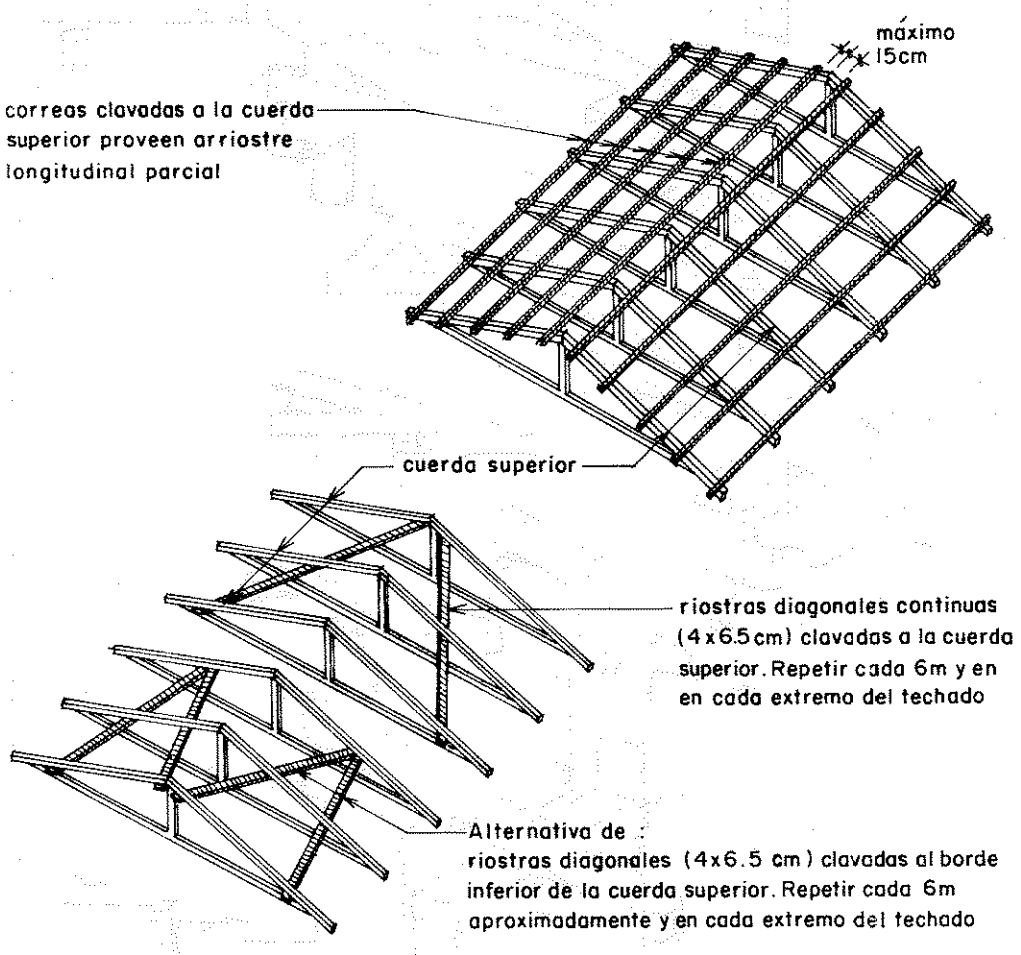



Figura 11.9 Arriostres de cuerdas superiores

**Cuerda Inferior.-** Para mantener el espaciamiento de las cuerdas inferiores es conveniente la colocación de riostras longitudinales continuas espaciadas a cada 2.4 a 3 m (Fig. 11.10). Estas riostras deben extenderse a todo lo largo de la edificación, aseguradas debidamente a la cuerda inferior. Adicionalmente y para dar estabilidad global a este sistema longitudinal se debe colocar un arriostramiento diagonal en ambos extremos. Cuando la edificación es larga estas riostras diagonales deben repetirse cada 6 m.

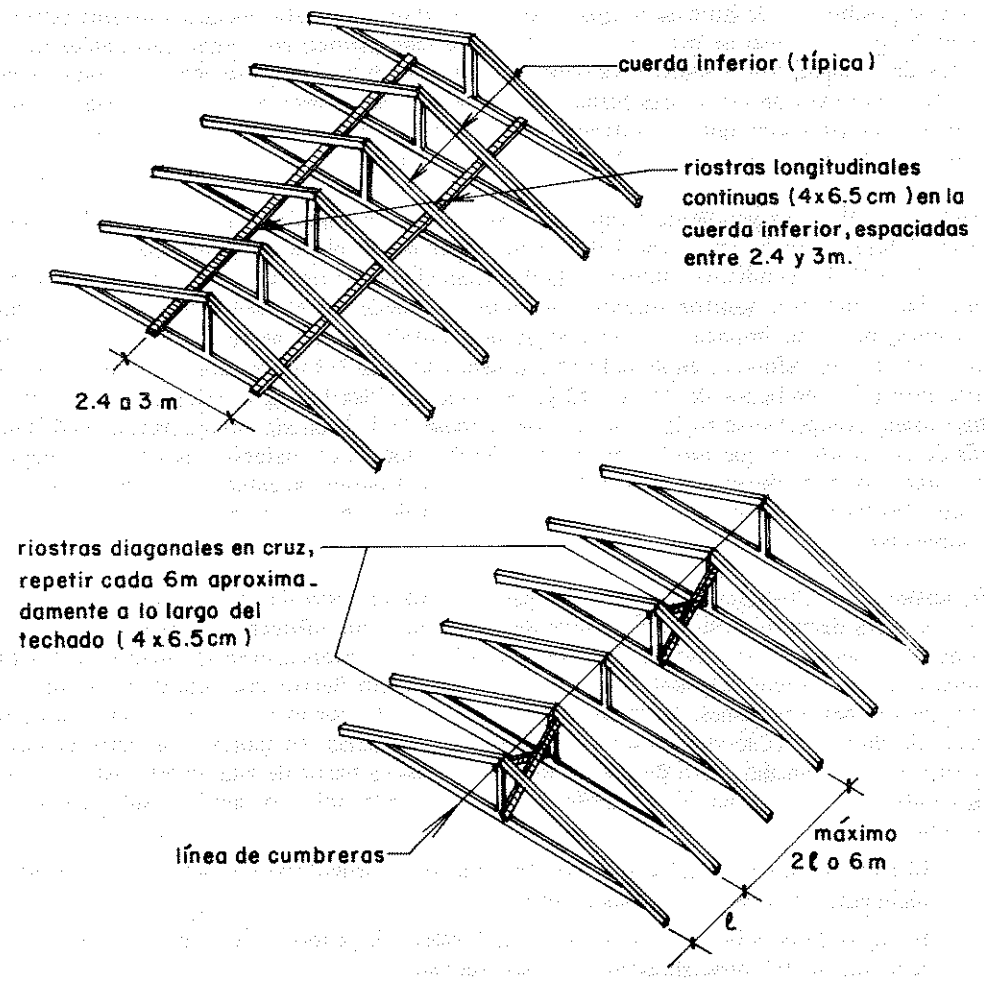



**Figura 11.10 Arriostres de cuerda inferior y línea de cumbreras**

**Línea de Cumbreras.-** En el plano vertical definido por la línea de cumbreras es recomendable la colocación de un sistema de arriostres diagonales en forma de cruz de San Andrés (dobles diagonales cruzadas) espaciadas a cada 6 m o al doble del largo horizontal de las diagonales (Fig. 11.10).

# PARTE II: COMENTARIOS

## 11.1 FORMAS Y PROPORCIONES

Las armaduras constituyen un sistema de techado económico para ciertas luces y cuando la combinación con los elementos complementarios, como correas y cobertura, resulta en menor demanda de material. Ventajas adicionales en el caso de viviendas son sus luces grandes y la posibilidad de no usar muros interiores portantes. La eficiencia del sistema estriba, sin embargo, en el uso de proporciones adecuadas que resulten en fuerzas razonables en las barras de la armadura. Pendientes excesivamente bajas son antieconómicas, así como poco peralte en el caso de armaduras planas. Los criterios que se presentan en esta sección constituyen una guía más que especificaciones rígidas e infalibles. Algunas de las geometrías recomendadas en la Fig. 11.1 provienen de la referencia (3).

**Pendientes.**- Hay una pendiente mínima que usualmente se requiere y que es función del tipo de cobertura sobre la armadura. Esta puede variar desde plana o mínima para el drenaje, hasta 2/3 (4). La pendiente también está determinada por el tipo de cargas para el que se diseña. En zonas con vientos fuertes por ejemplo, puede ser conveniente usar pendientes pequeñas, pero eso implica mayores cargas horizontales, como nieve –si la hay– u otras sobrecargas. Los esfuerzos en armaduras con pendientes de 2/3 son menores que en la misma armadura con pendiente de 1/2 o 1/2.5. Sin embargo, las barras interiores (montantes y diagonales) comprimidas en la armadura con pendiente 1/2 son algo más cortas que en la de 2/3 de pendiente, lo que resulta en un considerable ahorro de material a pesar de los mayores esfuerzos. Armaduras con pendientes de 1/2.5 o 1/3 presentan esfuerzos mucho mayores, lo que resulta en mayor consumo de material a pesar de la reducida longitud de las barras en compresión.

**Espaciamiento.**- Cuando se aumenta el espaciamiento, el costo de armadura por unidad de área cubierta disminuye; sin embargo, pequeños cambios no influyen mayormente en el costo de la armadura en sí, el costo final varía por lo tanto inversamente al espaciamiento. El tamaño de las correas está determinado por el momento flector que soportan y la limitación de sus deformaciones, también de flexión. Su costo por lo tanto varía con el cubo o cuadrado de la luz (que viene a ser el espaciamiento). Podría, en teoría, plantearse una expresión en función del costo de los componentes para, a partir de ella, determinar el espaciamiento óptimo. Sin embargo, desde el punto de vista práctico debe considerarse lo siguiente:

- El costo de los materiales y mano de obra de las armaduras por $m^2$ de techo, es normalmente varias veces el de las correas.
- El costo de la cobertura varía con la naturaleza de la misma, y es prácticamente independiente del espaciamiento de las armaduras.

Estas consideraciones sugieren que es preferible espaciar al máximo las armaduras para lograr un diseño económico. Si fuera posible disponer de secciones de madera a la dimensión exacta indicada por los cálculos, entonces sería posible usar un espaciamiento de armaduras más bien pequeño. Sin embargo, como puede verse en los ejemplos de diseño, las dimensiones de muchas de las barras están determinadas por las especificaciones de uniones y dimensiones en que se comercializan las piezas de madera, más que por la resistencia necesaria. Esto sugiere usar el espaciamiento definido por la máxima luz que pueden cubrir las correas, considerando que ellas trabajan como vigas continuas ya que cubren cuando menos dos tramos.

## 11.2 TIPOS DE ELEMENTOS

Se presenta la posibilidad de usar elementos dobles como barras de cuerdas o diagonales.

Cuando se usan elementos múltiples, el ancho de las piezas que lo forman podría rebajarse ya que la esbeltez del conjunto en ese plano siempre será menor que la de una pieza sola. Sin embargo, el ancho de la menor sección preferencial recomendada en este Manual (Secc. 3.1) es 4 cm, no se ha propuesto por el momento una menor dimensión. Es responsabilidad del proyectista y del constructor diseñar y habilitar material en dimensiones menores si se considera conveniente un diseño de esas características.

## 11.3 TIPOS DE UNIONES

Se ha considerado conveniente la inclusión de estas pautas en cuanto a la forma posible de resolver las uniones en armaduras, ya que ésta es una de las áreas de menor difusión. Se hace hincapié en que éstas no son todas las formas de resolver dichas uniones, ni se adaptan a toda circunstancia, cumplen más bien la función de ilustrar y guiar al diseñador para resolver su problema específico.

El comportamiento bajo carga de estas uniones no se describe ni analiza, por lo que es necesario efectuar el diseño normal con las consideraciones que para el efecto se incluyen en el Cap. 12.

Un tipo de cartela para uniones muy difundido en Norteamérica y Europa es el de planchas de clavos. Estos son sistemas patentados y sus características varían de acuerdo al fabricante. Debido a que no se producen en la Subregión, siendo necesaria su importación, no se presenta información al respecto en este Manual. Por otro lado su aplicación en los países de origen ha estado limitada a maderas coníferas pudiendo ser necesario la realización de ensayos de laboratorio con maderas latifoliadas para definir sus cargas admisibles. Inclusive la facilidad de colocación puede verse disminuída considerando el rango de densidades de las maderas tropicales, en general mayores que las coníferas equivalentes.

## 11.4 REQUISITOS DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

### 11.4.1 Cargas

Para cielos rasos se especifica una carga mínima. Si bien es cierto en la mayoría de casos es posible colocar un cielo raso más liviano, no es posible garantizar que éste no pueda con el tiempo ser reemplazado con uno más pesado. La carga mínima especificada no es, por otro lado, muy grande.

### 11.4.2 Deflexiones

Según ensayos de larga duración realizados por el Forest Products Laboratory de Madison (5) se ha observado que las deformaciones diferidas que se producen en armaduras clavadas

son del orden de tres veces las deformaciones iniciales. Estas deformaciones son producidas por los deslizamientos o rotaciones en los nudos, así como las deformaciones propias de los elementos o barras de la armadura. Se considera que estas deformaciones son consecuencia de las variaciones del contenido de humedad en la madera, la cual se contrae o expende de volumen y produce aflojamientos en el sistema de unión. Si bien este fenómeno ha sido investigado en madera conífera, ensayos de contracción volumétrica realizados por el PADT–REFORT (6), nos indican que algunas maderas latifoliadas tienen niveles de contracción volumétrica superior a las maderas coníferas. Por esta razón, puede esperarse que las deformaciones diferidas sean por lo menos del mismo orden de magnitud, por lo que se propone adoptar criterios conservadores en el requerimiento de deflexiones admisibles.

Para el cálculo de las deflexiones en armaduras algunos reglamentos de diseño recomiendan la aplicación del método analítico de trabajos virtuales (en la Tabla 11.3 se dan coeficientes para fuerzas en las barras debidas a cargas unitarias, ver ejemplo de aplicación). Esta deflexión es la suma de las deformaciones elásticas de las barras debidas solamente a la carga axial, no obstante estar presentes otras causas como la rotación de los nudos. El reglamento inglés CP: 112, parte III, recomienda la siguiente fórmula para el cálculo de las deflexiones en armaduras ligeras del tipo W y Abanico y cuyas uniones clavadas son fabricadas con cartelas de tableros contrachapados (7).

$$\delta_f = 1.75\,(1.15\ \delta + \frac{w l^4 \times 10^4}{E.I})\ \text{cm}$$

en donde:

| | | |
|---|---|---|
| $\delta$ | = | deflexión elástica en cm |
| w | = | carga repartida en las cuerdas inferiores (kg/m) |
| E,I y l | = | fueron definidos anteriormente |

En la fórmula se puede apreciar que el valor de $\delta$, obtenido por el método analítico, ha sido incrementado en 15 por ciento para considerar la contribución de las uniones y además se ha adicionado la deflexión debida a la carga repartida aplicada en la cuerda central por el peso del cielo raso, todo el valor es magnificado en 75 por ciento para considerar las deformaciones diferidas.

Siempre que sea posible se recomienda considerar una contraflecha que compense la deformación inicial producida por el acomodo de los componentes de la armadura bajo la acción de las cargas permanentes.

La evaluación de las deformaciones debidas al deslizamiento de las uniones no ofrece mayores dificultades desde el punto de vista teórico, si es que se conoce con precisión el comportamiento carga–deformación para cada tipo de unión. Esta última relación es, por lo general, lo que complica el proceso. Se hace necesario, por lo tanto, introducir simplificaciones a base de ensayos experimentales.

La deformación debida al deslizamiento de las uniones se puede calcular por aplicación directa de la expresión de trabajos virtuales, en que la deformación debida a las cargas aplicadas se reemplaza por el cambio de la longitud de las barras debido al deslizamiento de las uniones de ambos extremos del elemento. (En realidad la longitud de las barras propiamente no se altera sino la distancia entre los puntos teóricos de conexión o nudos, ya que

son las uniones las que se estan deformando). El problema se reduce a evaluar la magnitud de este último efecto. Se cuenta con algunos valores presentados en la referencia (2), por ejemplo, pero debe tenerse en cuenta que pueden no ser aplicables para armaduras construídas con maderas tropicales y sistemas de unión más tradicionales. Para pernos y planchas de clavos (que podrían dar una indicación aproximada sobre los valores para uniones clavadas tradicionales) la mencionada referencia recomienda 0.26 cm. Este valor incluye una tolerancia de 0.16 cm para la perforación del perno.

$$\delta = \Sigma \underbrace{n \frac{N L}{E A}}_{\Delta_d} = n.\Delta_d$$

$\Delta_d$ = cambio total en la longitud de las barras debido al deslizamiento de las uniones.

## 11.5 CRITERIOS DE DISEÑO

Debido al requerimiento de espaciamiento mínimo entre clavos, las secciones menores de 6.5 cm de peralte, no cumplirían con dichos requerimientos, asimismo, el ancho de 4 cm satisface los requerimientos de penetración exigidos al diseñar las uniones, principalmente uniones clavadas. Dimensiones menores pueden presentar alabeos que perjudiquen su comportamiento en servicio.

La capacidad resistente de un contrachapado está relacionada con las propiedades mecánicas de la madera y la capacidad del adhesivo. En la medida que no exista una norma de calidad estructural de contrachapado, deberá adoptarse una actitud conservadora con respecto a este material. Se ha considerado que un espesor mínimo de contrachapado de 10 mm y si es que las maderas que lo constituyen pertenecen a las especies con densidades mayores de 0.4 podrá cumplir con los requisitos mínimos resistentes.

Según experimentos realizados en laboratorios (8), el doblado de las puntas de los clavos que sobresalen a las cartelas aumenta sensiblemente la capacidad resistente de la unión, por lo que se recomienda adoptar esta práctica cuando sea posible. Además, de esta forma se garantiza inequívocamente la penetración de los clavos especificada.

En caso de usar pletinas de metal, éstas deben estar protegidas contra la corrosión debida a la humedad del ambiente o a las sustancias corrosivas que pueda tener la madera que constituye la armadura.

En el caso de considerar un espaciamiento entre armaduras de un máximo de 60 cm., se puede asumir el criterio adoptado en el Cap. 8 para viguetas, pues la posibilidad de que en dos armaduras contiguas la resistencia esté por debajo de los valores admisibles es remota.

El diseño de elementos en los cuales la magnificación producida por la flexo-compresión sea importante (el factor $k_m$ sea muy grande) debe evitarse, resulta más conveniente aumentar el número de paños de la armadura.

### 11.5.1 Hipótesis Usuales

La hipótesis más común en el análisis de armaduras consiste en suponer las uniones como articulaciones perfectas. En la realidad esta situación no se presenta, por la forma práctica

de construir las uniones, pero no deja de ser razonable, más aún cuando se trata de que los elementos constitutivos de la armadura unan sus ejes longitudinales en un punto teórico. En armaduras metálicas y livianas, principalmente, por la naturaleza de las uniones, esta hipótesis se satisface adecuadamente. En armaduras de madera las uniones de las barras no son concéntricas, pero la hipótesis de las articulaciones en los nudos sigue siendo válida para la determinación de las fuerzas en las barras.

Las correas, por lo general, se apoyan directamente en las cuerdas (superior o inferior) causando flexión en las mismas. Para efectos de la determinación de la fuerza equivalente aplicada en el nudo, se considera suficiente con suponer las cuerdas simplemente apoyadas en cada nudo y calcular así la fuerza resultante aplicada. Si se desea una determinación más precisa se puede suponer la cuerda como una viga continua apoyada sobre los nudos de manera que sus reacciones serán las cargas aplicadas a éstos.

Referente al diseño o verificación de cada una de las barras de la armadura se aplican íntegramente las recomendaciones del Cap. 9: Columnas y Entramados. La única diferencia está en la determinación de la longitud efectiva que es menos conservadora en este caso. (Secc. 11.5.2).

### 11.5.2 Longitud Efectiva

Para el diseño de columnas se recomienda no usar una longitud efectiva menor que la longitud real del elemento. Sin embargo, se acepta el uso de menores longitudes en vista de que las piezas son elementos continuos y que las uniones rigidizan efectivamente los extremos del tramo considerado, resultando en longitudes efectivas menores que la real.

### 11.5.3 Esbeltez

La esbeltez máxima de las barras se limita para evitar la presencia de elementos sumamente esbeltos en que el eje de la pieza puede no ser recto, mostrando curvatura inicial, o que pueden estar sujetos a vibraciones inconvenientes. Esta restricción es la misma ya impuesta para columnas en general.

### 11.5.4 Cuerdas con Carga en el Tramo

Las recomendaciones que se presentan para la determinación de los momentos flectores en las cuerdas de armaduras son adaptadas de la referencia (1). Estas son sin embargo, directamente aplicables cuando se puede suponer una distribución de las cargas uniforme. Si la separación entre correas es tal que no es válida la hipótesis de carga repartida en el tramo, será necesario considerar las cargas concentradas que trasmite cada correa y evaluar la flexión en la cuerda suponiendo que es una viga continua con cargas concentradas apoyada sobre los nudos.

## 11.6 ESTABILIDAD Y ARRIOSTRAMIENTO

Siendo las armaduras estructuras que soportan eficientemente cargas aplicadas en su plano y con poca rigidez fuera de éste, se debe tener en cuenta el pandeo lateral–torsional que

éstas pueden sufrir durante la erección de la estructura, etapa en la cual el arriostramiento dado por las correas u otros elementos está ausente. Es responsabilidad del diseñador indicar las pautas a seguir en el correcto montaje de la estructura.

Las cargas dinámicas que actúan en el plano perpendicular al de la armadura, producen sobre ésta un efecto de volteo alrededor del eje de las cuerdas inferiores; para contrarrestar este efecto, es práctica usual correr riostras en forma de cruz de San Andrés en el plano inclinado que forman las vertientes de dos armaduras continuas o a través de las diagonales para varias armaduras a la vez.

## PARTE III: AYUDAS DE DISEÑO

## 11.7 EJEMPLO DE CALCULO DE FUERZAS Y LONGITUDES

Usando la Tabla 11.3, encontrar la longitud y fuerza axial de los elementos (barras) B y D de la armadura mostrada.

La armadura de la Fig. 11.11 tiene una pendiente de 1/2 y corresponde al segundo caso de la Tabla 11.3. En esta Tabla se leen los coeficientes de longitud $C_L$ y los coeficientes de carga $C_p$. Las respectivas longitudes y cargas axiales son encontradas multiplicando los coeficientes $C_L$ y $C_p$ por la luz L = 8 m. y la carga concentrada P = 250 kg:

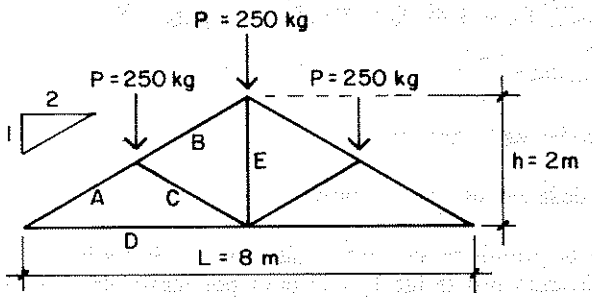



Figura 11.11

| Elemento | $C_L$ | Longitud | $C_p$ | Fuerza axial |
|---|---|---|---|---|
| B | 0.28 | 0.28 x 8. = 2.24 m. | 2.24 | 2.24 x 250 = 560 kg |
| D | 0.50 | 0.50 x 8. = 4.00 m. | −3.00 | −3.00 x 250 = −750 kg |

En la misma Tabla se presentan los coeficientes de carga $C_Q$ para cargas concentradas debidas a cielo raso y los coeficientes de carga $C_l$ para cargas unitarias; estas últimas aplicadas en el punto y dirección de la deflexión elástica que se quiere calcular.

## 11.8 DISEÑO DE UNA ARMADURA

Diseñar la armadura de un techo a dos aguas de 8 metros de luz y espaciada cada 0.90 m., destinada a cubrir un local escolar. Considerar que la armadura soportará cielo raso. (Fig. 11.12).

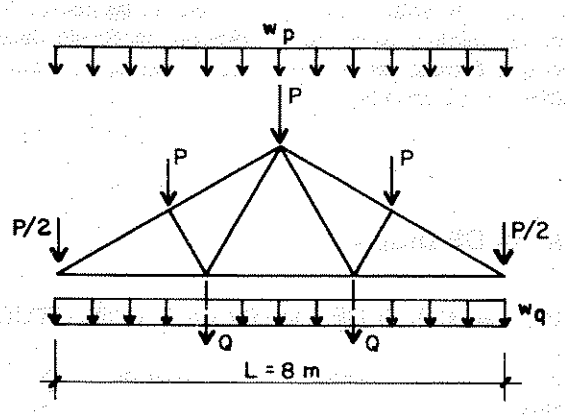



Figura 11.12 Ejemplo 11.8

1. Bases de cálculo

   a) Se elige una armadura W (caso 6, de la Tabla 11.3) con una pendiente de 1:2 ($\alpha = 26.57°$). (Fig. 11.12)

   b) Se usará madera del grupo C, sus propiedades de diseño son:

   $E_{mín} = 55000$, $f_m = 100$, $f_c = 80$, $f_t = 75$ y $f_v = 8$

   todas las unidades son kg/cm$^2$ (ver Tabla 13.2)

   c) Considerando las siguientes cargas:

   Peso propio de la armadura (aproximado) 10 kg/m$^2$

   (Este puede determinarse sumando todos los $C_L$ de las barras –ver más adelante 2b– multiplicando por la luz L y el peso por metro de una barra típica y dividiendo entre el espaciamiento de las armaduras).

   Cobertura, planchas de asbesto–cemento de 5 mm. de espesor (ver Tabla 13.8) 13 kg/m$^2$
   Correas, cabios y otros elementos (aprox.) 5 kg/m$^2$

   Total carga muerta por m$^2$ de cobertura 18 kg/m$^2$

   Proyectando al plano horizontal 18/cos 26.57° 20 kg/m$^2$

   Cielo raso (actuando sobre la cuerda inferior) 30 kg/m$^2$

   Sobrecarga

   Se adoptará una sobrecarga de diseño de (ver Tabla 13.3) 40 kg/m$^2$

2. Cargas y Análisis Estructural

a) Cargas uniformemente repartidas

Carga repartida sobre cuerdas superiores

$w_p = (40 + 20 + 10)\ s = 70 \times 0.90 =$ 63 kg/m

Carga repartida sobre cuerdas inferiores

$w_q = 30\ s = 30 \times 0.90 =$ 27 kg/m

b) Longitud de los elementos (Fig. 11.13)

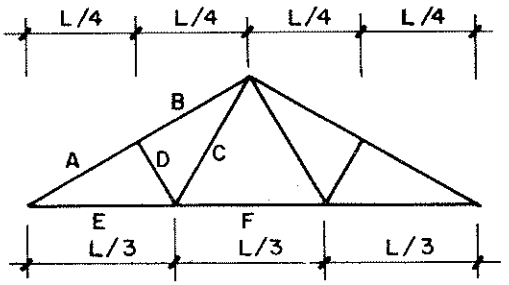



Figura 11.13 Armadura 6 Tabla 11.3

Según los coeficientes de longitud $C_L$ de la Tabla 11.3 caso 6

| Elemento | $C_L$ | Longitud (m) |
|---|---|---|
| A | .280 | 2.24 |
| B | .280 | 2.24 |
| C | .300 | 2.40 |
| D | .150 | 1.20 |
| E | .333 | 2.67 |
| F | .333 | 2.67 |

c) Cargas concentradas equivalentes

$P = w_p\ (L/4) = 63 \times 8.00/4 = 126$ kg

$Q = w_p\ (L/3) = 27 \times 8.00/3 = 72$ kg

d) Fuerzas axiales en las barras

Según los coeficientes de carga $C_P$ y $C_Q$ de la Tabla 11.3 caso 6

| Elemento | $C_P$ | $C_Q$ | $N_P$ | $N_Q$ | $N = N_P + N_Q$ (kg) |
|---|---|---|---|---|---|
| A | 3.354 | 2.236 | 423 | 161 | 584 |
| B | 2.795 | 2.236 | 352 | 161 | 513 |
| C | − 0.901 | − 1.202 | − 114 | − 87 | − 201 |
| D | 0.901 | 0.000 | 114 | 0 | 114 |
| E | − 3.000 | − 2.000 | − 378 | − 144 | − 522 |
| F | − 2.000 | − 1.333 | − 252 | − 96 | − 348 |

3. Diseño de elementos (Fig. 11.14)

Se considerará por razones constructivas que los elementos A y B, E y F, así como C y D tendrán la misma sección. La armadura deberá estar perfectamente arriostrada para evitar el pandeo lateral de sus barras fuera del plano de la estructura.

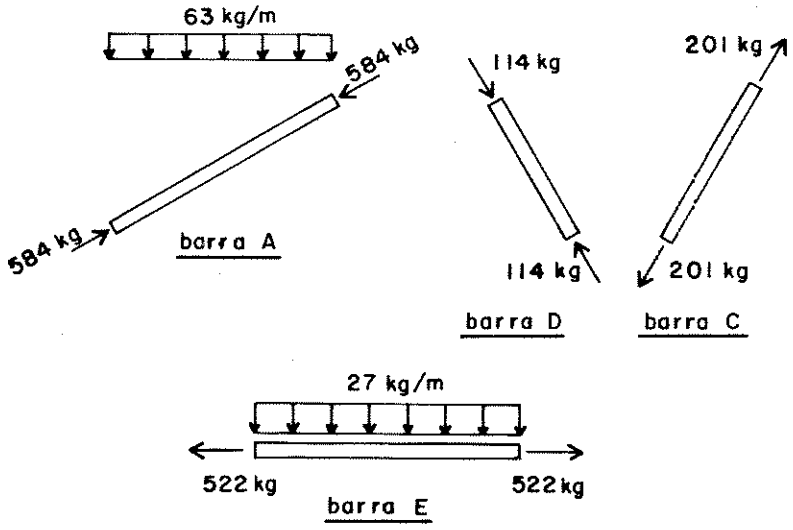



**Figura 11.14 Fuerzas actuantes en los elementos**

a) Elemento A (Fig. 11.14)

De la Secc. 11.5.3 Tabla 11.1, la longitud efectiva del elemento puede ser tomada como 0.4 ( $\ell_1 + \ell_2$ ); de la Secc. 11.5.4 se recomienda tomar un momento de $wL^2/10$ (Tabla 11.2) para cuerdas de dos tramos, en donde L es $\left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{2}\right)$ (ver Fig. 11.6).

longitud efectiva $\quad \ell_{ef} = 0.4\ (2.24 + 2.24) = 1.792$ m

longitud (para momento) $\quad L = (2.0 + 2.0)/2 = 2.00$ m

$$M = \frac{wL^2}{10} = \frac{63 \times (2.00)^2}{10} = 25.2 \text{ kg - m}$$

Suponiendo una sección de 4 x 9 cm, cuyas propiedades son

$A = 36\ cm^2$, $I_x = 243\ cm^4$ y $Z_x = 54\ cm^3$ (ver Tabla 13.1)

Para elementos sometidos a flexo–compresión se debe satisfacer la siguiente expresión (Ec. 9.8).

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m |M|}{Z\ f_m} < 1 \qquad (A)$$

en donde:

$N_{adm}$, carga admisible, es función de la esbeltez

$$\lambda_x = \ell_{ef}/d = 179.2/9 = 19.9 > C_K = 18.42 \text{ (Ver Tabla 9.4)}$$

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E_{mín}\ A}{(\lambda)^2} = 0.329 \frac{55{,}000 \times 36}{(19.9)^2} = 1643 \text{ kg} \qquad \text{(B)}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2\ E_{mín}\ I}{(\ell_{ef})^2} = \frac{(3.14)^2 \times 55000 \times 243}{(179.2)^2} = 4108 \text{ kg}$$

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \dfrac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \dfrac{1.5 \times 584}{4108}} = 1.27 \qquad \text{(C)}$$

reemplazando B y C en A, se tiene

$$\frac{584}{1643} + \frac{27 \times 2520}{54 \times 100} = 0.355 + 0.593 = 0.949 < 1 \quad \text{(BIEN)}$$

El espaciamiento máximo entre correas, para garantizar una esbeltez fuera del plano de la cuerda ($\lambda_y$) igual o menor a la del plano ($\lambda_x$), será igual a $\ell_c = \lambda_x b$

en este caso $\ell_c = 19.9 \times 4 = 79.6$ cm. $\sim$ 0.75 m.

**Usar 4 x 9 cm**

b) Elemento D (Fig. 11.14)

Se encuentra solicitado en compresión. Según la Tabla 11.1, la longitud efectiva de este elemento será 0.8 $l_d$. Para este caso, $l_{ef} = 0.8\ (1.20) = 0.96$ m. Verificar con una sección de 4 x 6.5 cm, $A = 26$ cm$^2$

$$\lambda = 96/4 = 24 > C_k = 18.42$$

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E_{mín}\ A}{(\lambda)^2} = \frac{0.329 \times 55000 \times 26}{(24)^2} = 817 > 114 \quad \text{(BIEN)}$$

**Usar 4 x 6.5 cm**

c) Elemento C (Fig. 11.14)

Elemento sometido a tracción, se verificará una sección de 4 x 6.5 cm.

$$N = f_t A = 75 \times 26 = 1950 >> 201 \text{ kg} \quad \text{(BIEN)}$$

**Usar 4 x 6.5 cm**

d) Elemento E (Fig. 11.14)

Elemento sometido a flexo–tracción.

Cuerda Inferior, Tabla 11.2

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{27 \times (2.67)^2}{8} = 24.06 \text{ kg–m}$$

Verificando una sección de 4 x 9 cm., $A = 36 \text{ cm}^2$ y $Z_x = 54 \text{ cm}^3$

$$\frac{N}{f_t \ A} + \frac{M}{Z \ f_m} < 1 \qquad \text{(Ec. 9.9)}$$

$$\frac{522}{75 \times 36} + \frac{2406}{54 \times 100} = 0.19 + 0.45 = 064 < 1 \qquad \text{(BIEN)}$$

**Usar 4 x 9 cm**

e) Secciones a usarse

| Elemento | Sección |
|---|---|
| A | 4 x 9 cms |
| B | 4 x 9 cm |
| C | 4 x 6.5 cm |
| D | 4 x 6.5 cm |
| E | 4 x 9 cm |
| F | 4 x 9 cm |

4. Cálculo de deflexiones

Calculamos las deflexiones usando el método de trabajos virtuales, la deflexión en el punto A de la (Fig. 11.15) puede ser hallada según:

$$\delta = \sum_{i=1}^{n} (N_i \ n_i \ l_i \ / \ E \ A_i)$$

en donde:

$N_i$ = fuerza axial en el elemento i

$n_i$ = fuerza axial en el elemento i, producida por una fuerza unitaria aplicada en el punto, dirección y sentido para la cual se quiere evaluar las deflexiones, el punto A en este caso (ver Tabla 11.3).

A, l y E han sido definidos anteriormente

i varía desde 1 hasta el número total de elementos.

| Elemento | L | $n_i$ | $N_i$ | A | NnL/A |
|---|---|---|---|---|---|
| A | 224 | 1.491 | 584 | 36 | 5417.96 |
| B | 224 | 1.491 | 513 | 36 | 4759.27 |
| C | 240 | − 1.202 | − 201 | 26 | 2230.17 |
| D | 120 | 0.000 | 114 | 26 | 0.0 |
| E | 267 | − 1.333 | − 522 | 36 | 5154.14 |
| F | 267 | − 0.667 | − 348 | 36 | 1719.33 |
| A' | 224 | 0.745 | 584 | 36 | 2707.16 |
| B' | 224 | 0.745 | 513 | 36 | 2378.04 |
| C' | 240 | 0.000 | − 201 | 26 | 0.0 |
| D' | 120 | 0.000 | 114 | 26 | 0.0 |
| E' | 267 | − 0.667 | − 522 | 36 | 2579.00 |
| | | | | | Σ = 26,945.09 |

$$\delta = \frac{1}{E} \Sigma (N_i\ n_i\ L_i\ /A_i\ ) = \frac{1}{55000} (26945.09) = 0.49 \text{ cm}$$

La máxima deformación en la cuerda inferior puede evaluarse según la expresión de la Secc. 11.4 de la Parte de Comentarios (Parte II).

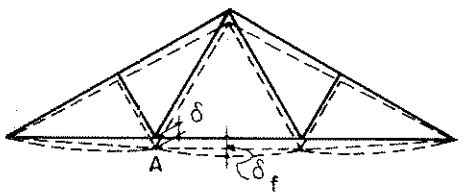
$$\delta_f = 1.75\ (1.15\ \delta + \frac{wl^4}{EI} \times 10^4)$$

$$\delta_f = 1.75\ (1.15 \times 0.49 + \frac{27 \times (2.67)^4 \times 10^4}{55000 \times 243}) = 2.78 \text{ cm}$$

La deflexión máxima admisible es L/300 = 800/300 = 2.67 cm.

Como esta deflexión es menor que $\delta_f$ (2.67 cm < 2.78 cm) será necesario fabricar la armadura con una contraflecha, o modificar las escuadrías de la cuerda inferior E, F, y E que al tener cielo raso se deforman excesivamente por flexión (segundo término de la fórmula aplicada) (Fig. 11.15).

5. Diseño de uniones (ver Cap. 12)




δ = deflexión primaria debida a la deformación de las barras

$\delta_f$ = deflexión total incluyendo deformación por flexión de la cuerda inferior

Figura 11.15 Deformación de la armadura

## 11.9 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA CUERDA DOBLE

La cuerda superior de la armadura del Ej. 11.8 se fabricará usando una sección compuesta por dos piezas de 2 x 9 cm espaciadas 4 cm usando tacos. El procedimiento de verificación se presenta para el elemento A (Fig. 11.13 y 11.14).

Este elemento está sometido a flexo-compresión y debe satisfacer la Ec. 9.8

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{km\,|M|}{f_m\,Z} < 1$$

La única diferencia con el procedimiento ilustrado en la Secc. 11.8 está en la determinación de la carga $N_{adm}$. En este caso, por estar el elemento constituido por dos piezas, se debe verificar adicionalmente si la carga axial admisible por pandeo (fuera del plano) de cada pieza y de todo el conjunto de la cuerda doble es menor que la determinada anteriormente. El resto de los términos se calcula de la misma forma que si fuera una sección sólida, evaluando el módulo de sección, Z, o la carga crítica de Euler, $N_{cr}$, considerando el eje X–X de la sección transversal. Tanto Z como $N_{cr}$ son iguales a la suma de los parciales de cada pieza. Como el procedimiento es de verificación debe conocerse la dimensión de las piezas, su espaciamiento, la distancia entre tacos, el tipo de conexión de éstos a las piezas (Fig. 11.17).

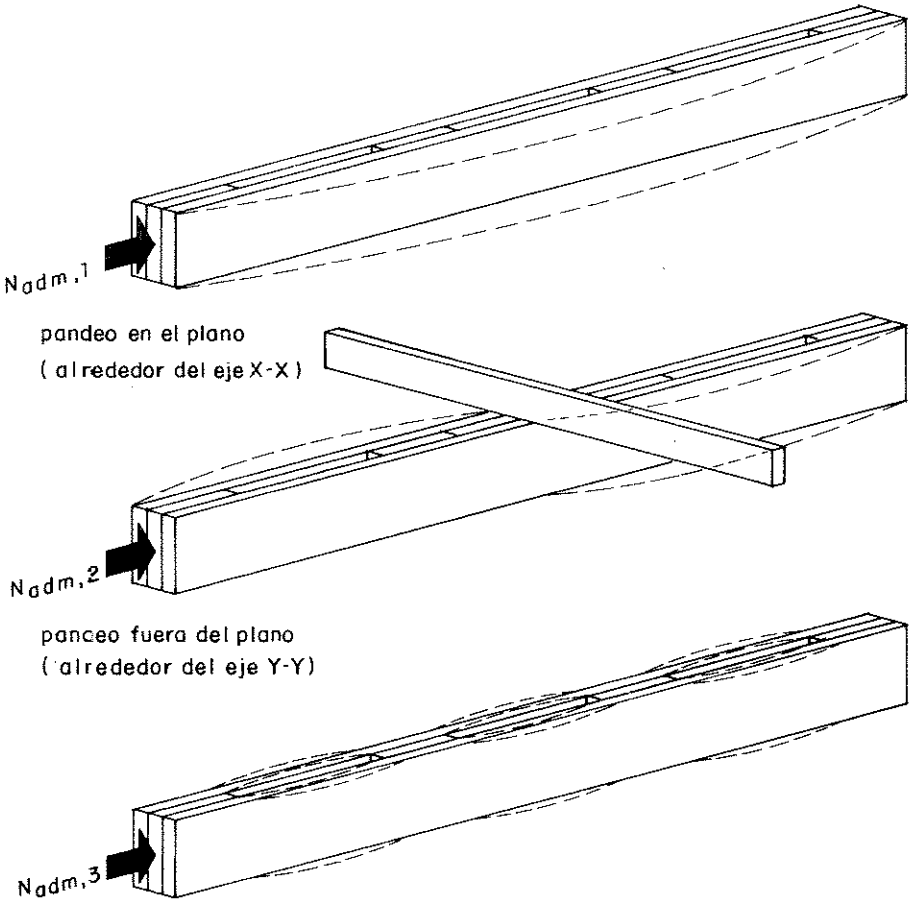
**Determinación de $N_{adm}$.-** La carga admisible será la menor que resulte de considerar el pandeo alrededor de los ejes X–X, Y–Y relativos al elemento compuesto y al eje y–y de cada una de las piezas individuales. Con referencia a la Fig. 11.16

– $N_{adm,1}$ alrededor del eje X–X (pandeo en el plano) = Dos veces la capacidad de cada pieza o igual a la de una columna sólida con una área igual al total de las áreas de las piezas.

Se considera la longitud efectiva, $l_{ef}$, según se especifica en la Secc. 11.5.4. Para este ejemplo $l_{ef} = 1.792$ m.

$$\lambda_X = \frac{179.2}{9} = 19.9 > C_k, \text{ luego es columna larga}$$

$$N_{adm,1} = 2 \times 0.329\ \frac{55000 \times 18}{(19.9)^2} = 1643 \text{ kg.}$$




N adm es la menor de { Nadm 1, Nadm 2, Nadm 3 }

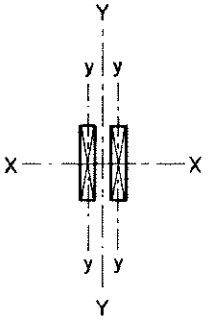



Figura 11.16 Carga admisible en un elemento doble

Obsérvese que este valor es igual que para la pieza sólida de 4 x 9 cm del ejemplo 11.8

En la Fig. 11.17 se definen algunos términos aplicables en lo que sigue de este procedimiento.

– $N_{adm,2}$ alrededor del eje y–y (pandeo fuera del plano para cada pieza). = Dos veces la capacidad de cada pieza.

Como longitud efectiva se considera 0.8 $(\frac{L_i + L_e}{2})$

Considérese 4 tacos intermedios a cada 45 cm ($L_i$ = 45 cm). $L_e$ será 44.5 cm ya que la longitud total entre ejes es de 2.24 m.

$$l_{ef,y} = 0.8\ (\frac{0.45 + 0.445}{2}) = 0.35\ m \qquad \lambda_y = \frac{35}{2} = 17$$

Como $\lambda_y$ es menor que $\lambda_X$ resultará necesariamente en una carga mayor.

$N_{adm,2} > N_{adm,1}$

– $N_{adm,3}$ alrededor del eje Y–Y (Pandeo global fuera del plano)

La longitud efectiva de la cuerda doble fuera del plano es igual que para la sección sólida, o sea el espaciamiento entre correas o viguetas (Fig. 11.4a). En este caso se requerían correas a cada 75 cm.

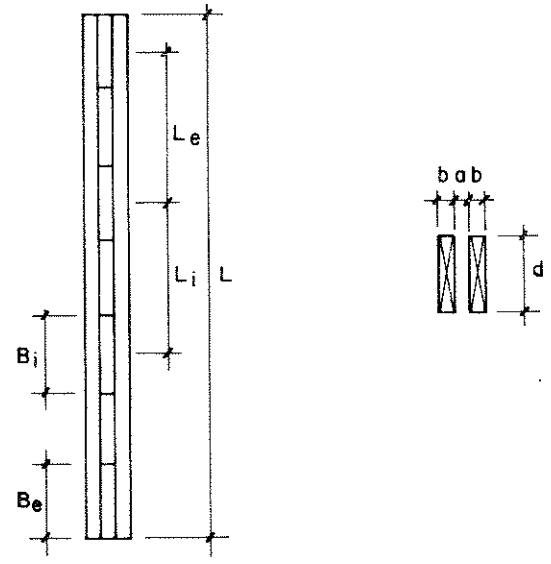



Figura 11.17 Definición de términos. Elementos espaciados

El ancho equivalente para determinar la esbeltez de este elemento –si estuviera constituido por dos piezas rígidamente unidas a todo lo largo– sería (2)

$$b_e = 2b + \frac{5a}{3}$$

Para tomar en cuenta que no es así, sino que están unidas por bloques o tacos interrumpidos con distintos sistemas de conexión, clavos, pernos, cola, se reduce este ancho equivalente por un coeficiente K para transformarlo a un ancho efectivo $b_{ef}$. Esta división es igual a multiplicar la longitud efectiva. Ambas operaciones implican una reducción de la carga admisible. El coeficiente K se lee en la Tabla 11.4 y depende del tipo de elemento de unión y la relación a/b. Estos valores han sido tomados de la referencia (7). Interviene en su cálculo –entre otros factores– el "módulo de deslizamiento" del elemento de conexión. Como dichos valores corresponden a especies coníferas, estos coeficientes deben usarse con cautela cuando se trata de maderas tropicales.

**TABLA 11.4 COEFICIENTES K PARA EL ANCHO EFECTIVO DE ELEMENTOS DE SECCION COMPUESTA (ESPACIADA)**

| Sistema de Conexión | Relación a / b | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 0 | 1 | 2 | 3 |
| Clavos | 1.8 | 2.6 | 3.1 | 3.5 |
| Pernos | 1.7 | 2.4 | 2.8 | 3.1 |
| Cola | 1.1 | 1.1 | 1.3 | 1.4 |

En este caso $b = 2$ cm, $a = 4$ cm

$$b_e = 2 \times 2 + \frac{5 \times 4}{3} = 10.67 \text{ cm}$$

Los tacos van clavados a las piezas que constituyen la cuerda.

$$\text{Para } \frac{a}{b} = \frac{4}{2} = 2 \qquad K = 3.1 \qquad \text{(Tabla 11.4)}$$

$$b_{ef} = \frac{b_e}{K} = \frac{10.67}{3.1} = 3.44 \text{ cm}$$

El resultado $b_{ef}$ menor que 4 cm (que es el ancho del elemento sólido) implica que, para el sistema de conexión usado (clavos) el espaciamiento entre piezas, a es muy grande. Al ser el espaciamiento entre correas igual a la longitud efectiva fuera del plano (la misma que si se usa una sección maciza de 4 cm como en el Ej. 11.8) la esbeltez resultará mayor reduciendo la carga admisible. Para reducir la esbeltez se puede:

- disminuir el espaciamiento entre piezas
- disminuir la longitud efectiva, o sea el espaciamiento entre correas

$$\lambda_y = \frac{75}{3.44} = 21.8 > C_k, \text{ luego es columna larga}$$

$$N_{adm,3} = 0.329 \times \frac{55000 \times 2 \times 2 \times 9}{(21.8)^2} = 1370 \text{ kg.}$$

La carga admisible será la menor de las tres, o sea 1370 kg. La verificación de la capacidad a flexo-compresión de esta cuerda doble sigue como en el Ej. 11.8.

**Limitaciones Geométricas para Elementos Dobles** (Fig. 11.7)

1) $a < 3b$ Espaciamiento entre piezas
2) $B_{ext} > 6b$ Largo de tacos extremos
3) $B_{int} > 20$ cm Largo de tacos intermedios
4) $\frac{L_i}{b} = \lambda_y < 20$ Esbeltez máxima de piezas laterales
5) Si $L > 30b$, colocar por lo menos dos tacos intermedios. Si no, basta con uno

Si se trata de columnas espaciadas propiamente dichas se debe verificar que los tacos extremos sean capaces de transferir a las piezas una fuerza cortante de

$$V = \frac{1.5\,N}{n}$$

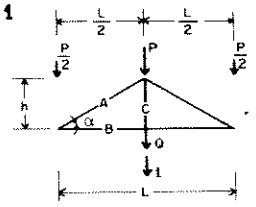
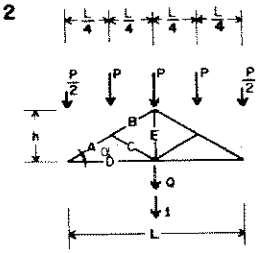
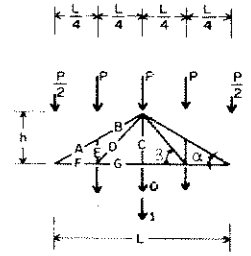
donde: V = corte entre caras
N = carga axial total aplicada en la columna
n = número de piezas que la constituyen. El caso más simple es dos.

Asimismo se recomienda un mínimo de dos pernos por taco.

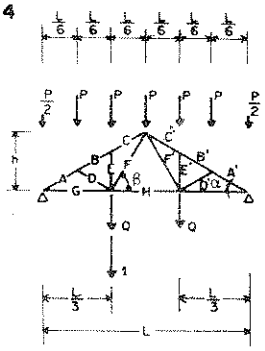
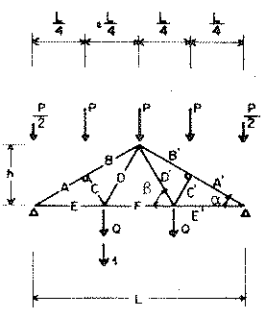
## 11.10 COEFICIENTES DE LONGITUD Y CARGA

La Tabla 11.3 que se presenta a continuación contiene coeficientes para la determinación de longitudes y fuerzas axiales en las barras de 8 tipos de armaduras. Se incluye una fórmula general en función de la pendiente y coeficientes evaluados para las pendientes más comunes. Como la mayoría de casos son simétricos se identifican con letras sólo las barras de un lado.

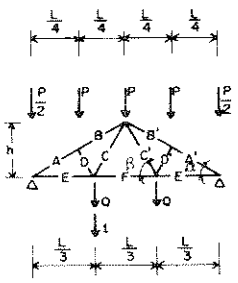
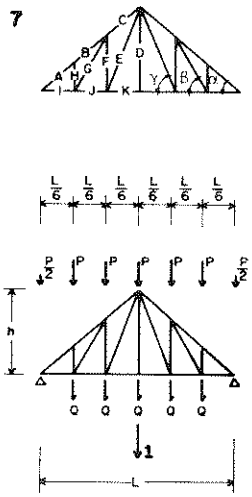
## TABLA 11.3 COEFICIENTES DE LONGITUD Y CARGA

| TIPO DE ARMADURA | COEF. DE | ELE-MENTO | FORMULA GENERAL | PENDIENTE 1/2 | 5/12 | 1/3 | 1/4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1  | $C_L$ | A | 0.50 sec $\alpha$ | 0.559 | 0.542 | 0.527 | 0.515 |
| | | B | 0.50 | 0.500 | 0.500 | 0.500 | 0.500 |
| | | C | 0.50tg $\alpha$ | 0.250 | 0.208 | 0.167 | 0.125 |
| | $C_P$ | A | 0.50cosec $\alpha$ | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | B | − 0.50ctg $\alpha$ | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |
| | | C | 0.00 | − 0.00 | − 0.00 | − 0.00 | − 0.00 |
| | $C_Q$ ó $C_1$ | A | 0.50cosec $\alpha$ | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | B | − 0.50ctg $\alpha$ | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |
| | | C | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| 2  | $C_L$ | A B C | 0.25sec $\alpha$ | 0.280 | 0.271 | 0.263 | 0.257 |
| | | D | 0.50 | 0.500 | 0.500 | 0.500 | 0.500 |
| | | E | 0.50tg $\alpha$ | 0.250 | 0.208 | 0.167 | 0.125 |
| | $C_P$ | A | 1.50cosec $\alpha$ | + 3.36 | + 3.90 | + 4.74 | + 6.18 |
| | | B | 1.00cosec $\alpha$ | + 2.24 | + 2.60 | + 3.16 | + 4.12 |
| | | C | 0.50cosec $\alpha$ | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | D | − 1.50ctg $\alpha$ | − 3.00 | − 3.60 | − 4.50 | − 6.00 |
| | | E | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| | $C_Q$ ó $C_1$ | A B | 0.50cosec $\alpha$ | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | C | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | D | − 0.50ctg $\alpha$ | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |
| | | E | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| 3  | $C_L$ | A B | 0.25sec $\alpha$ | 0.280 | 0.271 | 0.263 | 0.257 |
| | | C | 0.50tg $\alpha$ | 0.250 | 0.208 | 0.167 | 0.125 |
| | | D | 0.25sec $\beta$ | 0.354 | 0.325 | 0.300 | 0.280 |
| | | E | 0.25tg $\alpha$ | 0.125 | 0.104 | 0.083 | 0.062 |
| | | F G | 0.25 | 0.250 | 0.250 | 0.250 | 0.250 |
| | $C_P$ | A B | 1.50cosec $\alpha$ | + 3.36 | + 3.90 | + 4.74 | + 6.18 |
| | | C | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | D | − 1.00cosec $\beta$ | − 1.41 | − 1.56 | − 1.80 | − 2.24 |
| | | E | 1.00 | + 1.00 | + 1.00 | + 1.00 | + 1.00 |
| | | F | − 1.50ctg $\alpha$ | − 3.00 | − 3.60 | − 4.50 | − 6.00 |
| | | G | − 0.50 (L/h) | − 2.00 | − 2.40 | − 3.00 | − 4.00 |
| | $C_Q$ | A B | 1.50cosec $\alpha$ | + 3.36 | + 3.90 | + 4.74 | + 6.18 |
| | | C | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| | | D | − 1.00cosec $\beta$ | − 1.41 | − 1.56 | − 1.80 | − 2.24 |
| | | E | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | F | − 1.50ctg $\alpha$ | − 3.00 | − 3.60 | − 4.50 | − 6.00 |
| | | G | − 0.50 (L/h) | − 2.00 | − 2.40 | − 3.00 | − 4.00 |
| | $C_1$ | A B | 0.50cosec $\alpha$ | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | C | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| | | D E | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | F G | − 0.50ctg $\alpha$ | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |

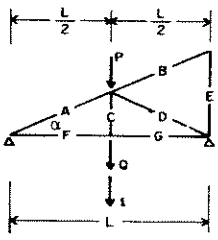
## TABLA 11.3 COEFICIENTES DE LONGITUD Y CARGA (Cont.)

| TIPO DE ARMADURA | COEF. DE | ELE-MENTO | FORMULA GENERAL | PENDIENTE 1/2 | 5/12 | 1/3 | 1/4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4  | $C_L$ | ABCD | 0.167sec $\alpha$ | 0.187 | 0.181 | 0.176 | 0.172 |
| | | E | 0.333tg $\alpha$ | 0.167 | 0.139 | 0.111 | 0.083 |
| | | F | 0.167sec $\beta$ | 0.236 | 0.217 | 0.201 | 0.187 |
| | | GH | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 |
| | $C_P$ | A | 2.50cosec $\alpha$ | + 5.60 | + 6.50 | + 7.90 | +10.30 |
| | | B | 2.00cosec $\alpha$ | + 4.48 | + 5.20 | + 6.32 | + 8.24 |
| | | C | 2.00cosec $\alpha$ | + 4.48 | + 5.20 | + 6.32 | + 8.24 |
| | | DE | 1.00 | + 1.00 | + 1.00 | + 1.00 | + 1.00 |
| | | F | − 1.50cosec $\beta$ | − 2.12 | − 2.34 | − 2.70 | − 3.35 |
| | | G | − 2.50ctg $\alpha$ | − 5.00 | − 6.00 | − 7.50 | −10.00 |
| | | H | − 0.38ctg $\alpha$ | − 0.76 | − 0.91 | − 1.14 | − 1.52 |
| | $C_Q$ | ABC | 1.00cosec $\alpha$ | + 2.24 | + 2.60 | + 3.16 | + 4.12 |
| | | DE | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | F | − 1.00cosec $\beta$ | − 1.41 | − 1.56 | − 1.80 | − 2.24 |
| | | G | − 1.00ctg $\alpha$ | − 2.00 | − 2.40 | − 3.00 | − 4.00 |
| | | H | − 0.33 (L/h) | − 1.35 | − 1.60 | − 2.00 | − 2.67 |
| | $C_1$ | ABC | 0.67cosec $\alpha$ | + 1.50 | + 1.74 | + 2.12 | + 2.76 |
| | | DE | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | F | − 1.00cosec $\beta$ | − 1.41 | − 1.56 | − 1.80 | − 2.24 |
| | | G | − 0.67ctg $\alpha$ | − 1.34 | − 1.61 | − 2.01 | − 2.68 |
| | | A'B'C' | 0.33cosec $\alpha$ | + 0.74 | + 0.86 | + 1.04 | + 1.36 |
| | | D'E'F' | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | HG' | − 0.33ctg $\alpha$ | − 0.66 | − 0.79 | − 1.00 | − 1.32 |
| 5  | $C_L$ | AB | 0.25sec $\alpha$ | 0.280 | 0.271 | 0.263 | 0.257 |
| | | C | 0.25sec $\alpha$ tg $\alpha$ | 0.140 | 0.113 | 0.088 | 0.064 |
| | | DE | 0.25sec$^2$ $\alpha$ | 0.314 | 0.294 | 0.277 | 0.264 |
| | | F | (1−0.50sec$^2$ $\alpha$ ) | 0.372 | 0.412 | 0.446 | 0.472 |
| | $C_P$ | A | 1.50cosec $\alpha$ | + 3.36 | + 3.90 | + 4.74 | + 6.18 |
| | | B | (0.50 cos$^2$ $\alpha$ )cosec $\alpha$ | + 2.89 | + 3.50 | + 4.43 | + 5.94 |
| | | C | 1.00cos $\alpha$ | + 0.89 | + 0.92 | + 0.95 | + 0.97 |
| | | D | − 1.00cos$^2$ $\alpha$ cosec $\beta$ | − 0.64 | − 1.19 | − 1.51 | − 2.01 |
| | | E | − 1.50ctg $\alpha$ | − 3.00 | − 3.60 | − 4.50 | − 6.00 |
| | | F | − 0.50 (L/h) | − 2.00 | − 2.40 | − 3.00 | − 4.00 |
| | $C_Q$ | AB | 1.00cosec $\alpha$ | + 2.24 | + 2.60 | + 3.16 | + 4.12 |
| | | C | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | DF | − 1.00cosec $\beta$ | − 1.25 | − 1.41 | − 1.67 | − 2.14 |
| | | E | − 1.00ctg $\alpha$ | − 2.00 | − 2.40 | − 3.00 | − 4.00 |
| | $C_1$ | AB | (1.00-0.250sec$^2\alpha$ ) cosec $\alpha$ | + 1.54 | + 1.84 | + 2.29 | + 3.03 |
| | | D | − 1.00cosec 2 $\alpha$ | − 1.25 | − 1.41 | − 1.67 | − 2.12 |
| | | E | − −(ctg$\alpha$−0.50cosec 2$\alpha$) | − 1.38 | − 1.70 | − 2.17 | − 2.94 |
| | | A'B' | 0.25cosec $\alpha$ sec$^2$ $\alpha$ | + 0.70 | + 0.76 | + 0.83 | + 1.09 |
| | | CC'D' | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | FE' | − 0.50cosec 2 $\alpha$ | − 0.62 | − 0.85 | − 1.08 | − 1.47 |

## TABLA 11.3 COEFICIENTES DE LONGITUD Y CARGA (Cont.)

| TIPO DE ARMADURA | COEF. DE | ELE-MENTO | FORMULA GENERAL | PENDIENTE 1/2 | 5/12 | 1/3 | 1/4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6  | $C_L$ | ABA'B' | $L/(4\cos\alpha)$ | 0.280 | 0.271 | 0.264 | 0.258 |
| | | C C' | $L/(6\cos\beta)$ | 0.300 | 0.267 | 0.236 | 0.208 |
| | | D D' | $L/(12\cos\beta)$ | 0.150 | 0.133 | 0.118 | 0.104 |
| | | E F E' | L/3 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 |
| | $C_P$ | A A' | $3/(2\,\mathrm{sen}\,\alpha)$ | +3.354 | +3.900 | +4.743 | +6.185 |
| | | B B' | $5/(4\,\mathrm{sen}\,\alpha)$ | +2.795 | +3.250 | +3.953 | +5.154 |
| | | C C' | $-L/(8h\cos\beta)$ | −0.901 | −0.960 | −1.061 | −1.250 |
| | | D D' | $3/(4\,\mathrm{sen}\,\beta)$ | +0.901 | +0.960 | +1.061 | +1.250 |
| | | E E' | −3L/(4 h) | −3.000 | −3.600 | −4.500 | −6.000 |
| | | F | − L/(2 h) | −2.000 | −2.400 | −3.000 | −4.000 |
| | $C_Q$ | AA'BB' | $1/\mathrm{sen}\,\alpha$ | +2.236 | +2.600 | +3.162 | +4.123 |
| | | CC' | $-1/\mathrm{sen}\,\beta$ | −1.202 | −1.281 | −1.414 | −1.667 |
| | | D D' | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | | E E' | − L / (2h) | −2.000 | −2.400 | −3.000 | −4.000 |
| | | F | − L / (3h) | −1.333 | −1.600 | −2.000 | −2.667 |
| | $C_1$ | A B | $2/(3\,\mathrm{sen}\,\alpha)$ | +1.491 | +1.733 | +2.108 | +2.749 |
| | | A'B' | $1/(3\,\mathrm{sen}\,\alpha)$ | +0.745 | +0.867 | +1.054 | +1.374 |
| | | C | $-1/\mathrm{sen}\,\beta$ | −1.202 | −1.281 | −1.414 | −1.667 |
| | | D D'C' | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | | E | − L/ (3 h) | −1.333 | −1.600 | −2.000 | −2.667 |
| | | F E' | − L/ (6 h) | −0.667 | −0.800 | −1.000 | −1.333 |
| 7  | $C_L$ | A B C | $0.167\sec\alpha$ | 0.187 | 0.181 | 0.176 | 0.172 |
| | | D | $0.500\,\mathrm{tg}\,\alpha$ | 0.250 | 0.208 | 0.167 | 0.125 |
| | | E | $0.167\sec\gamma$ | 0.301 | 0.267 | 0.236 | 0.209 |
| | | F | $0.333\,\mathrm{tg}\,\alpha$ | 0.167 | 0.139 | 0.111 | 0.083 |
| | | G | $0.167\sec\beta$ | 0.236 | 0.217 | 0.201 | 0.187 |
| | | H | $0.167\,\mathrm{tg}\,\alpha$ | 0.083 | 0.069 | 0.056 | 0.042 |
| | | I J K | 0.167 | 0.167 | 0.167 | 0.167 | 0.167 |
| | $C_P$ | A B | $2.50\,\mathrm{cosec}\,\alpha$ | + 5.59 | + 6.50 | + 7.91 | +10.30 |
| | | C | $(2.50\,\mathrm{cosec}\,\alpha - \mathrm{ctg}\,\beta\sec\alpha)$ | + 4.47 | + 5.20 | + 6.33 | + 8.24 |
| | | D | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | E | $-1.50\,\mathrm{cosec}\,\gamma$ | − 1.80 | − 1.92 | − 2.12 | − 2.50 |
| | | F | 1.50 | + 1.50 | + 1.50 | + 1.50 | + 1.50 |
| | | G | $-1.00\,\mathrm{cosec}\,\beta$ | − 1.41 | − 1.56 | − 1.80 | − 2.23 |
| | | H | 1.00 | + 1.00 | + 1.00 | + 1.00 | + 1.00 |
| | | I | − 1.25 (L/h) | − 5.00 | − 6.00 | − 7.50 | −10.00 |
| | | J | − 1.00 (L/h) | − 4.00 | − 4.80 | − 6.00 | − 8.00 |
| | | K | − 0.75 (L/h) | − 3.00 | − 3.60 | − 4.50 | − 6.00 |
| | $C_Q$ | A B | $2.50\,\mathrm{cosec}\,\alpha$ | + 5.59 | + 6.50 | + 7.91 | +10.30 |
| | | C | $(2.50\,\mathrm{cosec}\,\alpha - \mathrm{ctg}\,\beta\sec\alpha)$ | + 4.47 | + 5.20 | + 6.33 | + 8.24 |
| | | D | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| | | E | $-1.50\,\mathrm{cosec}\,\gamma$ | − 1.80 | − 1.92 | − 2.12 | − 2.50 |
| | | F | 0.50 | + 0.50 | + 0.50 | + 0.50 | + 0.50 |
| | | G | $-1.00\,\mathrm{cosec}\,\beta$ | − 1.41 | − 1.56 | − 1.80 | − 2.23 |
| | | H | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | I | − 1.25 (L/h) | − 5.00 | − 6.00 | − 7.50 | −10.00 |
| | | J | − 1.00 (L/h) | − 4.00 | − 4.80 | − 6.00 | − 8.00 |
| | | K | − 0.75 (L/h) | − 3.00 | − 3.60 | − 4.50 | − 6.00 |
| | $C_1$ | A B C | $0.50\,\mathrm{cosec}\,\alpha$ | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | D | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| | | I J K | $-0.50\,\mathrm{ctg}\,\alpha$ | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |
| | | E F G H | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

## TABLA 11.3 COEFICIENTES DE LONGITUD Y CARGA (Cont.)

| TIPO DE ARMADURA | COEF. DE | ELE-MENTO | FORMULA GENERAL | PENDIENTE 1/2 | 5/12 | 1/3 | 1/4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8  | $C_L$ | AB | 0.50sec α | 0.559 | 0.542 | 0.527 | 0.521 |
| | | C | 0.50tg α | 0.250 | 0.208 | 0.167 | 0.125 |
| | | D | 0.50sec α | 0.559 | 0.542 | 0.527 | 0.521 |
| | | E | 1.00tg α | 0.500 | 0.416 | 0.334 | 0.250 |
| | | FG | 0.50 | 0.500 | 0.500 | 0.500 | 0.500 |
| | $C_P$ | AD | 0.50cosec α | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | BC | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | | E | 0.50 | + 0.50 | + 0.50 | + 0.50 | + 0.50 |
| | | FG | − 0.50ctg α | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |
| | $C_Q$ | BE | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | ó | C | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 | − 1.00 |
| | $C_1$ | AD | 0.50cosec α | + 1.12 | + 1.30 | + 1.58 | + 2.06 |
| | | FG | − 0.50ctg α | − 1.00 | − 1.20 | − 1.50 | − 2.00 |



Longitud de Barras = $C_L$ x L
Fuerzas Axiales debidas a:
P iguales a $C_P$ x P
Q iguales a $C_Q$ x Q
1 iguales a $C_1$
(+) compresión
(−) tracción

## 11.11 DISEÑOS ESTANDAR

A continuación se presenta un grupo de diseños completos de cerchas o armaduras para 6 y 8 metros de luz. Todas las armaduras diseñadas son tipo W variando, además de la luz, la pendiente de la cuerda superior, el tipo de elemento que conforma las cuerdas diagonales y montantes y las características de las uniones. Las pendientes usadas son 1/4 y 5/12. Se proponen diseños alternativos con cuerdas simples y dobles para condiciones similares de luz, pendiente y estado de carga con la finalidad de dar al diseñador alternativas que se acomoden más ajustadamente a sus necesidades. Las uniones son clavadas, usando cartelas de refuerzo de madera o también, en algunos casos, sin refuerzo. La cuerda o brida superior está dividida en cuatro partes iguales y la cuerda o brida inferior en tres.

**Condición de Carga.**- Estos diseños han sido preparados para tres estados de carga. El primero con 100 kg/m de carga vertical uniformemente repartida en la cuerda superior y sin carga en la cuerda inferior. El segundo con 100 kg/m en la cuerda superior y 30 kg/m de carga en la cuerda inferior. El tercero con 200 kg/m en la cuerda superior y 30 kg/m en la cuerda inferior. Debe tomarse en cuenta que la condición de carga I sólo debe considerarse cuando se tiene la certeza de que no se colocará cielo raso en la cuerda inferior, condición que deberá expresarse muy claramente en los planos.

**Material.-** Las armaduras que se presentan han sido diseñadas y construidas con madera estructural de especies del Grupo C. Las piezas con que se fabriquen diseños similares deben ser exclusivamente de material definido como estructural (Secc. 3.3), es decir de especies aceptadas como del Grupo C, debidamente dimensionadas y clasificadas como de calidad estructural. Todas las piezas deberán satisfacer la "Regla de Clasificación Visual por Defectos" que se presenta en la Secc. 3.4.

Las cartelas de refuerzo son todas de madera sólida de especies del Grupo C y de calidad estructural. Pueden ser preparadas de tablas con un ancho máximo de 29 cm. Su espesor varía según el diseño (20 ó 30 mm). En el caso de armaduras con cuerdas dobles, las cartelas son de una sola pieza embebida entre los elementos de la cuerda. Cuando las cuerdas son simples las cartelas se colocan a ambos lados abrazando los elementos de la cuerda (cartelas dobles).

Los clavos son de alambre de caña lisa y punta de diamante. Deben ser zincados o galvanizados antes de su colocación. Los diámetros mínimos usados son:

| ℓ | d |
|---|---|
| 51 mm | 2.9 mm |
| 63 mm | 2.9 mm |
| 76 mm | 3.3 mm |

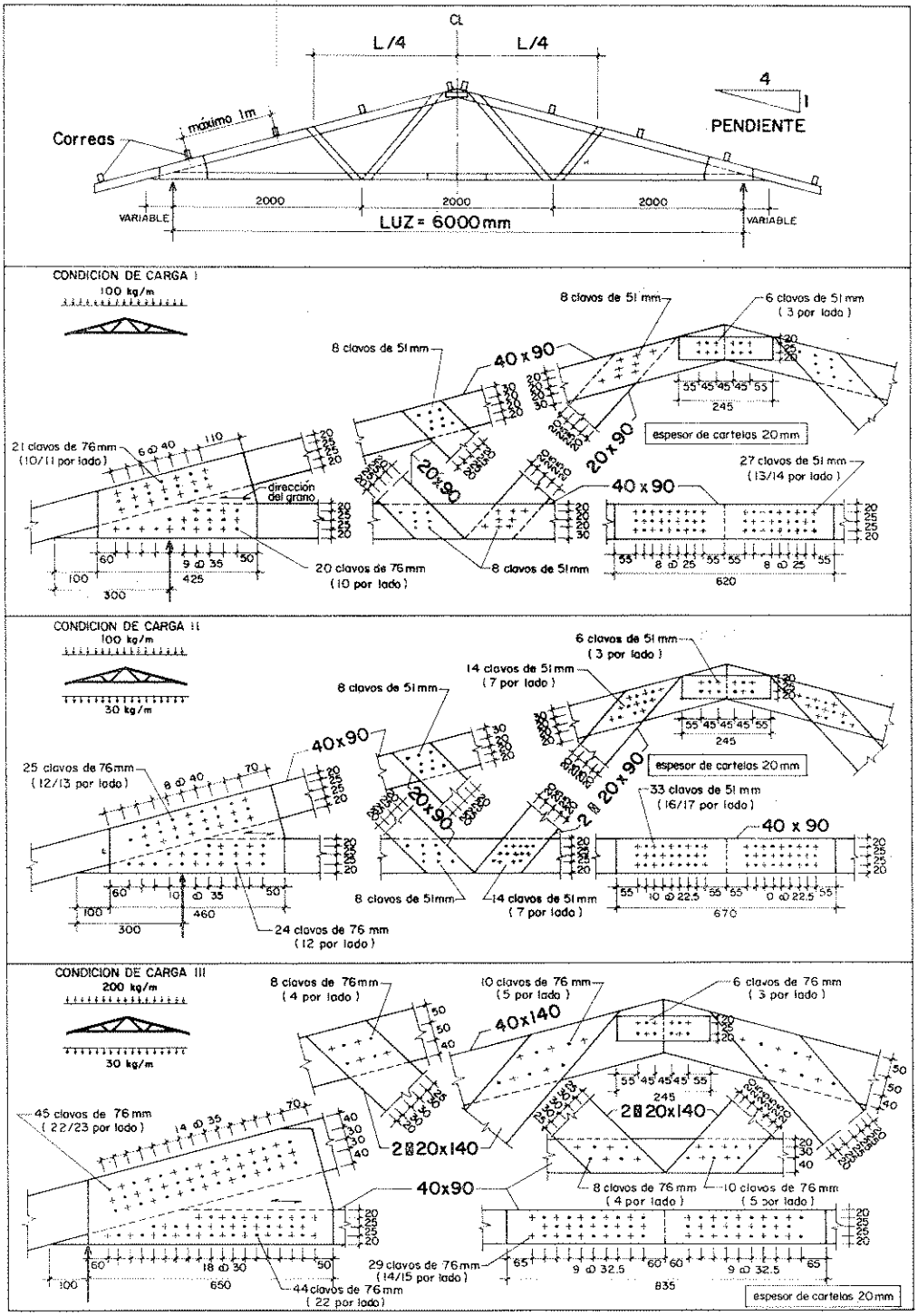
**Arriostres.-** Tanto los diseños originales como los ensayos de laboratorio han sido efectuados considerando arriostres en la cuerda superior espaciados a 1 m como máximo. Es por lo tanto **indispensable especificar un espaciamiento de correas no mayor de 1 m** y sujetar éstas con dos clavos de 76 mm, por lo menos. De lo contrario se estaría reduciendo peligrosamente la seguridad al pandeo de los elementos de la cuerda superior, que es la forma de falla más frecuentemente observada en estos ensayos.

**Presentación de las Tablas.-** Las cuatro primeras tablas corresponden a armaduras de 6 m de luz (Tablas 11.4 a 11.7) y las cuatro restantes a armaduras de 8 m de luz (Tablas 11.8 a 11.11). Dentro de cada uno de estos grupos figuran primero las correspondientes a pendiente 1/4 (3/12) y luego las de pendiente de 5/12. La variante que aparece para armaduras de una misma pendiente es el tipo de elemento usado en las cuerdas o bridas: simples o dobles. Estos diseños son equivalentes quedando a criterio del diseñador escoger el que más se acerque a sus necesidades.

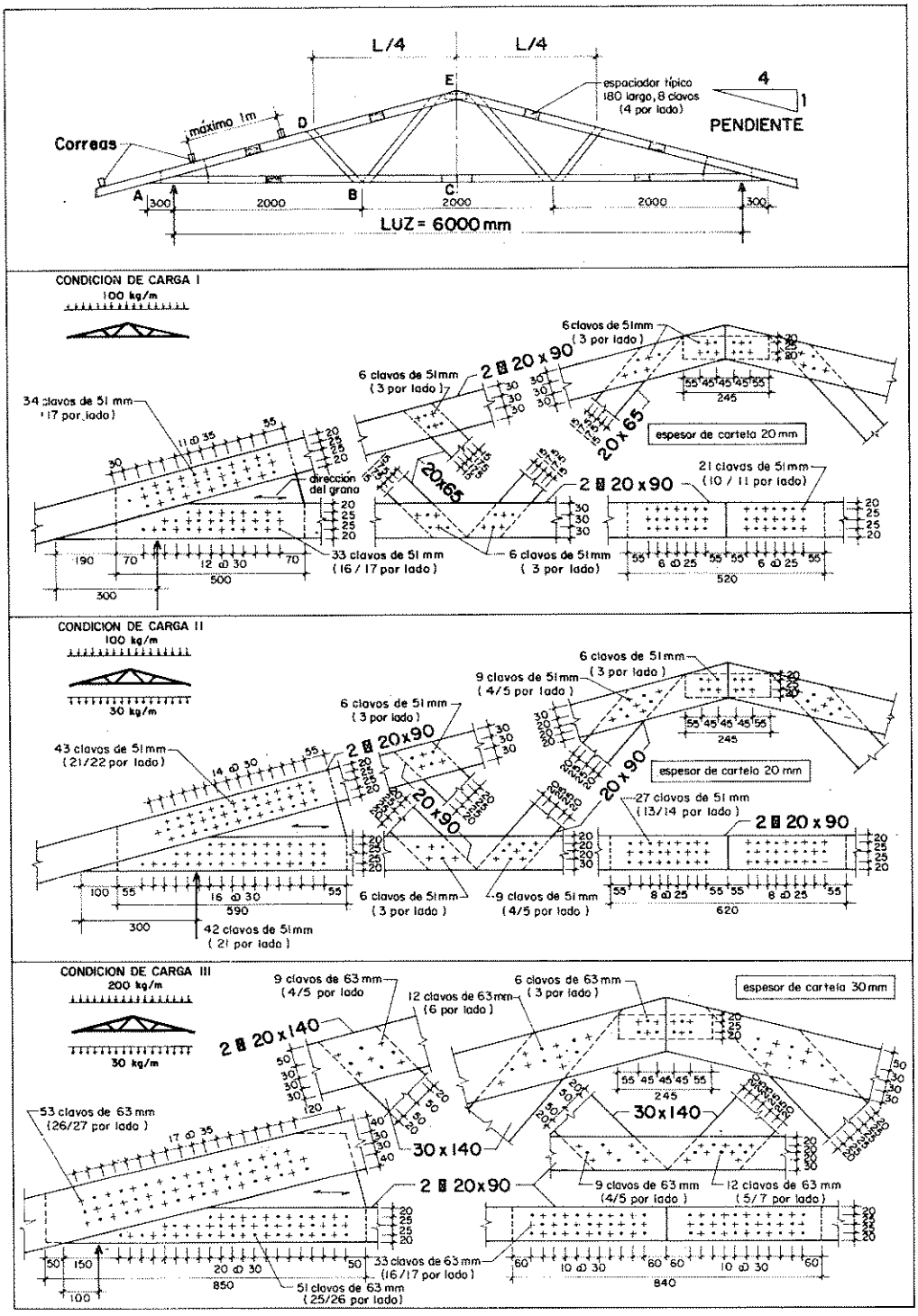
En cada Tabla aparece, en la parte superior, un esquema de la armadura con indicación de la luz y su pendiente. Luego, para cada una de las condiciones de carga, que se resumen gráficamente a un costado de la figura, se presentan las dimensiones de las piezas que conforman la armadura. Cuando se trata de piezas dobles se especifica 2⊠20x90, por ejemplo. Todas las dimensiones están en milímetros. También se incluye con cada dibujo el tamaño y disposición de los clavos de las uniones. Un punto indica un clavo visto desde el lado de la figura y una cruz indica un clavo colocado desde el lado opuesto.

Las armaduras son simétricas y el diseño contempla la posibilidad de fabricarlas por mitades iguales unidas posteriormente al centro. En los dibujos se consigna únicamente la información de un lado.

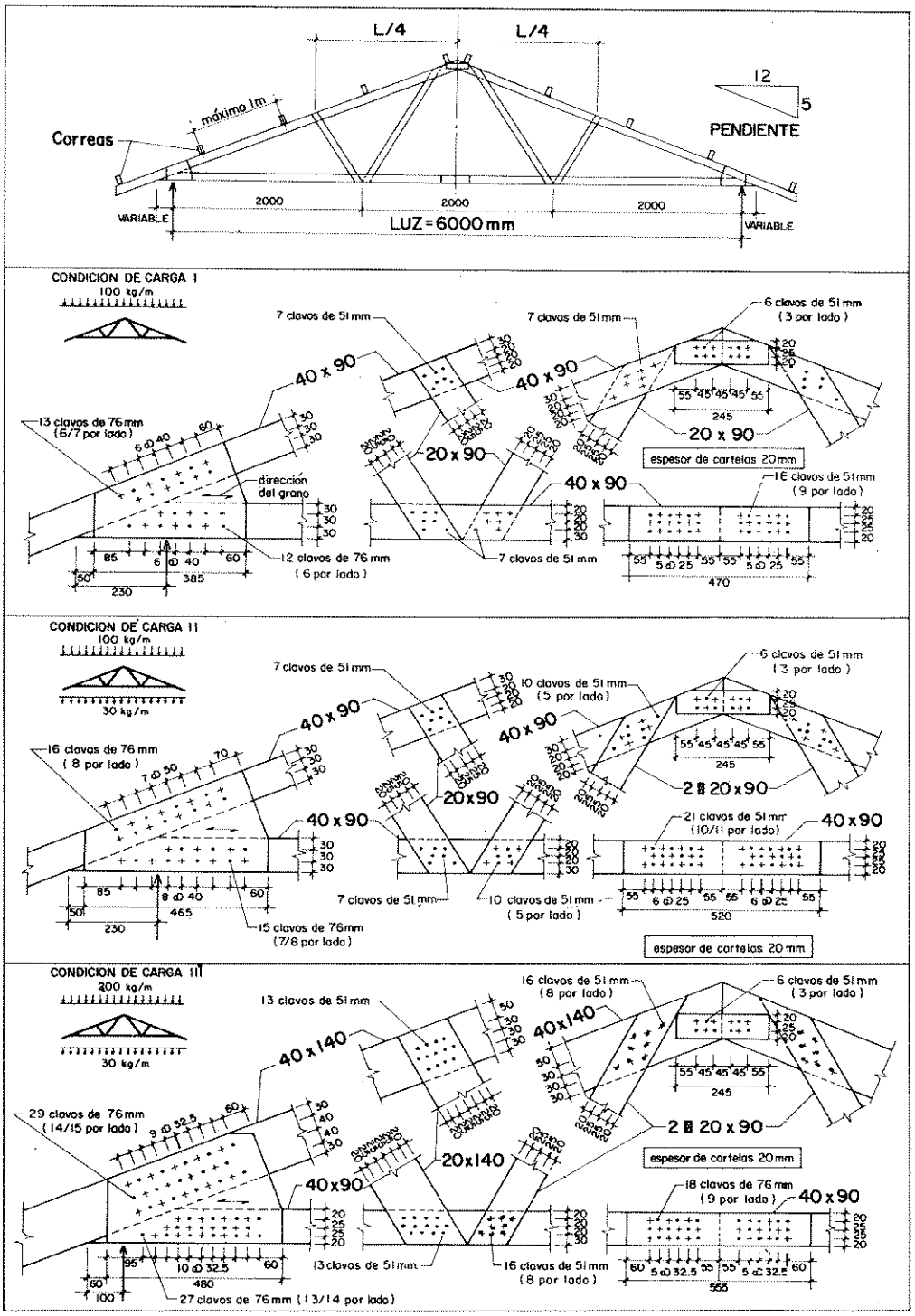
## TABLA 11.4 ARMADURA TIPO W. CUERDAS SIMPLES. LUZ – 6m PENDIENTE 1:4. MADERA GRUPO C.



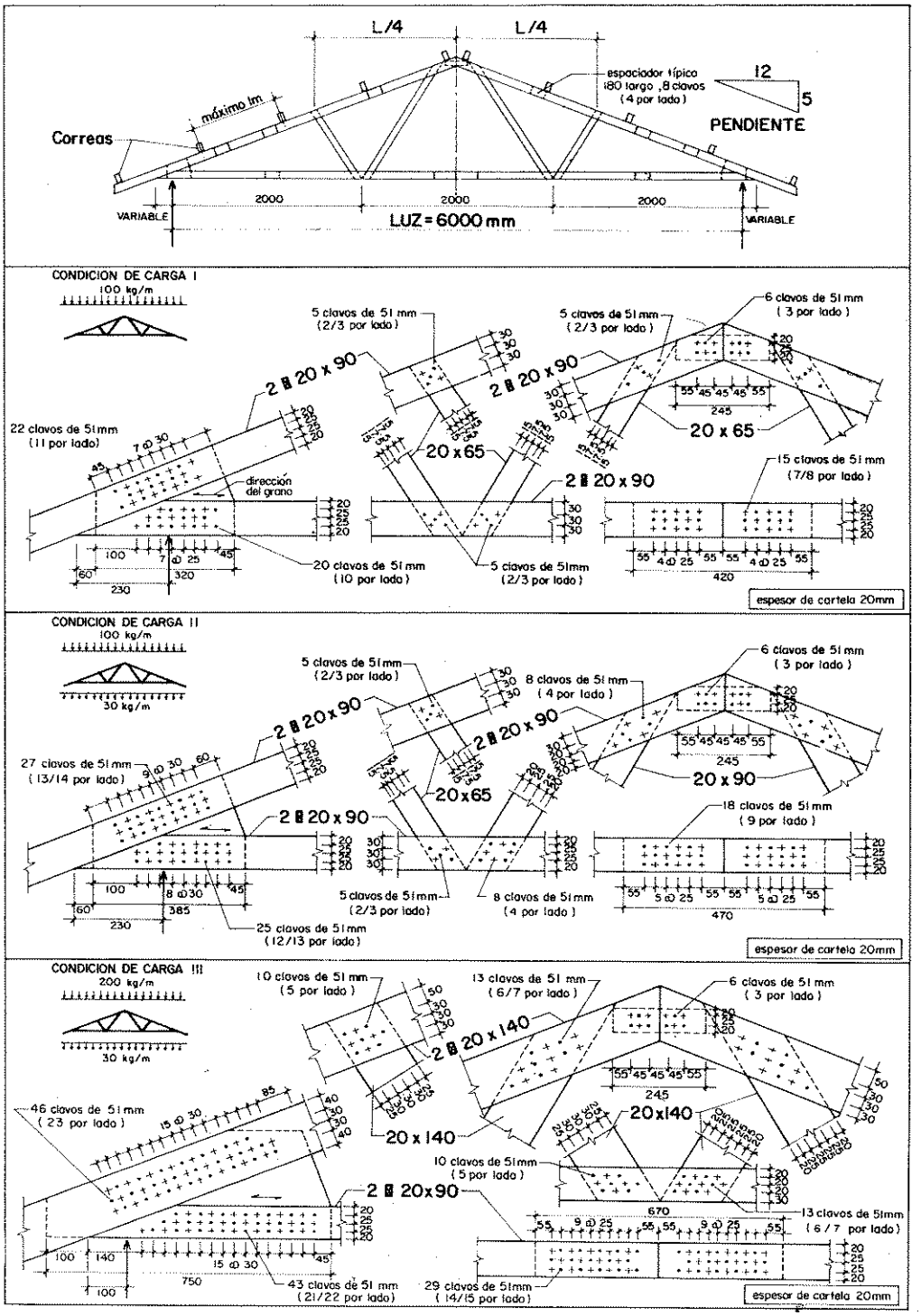
## TABLA 11.5 ARMADURA TIPO W. CUERDAS DOBLES. LUZ – 6m PENDIENTE 1:4. MADERA GRUPO C.



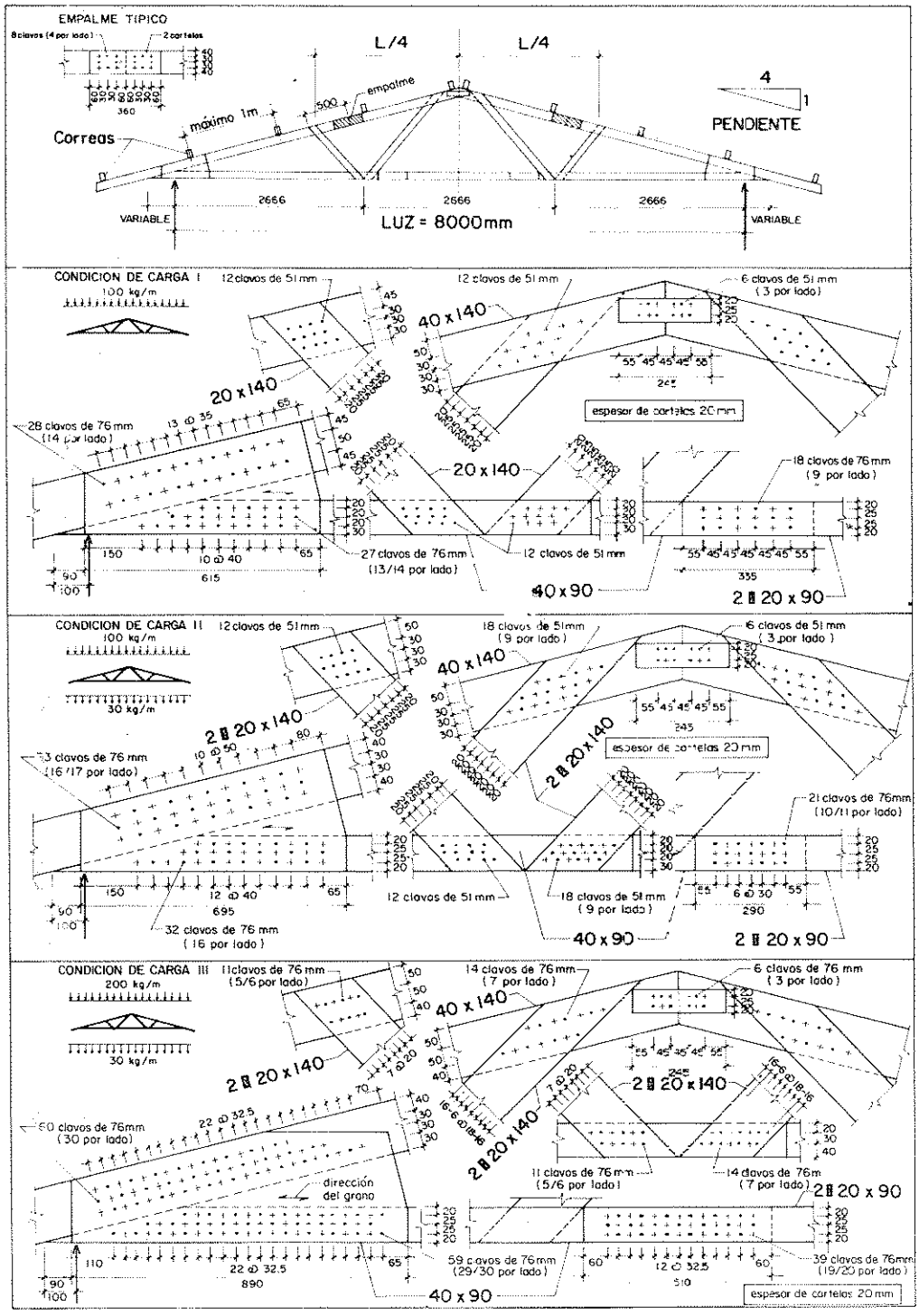
## TABLA 11.6 ARMADURA TIPO W. CUERDAS SIMPLES. LUZ – 6m PENDIENTE 5:12. MADERA GRUPO C.



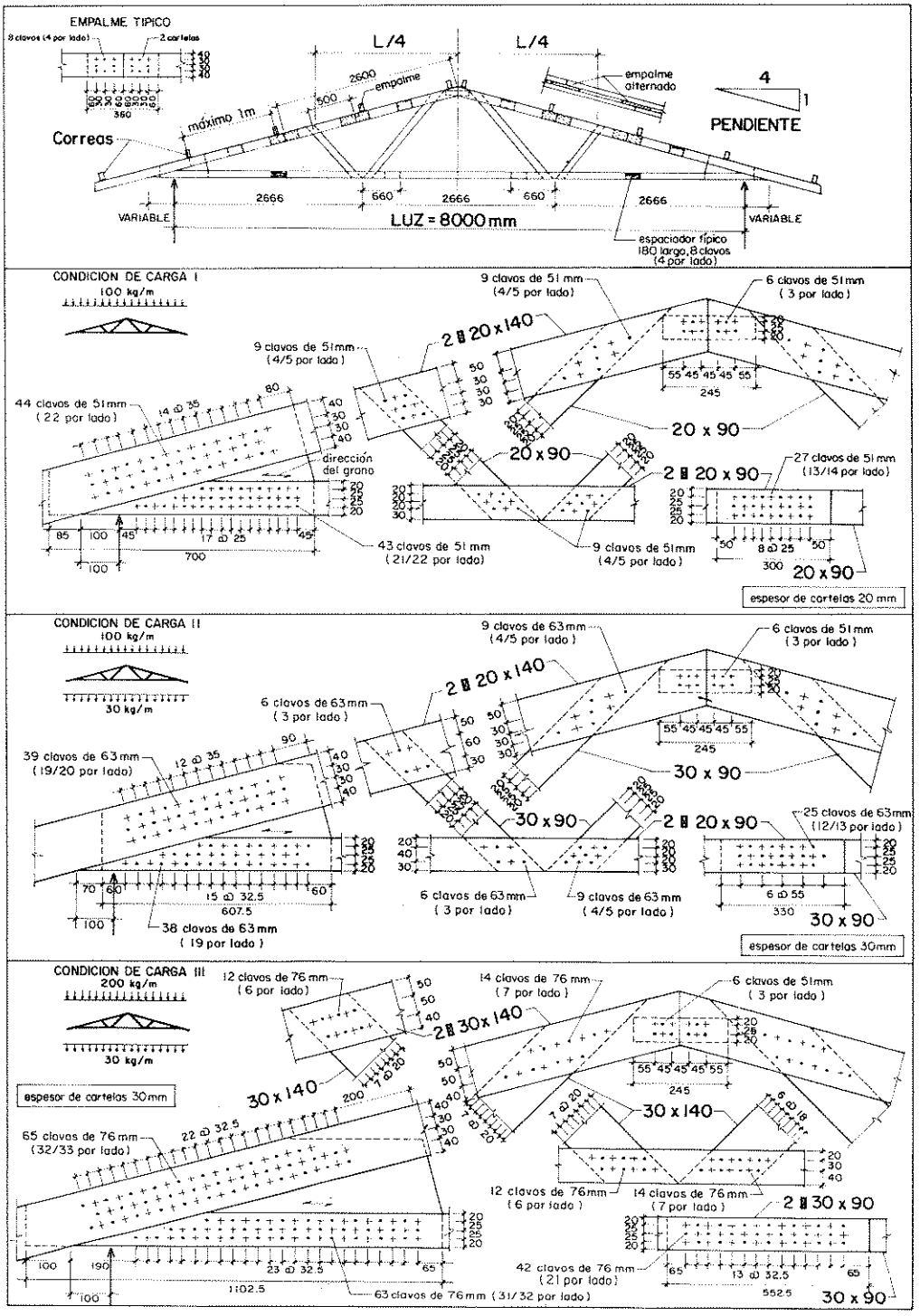
## TABLA 11.7 ARMADURA TIPO W. CUERDAS DOBLES. LUZ – 6m PENDIENTE 5:12. MADERA GRUPO C.



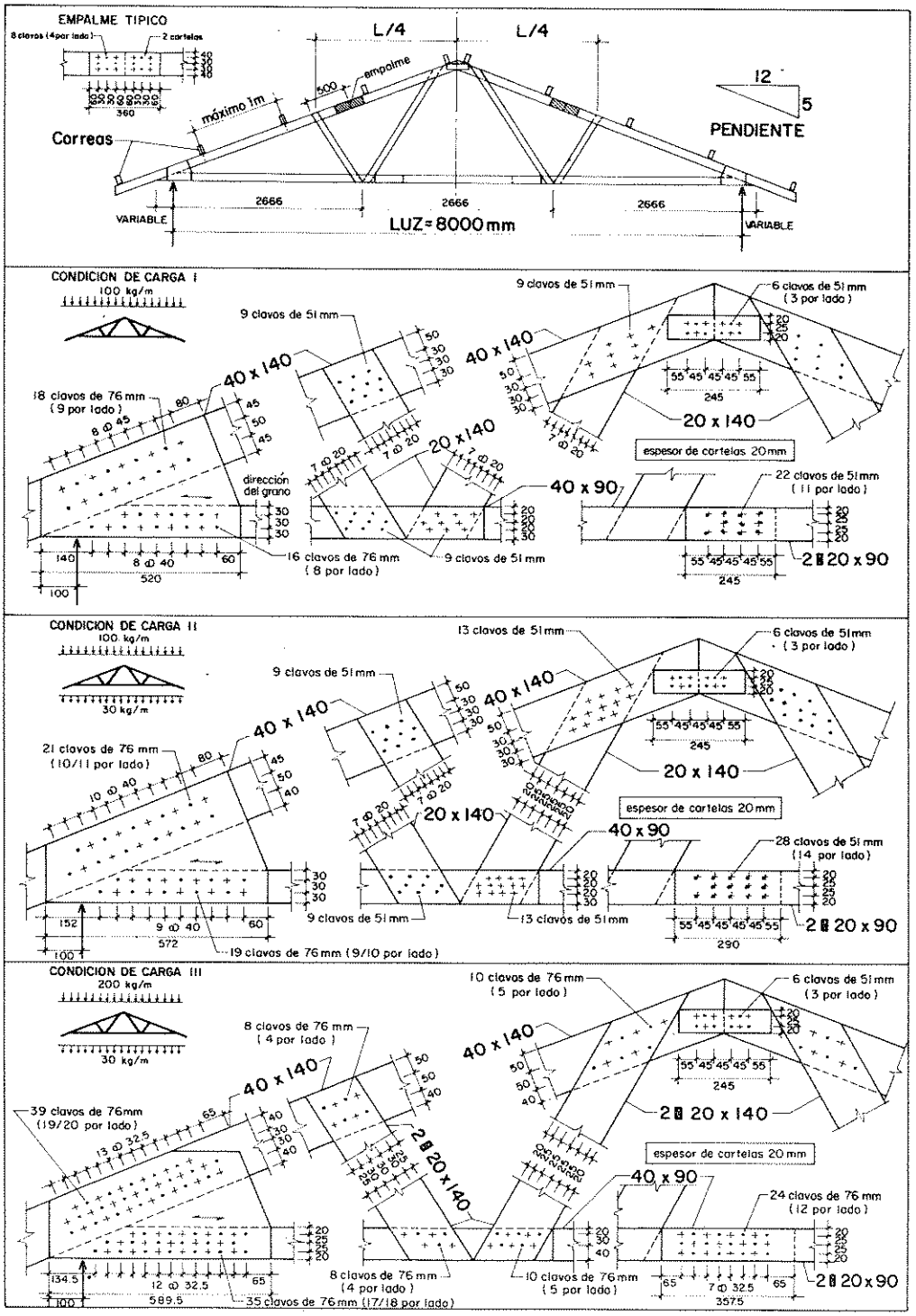
## TABLA 11.8 ARMADURA TIPO W. CUERDAS SIMPLES. LUZ – 8m PENDIENTE 1:4. MADERA GRUPO C.



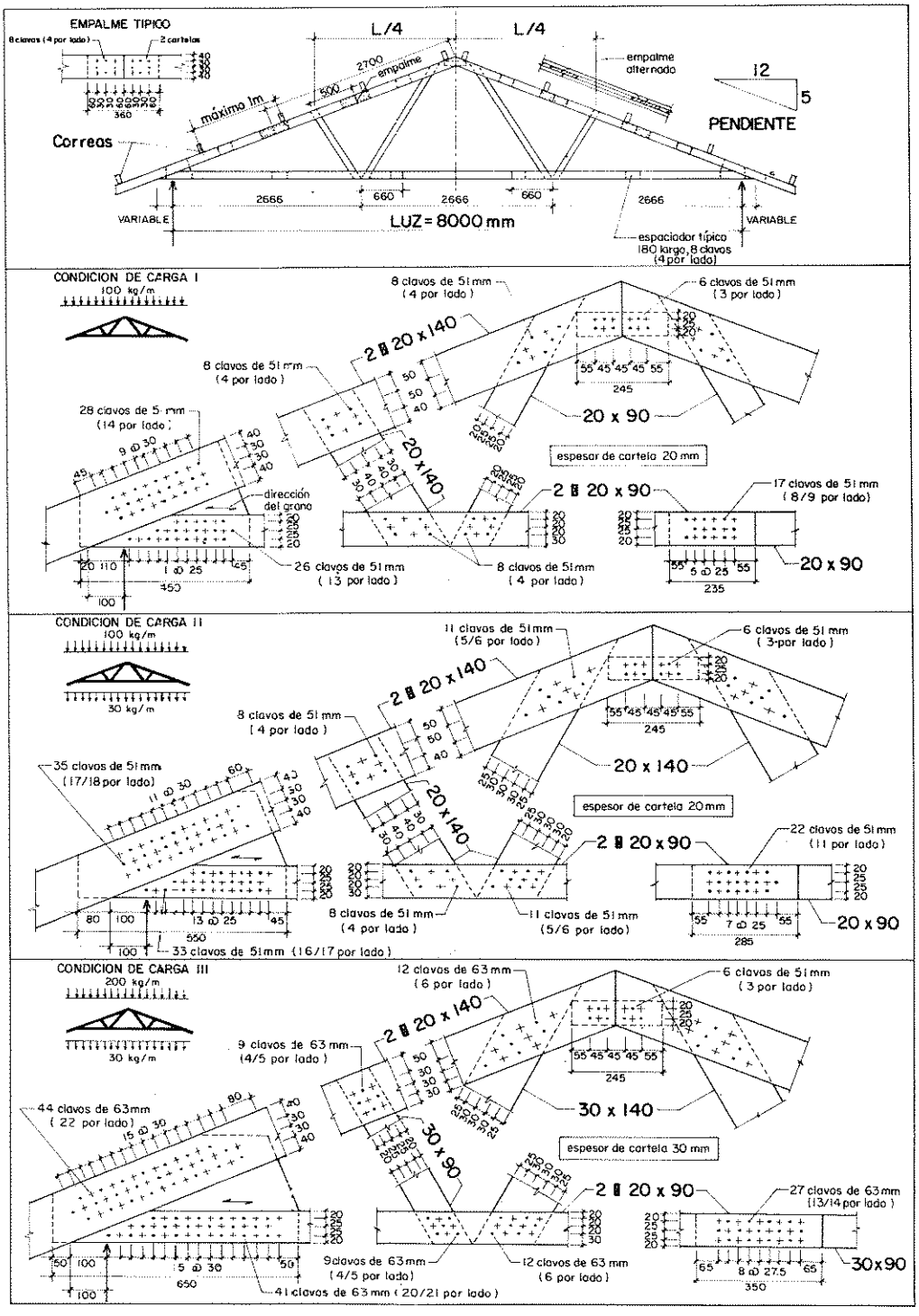
## TABLA 11.9 ARMADURA TIPO W. CUERDAS DOBLES. LUZ – 8m PENDIENTE 1:4. MADERA GRUPO C.



## TABLA 11.10 ARMADURA TIPO W. CUERDAS SIMPLES. LUZ – 8m PENDIENTE 5:12. MADERA GRUPO C.



## TABLA 11.11 ARMADURA TIPO W. CUERDAS DOBLES. LUZ – 8m PENDIENTE 5:12. MADERA GRUPO C.



## PARTE I: RECOMENDACIONES


12.1 Uniones Clavadas

- 12.1.1. Uniones Sometidas a Cizallamiento: Cargas Admisibles
  - a) Simple Cizallamiento
  - b) Otros casos
- 12.1.2. Espesores Mínimos y Penetración de los Clavos
  - a) Simple Cizallamiento
  - b) Doble Cizallamiento
- 12.1.3. Espaciamientos Mínimos
  - a) Simple Cizallamiento
  - b) Doble Cizallamiento
- 12.1.4. Uniones Sometidas a Extracción: Cargas Admisibles
- 12.1.5. Espesores Mínimos y Espaciamiento de los Clavos.

12.2 Uniones Empernadas

- 12.2.1. Cargas Admisibles
- 12.2.2. Uniones Sometidas a Doble Cizallamiento
  - a) Influencia de la Orientación de las Fuerzas con Relación al Grano
  - b) Uniones con Pletinas Metálicas
- 12.2.3. Uniones Sometidas a Simple Cizallamiento
- 12.2.4. Uniones Sometidas a Cizallamiento Múltiple
- 12.2.5. Efectos Combinados: Corte y Fuerza Axial
- 12.2.6. Reducción de la Carga Admisible por Efecto de Grupo
- 12.2.7. Espaciamientos Mínimos
  - a) Cargas Paralelas a la Dirección del Grano
  - b) Cargas Perpendiculares a la Dirección del Grano


## PARTE II: COMENTARIOS


12.1 Uniones Clavadas

- 12.1.1. Cargas Admisibles
- 12.1.2. Espesores Mínimos y Penetración de los Clavos
- 12.1.3. Espaciamientos Mínimos
- 12.1.4. Uniones Sometidas a Extracción

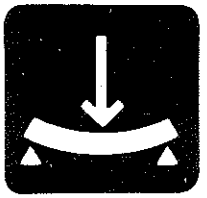
12.2 Uniones Empernadas

- 12.2.1. Cargas Admisibles
- 12.2.2. Uniones Sometidas a Doble Cizallamiento
  - a) Influencia de la Orientación de las Fuerzas con Relación al Grano
  - b) Uniones con Pletinas Metálicas
- 12.2.3. Uniones Sometidas a Simple Cizallamiento
- 12.2.4. Uniones Sometidas a Cizallamiento Múltiple
- 12.2.6. Reducción de la Carga Admisible por Efecto de Grupo
- 12.2.7. Espaciamientos Mínimos


## PARTE III. AYUDAS DE DISEÑO


12.3 Ejemplos de Diseño

- 12.3.1. Empalme
- 12.3.2. Apoyo
- 12.3.3 Unión Empernada. Doble Cizallamiento.
- 12.3.4. Unión Empernada. Doble Cizallamiento. Cargas Inclinadas.
- 12.3.5 Unión Empernada. Simple Cizallamiento.

# 12
# Uniones

# PARTE I: RECOMENDACIONES

## 12.1. UNIONES CLAVADAS

### PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNIONES CLAVADAS

#### UNIONES SOMETIDAS A CIZALLAMIENTO O CORTE

1) Definir bases de cálculo
   a) Grupo estructural de madera a utilizarse
   b) Cargas actuantes en la unión y su orientación con respecto a las piezas de madera

2) Seleccionar la longitud y diámetro de los clavos. Es conveniente usar clavos de la mayor longitud posible. (Tablas 13.16 y 13.17).

3) Determinar la carga admisible para un clavo a simple cizallamiento (Secc. 12.1.1, Tabla 12.1).
   a) Clavos a doble cizallamiento, multiplicar por 1.8 (Tabla 12.2)
   b) Clavos lanceros, multiplicar por 0.83 (5/6) (Tabla 12.2)
   c) Clavos a tope, multiplicar por 0.67 (2/3) (Tabla 12.2)

4) Uniones construidas con madera seca, multiplicar por 1.25

5) Verificar espesores mínimos y longitudes de penetración; eventualmente reducir las cargas admisibles por clavo (Secc. 12.1.2)

6) Determinar el número de clavos y su ubicación (Secc. 12.1.3)

#### UNIONES SOMETIDAS A EXTRACCION

1) Definir bases de cálculo
   a) Grupo estructural de madera a utilizarse
   b) Cargas actuantes en la unión y su orientación con respecto a la dirección de los clavos

2) Seleccionar la longitud y diámetro de los clavos. La longitud debe ser entre 2 y 3 veces el espesor del elemento que contiene a la cabeza del clavo

3) Determinar la longitud de penetración, a, en el elemento que contiene a la punta y calcular la carga admisible para un clavo perpendicular al grano (Secc. 12.1.4, Tabla 12.5)

4) Para clavos lanceros multiplicar por 2/3. Los clavos paralelos al grano de la ma-

**dera que contiene a la punta no pueden considerarse resistentes (clavos a tope, Tabla 12.6)**

5) **Uniones construidas con madera seca, duplicar la carga admisible**

6) **Determinar el número de clavos y su ubicación (Secc. 12.1.5).**

Las uniones clavadas por lo general son las más económicas para estructuras de viviendas y otras edificaciones pequeñas construidas a base de entramados.

La mayor parte de las uniones utilizadas en estas edificaciones soportan cargas relativamente pequeñas y no requieren de un diseño como el que se presenta en las secciones siguientes; las características de estas uniones responden más bien a criterios constructivos. La Tabla 13.16 contiene recomendaciones mínimas para el clavado de algunas uniones típicas. Nótese que en todos los casos se usan por lo menos dos clavos.

Todas las especies del grupo estructural C y muchas del grupo B pueden clavarse fácilmente, más aún si la madera está en condición verde; las maderas más densas y/o secas son por lo general más difíciles de clavar. Si se clavan maderas del grupo estructural A es conveniente hacer un pre–taladrado con un diámetro del orden de 0.8 veces el diámetro del clavo, a menos que se utilicen clavos de alta resistencia. Estos últimos,colocados usando martillos pesados, pueden ser adecuados en los casos en que los clavos ordinarios no permitan un fácil clavado.

Los criterios de diseño que se presentan en las secciones siguientes son aplicables a uniones con clavos comunes de alambre de acero, de sección transversal circular y caña lisa. Para clavos con otro tipo de acabado, o clavos de alta resistencia, estos criterios son en general conservadores.

Se recomienda especialmente que los clavos utilizados con madera húmeda o en condiciones ambientales desfavorables tengan un tratamiento anticorrosivo.

## 12.1.1. Uniones Sometidas a Cizallamiento: Cargas Admisibles

La carga admisible en una unión clavada depende principalmente de:

- Tipo y condición de la madera utilizada.
- Calidad, longitud y diámetro de los clavos.
- Número de clavos y su ubicación con relación a los elementos de madera.
- Espesores de los elementos y penetración de los clavos en cada uno de éstos.

Otros factores pueden ser ignorados para efectos de diseño.

Puede considerarse que la carga admisible de una unión clavada es directamente proporcional al número de clavos o –lo que es lo mismo– que la carga admisible por clavo es independiente del número de clavos y de la ubicación relativa de éstos en la unión, siempre y cuando se satisfagan los requisitos de espaciamientos indicado en la Secc. 12.1.3.

### a) Simple Cizallamiento

La Tabla 12.1 presenta las cargas admisibles, en condiciones de servicio, para un clavo perpendicular al grano sometido a simple cizallamiento (Fig. 12.1). Esta tabla considera la influencia de la longitud ($\ell$), el diámetro del clavo (d) y el grupo de madera estructural utilizada (A, B, C). La Tabla 12.1 es también aplicable a uniones clavadas con pre-taladrado.

## TABLA 12.1 CARGA ADMISIBLE POR CLAVO – SIMPLE CIZALLAMIENTO *

| Longitud (ℓ) | | d | Carga Admisible, kg | | | ℓ/d | 5d | 6d | 8d | 10d | 11d | 16d | 20d |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | pulg | mm | Grupo A** | Grupo B | Grupo C | | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm |
| 51 | 2 | 2.4 | 36 | 28 | 20 | 21.3 | 12 | 14 | 19 | 24 | 26 | 38 | 48 |
| | | 2.6 | 40 | 31 | 22 | 19.6 | 13 | 16 | 21 | 26 | 29 | 42 | 52 |
| | | 2.9 | 46 | 36 | 25 | 17.6 | 15 | 17 | 23 | 29 | 32 | 46 | 58 |
| | | 3.3 | 53 | 42 | 30 | 15.5 | 17 | 20 | 26 | 33 | 36 | 53 | 66 |
| 63 | 2 1/2 | 2.6 | 40 | 31 | 22 | 24.2 | 13 | 16 | 21 | 26 | 29 | 42 | 52 |
| | | 2.9 | 46 | 36 | 25 | 21.7 | 15 | 17 | 23 | 29 | 32 | 46 | 58 |
| | | 3.3 | 53 | 42 | 30 | 19.1 | 17 | 20 | 26 | 33 | 36 | 53 | 66 |
| | | 3.7 | 61 | 48 | 35 | 17.0 | 19 | 22 | 30 | 37 | 41 | 59 | 74 |
| 76 | 3 | 3.3 | 53 | 42 | 30 | 23.0 | 17 | 20 | 26 | 33 | 36 | 53 | 66 |
| | | 3.7 | 61 | 48 | 35 | 20.5 | 19 | 22 | 30 | 37 | 41 | 59 | 74 |
| | | 4.1 | 70 | 54 | 39 | 18.5 | 21 | 25 | 33 | 41 | 45 | 66 | 82 |
| 89 | 3 1/2 | 3.7 | 61 | 48 | 35 | 24.1 | 19 | 22 | 30 | 37 | 41 | 59 | 74 |
| | | 4.1 | 70 | 54 | 39 | 21.7 | 21 | 25 | 33 | 41 | 45 | 66 | 82 |
| | | 4.5 | 78 | 61 | 44 | 19.8 | 23 | 27 | 36 | 45 | 50 | 72 | 90 |
| 102 | 4 | 4.1 | 70 | 54 | 39 | 24.9 | 21 | 25 | 33 | 41 | 45 | 66 | 82 |
| | | 4.5 | 78 | 61 | 44 | 22.7 | 23 | 27 | 36 | 45 | 50 | 72 | 90 |
| | | 4.9 | 87 | 68 | 49 | 20.8 | 25 | 29 | 39 | 49 | 54 | 78 | 98 |

( * ) Para madera seca multiplicar los valores de esta tabla por 1.25.

(**) Para clavar maderas del Grupo A se requiere pre-taladrado.

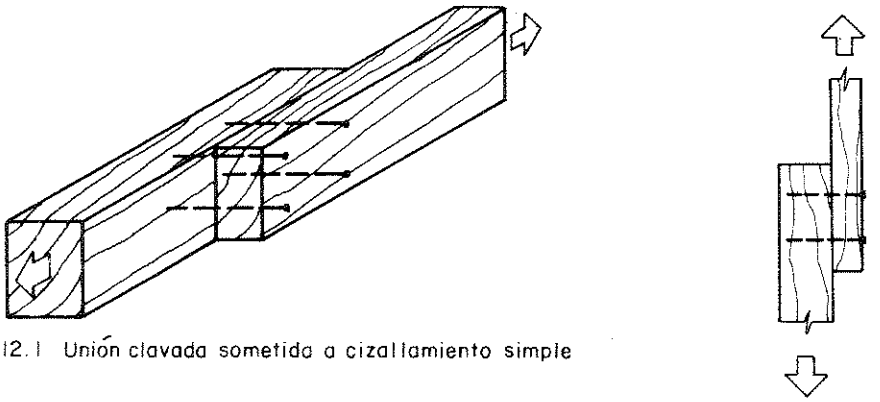


Figura 12.1 Unión clavada sometida a cizallamiento simple

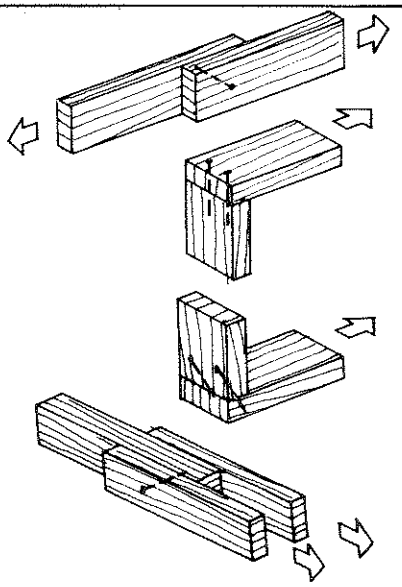
Los valores tabulados son para uniones construidas con madera húmeda (CH $\geq$ 30%); para uniones construidas con madera seca las cargas admisibles de la Tabla 12.1 pueden incrementarse en 25%. Estos valores son directamente aplicables para uniones sometidas a cargas permanentes, siendo en general algo conservadores cuando se trata de cargas de muy corta duración.

## b) Otros casos

La carga admisible para un clavo sometido a doble cizallamiento, clavos lanceros, y clavos a tope se determina multiplicando los valores de la Tabla 12.1 por los factores correspondientes a cada caso que se presentan en la Tabla 12.2.

**TABLA 12.2 FACTORES MODIFICATORIOS DE LAS CARGAS ADMISIBLES PARA UNIONES CLAVADAS SOMETIDAS A CIZALLAMIENTO ***

| Tipo de unión | | Factor |
|---|---|---|
| a. | Cizallamiento simple, clavo perpendicular al grano. | 1.00 |
| b. | Cizallamiento simple, clavo a tope (paralelo al grano de la madera que contiene a la punta). | 0.67 |
| c. | Cizallamiento simple, clavos lanceros. | 0.83 |
| d. | Doble cizallamiento, clavo perpendicular al grano. | 1.80 |



( * ) Multiplicar los valores de la Tabla 12.1 por los factores indicados.

## 12.1.2. Espesores Mínimos y Penetración de los Clavos

### a) Simple Cizallamiento

El espesor del elemento de madera más delgado (que contiene a la cabeza del clavo) debe ser por lo menos 6 veces el diámetro del clavo, 6d. La penetración del clavo en el elemento que contiene a la punta debe ser por lo menos 11 diámetros, 11d. (Fig. 12.2).

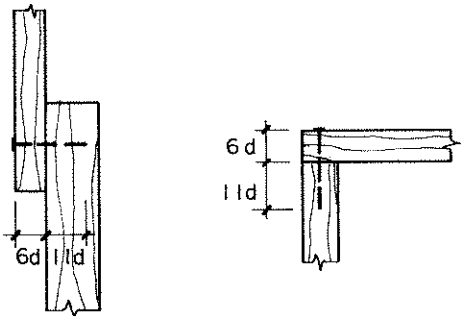



Figura 12.2 Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a cizallamiento simple

Si se tienen espesores o penetraciones menores, las cargas admisibles deben reducirse. El factor de reducción debe ser la menor de las relaciones:

1. Espesor del elemento más delgado / 6d.
2. Penetración en el elemento que contiene la punta / 11d.

En ningún caso deben aceptarse espesores o penetraciones menores que 50 por ciento de los (6d , 11d) antes indicados.

Para clavos lanceros estos mínimos no son aplicables. Los clavos lánceros deben ser introducidos en puntos ubicados a una distancia igual a 1/3 de la longitud del clavo a partir del plano de unión y formando un ángulo de aproximadamente 30° con la dirección del grano, como se indica en la Fig. 12.3.

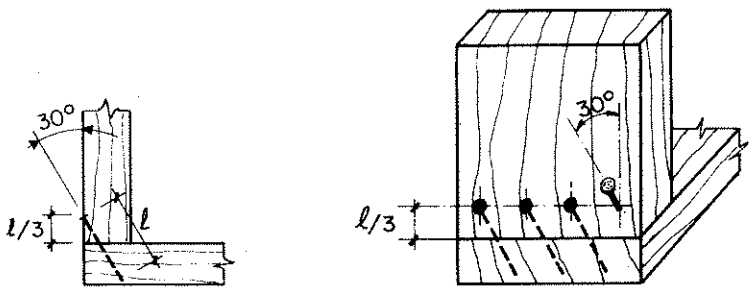



Figura 12.3 Ubicación de clavos lanceros

### b) Doble Cizallamiento

El espesor del elemento central debe ser por lo menos igual a 10 veces el diámetro del clavo, 10d. Tanto el espesor del elemento lateral adyacente a la cabeza del clavo, como la penetración del clavo en la madera de la punta, no deben ser menores que 5 veces el diámetro del clavo, 5d.

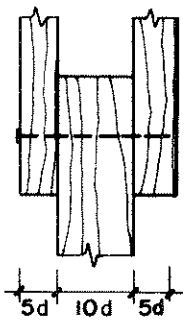



Figura 12.4 Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a doble cizallamiento

Si no se cumplen estos requisitos las cargas admisibles deben reducirse. Sin embargo, en ningún caso deben tenerse espesores o penetraciones menores que 50 por ciento de los (5d, 10d) antes indicados. El factor de reducción debe ser la menor de las relaciones siguientes:

1. Espesor del elemento central /10d.
2. Espesor del elemento adyacente a la cabeza /5d.
3. Penetración en la madera que contiene a la punta /5d.

Si se clavan la mitad de los clavos desde cada lado, el espesor del elemento adyacente a la cabeza y la penetración del clavo en la madera que contiene a la punta pueden promediarse para efectos de establecer la relación con la longitud 5d.

## 12.1.3 Espaciamientos Mínimos

Los espaciamientos mínimos especificados son necesarios para evitar rajaduras al clavar la madera. Con frecuencia estos requisitos obligan a utilizar elementos de madera de dimensiones mayores a las estrictamente necesarias por resistencia.

En uniones constituidas por elementos de madera orientados en direcciones diferentes se deben verificar por separado los requisitos de espaciamientos en cada uno de ellos, resultando para la unión los que sean mayores en cada dirección.

Los espaciamientos especificados a continuación pueden reducirse a criterio del diseñador si se garantiza que la especie a usar no estará sujeta a rajaduras a lo largo de las fibras como resultado del clavado.

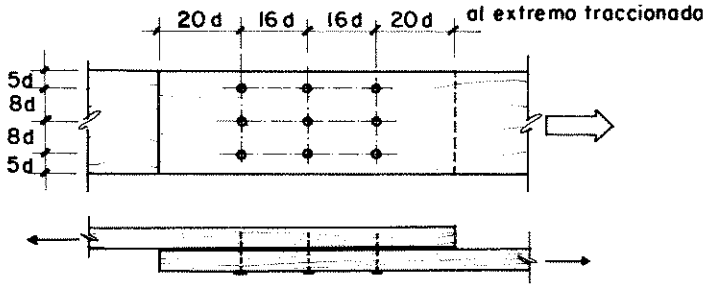
## a) Simple Cizallamiento

Las distancias entre clavos y a los bordes y extremos de las piezas de madera deben ser mayores o iguales que los indicados en la Tabla 12.3.

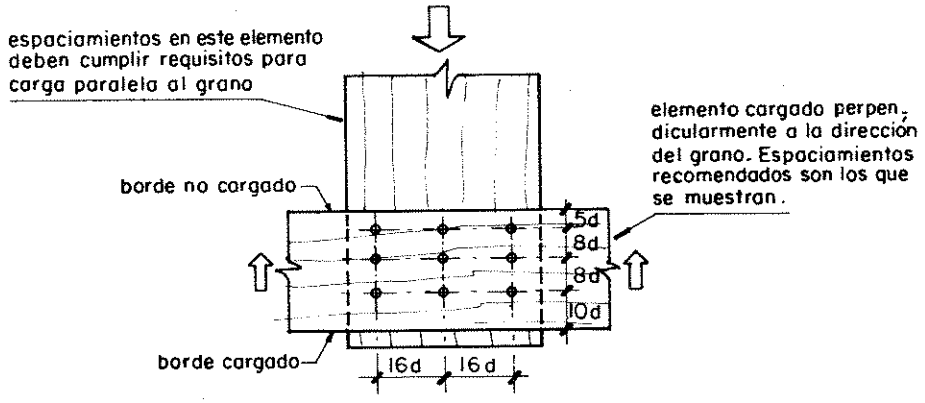
**TABLA 12.3 ESPACIAMIENTOS MINIMOS PARA SIMPLE CIZALLAMIENTO O DOBLE CIZALLAMIENTO CLAVADO DESDE UN SOLO LADO**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Elementos cargados paralelamente al grano (Fig. 12.5a) | A lo largo del grano | Espaciamiento entre clavos | 16 d |
| | | Distancia al extremo | 20 d |
| | Perpendicular a la dirección del grano | Espaciamiento entre líneas de clavos | 8 d |
| | | Distancia a los bordes | 5 d |
| Elementos cargados perpendicularmente al grano (Fig. 12.5b) | A lo largo del grano | Espaciamiento entre clavos | 16 d |
| | Perpendicularmente a la dirección del grano | Espaciamiento entre líneas de clavos | 8 d |
| | | Distancia al borde cargado | 10 d |
| | | Distancia al borde no cargado | 5 d |

d = diámetro del clavo




(a) elementos cargados paralelamente al grano




(b) elementos cargados perpendicularmente al grano

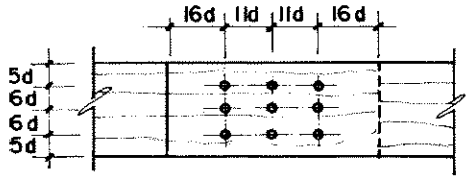
Figura 12.5 **Espaciamientos mínimos, uniones clavadas a simple cizallamiento**

Cuando se hace un pretaladrado, en la forma que se recomienda en la Secc. 12.1, se pueden usar los espaciamientos mínimos de la Tabla 12.4, que son menores a los de la Tabla 12.3.

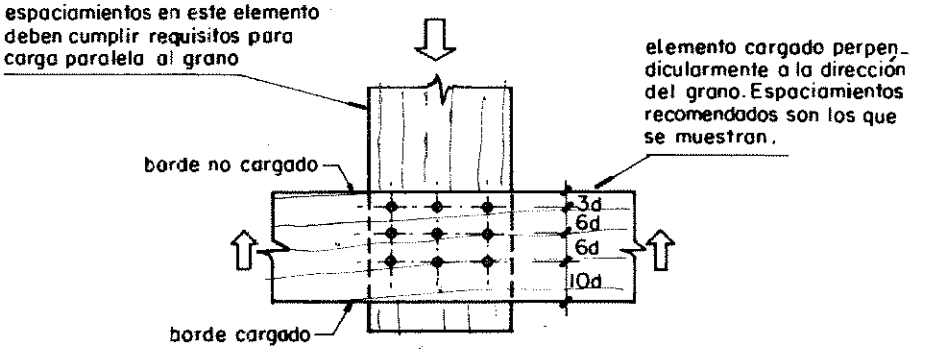
**TABLA 12.4 ESPACIAMIENTOS MINIMOS PARA SIMPLE CIZALLAMIENTO CON PRETALADRADO O DOBLE CIZALLAMIENTO SIMETRICO**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Elementos cargados paralelamente al grano (Fig.12.6a) | A lo largo del grano | Espaciamiento entre clavos | 11 d |
| | | Distancia al extremo | 16 d |
| | Perpendicular a la dirección de grano | Espaciamiento entre líneas de clavos | 6 d |
| | | Distancia a los bordes | 5 d |
| Elementos cargados perpendicularmente al grano (Fig.12.6b) | A lo largo del grano | Espaciamiento entre clavos | 11 d |
| | Perpendicularmente a la dirección del grano | Espaciamiento entre líneas de clavos | 6 d |
| | | Distancia al borde cargado | 10 d |
| | | Distancia al borde no cargado | 5 d |

d = diámetro del clavo




**( a ) elementos cargados paralelamente al grano**




**( b ) elementos cargados perpendicularmente al grano**

**Figura 12.6 Espaciamientos mínimos, uniones clavadas a simple cizallamiento con pretaladrado o doble cizallamiento simétrico**

## b) Doble Cizallamiento

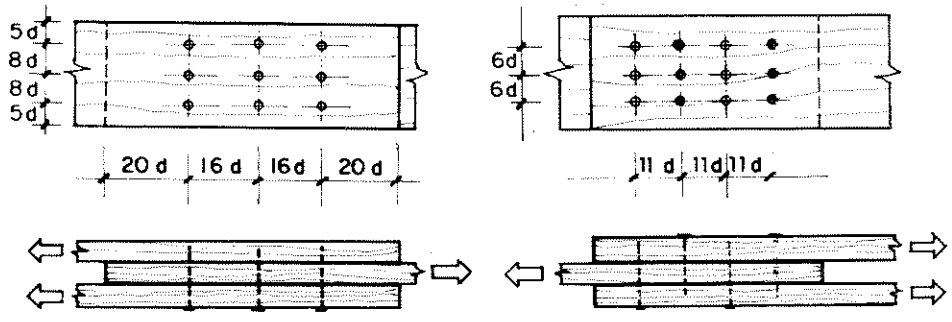
Los espaciamientos mínimos recomendados varían de acuerdo a la dirección del clavado, es decir:

1) Si todos los clavos son colocados del mismo lado (Fig. 12.7 a ).
2) Si se colocan alternadamente de ambos lados (Fig. 12.7 b ).

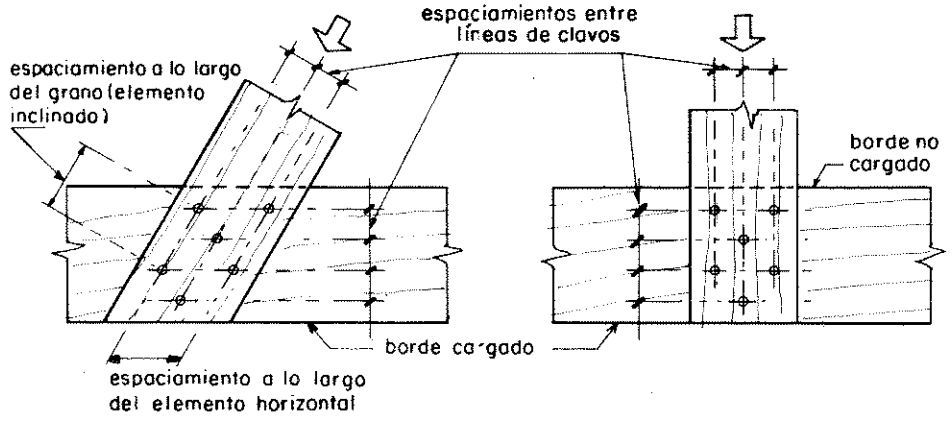
Para el primer caso los espaciamientos mínimos recomendados son los mismos que para cizallamiento simple, Tabla 12.3.

Para el segundo caso (doble cizallamiento simétrico) los espaciamientos mínimos son los de la Tabla 12.4.

En uniones constituidas por elementos de madera cargados-algunos paralelamente y otros perpendicularmente a la dirección del grano-pueden satisfacerse simultáneamente ambos requisitos de espaciamiento de los clavos distribuyéndolos como se indica en la Fig. 12.7c. Se traza un cuadrillado a un espaciamiento igual al requerido para las líneas de clavos (8d o 6d según el caso). Los puntos de intersección son las ubicaciones en las que es posible colocar clavos, alternando los espacios para satisfacer el distanciamiento a lc largo del grano. Este procedimiento es aplicable tanto para elementos de madera perpendiculares, como cuando están a una inclinación diferente.




(a) Clavado desde un solo lado (b) clavado alternado desde ambos lados




(c) Posible ubicacion de clavos en elementos cargados paralelamente y perpendicularmente al grano para satisfacer ambos requisitos simultaneamente.

Figura 12.7 Espaciamientos mínimos en uniones a doble cizallamiento.

### 12.1.4 Uniones Sometidas a Extracción: Cargas Admisibles

En lo posible el diseño debe evitar que los clavos queden sometidos a fuerzas de extracción.

La fuerza de extracción que puede ser resistida por un clavo depende de:

- Grupo estructural (A, B, C) al que pertenece la madera utilizada y su contenido de humedad.
- Longitud y diámetro de los clavos, d .
- Ubicación de los clavos en relación a los elementos de madera.
- Penetración de los clavos en la madera que contiene la punta, a .

Las expresiones que permiten evaluar la carga admisible para un clavo perpendicular al grano (Fig. 12.8) en función del grupo estructural se presentan en la Tabla 12.5.

Estos valores pueden duplicarse si se utiliza madera seca.

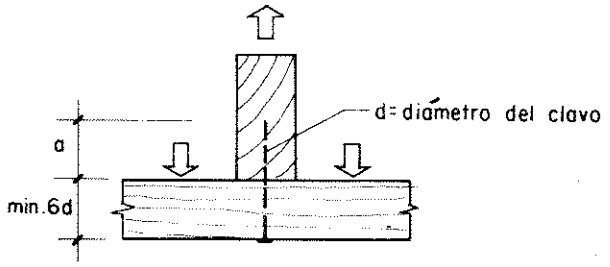



Figura 12.8 Clavo sometido a fuerzas de extracción

**TABLA 12.5 CARGA ADMISIBLE DE EXTRACCION (kg)***

| Grupo | Clavo Perpendicular al Grano |
|---|---|
| A | 8 a d** |
| B | 6 a d |
| C | 4 a d |

( * ) Estos coeficientes pueden duplicarse si se utiliza madera seca.

( ** ) a, d, deben considerarse en centímetros.

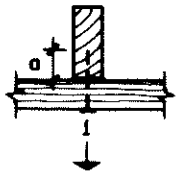
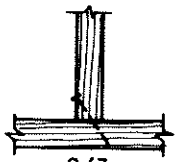
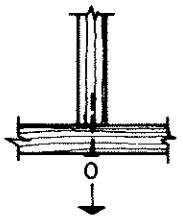
Para clavos lanceros la carga admisible en extracción se determina multiplicando los valores calculados de la Tabla 12.5 por (2/3). Los clavos a tope, orientados siguiendo la dirección del grano de la madera que contiene la punta, no deben considerarse resistentes a la extracción.

### 12.1.5 Espesores Mínimos y Espaciamiento de los Clavos

El espesor del elemento de madera que contiene la cabeza del clavo no debe ser menor que 6 veces el diámetro del clavo, 6d.

Los espaciamientos mínimos indicados en la Tabla 12.3, para uniones a simple cizallamiento, son también aplicables en este caso.

## TABLA 12.6 FACTORES MODIFICATORIOS DE LAS CARGAS ADMISIBLES PARA UNIONES CLAVADAS SOMETIDAS A FUERZAS DE EXTRACCION *

| Tipo de unión | | Factor |
|---|---|---|
| a. Clavo perpendicular al grano. |   | 1.00 |
| b. - Clavo lancero. |   | 0.67 |
| c. Clavo a tope (paralelo al grano) |   | 0 |

(*) Multiplicar los valores de la Tabla 12.5 por los factores indicados.

## 12.2 UNIONES EMPERNADAS

### PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNIONES EMPERNADAS

1) **Definir bases de cálculo**
   a) **Grupo estructural de madera a utilizarse.**
   b) **Cargas actuantes en la unión y su orientación con respecto a las piezas de madera.**
   c) **Seleccionar el diámetro de los pernos.**

2) Determinar la carga admisible por perno.
   — Pernos sometidos a doble cizallamiento:
   a) **Definir $\ell$ como el espesor del elemento central o el doble del elemento lateral más delgado, el que sea menor. Para uniones con pletinas metálicas tomar $\ell$ como el espesor del elemento central**
   b) **Obtener los valores P y Q de la Tabla 12.7. Para uniones con pletinas metálicas multiplicar P por 1.25 (Secc. 12.2.2).**
   c) **Determinar la carga admisible por perno mediante la fórmula de Hankinson (Secc. 12.2.2.a) o el nomograma de la Fig. 12.27.**
   — Pernos sometidos a cizallamiento simple:
   **Considérese la mitad de la carga admisible para una unión a doble cizallamiento, con espesores determinados como se indica en la Fig. 12.13 (Secc. 12.2.3).**
   — Pernos sometidos a cizallamiento múltiple:
   **Sumar las cargas admisibles para los diversos planos de cizallamiento considerados por separado (Secc. 12.2.4.).**

3) **Estimar el número de pernos requerido y definir su ubicación en la unión. Ver requisitos de espaciamiento en la Secc. 12.2.7.**

4) **Reducir la carga admisible por efecto de grupo (Secc. 12.2.6, Tabla 12.8).**

5) **Verificar la carga admisible en la unión. Si se hace necesario, aumentar el número de pernos o incrementar el diámetro y repetir los pasos 3 a 5.**

Las recomendaciones de esta sección son aplicables a uniones empernadas de dos o más elementos de madera, o entre un elemento de madera y pletinas metálicas.

Las uniones empernadas son particularmente eficientes con maderas de los grupos estructurales A y B, pero pueden utilizarse también con maderas del grupo C.

Los pernos y pletinas metálicas deben ser de acero de grado estructural, con esfuerzo de fluencia no menor que 2,300 kg/cm$^2$. Deben colocarse arandelas o pletinas metálicas entre la cabeza del perno y la madera y entre la tuerca y la madera, para evitar esfuerzos de aplastamiento excesivos.

Se recomienda especialmente que todos los elementos metálicos utilizados con madera húmeda o en condiciones ambientales desfavorables tengan un tratamiento anticorrosivo.

### 12.2.1 Cargas Admisibles

Para la determinación de las cargas admisibles deben considerarse:

- El grupo estructural (A, B, C) y la condición de la madera utilizada.
- La calidad y el diámetro de los pernos.
- La orientación de las fuerzas en la unión con relación a la dirección del grano en los diversos elementos de madera.
- El espesor de los elementos de madera.
- El número de pernos empleados y su ubicación en la unión.

**TABLA 12.7 CARGAS ADMISIBLES PARA UNIONES EMPERNADAS—DOBLE CIZALLAMIENTO**

| | | | | GRUPO A | | GRUPO B | | GRUPO C | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ℓ cm | d cm | d pulg | ℓ/d | P kg | Q kg | P kg | Q kg | P kg | Q kg |
| | .63 | 1/4 | 3.2 | 195 | 88 | 131 | 58 | 75 | 34 |
| | .95 | 3/8 | 2.1 | 297 | 101 | 196 | 67 | 113 | 39 |
| 2.0 | 1.27 | 1/2 | 1.6 | 396 | 117 | 261 | 78 | 151 | 45 |
| | 1.59 | 5/8 | 1.3 | 495 | 132 | 326 | 88 | 188 | 51 |
| | .63 | 1/4 | 4.8 | 229 | 124 | 179 | 88 | 113 | 51 |
| | .95 | 3/8 | 3.2 | 438 | 152 | 294 | 101 | 169 | 59 |
| 3.0 | 1.27 | 1/2 | 2.4 | 594 | 176 | 392 | 117 | 226 | 68 |
| | 1.59 | 5/8 | 1.9 | 743 | 198 | 489 | 132 | 282 | 77 |
| | .63 | 1/4 | 6.3 | 256 | 144 | 200 | 114 | 128 | 68 |
| | .95 | 3/8 | 4.2 | 491 | 201 | 386 | 134 | 226 | 78 |
| 4.0 | 1.27 | 1/2 | 3.1 | 779 | 234 | 522 | 156 | 301 | 91 |
| | 1.59 | 5/8 | 2.6 | 990 | 264 | 653 | 175 | 376 | 102 |
| | 1.90 | 3/4 | 2.1 | 1188 | 299 | 783 | 199 | 452 | 116 |
| | .95 | 3/8 | 5.3 | 536 | 226 | 420 | 168 | 268 | 98 |
| | 1.27 | 1/2 | 3.9 | 851 | 293 | 653 | 195 | 376 | 114 |
| 5.0 | 1.59 | 5/8 | 3.1 | 1217 | 330 | 816 | 219 | 470 | 128 |
| | 1.90 | 3/4 | 2.6 | 1485 | 374 | 979 | 248 | 564 | 145 |
| | .95 | 3/8 | 6.8 | 594 | 260 | 463 | 206 | 297 | 127 |
| | 1.27 | 1/2 | 5.1 | 943 | 345 | 7.39 | 253 | 471 | 148 |
| 6.5 | 1.59 | 5/8 | 4.1 | 1350 | 428 | 1061 | 285 | 611 | 166 |
| | 1.90 | 3/4 | 3.4 | 1809 | 486 | 1273 | 323 | 734 | 188 |
| | .95 | 3/8 | 8.4 | 645 | 289 | 501 | 235 | 318 | 156 |
| | 1.27 | 1/2 | 6.2 | 1024 | 385 | 799 | 303 | 511 | 182 |
| 8.0 | 1.59 | 5/8 | 5.0 | 1465 | 481 | 1148 | 351 | 731 | 205 |
| | 1.90 | 3/4 | 4.2 | 1963 | 595 | 1544 | 397 | 903 | 232 |
| | .95 | 3/8 | 9.5 | 676 | 308 | 523 | 253 | 329 | 169 |
| | 1.27 | 1/2 | 7.1 | 1072 | 409 | 835 | 326 | 535 | 205 |
| 9.0 | 1.59 | 5/8 | 5.7 | 1585 | 512 | 1200 | 395 | 766 | 230 |
| | 1.90 | 3/4 | 4.7 | 2057 | 633 | 1614 | 447 | 1016 | 261 |
| | .95 | 3/8 | 10.5 | 704 | 325 | 544 | 270 | 339 | 181 |
| | 1.27 | 1/2 | 7.9 | 1118 | 433 | 869 | 348 | 555 | 227 |
| 10.0 | 1.59 | 5/8 | 6.3 | 1600 | 541 | 1248 | 426 | 799 | 256 |
| | 1.90 | 3/4 | 5.3 | 2144 | 669 | 1679 | 497 | 1070 | 290 |

## 12.2.2 Uniones Sometidas a Doble Cizallamiento

La Tabla 12.7 presenta las cargas admisibles para uniones de tres elementos de madera, con un solo perno sometido a doble cizallamiento (Fig. 12.9). Estos son función del grupo de madera utilizado (A, B, C), el diámetro del perno d, y la longitud ℓ, definida como el espesor del elemento central o el doble del espesor del elemento más delgado, el que sea menor.

Los pernos más delgados son más eficientes, es decir, son aquellos para los que la relación entre resistencia y volumen de material es mayor. Sin embargo a menor diámetro el número de pernos necesario es mayor, siendo más difícil satisfacer los requisitos de espaciamiento indicados en la Secc. 12.2.7.

### a) Influencia de la Orientación de las Fuerzas con Relación al Grano

Los valores indicados como P en la Tabla 12.7 son cargas admisibles para el caso en que la fuerza en la unión siga la dirección del grano (como se muestra en la Fig. 12.9). Las cargas admisibles cuando la fuerza es paralela al grano del elemento pero perpendicular al grano de los elementos laterales (Fig. 12.10.a), o viceversa (Fig. 12.10.b), se indican como Q.

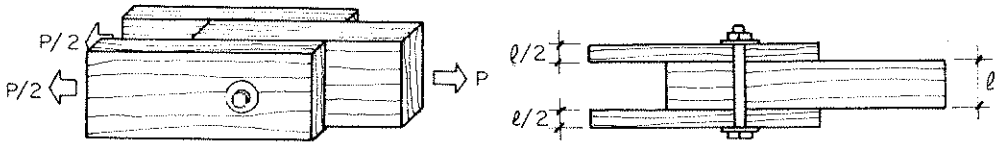
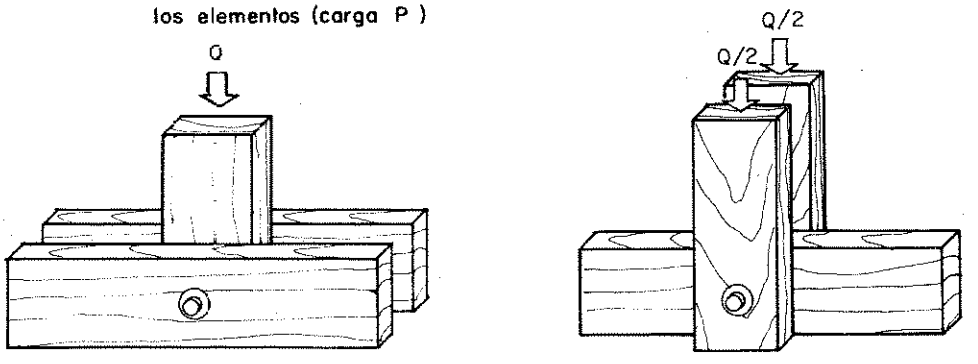



Figura 12.9 Unión empernada a doble cizallamiento. Cargas paralelas al grano en todos los elementos (carga P )




( a ) Carga Q
Cargas perpendiculares al grano en los elementos laterales y paralela al grano en el elemento central

( b ) Carga Q
Cargas perpendiculares al grano en el elemento central y paralelas al grano en los elementos laterales

Figura 12.10 Unión empernada a doble cizallamiento

Las cargas admisibles P y Q corresponden a dos situaciones límites. Si la carga aplicada sigue la dirección del grano en el elemento central pero forma un ángulo θ con la dirección

del grano en los elementos laterales (Fig. 12.11.a), o viceversa (Fig. 12.11.b), la carga admisible puede determinarse con la fórmula de Hankinson:

$$N = \frac{P\ Q}{P\ \text{sen}^2\theta + Q\ \cos^2\theta} \qquad (12.1)$$

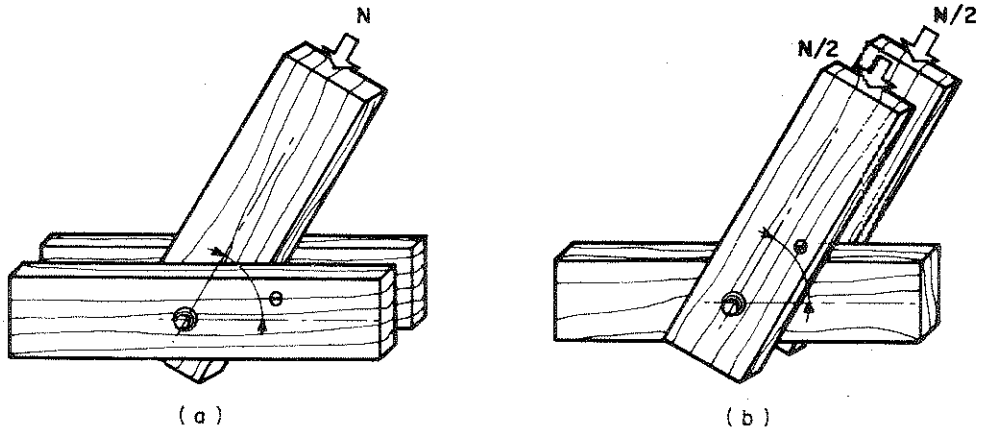



Figura 12.11 Uniones empernadas, cargas inclinadas con relación al grano

### b) Uniones con Pletinas Metálicas

Si los elementos laterales son pletinas metálicas, los valores indicados como P en la Tabla 12.7 pueden incrementarse en 25 por ciento. No deben considerarse incrementos similares para cargas perpendiculares a la dirección del grano, Q. En ambos casos, $\ell$ debe tomarse como el espesor del elemento central de madera (Fig. 12.12). Las pletinas metálicas deben tener amplio margen de seguridad contra posibles fallas por corte o aplastamiento.

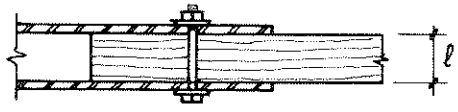



Figura 12.12 Unión empernada con pletinas metálicas

## 12.2.3 Uniones Sometidas a Simple Cizallamiento

La carga admisible para un perno sometido a simple cizallamiento puede considerarse como la mitad de la carga tabulada o calculada para una unión con doble cizallamiento. Para efectos de este cómputo, el elemento central debe tomarse con igual espesor y orientación que el elemento más grueso en la unión a simple cizallamiento; los elementos laterales deben considerarse con el espesor y orientación del elemento más delgado (Fig. 12.13).

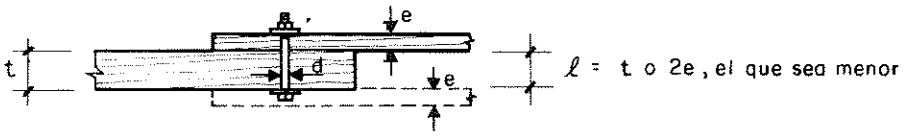



Figura 12.13 Unión empernada sometida a cizallamiento simple

### 12.2.4 Uniones Sometidas a Cizallamiento Múltiple

Para uniones empernadas de 4 ó más elementos (Fig. 12.14) la carga admisible puede determinarse sumando las cargas admisibles para cada plano de cizallamiento. Estas deben ser calculadas considerando los dos elementos adyacentes a cada plano y procediendo como se indica en el párrafo anterior.

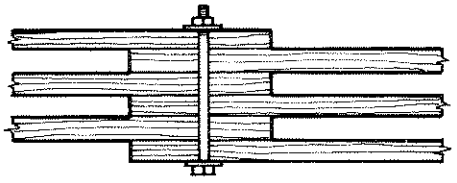


Figura 12.14 Unión empernada sometida a cizallamiento múltiple

### 12.2.5 Efectos combinados: corte y fuerza axial.

Si la fuerza actúa en dirección inclinada con relación al eje del perno (por ejemplo, como se muestra en la Fig. 12.15) las componentes que producen cizallamiento y fuerza axial pueden considerarse separadamente.

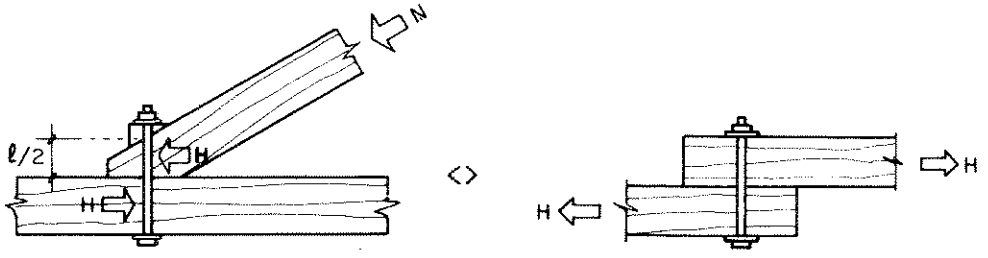



Figura 12.15 Unión empernada sometida a cizallamiento y fuerza axial

### 12.2.6 Reducción de la Carga Admisible por Efecto de Grupo

Las fuerzas de la Tabla 12.7 corresponden a uniones con un solo perno. Para uniones con más pernos la carga admisible debe obtenerse sumando las fuerzas tabuladas o calculadas para cada perno y multiplicando este total por un factor de reducción. Esta reducción es necesaria porque la distribución de fuerzas en los diversos pernos no es uniforme.

La Tabla 12.8 indica los factores de reducción que deben utilizarse. Estos son función del número de pernos por línea paralela a la dirección de la fuerza aplicada y no del número total de pernos en la unión. Los pernos cuyo espaciamiento medido en la dirección perpendicular a la línea de acción de la fuerza aplicada es menor que la mitad del espaciamiento en la dirección paralela deben considerarse como pertenecientes a una misma línea (Fig. 12.16).

**TABLA 12.8 FACTOR DE REDUCCION DE LA CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL NUMERO DE PERNOS POR LINEA PARALELA A LA DIRECCION DE LA CARGA APLICADA**

| | Tipo de Elemento Lateral | Número de Pernos por Línea | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1. | Uniones con elementos laterales de madera | 1.00 | 0.92 | 0.84 | 0.76 | 0.68 |
| 2. | Uniones con elementos laterales de acero | 1.00 | 0.94 | 0.87 | 0.80 | 0.73 |

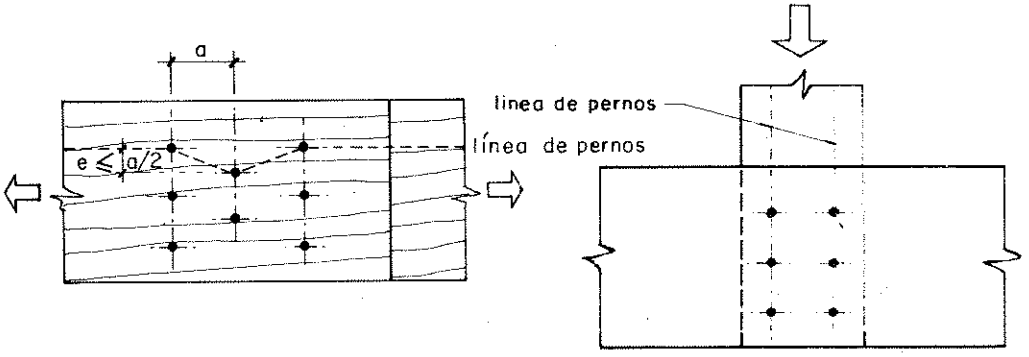



Figura 12.16 Definición de línea de pernos

## 12.2.7 Espaciamientos Mínimos

El espaciamiento entre pernos y las distancias entre éstos y los bordes de los elementos de madera deben ser suficientes para permitir que cada perno desarrolle toda su capacidad resistente.

En uniones constituidas por elementos de madera orientados en direcciones diferentes, se deben verificar por separado los requisitos de espaciamiento en cada uno de ellos, resultando para la unión los que sean mayores en cada dirección.

En lo que sigue se define como línea de pernos a la que forman dos o más pernos en una línea paralela a la Dirección de la carga. (Fig. 12.16).

## a) Cargas Paralelas a la Dirección del Grano

En elementos en los que las fuerzas aplicadas siguen la dirección del grano, la distancia entre pernos, separación de las filas y las distancias a los bordes y extremos deben ser mayores o iguales que las indicadas en la Tabla 12.9 (Fig. 12.17). Todas estas distancias deben medirse a partir del eje del perno.

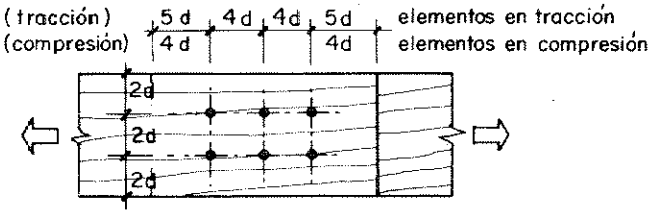



Figura 12.17 Espaciamientos mínimos entre pernos, cargas paralelas al grano

## b) Cargas Perpendiculares a la Dirección del Grano

Para elementos cargados perpendicularmente a la dirección del grano, los espaciamientos mínimos y distancias entre filas y a los bordes y extremos se presentan también en la Tabla 12.9 (Fig. 12.18).

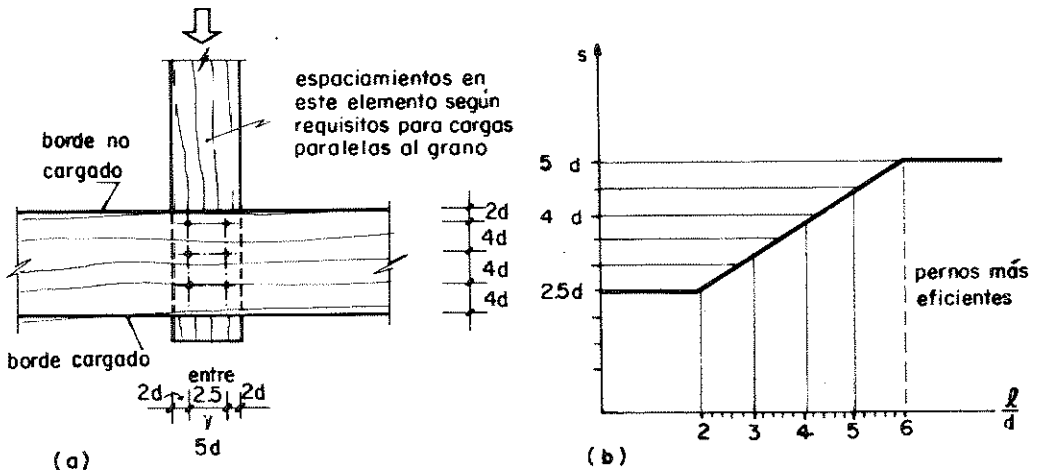



Figura 12.18 Espaciamiento mínimo entre pernos, cargas perpendiculares al grano

Como se indica la separación o espaciamiento entre líneas de pernos, s, es función de la relación ℓ/d. Para ℓ/d mayor que 2 y menor que 6 se puede hacer una interpolación lineal como se muestra en la Fig. 12.18b.

## TABLA 12.9 ESPACIAMIENTOS MINIMOS PARA PERNOS

| | | | |
|---|---|---|---|
| Elementos cargados paralelamente al grano (Fig. 12.17) | A lo largo del grano | Espaciamiento entre pernos | 4 d |
| | | Distancia al extremo en tracción | 5 d |
| | | Distancia al extremo en compresión | 4 d |
| | Perpendicularmente a la dirección del grano | Espaciamiento entre líneas de pernos | 2 d* |
| | | Distancia a los bordes | 2 d |
| Elementos cargados perpendicularmente al grano (Fig. 12.18) | A lo largo del grano | Espaciamiento entre líneas de pernos, s: | |
| | | para $\frac{\ell}{d} \leq 2$ | $s = 2.5\,d$ |
| | | para $\frac{\ell}{d} \geq 6$ | $s = 5\,d$ |
| | | para $2 \leq \frac{\ell}{d} \leq 6$ | $2.5\,d \leq s \leq 5\,d$ |
| | Perpendicularmente a la dirección del grano | Espaciamiento entre pernos | 4 d |
| | | Distancia al borde cargado | 4 d |
| | | Distancia al borde no cargado | 2 d |

d = diámetro del perno

(*) Si el espaciamiento entre líneas es mayor de 12.5 cm es recomendable usar elementos laterales separados para cada fila.

# PARTE II: COMENTARIOS

## 12.1. UNIONES CLAVADAS

Las cargas admisibles en una unión clavada son función de las características de la madera, del clavo y de las condiciones de uso. Por lo general, cualquier variación en estos factores afecta más la resistencia a la extracción que la resistencia al corte o cizallamiento.

Las cargas admisibles de las Tablas 12.1 y 12.5 están basadas en resultados de ensayos de uniones clavadas y cargadas estando la madera en condición verde. Se ha reportado (1) que la resistencia es en este caso, similar a la de una unión construida con madera seca. Sin embargo, si la madera se clava estando en condición verde pero se deja secar antes de cargar la unión, o sufre variaciones importantes en su contenido de humedad, la resistencia es por lo general, menor. Los resultados que se presentan son para este último caso y han sido obtenidos dividiendo los valores experimentales por factores recomendados en diversas referencias (v.g.1, 2, 3, 4, 5).

Aún cuando la Tabla 12.1 indica cargas admisibles para uniones de maderas de los tres grupos estructurales, es necesario recalcar que no todas las especies son aptas para ser clavadas. Por lo general, las uniones clavadas son adecuadas para especies del grupo C y algunas especies del grupo B. No se recomienda utilizar uniones clavadas con especies del grupo A. Si esto fuera necesario, los clavos deberían introducirse en agujeros pretaladrados (Secc. 12.1.3).

### 12.1.1 Uniones Sometidas a Cizallamiento: Cargas Admisibles

#### a) Simple Cizallamiento

La Tabla 12.1 presenta cargas admisibles para un clavo orientado perpendicularmente a las fibras y sometido a simple cizallamiento. La información básica para esta Tabla proviene de ensayos de uniones con 4 clavos sometidos a doble cizallamiento (6). Se utilizaron clavos de 63 mm (2 1/2") y 102 mm (4") de longitud, efectuándose 20 repeticiones para cada caso y cada una de las especies estudiadas. En cada ensayo se determinaron la carga para un desplazamiento relativo de 0.38 mm (0.015") y la carga máxima, considerándose ambos valores para determinar la carga admisible, según se describe a continuación (1,7).

Para uniones clavadas, la distribución de esfuerzos entre los distintos clavos es prácticamente uniforme, más aún tratándose de uniones con pocos clavos. Por lo tanto, es factible establecer cargas admisibles a partir de la rigidez y resistencia que tendría una unión similar con un solo clavo, y éstas a su vez pueden obtenerse dividiendo los resultados experimentales entre el número de clavos.

El valor medio de la carga correspondiente a una deformación de 0.38 mm, para un clavo sometido a doble cizallamiento puede estimarse como (6a):

$$P_{0.38\ prom} = 66.0\ \rho^{1.022}\ d^{1.232} \qquad (12.2)$$

donde $\rho$ es la densidad básica de la madera (en $g/cm^3$),d el diámetro del clavo (en mm) y P la carga por clavo (en kg). Debe anotarse que estos resultados fueron obtenidos con clavos que tuvieron una relación longitud/diámetro del orden de 20.

Para la carga última es posible obtener una expresión similar. En este caso se consideró el valor mínimo de los 20 ensayos de cada especie y cada longitud de clavo, obteniéndose (6a):

$$P_{U,mín} = 136.6\ \rho^{1.365}\ d^{1.311} \qquad (12.3)$$

En este caso el subíndice mín indica que se trata de un valor correspondiente al 5º. rango o aproximadamente al 5º. percentil.

Debe hacerse notar que ambas expresiones se basan en resultados de un número limitado de ensayos y deberán prefeccionarse cuando se disponga de más resultados experimentales.

Para determinar la carga admisible de diseño se calcularon $P_{0.38,prom}$ y $P_{U,mín}$ considerando las densidades mínimas de las especies de cada grupo estructural: 0.4 para el Grupo C, 0.55 para el Grupo B y 0.70 para el Grupo A. Estos valores fueron divididos entre los factores indicados en la Tabla 12.10, seleccionándose en cada caso el menor de los dos resultados.

**TABLA 12.10 FACTORES DE REDUCCION PARA LA OBTENCION DE CARGAS ADMISIBLES EN CLAVOS**

| Consideraciones de Diseño | Valor promedio de la carga a 0.38 mm (condición de servicio) | Valor mínimo de la carga máxima (condición última) |
|---|---|---|
| Duración de carga | 1.33 | 1.50 |
| Variación del contenido de humedad (verde a seco) | 1.25 | 1.25 |
| Factores de carga | 1.00 | 1.50 |
| Aproximaciones del análisis y otros | 1.25 | 1.25 |

Adicionalmente se dividieron estos valores entre 1.8 para obtener las cargas admisibles de clavos a simple cizallamiento.

Los factores de reducción combinados resultan en 2.08 para la carga de servicio y 3.52 para la carga máxima. Como estos factores incluyen una reducción que considera la pérdida de resistencia de la unión con el secado, cuando la madera está seca al momento de fabricar la unión se permite incrementar su resistencia por el mismo factor.

### b) Otros casos

Para clavos orientados según la dirección de las fibras o para el caso frecuente de clavos "lanceros" la carga admisible en cizallamiento se considera como 2/3 ó 5/6, respectivamente, del correspondiente valor de la Tabla 12.1. Este criterio aparece en numerosas normas y manuales de diseño (1,2,3,4,5,8,9).

Las cargas admisibles para uniones a doble cizallamiento pueden determinarse a partir de las tabuladas para cizallamiento simple multiplicando por un único factor 1.8. Este factor es consistente con la reducción utilizada para obtener los valores de la Tabla 12.1 a partir de los resultados experimentales.

### 12.1.2 Espesores Mínimos y Penetración de los Clavos

Las cargas admisibles son aplicables si es que satisfacen los requisitos de penetración de los clavos. Los espesores mínimos requeridos para las piezas de madera están especificados para que la penetración de los clavos sea la necesaria para desarrollar la carga admisible de la Tabla 12.1 Cuando no se pueden satisfacer los espesores mínimos, se debe reducir la carga admisible proporcionalmente a la penetración disponible. Se especifica un máximo del 50% de reducción, lo que equivale a una penetración mínima de 3d en el elemento lateral y 5.5d en el elemento central o que contiene a la punta, para simple cizallamiento y 2.5d y 5d para doble cizallamiento.

Los coeficientes adoptados son los de la referencia (4).

### 12.1.3 Espaciamientos Mínimos

Los espaciamientos entre clavos y sus distancias a los bordes de los elementos de madera deben cumplir con los mínimos de las Tablas 12.3 y 12.4. Aún cuando es más frecuente especificar estas distancias en función de la longitud de los clavos (3,4,8) se ha adoptado aquí los requisitos mínimos en función del diámetro. Estos son adaptados de las referencias (11 y 12), que son más adecuados a especies latifoliadas.

### 12.1.4 Uniones Sometidas a Extracción

Las cargas admisibles en extracción se han determinado a partir de ensayos con clavos de 63 mm (2 1/2") (10), también considerando 20 repeticiones por cada especie estudiada. Los valores promedio obtenidos se dividieron entre un factor de seguridad de 6.0 y adicionalmente entre 4.0 para tener en cuenta la reducción de resistencia con el secado (7). Los coeficientes de la Tabla 12.5 han sido calculados suponiendo que la carga admisible es directamente proporcional al diámetro y a la longitud de penetración (1,3,4,5,9).

Los criterios para determinar la carga admisible en extracción para clavos lanceros son también los habituales (Tabla 12.6).

## 12.2 UNIONES EMPERNADAS

### 12.2.1 Cargas Admisibles

Las cargas admisibles están basadas en resultados de ensayos efectuados según la norma ASTM D 1761 – 74 (10, 6b), de uniones con pernos de 1.27 cm (1/2") sometidos a doble cizallamiento. Estos resultados corresponden a 46 especies, con uniones cargadas paralelamente al grano (Fig. 12.9) o en dirección perpendicular al grano del elemento central (Fig. 12.10a) y con relaciones entre el espesor del elemento central, $\ell$ , y el diámetro del perno, d, es decir $\ell$ /d, de 2, 4 y 6 u 8. En todos los casos el espesor de cada uno de los elementos fue igual a la mitad del espesor del elemento central. La información experimental incluye 20 repeticiones de cada tipo de ensayos. Para cada uno de estos grupos de 20 ensayos se obtuvo el promedio de las cargas correspondientes al límite proporcional y el valor mínimo de la carga última o máxima. Este mínimo corresponde a valor más bajo de los 20, que representa el 5º rango o un equivalente del 5º percentil.

Para pernos "cortos" es decir aquellos en que la relación $\ell$/d es pequeña, la distribución de esfuerzos es prácticamente la misma a todo lo largo del perno. Tanto las cargas al límite proporcional como las cargas máximas resultan entonces muy aproximadamente proporcionales al área proyectada de contacto entre el perno y el elemento central de madera. Dividiendo la carga entre esta área, $\ell$ d, se obtiene en cada caso un esfuerzo medio o

aparente, que sólo depende de las propiedades mecánicas de la madera y por lo tanto tiene una alta correlación con la densidad básica.

Para los ensayos con $\ell/d = 2$, que pueden considerarse como pernos cortos, se obtuvieron: (6b).

a. Caso paralelo

$$\sigma_{LP,\,promedio} = 520.8\ \rho^{1.453} \qquad (12.4)$$

$$\sigma_{U,\,mín} = 866.8\ \rho^{1.729} \qquad (12.5)$$

b. Caso perpendicular

$$\sigma_{LP,\,promedio} = 361.8\ \rho^{1.799} \qquad (12.6)$$

$$\sigma_{U,\,mín} = 506.2\ \rho^{1.692} \qquad (12.7)$$

donde $\sigma$ indica el esfuerzo promedio (obtenido de dividir la carga entre el área $\ell\, d$) en kg/cm$^2$, $\rho$ es la densidad básica, en g/cm$^3$, y los subíndices (LP, promedio), (U, mín) se refieren al valor medio de las cargas al límite proporcional y al valor mínimo de las cargas máximas, respectivamente.

Cuando se usan pernos más esbeltos, es decir con relaciones $\ell/d$ mayores, los pernos tienen deformaciones de flexión importantes. Estas originan concentraciones de esfuerzos en la madera y una reducción del esfuerzo medio o aparente. La reducción observada, que puede expresarse como una función de $\ell/d$, depende de las características del perno y la madera, más precisamente de la rigidez y resistencia relativas entre estas dos partes. Así por ejemplo, las reducciones son mayores en el caso paralelo que en el caso perpendicular, ya que en este último caso la madera es más flexible y tiene un comportamiento más dúctil. Las reducciones por efectos de esbeltez son más pronunciadas en las maderas de alta densidad en las que, por ser más rígidas, se originan concentraciones de esfuerzo más importantes. Igualmente, puede afirmarse que, en términos relativos a los correspondientes esfuerzos para pernos cortos, las reducciones en los esfuerzos aparentes que se observan para las cargas al límite proporcional son mayores que aquellas para las cargas últimas. Esto se explica por la ductilidad de la madera, particularmente en las especies menos densas, que hace posible una importante redistribución de los esfuerzos antes de alcanzar la carga última.

**TABLA 12.11 COEFICIENTES DE REDUCCION POR ESBELTEZ DEL PERNO. CARGAS PARALELAS AL GRANO.**

| | Grupo A | | Grupo B | | Grupo C | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\ell/d$ | $R_{L.P.}$ | $R_U$ | $R_{L.P.}$ | $R_U$ | $R_{L.P.}$ | $R_U$ |
| 2 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 3 | 0.856 | 1.000 | 0.956 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 4 | 0.714 | 0.904 | 0.798 | 1.000 | 0.864 | 1.000 |
| 5 | 0.624 | 0.823 | 0.694 | 0.903 | 0.736 | 0.976 |
| 6 | 0.559 | 0.762 | 0.620 | 0.820 | 0.645 | 0.874 |
| 7 | 0.509 | 0.713 | 0.563 | 0.755 | 0.578 | 0.796 |
| 8 | 0.469 | 0.674 | 0.518 | 0.704 | 0.525 | 0.734 |

A base de los resultados experimentales para uniones con relaciones ℓ/d de 2, 4 y 8, se han obtenido por interpolación los coeficientes de reducción en el esfuerzo medio para otras relaciones de esbeltez. En la Tabla 12.11 se presentan los coeficientes usados para cargas paralelas al grano y para cada grupo de madera estructural. La primera columna corresponde al límite proporcional y la segunda a la carga última.

Los coeficientes de reducción para las cargas al límite proporcional en el caso perpendicular se presentan en la Tabla 12.12.

**TABLA 12.12 COEFICIENTES DE REDUCCION POR ESBELTEZ DEL PERNO CARGAS PERPENDICULARES AL GRANO EN EL LIMITE PROPORCIONAL**

| ℓ /d | Grupo A | Grupo B | Grupo C |
|---|---|---|---|
| 2 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 3 | 0.940 | 1.000 | 1.000 |
| 4 | 0.820 | 0.955 | 1.000 |
| 5 | 0.739 | 0.878 | 1.000 |
| 6 | 0.678 | 0.820 | 0.957 |
| 7 | 0.630 | 0.774 | 0.908 |
| 8 | 0.591 | 0.736 | 0.867 |

Para la carga última o máxima en el caso perpendicular la reducción por esbeltez no se manifiesta sino hasta relaciones ℓ /d muy altas, correspondiendo a pernos muy esbeltos, para los cuales no se dispone de información experimental. Dado que las reducciones en cuestión no son significativas en el rango de esbelteces considerado en la Tabla 12.7, éstas no se han incluido en la determinación de las correspondientes cargas admisibles.

Para el uso de uniones empernadas con cargas perpendiculares a la orientación del grano del elemento central y paralelas a la orientación del grano de los elementos laterales, o viceversa, Trayer (13) propuso factores de corrección en función del diámetro. Tales resultados, que han sido adoptados consistentemente en diversas recomendaciones de diseño (1, 3, 4, 5) han sido también utilizadas en este caso, dado que la información experimental se limita a pernos de un solo diámetro. Estos factores, $C_d$, de corrección se presentan en la Tabla 12.13.

**TABLA 12.13 FACTORES DE CORRECCION POR DIAMETRO PARA ESFUERZOS MEDIOS EN ELEMENTOS CARGADOS EN DIRECCION PERPENDICULAR AL GRANO, $C_d$**

| Diámetro d cm (pulg) | 0.63 (1/4") | 0.95 (3/8") | 1.27 (1/2") | 1.59 (5/8") | 1.90 (3/4") |
|---|---|---|---|---|---|
| Factor $C_d$ | 1.50 | 1.15 | 1.00 | 0.90 | 0.85 |

## Cargas Paralelas al Grano

La carga admisible para unión empernada en el caso paralelo se determina como la menor de:

$$P_{LP,prom}/F_{LP} \quad y \quad P_{U,mín}/F_U,$$

donde:
$$P_{LP,prom} = (\ell d)\ \sigma_{LP,prom}\ R_{LP,prom} \qquad (12.8)$$

es el valor medio, más probable, de la carga al límite proporcional, y

$$P_{U,mín} = (\ell d)\ \sigma_{U,mín} R_{U,mín} \qquad (12.9)$$

es el valor mínimo, cercano al 5º percentil, de la carga última o máxima. En ambos casos $\sigma$ es el esfuerzo medio o aparente para pernos cortos, determinado mediante las Expresiones (12.4 y 12.5) considerando densidades básicas mínimas de 0.70, 0.55 y 0.40, para maderas de los grupos A, B y C respectivamente, R es el factor de reducción por esbeltez que se indica en la Tabla 12.11. Los factores $F_{LP}$ y $F_U$ utilizados en este caso para obtener las cargas de diseño se presentan en la Tabla 12.14.

**TABLA 12.14 FACTORES DE REDUCCION PARA LA OBTENCION DE CARGAS PARALELAS AL GRANO**

| Consideraciones de diseño | Valor promedio de la carga al límite proporcional (condición de servicio) | Valor mínimo de la carga máxima (condición última) |
|---|---|---|
| Duración de carga | 1.33 | 1.60 |
| Factores de carga | 1.00 | 1.50 |
| Aproximaciones del análisis y otros | 1.25 | 1.25 |
| | $F_{LP} =$ 1.67 | $F_U =$ 3.00 |

## Cargas Perpendiculares al Grano

Para el caso perpendicular se consideró la menor de

$$Q_{LF,prom}/F_{LP,prom} \quad y \quad Q_{U,mín}/F_{U,mín}$$

donde:
$$Q_{LP,prom} = (\ell d)\ \sigma_{LP,prom}\ R_{U,prom}\ \ C_d \qquad (12.10)$$

es el valor medio de la carga al límite proporcional, y:

$$Q_{U,mín} = (\ell d)\ \sigma_{U,mín}\ C_d \qquad (12.11)$$

es el valor mínimo de la carga última o máxima. También en este caso ($\ell$ d) es el área de aplastamiento proyectada, $\sigma$ el esfuerzo medio o aparente para pernos cortos. (Expresiones 12.6 y 12.7) y R la reducción por esbeltez (Tabla 12.12). $C_d$ es un coeficiente de corrección por diámetro, indicado en la Tabla 12.13. Tal como en el caso paralelo, la determinación de los esfuerzos $\sigma$ se ha hecho considerando las densidades básicas 0.70, 0.55 y 0.40, para los grupos A, B y C respectivamente.

Los factores de reducción $F_{LP}$ y $F_U$ utilizados por el caso perpendicular se resumen en la Tabla 12.15.

TABLA 12.15 FACTORES DE REDUCCION PARA LA OBTENCION DE CARGAS PERPENDICULARES AL GRANO

| Consideraciones de Diseño | Valor promedio de la carga al límite proporcional (condición de servicio) | Valor mínimo de la carga máxima (condición última) |
|---|---|---|
| Duración de carga | 1.33 | 1.60 |
| Variación del contenido de humedad (verde a seco) | 2.00 | 2.00 |
| Factores de carga | 1.00 | 1.50 |
| Aproximaciones del análisis y otros | 1.25 | 1.25 |
| | $F_{LP} = 3.33$ | $F_U = 6.00$ |

En este caso aparece un factor de reducción importante debido a la variación del contenido de humedad. Este ha sido introducido en previsión de posibles agrietamientos debido a la mayor contracción de la madera en la dirección transversal con respecto a la longitudinal.

## 12.2.2 Uniones Sometidas a Doble Cizallamiento

Las cargas admisibles que se presentan en la Tabla 12.7 son directamente aplicables a uniones sometidas a doble cizallamiento para el caso en que el espesor de cada uno de los elementos laterales es igual a la mitad del espesor del elemento central. Esto es aplicable tanto para cargas paralelas como perpendiculares al grano. Para aquellos casos en que el espesor de los elementos laterales no alcanza a ser la mitad del espesor del elemento central, se ha optado por considerar como útil solamente el doble del espesor de los elementos laterales. Este criterio es más bien conservador y seguro. Algo similar se ha considerado para los casos en que el espesor del elemento central no llega a ser el doble de los laterales, en donde se recomienda que el espesor útil de los elementos laterales sea sólo la mitad de aquel del elemento central.

De modo general puede afirmarse que para uniones cargadas paralelas al grano, los pernos, más "eficientes" son aquellos cuya relación $\ell / d$ es igual o mayor que seis. Para uniones cargadas perpendicularmente al grano la eficiencia se consigue para esbelteces algo mayores. Por "eficiencia" se entiende aquí la relación entre la carga admisible y el volumen de material en el perno.

### a) Influencia de la Orientación de las Fuerzas con Relación al Grano

Para uniones con cargas inclinadas con relación a la dirección de las fibras se recomienda utilizar la fórmula de Hankinson (con los valores P y Q obtenidos a partir de la Tabla 12.7). La "aplicabilidad" de esta expresión al diseño de uniones empernadas ha sido verificada experimentalmente (13).

### b) Uniones con Pletinas Metálicas

Los ensayos han sido realizados con uniones de tres elementos de madera. Los resultados para el caso de uniones de un elemento de madera con pletinas metálicas realizados con otras maderas, indican incrementos del orden de 25% en las cargas admisibles para el caso de fuerzas en la dirección de las fibras mientras que para el caso de fuerzas perpendiculares no se observan diferencias importantes (1, 13). Este criterio ha sido también adoptado en las Recomendaciones de este capítulo.

### 12.2.3 Uniones Sometidas a Simple Cizallamiento

Como los ensayos realizados estuvieron limitados al caso de pernos en doble cizallamiento, con cada uno de los elementos de madera laterales de espesor igual a la mitad del espesor del elemento central, para situaciones diferentes de las ensayadas se han recomendado criterios conservadores, similares a los considerados en diversas normas de diseño (3, 4, 5, 15).

### 12.2.4 Uniones Sometidas a Cizallamiento Múltiple

Las uniones de dos elementos o aquellas con más de tres elementos, pueden ser diseñadas calculando la carga admisible como la suma total de las que resiste cada plano de cizallamiento. En cada caso se aplicarán las reglas para cizallamiento simple.

### 12.2.6 Reducción de la Carga Admisible por Efecto de Grupo

La Tabla 12.8 indica un factor de reducción de la carga admisible por efecto de grupo. Esta reducción se debe a la distribución no uniforme de las fuerzas en los pernos ubicados en una misma línea. Los valores que se presentan son una adaptación de la norma CSA – 086 (3).

### 12.2.7 Espaciamientos Mínimos

Los criterios recomendados provienen de la referencia (13) que, con pocas modificaciones, han sido adoptados en diversas normas de diseño (19, 4, 5, 15).

Cualquiera de las distancias o espaciamientos indicados en la Secc. 12.2.7 puede reducirse, pero en tal caso debe considerarse que las correspondientes fuerzas admisibles se reducen en la misma proporción.

Los espaciamientos son adecuados para pernos con una relación $\ell$ /d menor o igual a 6. Posiblemente deberían ser mayores para el caso de pernos más esbeltos.

## PARTE III. AYUDAS DE DISEÑO

## 12.3 EJEMPLOS DE DISEÑO

### 12.3.1 Empalme

Diseñar el empalme para el nudo del tijeral que se muestra en la Fig. 12.19. Las cuerdas superior e inferior son de 4 cm x 14 cm (2" x 6") y 4 cm x 9 cm (2" x 4") respectivamente.

Siguiendo los pasos del procedimiento de diseño de la Secc. 12.1

1) Bases de cálculo

   a) Se utilizará madera del Grupo C, en estado verde y cartelas de 2 cm de espesor, también del Grupo C.

   b) Las cargas son las que se muestran en la Fig. 12.19.

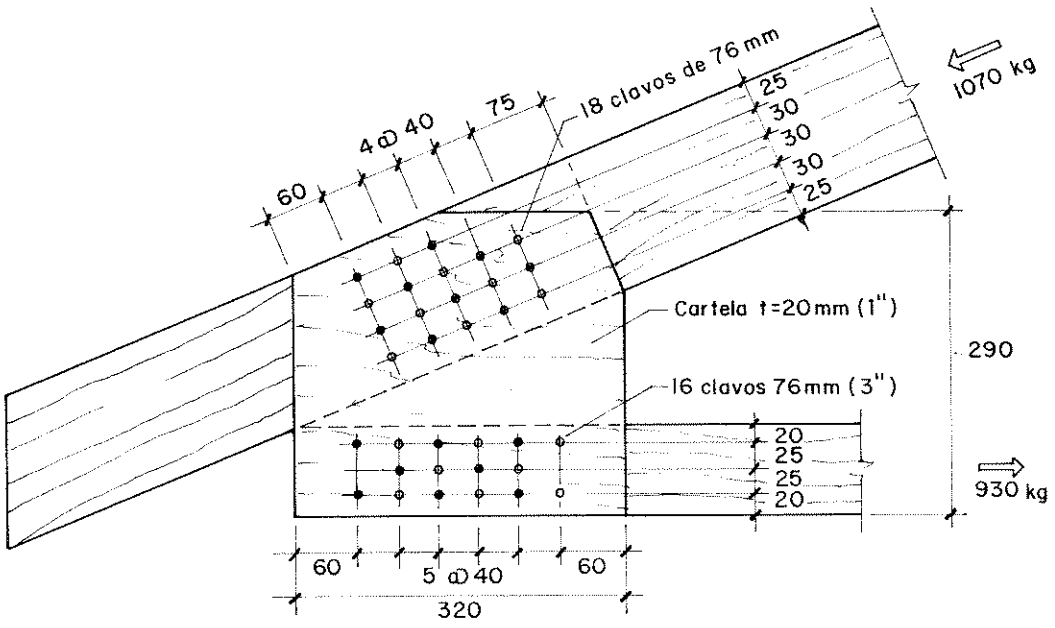



Figura 12.19

2) Selección de clavos

Se usarán clavos de longitud $\ell = 76$ mm (3") y diámetro d = 3.7 mm.

3) Carga admisible por clavo

De la Tabla 12.1, para $\ell = 76$ mm (3"), d = 3.7 mm. Grupo C. se encuentra la carga admisible para simple cizallamiento de 35 kg.

a) Clavos a doble cizallamiento. Suponiendo que se satisfacen los requisitos de penetración, la carga admisible para doble cizallamiento es (de la Tabla 12.2) 35 x 1.8 = 63 kg

4) Como la unión es construida con madera verde no se modifica la carga admisible.

5) Verificación de espesores y longitudes de penetración
Dado que el clavo, (cuya longitud es de 76 mm) penetra hasta la cartela opuesta, que contiene la punta, se verificarán los espesores para doble cizallamiento simétrico, según la Secc. 12.1.2.

– Longitud de penetración en el elemento adyacente a la cabeza = 5d = 18 mm < 20 mm, conforme.

– Longitud de penetración en el elemento central = 10 d = 37 mm < 40 mm, conforme.

– Longitud de penetración en el elemento que contiene la punta = 5d = 18 mm, en este elemento el clavo penetra solamente: 76 – 60 = 16 mm. Por lo tanto habrá que reducir la carga admisible a doble cizallamiento simétrico.

El factor de reducción es el promedio de las relaciones que resultan al dividir cada penetración (elemento de la cabeza y de la punta) entre 5d. O sea:

- Elemento adyacente a la cabeza: como la penetración es mayor que la necesaria 5d, no hay reducción, se considera la relación igual a 1, nunca mayor.
- Elemento que contiene a la punta: relación de reducción $\frac{\text{penetración}}{5d} = \frac{16\text{ mm}}{18\text{ mm}} = 0.89$.

El factor de reducción aplicable será $1/2\,(1 + 0.89) = 0.94$

Carga admisible a doble cizallamiento simétrico = 094 x 63 = 59.2 kg

6) Determinación del número de clavos

Cuerda superior: doble cizallamiento simétrico.

$$\text{No. clavos} = \frac{1070}{59.2} = 18.1 \qquad \text{18 clavos (9 clavos por lado)}$$

Cuerda inferior: doble cizallamiento simétrico.

$$\text{No. clavos} = \frac{930}{59.2} = 15.7 \qquad \text{16 clavos (8 clavos por lado)}$$

## Ubicación de clavos

De la Secc. 12.1.3b, Tabla 12.4. Elementos cargados paralelamente al grano.

A lo largo del grano: espaciamiento entre clavos = 11d = 40 mm
distancia al extremo = 16d = 59 mm

Perpendicularmente a la dirección del grano:
espaciamiento entre líneas de clavos = 6d = 22 mm
distancia a los bordes = 5d = 18 mm

## Verificación de esfuerzos de corte en las cartelas.

Las cartelas deben ser capaces de resistir la fuerza horizontal de 930 kg.
Area neta = 2 x (2 x 36.0) = 144 $cm^2$
Esfuerzo de corte admisible de la cartela = 8 $kg/cm^2$ (Grupo C)
Corte admisible paralelamente al grano = 144 x 8 = 1152 kg > 930 kg, conforme

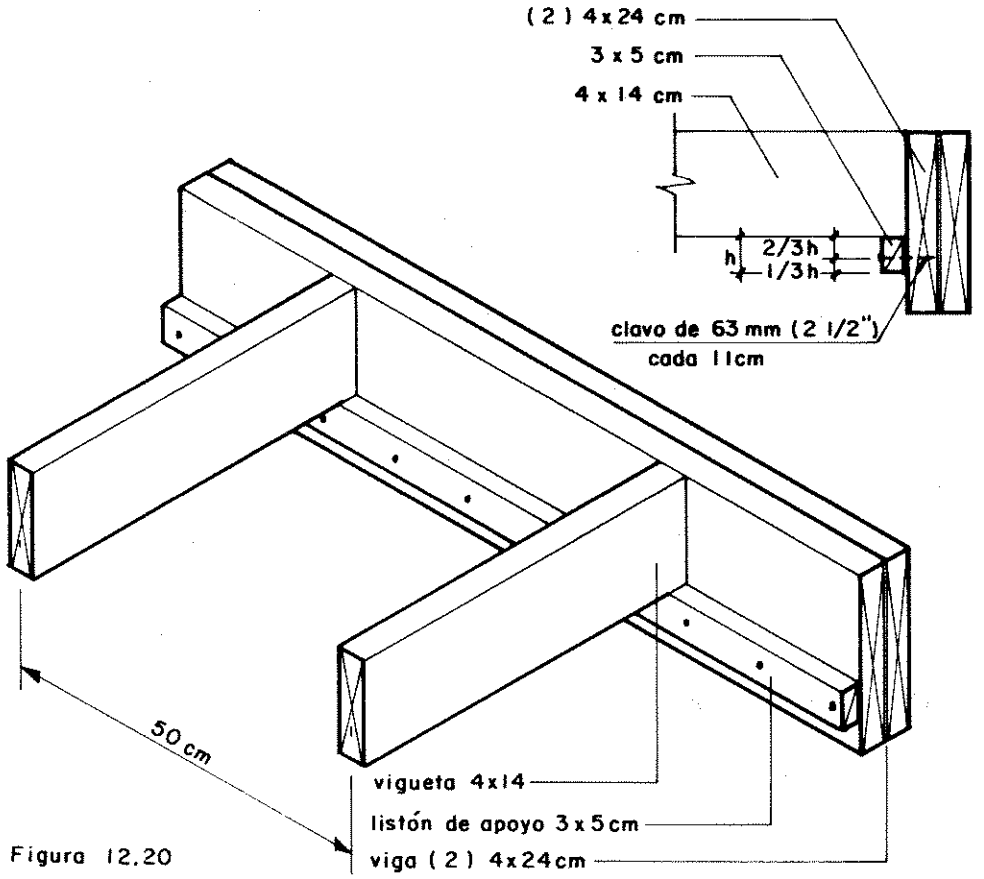



Figura 12.20

## 12.3.2. Apoyo

Diseñar el apoyo de las viguetas (Fig. 12.20), espaciadas a cada 50 cm y cuya reacción es 167 kg.

1) Bases de cálculo
   a) Se usará madera del Grupo B en condición verde
   b) Reacción por vigueta 167 kg. Los elementos de apoyo cargados perpendicularmente al grano y los clavos sometidos a simple cizallamiento.

2) Selección de clavos

   Se usarán clavos de longitud $\ell = 63$ mm (2 1/2") y diámetro d = 3.3 mm.

3) Carga admisible por clavo

   De la Tabla 12.1, para $\ell = 2\ 1/2"$, d = 3.3 mm, Grupo B, se encuentra la carga admisible para simple cizallamiento de 42 kg.

4) Como las piezas están en condición verde no se modifica la carga admisible.

5) Verificación de espesores y longitudes de penetración

Se usará un listón de 3 x 5 cm (1 1/2" x 2 1/2"). (Recordar que el ancho del listón (30 mm) debe ser mayor o igual a la longitud de apoyo necesaria para la vigueta, 27.8 mm). La longitud de penetración mínima del clavo debe ser: (Secc. 12.1.2)

- En el listón: 6d = 20 mm, menor que la disponible 30 mm, conforme.

- En la viga: 11d = 36 mm, para este caso tenemos una penetración de 63–30 = 33 mm < 11d, por lo tanto habrá que reducir la carga admisible por el factor 33/36 = 0.92

La carga admisible resultará entonces: 0.92 x 42 = 38.6 kg

6) Determinación del número de clavos y su ubicación

En este caso es más conveniente expresar el número de clavos en función de su espaciamiento. El espaciamiento entre clavos será:

$$s_{clavos} = \frac{F_{adm}}{V_{máx}} \times s_{viguetas} = \frac{38.6}{167} \times 50 = 11.6 \text{ cm} \sim 11 \text{ cm}$$

### Ubicación de clavos

Según la Secc. 12.1.3, Tabla 12.3, cargas perpendiculares al grano.

A lo largo del grano: espaciamiento entre clavos = 16d = 53 mm < 90 mm, conforme.

Perpendicularmente a la dirección del grano:

distancia al borde cargado (borde superior del listón) = 10d = 33mm.

distancia al borde no cargado (borde inferior) = 5d = 17 mm.

El listón debe tener un peralte mínimo de 15 d = 50 mm, lo cual es conforme. La posición de la línea de clavos deberá estar ubicada a una distancia igual a 1/3 del peralte desde el borde inferior del listón.

USAR LISTON 3 cm x 5 cm y 1 CLAVO DE 63 mm (2 1/2") (d = 3.3 mm) @ 11 cm

## 12.3.3 Unión Empernada. Doble Cizallamiento

Calcular el número de pernos de diámetro d = 5/8", necesarios para empalmar dos maderos de 4 cm x 14 cm (2" x 6") con uno de 9 cm x 14 cm (4" x 6") que soporta una tracción de **4000 kg.** (Fig. 12.21)

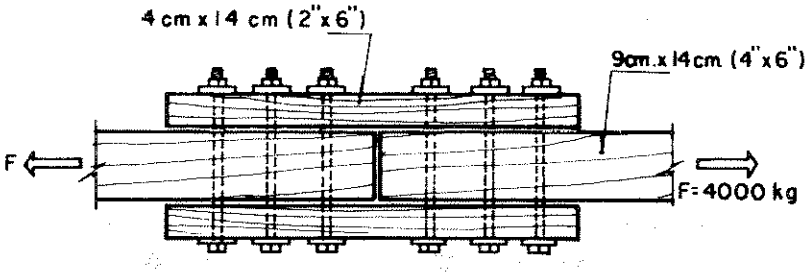



Figura 12.21

Siguiendo los pasos del procedimiento de diseño de la Secc. 12.2 se tiene:

1) Bases de cálculo

   a) Se utilizará madera del Grupo C

   b) Cargas actuantes: tracción de 4000 kg paralela al grano de los elementos

   c) Diámetro de los pernos d = 5/8"

2) Carga admisible por perno. Pernos sometidos a doble cizallamiento

   a) Elemento central $\ell = 9$ cm.
   Elementos laterales $\ell$ = doble del menor espesor $4 \times 2 = 8$ cm.
   Se considera el $\ell$ menor, o sea 8 cm.

   b) De la Tabla 12.7:

   Para $\ell = 8$ cm, d = 5/8", $\ell/d = 5.04$, Grupo C
   P = 731 kg

3) Número de pernos

$$\text{No. de pernos} = \frac{F}{P} = \frac{4000}{731} = 5.47$$

Si se usan 6 pernos en 2 líneas será necesario reducir la carga admisible por efecto de grupo.

4) De la Tabla 12.8 (Secc. 12.2.6) el factor de reducción para 3 pernos por línea es 0.92.

5) La nueva carga admisible por perno es $0.92 \times 731 = 672$ kg.

No. pernos $= \frac{4000}{672} = 5.95$ USAR 6 PERNOS d = 5/8"

Ubicación de pernos. (Fig. 12.22)

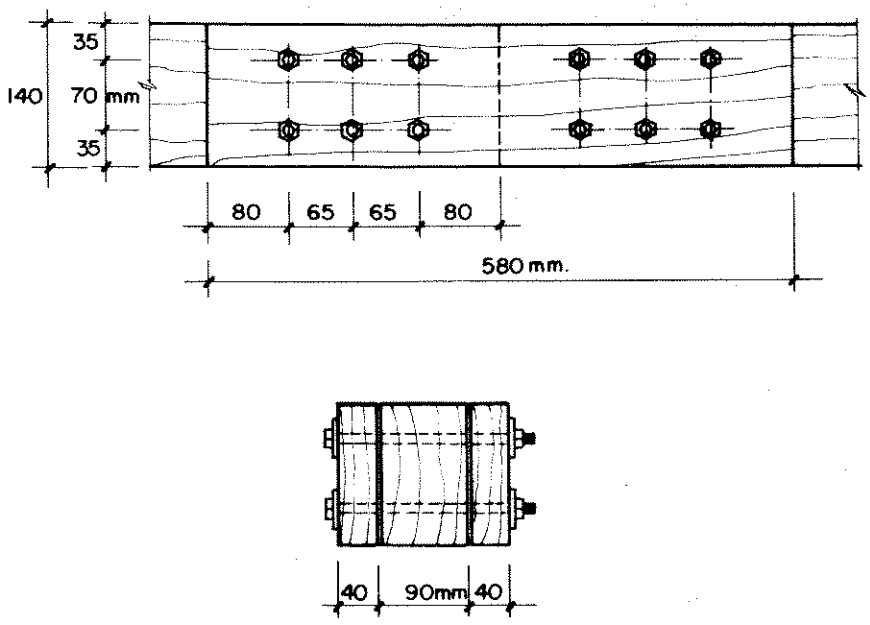



Figura 12.22

De la Secc. 12.2.7, Tabla 12.9, para d = 15.9 mm. Elementos cargados paralelamente al grano:

A lo largo del grano: espaciamiento entre pernos = 4d = 63.6 mm.
distancia al extremo en tracción = 5d = 79.5 mm.
distancia al extremo en compresión = 4d = 63.6 mm.

Perpendicularmente a la dirección del grano:
espaciamiento entre líneas de pernos:
2d = 32 mm. Se colocarán a 70 mm
distancia a los bordes = 2d = 32 mm.

## 12.3.4 Unión Empernada, Doble Cizallamiento, Cargas Inclinadas

Diseñar la unión que se muestra en la figura

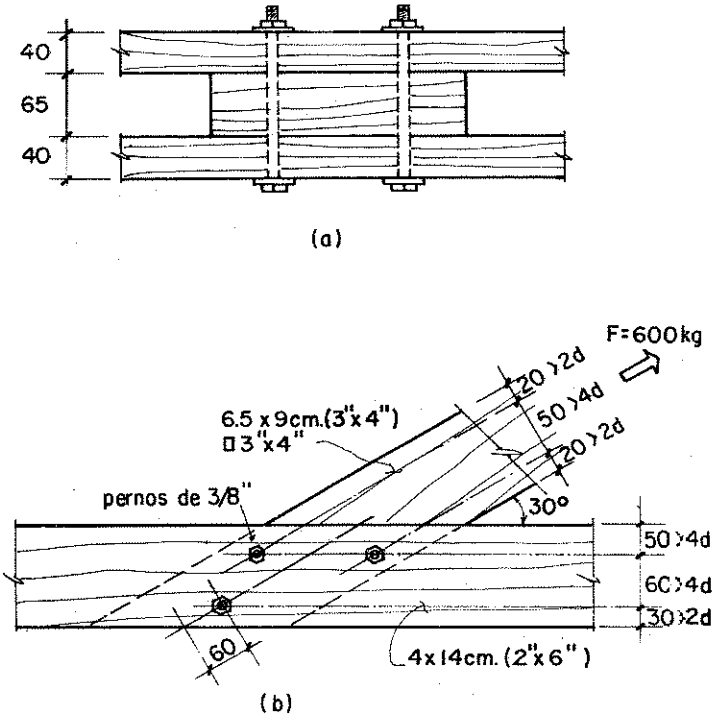



Figura 12.23

1) Bases de cálculo

   a) Madera del Grupo C

   b) Carga F = 600 kg inclinada 30° con respecto al elemento horizontal

   c) Se usarán pernos de 3/8" de diámetro.

2) Carga admisible por perno. Pernos sometidos a doble cizallamiento

   a) Elemento central $\ell$ = 65 mm.

   Elementos laterales $\ell$ = doble del menor espesor = 2 x 40 = 80 mm. Se tomará $\ell$ = 65 mm.

   b) De la Tabla 12.7, con $\ell$ = 65 mm, d = 3/8", Grupo C se obtienen P = 297 kg Q = 127 kg

   c) La carga admisible se determina con la fórmula de Hankinson. En este caso $\theta = 30^o$

$$N = \frac{P\,Q}{P\,sen^2\theta + Q\cos^2\theta} = \frac{297 \times 145}{297 \times sen^2\ 30^o + 127\cos^2\ 30^o} = 222.5 \text{ kg}$$

Alternativamente se puede usar el monograma de Hankinson para la obtención de la carga admisible del elemento inclinado

Datos F = 297 kg, Q = 127 kg, $\theta = 30^o$

Ubicar P = 297 kg en la línea AB (Fig. 12.24). Luego Q = 127 kg en la línea AC, opuesta al valor en la línea AB. De la intersección de la recta que une estos 2 puntos con la línea $\theta = 30^o$, resulta un tercer punto. La proyección de éste sobre la línea AB nos da el valor de la carga admisible, N = 222 kg

En el gráfico que sigue se esquematiza el procedimiento

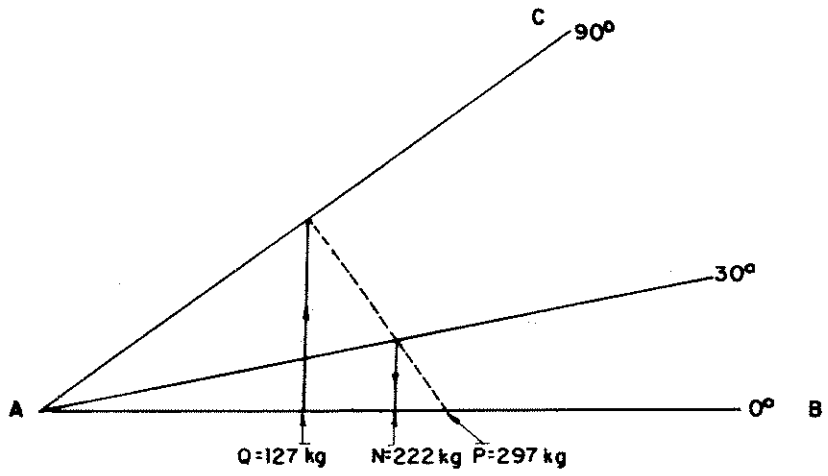



**Fig. 12.24 Empleo del Nomograma para la fórmula de Hankinson ( Fig. 12.27 )**

3) Número de pernos

$$\text{No. pernos} = \frac{600}{222} = 2.7 \quad \text{USAR 3 PERNOS} \quad d = 3/8"$$

Ubicación de los pernos

| | | | |
|---|---|---|---|
| Elemento cargado paralelamente al grano: | d = 3/8" = | 9.5 mm |
| A lo largo del grano: espaciamiento entre pernos | = 4d = | 38 mm |
| distancia al extremo en tracción | = 5d = | 47.5 mm |
| distancia al extremo en compresión | = 4d = | 38 mm |
| Perpendicularmente a la dirección del grano: | | |
| espaciamiento entre líneas de pernos (en este caso 1 por línea) | = 2d = | 19 mm |
| distancia a los bordes | = 2d = | 19 mm |

Elemento cargado perpendicularmente al grano. Estos requerimientos de espaciamiento pueden aplicarse al elemento horizontal.

A lo largo del grano:

espaciamiento entre líneas de pernos

$$\frac{\ell}{d} = \frac{65}{9.5} = 6.8 > 6 \qquad s = 5d = 47.5 \text{ mm}$$

Perpendicularmente a la dirección del grano:

espaciamiento entre pernos $= 4d = 38$ mm

distancia al borde cargado: borde superior $= 4d = 38$ mm

distancia al borde no cargado: borde inferior $= 2d = 19$ mm

Trazando en cada elemento por separado líneas que definan la ubicación de los pernos, su interrupción resultará en la posición que satisfaga a la vez los requisitos para cada elemento (Fig. 12.23b).

## 12.3.5 Unión Empernada. Simple Cizallamiento

Diseñar la unión que se muestra en la Fig. 12.25

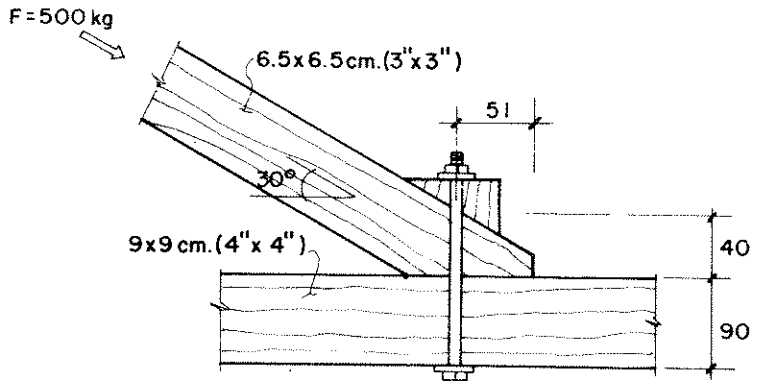



Figura 12.25

1) Bases de cálculo

a) Se utilizará madera del grupo A

b) Cargas. El elemento inclinado está sujeto a una compresión de 500 kg.

Para determinar la magnitud del cizallamiento se proyecta la fuerza de 500 kg sobre la horizontal. La fuerza cortante o cizallamiento es de 433 kg

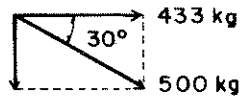



Figura 12.26

c) Diámetro de los pernos d = 1/2"

2) Carga admisible por perno. Perno sometido a simple cizallamiento.

La carga admisible será la mitad que para una unión a doble cizallamiento con un "ℓ" igual al doble del elemento más delgado (Secc. 12.2.3).

a) El ancho en contacto con el perno, en el elemento inclinado es de 4 cm.

Luego ℓ = 2 x 4 = 8 cm = 80 mm.

b) De la Tabla 12.7, para ℓ = 8 cm, d = 1/2", grupo A

P = **1024 kg** (para doble cizallamiento)

Luego la carga para simple cizallamiento será:

$$P_{adm} = \frac{1}{2} \times 1024 = 512 \text{ kg}$$

3) Número de pernos

$$\text{No. pernos} = \frac{433}{512} = 0.85 \qquad \text{USAR 1 PERNO} \quad d = 1/2"$$

Al ser un único perno los requisitos de espaciamiento se reducen a respetar la distancia a los bordes.

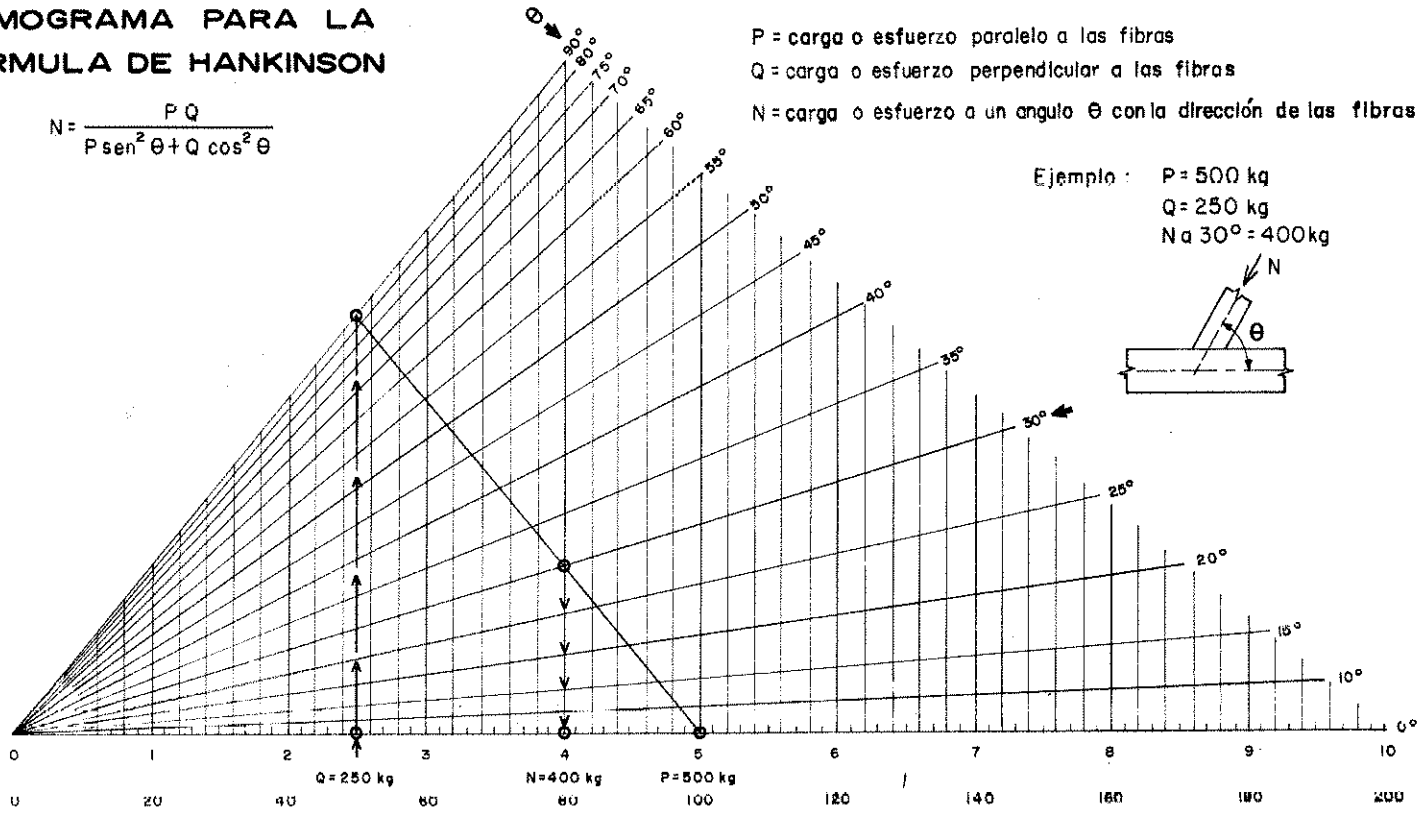
A lo largo del grano = distancia al borde = 4d = 50.8 mm

Perpendicularmente a la dirección del grano, o sea a lo ancho de las maderas = 2d = 25.4 mm conforme

Figura 12.27

## NOMOGRAMA PARA LA FORMULA DE HANKINSON

$$N = \frac{P\,Q}{P \operatorname{sen}^2\theta + Q \cos^2\theta}$$




P = carga o esfuerzo paralelo a las fibras

Q = carga o esfuerzo perpendicular a las fibras

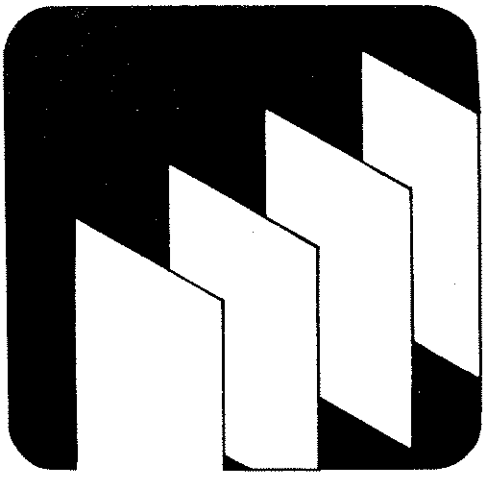
N = carga o esfuerzo a un angulo θ con la dirección de las fibras

Ejemplo : P = 500 kg
Q = 250 kg
N a 30° = 400kg



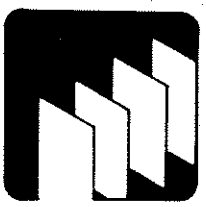

CARGA ADMISIBLE N (en kg) P,Q en UNIDADES, DECENAS, CIENTOS o MILES

Nota : para uso del Nomograma ver ejemplo 12.3.4



# IV
# INFORMACION DE REFERENCIA

13.1 Propiedades de Escuadría
13.2 Esfuerzos Admisibles y Módulos de Elasticidad para Maderas del Grupo Andino (Tabla 7.1)
13.3 Sobrecargas de Servicio
13.4 Peso Propio de Viguetas de Madera
13.5 Peso Propio de Muros
13.6 Peso Propio de Coberturas
13.7 Peso de Material Almacenado
13.8 Peso Propio de Materiales de Construcción
13.9 Unidades de Medida
13.10 Múltiplos y Fracciones de las Unidades de Medida
13.11 Conversión de Unidades
13.12 Propiedades de Tubos de Acero
13.13 Peso y Area de Barras Cuadradas y Circulares
13.14 Peso de Planchas de Acero
13.15 Dimensiones de Pernos, Tuercas y Arandelas Estándar
13.16 Requerimientos Mínimos para Uniones Clavadas
13.17 Número de Clavos por Kilogramo
13.18 Decimales de Pulgada y Equivalencia en Milímetros
13.19 Decimales de Pie y Equivalencia en Milímetros
13.20 Cargas de Viento



# 13
# Tablas de Uso General

## TABLA 13.1 PROPIEDADES DE ESCUADRIA

| Dimensiones Real b x h cm | Dimensiones Equivalente Comercial b x h pulg | Area $cm^2$ | Eje X $I_x$ $cm^4$ | Eje X $Z_x$ $cm^3$ | Eje Y $I_y$ $cm^4$ | Eje Y $Z_y$ $cm^3$ | $m^3$ de madera por m (*) $m^3$ / m | Peso por m (**) Grupo A kg/m | Grupo B kg/m | Grupo C kg/m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 x 2 | 3/4 x 1 | 3.0 | 1.0 | 1.0 | 0.6 | 0.7 | 0.00048 | 0.33 | 0.30 | 0.27 |
| 1.5 x 4 | 3/4 x 2 | 6.0 | 8.0 | 4.0 | 1.1 | 1.5 | 0.00097 | 0.66 | 0.60 | 0.54 |
| 1.5 x 6.5 | 3/4 x 3 | 9.7 | 34.3 | 10.6 | 1.8 | 2.4 | 0.00144 | 1.07 | 0.97 | 0.88 |
| 1.5 x 9 | 3/4 x 4 | 13.5 | 91.1 | 20.2 | 2.5 | 3.3 | 0.00193 | 1.48 | 1.35 | 1.21 |
| 1.5 x 14 | 3/4 x 6 | 21.0 | 343.0 | 49.0 | 3.9 | 5.2 | 0.00290 | 2.31 | 2.10 | 1.89 |
| 1.5 x 19 | 3/4 x 8 | 28.5 | 857.4 | 90.2 | 5.3 | 7.1 | 0.00387 | 3.13 | 2.85 | 2.56 |
| 1.5 x 24 | 3/4 x 10 | 36.0 | 1728.0 | 144.0 | 6.7 | 9.0 | 0.00484 | 3.96 | 3.60 | 3.24 |
| 1.5 x 29 | 3/4 x 12 | 43.5 | 3048.6 | 210.2 | 8.1 | 10.9 | 0.00580 | 4.78 | 4.35 | 3.91 |
| 2 x 2 | 1 x 1 | 4.0 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 0.00064 | 0.44 | 0.40 | 0.36 |
| 2 x 4 | 1 x 2 | 8.0 | 10.7 | 5.3 | 2.7 | 2.6 | 0.00130 | 0.88 | 0.80 | 0.72 |
| 2 x 6.5 | 1 x 3 | 13.0 | 45.8 | 14.1 | 4.3 | 4.3 | 0.00193 | 1.43 | 1.30 | 1.17 |
| 2 x 9 | 1 x 4 | 18.0 | 121.5 | 27.0 | 6.0 | 6.0 | 0.00257 | 1.98 | 1.80 | 1.62 |
| 2 x 14 | 1 x 6 | 28.0 | 457.3 | 65.3 | 9.3 | 9.3 | 0.00387 | 3.08 | 2.80 | 2.52 |
| 2 x 19 | 1 x 8 | 38.0 | 1143.2 | 120.3 | 12.7 | 12.6 | 0.00517 | 4.18 | 3.80 | 3.42 |
| 2 x 24 | 1 x 10 | 48.0 | 2304.0 | 192.0 | 16.0 | 16.0 | 0.00644 | 5.28 | 4.80 | 4.32 |
| 2 x 29 | 1 x 12 | 58.0 | 4064.8 | 280.3 | 19.3 | 19.3 | 0.00774 | 6.38 | 5.80 | 5.22 |
| 3 x 3 | 1 1/2 x 1 1/2 | 9.0 | 6.7 | 4.5 | 6.7 | 4.5 | 0.00144 | 0.99 | 0.90 | 0.81 |
| 3 x 4 | 1 1/2 x 2 | 12.0 | 16.0 | 8.0 | 9.0 | 6.0 | 0.00193 | 1.32 | 1.20 | 1.08 |
| 3 x 6.5 | 1 1/2 x 3 | 19.5 | 68.6 | 21.1 | 14.6 | 97.5 | 0.00290 | 2.14 | 1.95 | 1.75 |
| 3 x 9 | 1 1/2 x 4 | 27.0 | 182.2 | 40.5 | 20.2 | 13.5 | 0.00387 | 2.97 | 2.70 | 2.43 |
| 3 x 14 | 1 1/2 x 6 | 42.0 | 686.0 | 98.0 | 31.5 | 21.0 | 0.00580 | 4.62 | 4.20 | 3.78 |
| 3 x 19 | 1 1/2 x 8 | 57.0 | 1714.7 | 180.5 | 42.7 | 28.5 | 0.00774 | 6.27 | 5.70 | 5.13 |
| 3 x 24 | 1 1/2 x 10 | 72.0 | 3456.0 | 288.0 | 54.0 | 36.0 | 0.00967 | 7.92 | 7.20 | 6.48 |
| 3 x 29 | 1 1/2 x 12 | 87.0 | 6097.3 | 420.5 | 65.2 | 43.5 | 0.01161 | 9.57 | 8.70 | 7.83 |
| **4 x 4** | **2 x 2** | 16.0 | 21.3 | 10.7 | 21.3 | 10.7 | 0.00257 | 1.76 | 1.60 | 1.44 |
| **4 x 6.5** | **2 x 3** | 26.0 | 91.5 | 28.2 | 34.7 | 17.3 | 0.00387 | 2.86 | 2.60 | 2.34 |
| **4 x 9** | **2 x 4** | 36.0 | 243.0 | 54.0 | 48.0 | 24.0 | 0.00517 | 3.96 | 3.60 | 3.24 |
| **4 x 14** | **2 x 6** | 56.0 | 914.6 | 130.7 | 74.7 | 37.3 | 0.00774 | 6.16 | 5.60 | 5.04 |
| **4 x 16.5** | **2 x 7** | 66.0 | 1497.4 | 181.5 | 88.0 | 49.0 | 0.00904 | 7.26 | 6.60 | 5.94 |
| **4 x 19** | **2 x 8** | 76.0 | 2286.3 | 240.6 | 101.3 | 50.7 | 0.01031 | 8.36 | 7.60 | 6.84 |
| **4 x 24** | **2 x 10** | 96.0 | 4608.0 | 384.0 | 128.0 | 64.0 | 0.01291 | 10.56 | 9.60 | 8.64 |
| 4 x 29 | 2 x 12 | 116.0 | 8129.7 | 560.6 | 154.7 | 77.3 | 0.01548 | 12.76 | 11.60 | 10.44 |
| 5 x 5 | 2 1/2 x 2 1/2 | 25.0 | 52.1 | 20.8 | 52.1 | 20.8 | 0.00404 | 2.75 | 2.50 | 2.25 |
| 5 x 6.5 | 2 1/2 x 3 | 32.5 | 114.4 | 35.2 | 67.7 | 27.1 | 0.00484 | 3.57 | 3.25 | 2.92 |
| 5 x 9 | 2 1/2 x 4 | 45.0 | 303.7 | 67.5 | 93.7 | 37.5 | 0.00644 | 4.95 | 4.50 | 4.05 |
| 5 x 14 | 2 1/2 x 6 | 70.0 | 1143.3 | 163.3 | 145.8 | 58.3 | 0.00967 | 7.70 | 7.00 | 6.30 |
| 5 x16.5 | 2 1/2 x 7 | 82.5 | 1871.7 | 226.9 | 171.9 | 68.7 | 0.01128 | 9.07 | 8.25 | 7.42 |
| 5 x 19 | 2 1/2 x 8 | 95.0 | 2857.9 | 300.8 | 197.9 | 79.1 | 0.01291 | 10.45 | 9.50 | 8.55 |
| 5 x 24 | 2 1/2 x 10 | 120.0 | 5760.0 | 480.0 | 250.0 | 100.0 | 0.01612 | 13.20 | 12.00 | 10.80 |
| 5 x 29 | 2 1/2 x 12 | 145.0 | 10162.1 | 700.8 | 302.1 | 120.8 | 0.01935 | 15.95 | 14.50 | 13.05 |
| **6.5 x 6.5** | **3 x 3** | 42.2 | 148.7 | 45.7 | 148.7 | 45.7 | 0.00580 | 4.64 | 4.22 | 3.80 |
| **6.5 x 9** | **3 x 4** | 58.5 | 394.9 | 87.7 | 206.0 | 63.4 | 0.00774 | 6.43 | 5.85 | 5.26 |
| 6.5 x 14 | 3 x 6 | 91.0 | 1486.3 | 212.3 | 320.4 | 98.8 | 0.01161 | 10.01 | 9.10 | 8.19 |
| 6.5 x 16.5 | 3 x 7 | 107.2 | 2433.2 | 294.9 | 377.6 | 116.2 | 0.01354 | 11.80 | 10.72 | 9.65 |
| 6.5 x 19 | 3 x 8 | 123.5 | 3715.3 | 391.1 | 434.8 | 133.8 | 0.01548 | 13.58 | 12.35 | 11.11 |
| 6.5 x 24 | 3 x 10 | 156.0 | 7488.0 | 624.0 | 549.2 | 169.0 | 0.01935 | 17.16 | 15.60 | 14.04 |
| 6.5 x 29 | 3 x 12 | 188.5 | 13210.7 | 911.1 | 663.7 | 204.2 | 0.02322 | 20.73 | 18.85 | 16.96 |
| **9 x 9** | **4 x 4** | 81.0 | 546.7 | 121.5 | 546.7 | 121.5 | 0.01031 | 8.91 | 8.10 | 7.29 |
| **9 x 14** | **4 x 6** | 126.0 | 2058.0 | 294.0 | 850.5 | 189.0 | 0.01548 | 1386 | 12.60 | 11.34 |
| 9 x 16.5 | 4 x 7 | 148.5 | 3361.1 | 408.3 | 1002.4 | 222.7 | 0.01808 | 16.33 | 14.81 | 13.34 |
| **9 x 19** | **4 x 8** | 171.0 | 5144.2 | 541.5 | 1154.2 | 256.5 | 0.02065 | 18.81 | 17.10 | 15.39 |
| **9 x 24** | **4 x 10** | 216.0 | 10368.0 | 864.0 | 1458.0 | 324.0 | 0.02579 | 23.76 | 21.60 | 19.44 |
| **9 x 29** | **4 x 12** | 261.0 | 18291.8 | 1261.0 | 1761.7 | 391.5 | 0.03096 | 28.71 | 26.10 | 23.49 |

## TABLA 13.1 PROPIEDADES DE ESCUADRIA (Cont.)

| Dimensiones Real b x h cm | Dimensiones Equivalente Comercial b x h pulg | | Area cm² | Eje X | | Eje Y | | m³ de madera por m(*) m³ / m | Peso por m (**) Grupo | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $I_x$ cm⁴ | $Z_x$ cm³ | $I_y$ cm⁴ | $Z_y$ cm³ | | A kg/m | B kg/m | C kg/m |
| **14 x 14** | **6** | **x 6** | 196.0 | 3201.3 | 457.3 | 3201.3 | 457.3 | 0.02322 | 21.56 | 19.60 | 17.64 |
| 14 x 16.5 | 6 | x 7 | 231.0 | 5240.8 | 635.2 | 3773.0 | 539.0 | 0.02709 | 25.41 | 23.10 | 20.79 |
| **14 x 19** | **6** | **x 8** | 266.0 | 8002.2 | 842.3 | 4344.7 | 620.6 | 0.03096 | 29.26 | 26.60 | 23.94 |
| **14 x 24** | **6** | **x 10** | 336.0 | 16128.0 | 1344.0 | 5488.0 | 784.0 | 0.03870 | 36.96 | 33.60 | 30.24 |
| **14 x 29** | **6** | **x 12** | 406.0 | 28453.8 | 1962.3 | 6631.3 | 947.3 | 0.04646 | 44.66 | 40.60 | 36.54 |
| 19 x 19 | 8 | x 8 | 361.0 | 10860.1 | 1143.2 | 10860.1 | 1143.2 | 0.03705 | 39.71 | 36.10 | 32.49 |
| 19 x 24 | 8 | x 10 | 456.0 | 21888.0 | 1924.0 | 13718.0 | 1444.0 | 0.05161 | 50.16 | 45.60 | 41.04 |
| 19 x 29 | 8 | x 12 | 551.0 | 38615.9 | 2663.2 | 16575.9 | 1744.8 | 0.06194 | 60.61 | 55.10 | 49.59 |
| 24 x 24 | 10 | x 10 | 576.0 | 27648.0 | 2304.0 | 27648.0 | 2304.0 | 0.06428 | 63.36 | 57.60 | 51.84 |
| 24 x 29 | 10 | x 12 | 696.0 | 48778.0 | 3364.0 | 33408.0 | 2784.0 | 0.07742 | 76.56 | 69.60 | 62.64 |
| 29 x 29 | 12 | x 12 | 841.0 | 58940.1 | 4064.8 | 58940.1 | 4064.8 | 0.09288 | 92.51 | 84.10 | 75.69 |

Las escuadrías con negrita refieren las secciones preferenciales.

(*) Calculado con las dimensiones comerciales. 1 metro cúbico = 423.78 pies tablares.

(**) Calculado usando dimensiones reales. Peso específico 1.1 para el Grupo A, 1.0 para el Grupo B y 0.9 para el Grupo C.

## TABLA 13.2 ESFUERZOS ADMISIBLES Y MODULO DE ELASTICIDAD PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO

| Propiedades kg/cm² | GRUPO A | GRUPO B | GRUPO C |
|---|---|---|---|
| $E_{0.05}$ o $E_{min}$ | 95,000 | 75,000 | 55,000 |
| $E_{prom}$ | 130,000 | 100,000 | 90,000 |
| $f_m$ | 210 | 150 | 100 |
| $f_c$ | 145 | 110 | 80 |
| $f_{c\perp}$ | 40 | 28 | 15 |
| $f_v$ | 15 | 12 | 8 |
| $f_t$ | 145 | 105 | 75 |

## TABLA 13.3 SOBRECARGAS DE SERVICIO

| Ocupación o Uso | kg/m² | Ocupación o Uso | kg/m² |
|---|---|---|---|
| — Azoteas planas | 100 | — Graderías y tribunas | 500 |
| — Baños | 200 | — Oficinas | 250 |
| — Bibliotecas, salas de lectura | 300 | — Oficinas, archivos | 500 |
| — Bibliotecas, archivo | 750 | — Salas de asamblea o reunión | 500 |
| — Colegios, aulas | 200 | — Techos inclinados | 50 |
| — Colegios, talleres | 350 | — Tiendas, minoristas | 350 |
| — Corredores públicos | 500 | — Tiendas, mayoristas | 500 |
| — Escaleras de viviendas | 200 | — Vestidores | 200 |
| — Escaleras públicas | 500 | — Viviendas unifamiliares | 200 |

## TABLA 13.4 PESO PROPIO DE VIGUETAS DE MADERA (kg/m²)

| Dimensiones Equivalente Comercial b x h pulg. | Dimensiones Real b x h cm. | Grupo | Espaciamiento (cm) 30 | 40 | 50 | 60 | 80 | 100 | 120 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 x 3 | 4 x 6.5 | A | 9.5 | 7.2 | 5.7 | 4.8 | 3.6 | 2.9 | 2.4 |
| | | B | 8.7 | 6.5 | 5.2 | 4.3 | 3.3 | 2.6 | 2.2 |
| | | C | 7.8 | 5.9 | 4.7 | 3.9 | 2.9 | 2.3 | 2.0 |
| 2 x 4 | 4 x 9 | A | 13.2 | 9.9 | 7.9 | 6.6 | 5.0 | 4.0 | 3.3 |
| | | B | 12.0 | 9.0 | 7.2 | 6.0 | 4.5 | 3.6 | 3.0 |
| | | C | 10.8 | 8.1 | 6.5 | 5.4 | 4.1 | 3.2 | 2.7 |
| 2 x 6 | 4 x 14 | A | 20.5 | 15.4 | 12.3 | 10.3 | 7.7 | 6.2 | 5.1 |
| | | B | 18.7 | 14.0 | 11.2 | 9.3 | 7.0 | 5.6 | 4.7 |
| | | C | 16.8 | 12.6 | 10.1 | 8.4 | 6.3 | 5.0 | 4.2 |
| 2 x 7 | 4 x 16.5 | A | 24.2 | 18.2 | 14.5 | 12.1 | 9.1 | 7.3 | 6.1 |
| | | B | 22.0 | 16.5 | 13.2 | 11.0 | 8.3 | 6.6 | 5.5 |
| | | C | 19.8 | 14.9 | 11.9 | 9.9 | 7.4 | 5.9 | 5.0 |
| 2 x 8 | 4 x 19 | A | 27.9 | 20.9 | 16.7 | 13.9 | 10.5 | 8.4 | 7.0 |
| | | B | 25.3 | 19.0 | 15.2 | 12.7 | 9.5 | 7.6 | 6.3 |
| | | C | 22.8 | 17.1 | 13.7 | 11.4 | 8.6 | 6.8 | 5.7 |
| 2 x 10 | 4 x 24 | A | 35.2 | 26.4 | 21.1 | 17.6 | 13.2 | 10.6 | 8.8 |
| | | B | 32.0 | 24.0 | 19.2 | 16.0 | 12.0 | 9.6 | 8.0 |
| | | C | 28.8 | 21.6 | 17.3 | 14.4 | 10.8 | 8.6 | 7.2 |
| 3 x 8 | 6.5x19 | A | 45.3 | 34.0 | 27.2 | 22.6 | 17.0 | 13.6 | 11.3 |
| | | B | 41.2 | 30.9 | 24.7 | 20.6 | 15.4 | 12.4 | 10.3 |
| | | C | 37.0 | 27.8 | 22.2 | 18.5 | 13.9 | 11.1 | 9.3 |
| 3 x 10 | 6.5x24 | A | 57.2 | 42.9 | 34.3 | 28.6 | 21.5 | 17.2 | 14.3 |
| | | B | 52.0 | 39.0 | 31.2 | 26.0 | 19.5 | 15.6 | 13.0 |
| | | C | 46.8 | 35.1 | 28.1 | 23.4 | 17.6 | 14.0 | 11.7 |
| 3 x 12 | 6.5x29 | A | 69.1 | 51.8 | 41.5 | 34.6 | 25.9 | 20.7 | 17.3 |
| | | B | 62.8 | 47.1 | 37.7 | 31.4 | 23.6 | 18.9 | 15.5 |
| | | C | 56.6 | 42.4 | 33.9 | 28.3 | 21.2 | 17.0 | 14.1 |

## TABLA 13.5 PESO PROPIO DE MUROS

| Descripción | kg/m² | Descripción | kg/m² |
|---|---|---|---|
| Muro de ladrillo cerámico, tarrajeado de 0.60 x 0.12 x 0.24 m | | Muro de ladrillo King Kong, tarrajeado de 0.10 x 0.12 x 0.24 m | |
| 0.08 m de espesor de muro | 170 | 0.10 m de espesor de muro | 280 |
| 0.14 m de espesor de muro | 290 | 0.15 m de espesor de muro | 400 |
| 0.25 m de espesor de muro | 520 | 0.25 m de espesor de muro | 550 |
| 0.36 m de espesor de muro | 750 | | |
| Albañilería de bloques de concreto vibrado, tarrajeado | | Albañilería alveolar tipo pandereta con tarrajeo | |
| 0.15 m de espesor de muro | 240 | 0.12 m de espesor de muro | 180 |
| 0.20 m de espesor de muro | 285 | 0.25 m de espesor de muro | 325 |
| 0.25 m de espesor de muro | 350 | | |
| | | Albañilería de ladrillo calcáreo de 0.14 m de espesor | 240 |

## TABLA 13.6 PESO PROPIO DE COBERTURAS

| Descripción | kg/m² |
|---|---|
| Cartón bituminoso | |
| En tres capas sin gravilla | 13 |
| En tres capas con gravilla | 35 |
| Cielo raso de yeso con carrizo | 25 |
| Chapa de metal de 2 mm sobre entablado | 30 |
| Cobertura doble en teja plana sobrepuesta y desplazada a media teja | 100 |
| Chapa de metal de 1.5 mm, sobre correas | 15 |
| Cubierta de lona sin armazón | 3 |
| Cubierta de vidrio sobre tavesaños de acero (espesor del vidrio 5 mm) | 25 |
| Cubierta de vidrio sobre tavesaños de acero (espesor del vidrio 6 mm) | 30 |
| Cubierta de vidrio armado (alambre) de 5 mm de espesor | 30 |
| Planchas de asbesto cemento | |
| Corrugado de 4 mm peso por área útil | 9 |
| Corrugado de 5 mm peso por área útil | 13 |
| Canalón plegado de 5 mm | 17 |
| Teja cóncava con asiento de mortero con cabios a 0.335 m | 80 |
| Teja cóncava de encaje con cabios a 0.335 m | 70 |
| Teja plana sellada con mortero con cabios a 0.275 m | 80 |
| Teja plana o cola de castor con cabios a 0.275 m | 70 |
| Teja serrana de 105 kg/m² asentada sobre torta de barro de 0.02 m más paja o ichu | 160 |
| Torta de barro de 2.5 cm sobre entablados simples de 0.02 m | 67 |
| Torta de barro más paja | 55 |

## TABLA 13.7 PESO DE MATERIAL ALMACENADO

| Descripción | kg/m³ | Descripción | kg/m³ |
|---|---|---|---|
| Estanterías, armarios llenos de registros, librerías, etc. | 600 | Harina de pescado | 800 |
| Libros, papeles amontonados | 850 | Porcelana y losa almacenada | 1100 |
| Papel almacenado | 1100 | Lana, algodón prensados | 1300 |
| Cuero y pieles | 900 | Tortas de forraje concentrado | 1000 |
| Cereales almacenados | 150 | Harina en sacos (4 capas = 1 m de altura) | 500 |
| Vidrio en láminas | 2600 | Frutas | 350 |
| Hierba y forraje | 350 | Clinker de cemento | 1500 |
| Heno suelto hasta 3 m de altura | 70 | Malta verde | 400 |
| Heno prensado | 170 | Carburo | 900 |
| Cal en sacos | 1000 | Gasolina | 672 |
| Cemento en sacos | 1600 | Hielo | 895 |
| Cemento a granel | 1200 | Aceites | 930 |
| Mineral de hierro | 3000 | Asfalto | 1300 |

## TABLA 13.8 PESO PROPIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

| Descripción | kg/m³ | Descripción | kg/m³ |
|---|---|---|---|
| Madera tropical al 30 % de contenido de humedad | | Albañilería de adobe | 1600 |
| | | Albañilería de ladrillo ordinario | 1800 |
| . Grupo A | 1100 | Albañilería de ladrillo hueco | 1450 |
| . Grupo B | 1000 | Albañilería de cal y arena | 1800 |
| . Grupo C | 900 | Albañilería de ladrillo prensado | 2200 |
| Acero de construcción | 7850 | Albañilería de ladrillo refractorio | 1900 |
| Aluminio | 2750 | Albañilería de ladrillo calcáreo | 1600 |
| Cobre laminado | 8900 | Mortero cal | 1700 |
| Zinc laminado | 7200 | Mortero yeso | 1200 |
| Latón | 8500 | Mortero cal y cemento | 1900 |
| Hierro colado | 7250 | Mortero de cemento | 2100 |
| Mampostería de piedra caliza | 2400 | Concreto simple no armado | |
| Mampostería de mármol | 2700 | (normal) | 2300 |
| Tierra | 1800 | Concreto fresco (normal) | 2400 |
| Gravas y arena secas | 1600 | Concreto armado (normal) | 2400 |
| Piedra caliza, dolomita | 2800 | Concreto de piedra pómez | 1600 |
| Piedra arenisca | 2600 | Concreto de escoria de caldera | |
| Travertino | 2400 | con un máximo de 1/3 de arena | |
| Arcilla en masa (adobes) | 2100 | añadida | 1600 |
| Arcillas con paja | 1700 | Concreto de ladrillo machacado | 1800 |
| | | Agua | 1000 |

## TABLA 13.9 UNIDADES DE MEDIDA

| Nombre | Abreviación | Equivalencia |
|---|---|---|
| **PESO (FUERZA)** | | |
| Gramo – fuerza | gr – f | 1 kg–f = 1000 gr–f |
| Kilogramo – fuerza | kg – f | 1 kg–f = 9.8 N |
| Newton | N | 1 N = 0.101972 kg–f |
| Quintal métrico | qm | 1 t = 10 qm |
| Tonelada métrica | t | 1 t = 1000 kg |
| Libra | lb | 1 lb = 0.454 kg–f |
| Tonelada larga | ton | 1 ton = 2240 lb |
| Tonelada corta | US – ton | 1 US – ton = 2000 lb |
| **LONGITUD** | | |
| Milímetro | mm | 1 cm = 10 mm |
| Centímetro | cm | 1 m = 100 cm |
| Metro | m | 1 km = 1000 m |
| Kilómetro | km | |
| Pulgada | pulg | 1 pie = 12 pulg |
| Pie | pie | 1 yarda = 3 pies |
| **SUPERFICIE** | | |
| Centímetro cuadrado | $cm^2$ | 1 $m^2$ = 10000 $cm^2$ |
| Metro cuadrado | $m^2$ | 1 a = 100 $m^2$ |
| Area | a | 1 ha = 10000 $m^2$ |
| Hectárea | ha | |
| Pulgadas cuadradas | $pulg^2$ | 1 $pie^2$ = 144 $pulg^2$ |
| Pie cuadrado | $pie^2$ | 1 acre = 43560 $pie^2$ |
| Acre | | |

## TABLA 13.9 UNIDADES DE MEDIDA (Cont.)

| VOLUMEN / CAPACIDAD | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Centímetro cúbico | $cm^3$ | 1 $m^3$ | = | 1000000 $cm^3$ |
| Metro cúbico | $m^3$ | 1 $m^3$ | = | 1000 l |
| Litro | l | 1 hl | = | 100 l |
| Hectolitro | hl | 1 $m^3$ | = | 10 Hl |
| Pulgada cúbica | $pulg^3$ | 1 $pie^3$ | = | 1728 $pulg^3$ |
| Pie cúbico | $pie^3$ | 1 gal | = | 0.1337 $pie^3$ |
| Galón (U.S.A.) | gal | 1 $pie^3$ | = | 7.48052 gal |
| | | 1 gal | = | 231 pulg |

## TABLA 13.10 MULTIPLOS Y FRACCIONES DE LAS UNIDADES DE MEDIDA

| Símbolos | Nombre | | Factor |
|---|---|---|---|
| T | Tera | $10^{12}$ | 1 000 000 000 000 |
| G | Giga | $10^9$ | 1 000 000 000 |
| M | Mega | $10^6$ | 1 000 000 |
| k | Kilo | $10^3$ | 1 000 |
| h | Hecto | $10^2$ | 100 |
| D | Deca | 10 | 10 |
| d | Deci | $10^{-1}$ | 0.1 |
| c | Centi | $10^{-2}$ | 0.01 |
| m | Mili | $10^{-3}$ | 0.001 |
| $\mu$ | Micro | $10^{-6}$ | 0.000 001 |
| n | Nano | $10^{-9}$ | 0.000 000 001 |
| p | Pico | $10^{-12}$ | 0.000 000 000 001 |

## TABLA 13.11 CONVERSION DE UNIDADES

| Multiplicar | Por | Para obtener |
|---|---|---|
| Acres | 0.404687 | Hectáreas |
| Acres | 0.004047 | Kilómetros cuadrados |
| Areas | 1076.39 | Pies cuadrados |
| Atmósferas | 101325.0 | Pascales |
| BTU | 251.95 | Calorías |
| BTU | 0.252 | Kilocalorías |
| BTU/Segundo x pie x $^oF$ | 50.321 | Kilocalorías/metro x hora x $^oC$ |
| Calorías | 0.003969 | BTU |
| Centímetros | 0.032808 | Pies |
| Centímetros | 0.3937 | Pulgadas |
| Centímetros cuadrados | 0.155 | Pulgadas cuadradas |
| Centímetros cúbicos | 0.06102 | Pulgadas cúbicas |
| Galones U. S. | 0.832702 | Galón imperial o inglés |
| Galones U. S. | 0.13368 | Pies cúbicos |
| Galones U. S. | 231.0 | Pulgadas cubicas |
| Galones U. S. | 3.78543 | Litros |
| Grados anguiares | 0.17453 | Radianes |
| Grados Farenheit (—32) | 0.5556 | Grados centígrados |
| Grados centígrados | 1.8 | Grados Farenheit (+ 32) |
| Gramos | 0.002204 | Libras |
| Gramos/Centímetro cúbico | 62.42821 | Libras/pié cúbico |

## TABLA 13.11 CONVERSION DE UNIDADES (Cont.)

| Multiplicar | Por | Para obtener |
|---|---|---|
| Hectáreas | 2.47104 | Acres |
| Hectáreas | 107638.0 | Pies cuadrados |
| Hectáreas | 0.003861 | Millas cuadradas |
| H. P. (caballos de fuerza) | 0.746 | Kilovatios |
| Kilocalorías | 3.97 | BTU |
| Kilogramos* | 2.20462 | Libras |
| Kilogramos* | 0.001102 | Toneladas cortas |
| Kilogramos * | 9.80665 | Newtons |
| Kilogramos* x metro | 7.233 | Libras x pie |
| Kilogramos*/metro | 0.671972 | Libras/pie |
| Kilogramos*/centímetro cuadrado | 14.2234 | Libras/pulgada cuadrada |
| Kilogramos*/centímetro cuadrado | 98066.52 | Pascales |
| Kilogramos*/centímetro cuadrado | 0.098 | Mega pascales |
| Kilogramos*/metro cuadrado | 0.204871 | Libras/pie cuadrado |
| Kilogramos*/metro cúbico | 0.0624 | Libras/pie cúbico |
| Kilogramos*/milímetro cuadrado | 9.80665 | Mega pascales |
| Kilovatio | 1.341 | H.P. |
| Kilómetro | 0.62137 | Milla terrestre |
| Kilómetro | 0.53959 | Milla náutica |
| Kilómetros cuadrados | 247.10 | Acres |
| Libras | 453.592 | Gramos |
| Libras | 0.453592 | Kilogramos* |
| Libras/pulgada cuadrada | 0.070310 | Kilogramos*/centímetro cuadrado |
| Libras/pie | 1.48816 | Kilogramos*/metro |
| Libras/pie cuadrado | 4.88241 | Kilogramos*/metro cuadrado |
| Libras/pie cúbico | 16.0184 | Kilogramos*/metro cúbico |
| Libras/pie cúbico | .016018 | Gramos/centímetro cúbico |
| Litros | 0.219975 | Galón imperial o inglés |
| Litros | 0.26417 | Galones U.S.A. |
| Litros | 0.3514 | Pies cúbicos |
| Litros | 1.0 | Decímetros cúbicos |
| Mega pascales | 10.1972 | Kilogramos*/centímetro cuadrado |
| Metros | 3.28083 | Pies |
| Metro | 39.37 | Pulgadas |
| Metro | 1.09361 | Yardas |
| Metros cuadrados | 10.7639 | Pies cuadrados |
| Metros cúbicos | 35.3145 | Pies cúbicos |
| Metro cúbico | 423.78 | Pie tablar |
| Millas terrestres | 1.60935 | Kilómetros |
| Millas náuticas | 1.85325 | Kilómetros |
| Newtons | 0.101972 | Kilogramos – fuerza |
| Newtons/Milimetro cuadrado | 1.0 | Mega Pascales |
| Newtons/Milímetro cuadrado | 10.1972 | Kilogramos*/centímetro cuadrado |
| Pascales | 1.0 | Newton/metro cuadrado |
| Pascales | 0.000143 | Libras/pulgada cuadrada |
| Pascales | $1.02 \times 10^{-5}$ | Kilogramos*/centímetro cuadrado |
| Pies | 12.0 | Pulgadas |
| Pies | 30.4801 | Centímetros |
| Pies | 0.304801 | Metros |
| Pies cuadrados | 0.092903 | Metros cuadrados |
| Pies cúbicos | 0.028317 | Metros cúbicos |
| Pies cúbicos | 28.317 | Litros o decímetros cúbicos |
| Pies cúbicos | 28317.0 | Centímetros cúbicos |
| Pies cúbicos | 1728.0 | Pulgadas cúbicas |
| Pies tablares | 144.0 | Pulgadas cúbicas |
| Pies tablares | 0.0833 | Pies cúbicos |
| Pies tablares | 0.00236 | Metros cúbicos |

* Kilogramo – fuerza

## TABLA 13.11 CONVERSION DE UNIDADES (Cont.)

| Multiplicar | Por | Para obtener |
|---|---|---|
| Pulgadas | 2.54001 | Centímetros |
| Pulgadas | 0.08333 | Pies |
| Pulgadas cuadradas | 6.456 | Centímetros cuadrados |
| Pulgadas cúbicas | 16.3872 | Centímetros cúbicos |
| Radianes | 57.2958 | Grados angulares |
| Toneladas cortas | 907.185 | Kilogramos * |
| Toneladas cortas | 0.892857 | Toneladas largas |
| Toneladas cortas | 0.907185 | Toneladas métricas |
| Toneladas largas | 1016.05 | Kilogramos * |
| Toneladas largas | 2240.0 | Libras |
| Toneladas largas | 1.01605 | Toneladas métricas |
| Toneladas métricas | 1.10231 | Toneladas cortas |
| Toneladas métricas | 0.9842 | Toneladas largas |
| Toneladas métricas | 2204.6 | Libras |
| Yardas | 0.914402 | Metros |

* Kilogramo – fuerza

## TABLA 13.12 PROPIEDADES DE TUBOS DE ACERO

| Diámetro | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Comercial pulg | Exterior cm | Interior cm | Espesor cm | Peso por metro kg/m | I $cm^4$ | Area $cm^2$ | i cm |
| TUBOS ESTANDAR | | | | | | | |
| 3 | 8.890 | 7.793 | 0.549 | 11.301 | 125.57 | 14.374 | 2.946 |
| 3 1/2 | 10.160 | 9.012 | 0.574 | 13.582 | 199.29 | 17.290 | 3.404 |
| 4 | 11.430 | 10.226 | 0.602 | 16.087 | 301.06 | 20.477 | 3.835 |
| 5 | 14.130 | 12.819 | 0.655 | 21.797 | 631.01 | 27.742 | 4.775 |
| 6 | 16.828 | 15.405 | 0.711 | 18.282 | 1171.3 | 36.006 | 5.715 |
| TUBOS EXTRA FUERTES | | | | | | | |
| 3 | 8.890 | 7.366 | 0.762 | 15.282 | 162.08 | 19.485 | 2.896 |
| 3 1/2 | 10.160 | 8.545 | 0.808 | 18.651 | 261.40 | 23.729 | 3.327 |
| 4 | 11.430 | 9.718 | 0.856 | 22.334 | 400.00 | 28.432 | 3.759 |
| 5 | 14.130 | 12.225 | 0.953 | 30.981 | 860.35 | 39.432 | 4.674 |
| 6 | 16.828 | 14.633 | 1.097 | 42.595 | 1685.3 | 54.226 | 5.588 |

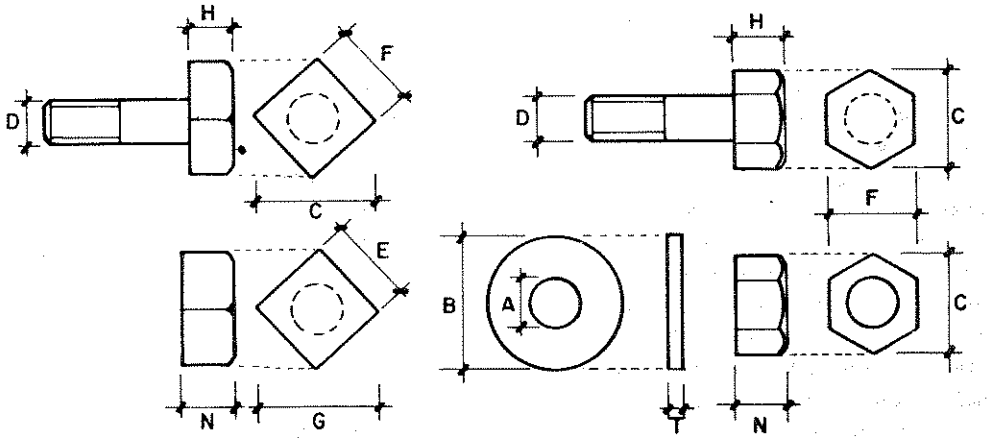
## TABLA 13.13 PESO Y AREA DE BARRAS CUADRADAS Y CIRCULARES

| Lado o diámetro pulg | Peso | | Area | |
|---|---|---|---|---|
| | Cuadradas kg/m | Circulares kg/m | Cuadradas cm² | Circulares cm² |
| 1/16 | .0193 | .0149 | .0252 | .0200 |
| 1/8 | .0789 | .0625 | .1006 | .0794 |
| 3/16 | .1786 | .1399 | .2271 | .1781 |
| 1/4 | .3170 | .2485 | .4032 | .3168 |
| 5/16 | .4941 | .3884 | .6303 | .4948 |
| 3/8 | .7113 | .5595 | .9071 | .7129 |
| 7/16 | .9688 | .7605 | 1.2348 | .9697 |
| 1/2 | 1.2649 | .9941 | 1.6129 | 1.2665 |
| 9/16 | 1.6013 | 1.2575 | 2.0413 | 1.6032 |
| 5/8 | 1.9763 | 1.5522 | 2.5200 | 1.9794 |
| 11/16 | 2.3915 | 1.8781 | 3.0497 | 2.3949 |
| 3/4 | 2.8469 | 2.2352 | 3.6291 | 2.8503 |
| 13/16 | 3.3409 | 2.6236 | 4.2594 | 3.3452 |
| 7/8 | 3.8737 | 3.0418 | 4.9394 | 3.8794 |
| 15/16 | 4.4466 | 3.4927 | 5.6704 | 4.4536 |
| 1 | 5.0597 | 3.9734 | 6.4517 | 5.0671 |
| 1 1/16 | 5.7116 | 4.4868 | 7.2833 | 5.7200 |
| 1 1/8 | 6 4036 | 5.0300 | 8.1652 | 6.4129 |
| 1 3/16 | 7.1357 | 5.6044 | 9.0981 | 7.1452 |
| 1 1/4 | 7.9066 | 6.2086 | 10.0807 | 7.9157 |
| 1 5/16 | 8.7162 | 6.8455 | 11.1143 | 8.7291 |
| 1 3/8 | 9.5659 | 7.5137 | 12.1975 | 9.5801 |
| 1 7/16 | 10.4558 | 8.2117 | 13.3317 | 10.4710 |
| 1 1/2 | 11.3844 | 8.9409 | 14.5162 | 11.4007 |

## TABLA 13.14 PESO DE PLANCHAS DE ACERO (kg/m)

| Ancho pulg | Espesor (pulg) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 3/16 | 1/4 | 5/16 | 3/8 |
| 1/4 | .24 | .31 | .40 | .48 |
| 1/2 | .48 | .64 | .79 | .95 |
| 3/4 | .71 | .95 | 1.19 | 1.43 |
| 1 | .95 | 1.26 | 1.58 | 1.90 |
| 1 1/4 | 1.19 | 1.58 | 1.98 | 2.37 |
| 1 1/2 | 1.43 | 1.90 | 2.37 | 2.84 |
| 1 3/4 | 1.67 | 2.22 | 2.77 | 3.32 |
| 2 | 1.90 | 2.53 | 3.17 | 3.79 |
| 2 1/4 | 2.13 | 2.84 | 3.56 | 4.27 |
| 2 1/2 | 2.37 | 3.17 | 3.96 | 4.75 |
| 2 3/4 | 2.60 | 3.48 | 4.35 | 5.22 |
| 3 | 2.84 | 3.79 | 4.75 | 5.70 |
| 3 1/4 | 3.08 | 4.11 | 5.13 | 6.16 |
| 3 1/2 | 3.32 | 4.43 | 5.54 | 6.64 |
| 3 3/4 | 3.56 | 4.75 | 5.92 | 7.11 |
| 4 | 3.79 | 5.06 | 6.32 | 7.59 |

## TABLA 13.15 DIMENSIONES DE PERNOS Y TUERCAS ESTANDAR




| | Cabeza Cuadrada | | | | | | Cabeza Hexagonal | | | | Arandelas | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D | F | C | H | E | G | N | F | C | H | N | A | B | T |
| pulg | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm | cm |
| 3/8 | 1.43 | 2.06 | 0.64 | 1.59 | 2.22 | 0.95 | 1.43 | 1.59 | 0.64 | 0.79 | | | |
| 1/2 | 1.91 | 2.70 | 0.95 | 2.06 | 2.86 | 1.11 | 1.91 | 2.22 | 0.95 | 1.11 | 1.43 | 3.49 | 0.28 |
| 5/8 | 2.38 | 3.33 | 1.11 | 2.54 | 3.65 | 1.43 | 2.38 | 2.70 | 1.11 | 1.43 | 1.75 | 4.45 | 0.36 |
| 3/4 | 2.86 | 3.97 | 1.27 | 2.86 | 3.97 | 1.75 | 2.86 | 3.33 | 1.27 | 1.75 | 2.06 | 5.08 | 0.36 |
| 7/8 | 3.33 | 4.76 | 1.59 | 3.33 | 4.76 | 2.06 | 3.33 | 3.81 | 1.59 | 1.91 | 2.38 | 5.72 | 0.40 |
| 1 | 3.81 | 5.40 | 1.75 | 3.81 | 5.40 | 2.22 | 3.81 | 4.45 | 1.75 | 2.22 | 2.86 | 6.35 | 0.40 |

## TABLA 13.16 REQUERIMIENTOS MINIMOS PARA UNIONES CLAVADAS EN CONSTRUCCION LIVIANA

| Detalle Constructivo | Longitud del clavo, mm (pulg) | Espaciamiento mínimo o número de clavos mínimo |
|---|---|---|
| Armadura a solera superior | 89 (3 1/2) | 3 |
| Arriostre lateral a tirante | 63 (2 1/2) | 2 |
| Cabezal a cabio, clavo a tope | 102 (4) | 3 |
| Cartela a cada vigueta inclinada en cumbrera | 63 (2 1/2) | 4 |
| Dintel a pie derechos, clavo a tope | 89 (3 1/2) | 2 en cada extremo |
| Dintel en tabique no portante (cada extremo) | 89 (3 1/2) | 2 |
| Empalme de viguetas (sobre apoyo) | 89 (3 1/2) | 5 |
| Entablonado 4 x 14 cm o menos a apoyos | 89 (3 1/2) | 2 |
| Entablonado más ancho que 4 x 14 cm a apoyos | 89 (3 1/2) | 3 |
| Entablonado 4 cm colocado de canto a apoyos | 76 (3) | 1 |
| Listón de apoyo de viguetas a viga | 89 (3 1/2) | 2 por cada vigueta |
| Particiones interiores a entramado | 89 (3 1/2) | 1 cada 60 cm |
| Pie derecho a solera inferior, clavo lancero | 63 (2 1/2) | 4 |
| | 89 (3 1/2) | 2 |
| Rigidizador a solera superior de muro portante, clavo lancero | 89 (3 1/2) | 2 |
| Rigidizador a vigueta inclinada | 89 (3 1/2) | 3 |
| Riostra en cruz a vigueta | 63 (2 1/2) | 2 en cada extremo |
| Solera superior a pie derecho, clavo a tope | 89 (3 1/2) | 2 |
| Tirante a vigueta inclinada (cada extremo) | 89 (3 1/2) | 3 |
| Unión cara a cara entre cabezales | 89 (3 1/2) | 1 cada 30 cm |
| Unión cara a cara entre 2 pie derechos en aberturas, pie derechos entre 2 paneles o en esquinas | 89 (3 1/2) | 1 cada 75 cm |
| Unión entre soleras superiores | 89 (3 1/2) | 1 cada 60 cm |
| Unión cara a cara de tablones de 4 cm colocados de canto | 76 (3) | 1 cada 45 cm |
| Vigueta a cabezal en abertura, clavo a tope | 102 (4) | |
| Vigueta de cielo raso a solera, clavo lancero | 89 (3 1/2) | 2 |
| Vigueta de piso a pie derecho (sistema integral) | 89 (3 1/2) | 2 |
| Vigueta de piso a solera de zócalo, clavo lancero | 89 (3 1/2) | 2 |
| Vigueta de techo a solera superior | 89 (3 1/2) | 3 |
| Vigueta inclinada a solera superior | 89 (3 1/2) | 3 |
| Vigueta inclinada a cumbrera, clavos lanceros | 63 (2 1/2) | 4 |
| Vigueta inclinada a cumbrera, clavos a tope | 89 (3 1/2) | 3 |
| Vigueta inclinada con vigueta de cielo raso | 102 (4) | 2 |
| Vigueta interrumpida a vigueta de lima hoya o de lima tesa | 89 (3 1/2) | 2 |
| Zuncho a viguetas de piso | 63 (2 1/2) | 2 |

## TABLA 13.17 NUMERO DE CLAVOS POR KILOGRAMO

| Largo | | Diámetro | Número de Clavos por kg |
|---|---|---|---|
| pulg | mm | mm | |
| 1 | 25.4 | 1.65 – 1.83 | 2076 – 1929 |
| 1 1/4 | 31.8 | 1.82 – 2.03 | 1368 – 1250 |
| 1 1/2 | 38.1 | 2.10 – 2.39 | 880 – 695 |
| 1 3/4 | 44.5 | 2.10 – 2.39 | 794 – 596 |
| 2 | 50.8 | 2.10 – 2.87 | 693 – 398 |
| 2 1/4 | 57.2 | 2.10 – 2.87 | 483 – 354 |
| 2 1/2 | 63.5 | 2.76 – 3.33 | 324 – 233 |
| 2 3/4 | 70.0 | 2.76 – 3.33 | 254 – 211 |
| 3 | 76.2 | 3.04 – 3.76 | 218 – 152 |
| 3 1/4 | 82.6 | 3.04 – 3.76 | 172 – 139 |
| 3 1/2 | 88.9 | 3.75 – 4.11 | 126 – 108 |
| 4 | 101.6 | 4.19 – 4.88 | 86 – 68 |
| 4 1/2 | 114.3 | 4.29 – 5.26 | 65 – 53 |
| 5 | 127.0 | 5.15 – 5.72 | 47 – 40 |
| 5 1/2 | 139.7 | 5.56 – 6.20 | 34 – 31 |
| 6 | 152.4 | 5.58 – 6.68 | 35 – 24 |

## TABLA 13.18 DECIMALES DE PULGADAS Y EQUIVALENCIA EN MILIMETROS

| Fracción | Decimal | Milímetros (Aprox.) | Fracción | Decimal | Milímetros (Aprox.) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1/32 | .03125 | .794 | 17/32 | .53125 | 13.494 |
| 1/16 | .06250 | 1.588 | 9/16 | .56250 | 14.288 |
| 3/32 | .09375 | 2.381 | 19/32 | .59375 | 15.081 |
| 1/8 | .12500 | 3.175 | 5/8 | .62500 | 15.875 |
| 5/32 | .15625 | 3.969 | 21/32 | .65625 | 16.669 |
| 3/16 | .18750 | 4.763 | 11/16 | .68750 | 17.463 |
| 7/32 | .21875 | 5.556 | 23/32 | .71875 | 18.256 |
| 1/4 | .25000 | 6.350 | 3/4 | .75000 | 19.050 |
| 9/32 | .28125 | 7.144 | 25/32 | .78125 | 19.844 |
| 5/16 | .31250 | 7.938 | 13/16 | .81250 | 20.638 |
| 11/32 | .34375 | 8.731 | 27/32 | .84375 | 21.431 |
| 3/8 | .37500 | 9.525 | 7/8 | .87500 | 22.225 |
| 13/32 | .40625 | 10.319 | 29/32 | .90625 | 23.019 |
| 7/16 | .43750 | 11.113 | 15/16 | .93750 | 23.813 |
| 15/32 | .46875 | 11.906 | 31/32 | .96875 | 24.606 |
| 1/2 | .50000 | 12.700 | 1 | 1.00000 | 25.400 |

## TABLA 13.19 DECIMALES DE UN PIE Y EQUIVALENCIA EN MILIMETROS

| Pulgadas | 0 | 1/8 | 1/4 | 3/8 | 1/2 | 5/8 | 3/4 | 7/8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | Decimales | .0104 | .0208 | .0313 | .0417 | .0521 | .0625 | .0729 |
| | Milímetros | 3.2 | 6.3 | 9.5 | 12.7 | 15.9 | 19.1 | 22.3 |
| 1 | .0833 | .0938 | .1042 | .1146 | .1250 | .1354 | .1458 | .1563 |
| | 25.4 | 28.6 | 31.8 | 34.9 | 38.1 | 41.3 | 44.4 | 47.6 |
| 2 | .1667 | .1771 | .1875 | .1979 | .1083 | .2188 | .2292 | .2396 |
| | 50.8 | 54.0 | 57.2 | 60.3 | 63.5 | 66.7 | 69.9 | 73.1 |
| 3 | .2500 | .2604 | .2708 | .2812 | .2917 | .3021 | .3125 | .3229 |
| | 76.2 | 79.4 | 82.5 | 85.7 | 88.9 | 92.1 | 95.3 | 98.5 |
| 4 | .3333 | .3438 | .3542 | .3646 | .3750 | .3854 | .3958 | .4063 |
| | 101.6 | 105.8 | 108.0 | 111.1 | 114.3 | 117.5 | 120.6 | 123.8 |
| 5 | .4167 | .4721 | .4375 | .4479 | .4583 | .4688 | .4792 | .4896 |
| | 127.0 | 130.2 | 133.4 | 136.5 | 139.7 | 142.9 | 146.1 | 149.2 |
| 6 | .5000 | .5104 | .5208 | .5313 | .5417 | .5521 | .5625 | .5729 |
| | 152.4 | 155.6 | 158.7 | 161.9 | 165.1 | 168.3 | 171.5 | 174.6 |
| 7 | .5833 | .5938 | .6042 | .6146 | .6250 | .6354 | .6458 | .6563 |
| | 177.8 | 181.0 | 184.2 | 187.3 | 190.5 | 193.7 | 198.8 | 200.0 |
| 8 | .6667 | .6771 | .6875 | .6979 | .7083 | .7188 | .7292 | .7396 |
| | 203.2 | 206.4 | 209.6 | 212.7 | 215.9 | 219.1 | 222.3 | 225.4 |
| 9 | .7500 | .7604 | .7708 | .7813 | .7917 | .8021 | .8125 | .8229 |
| | 228.6 | 231.8 | 234.9 | 238.1 | 241.3 | 244.5 | 247.7 | 250.8 |
| 10 | .8333 | .8438 | .8542 | .8646 | .8750 | .8854 | .8958 | .9063 |
| | 254.0 | 257.2 | 260.4 | 263.5 | 266.7 | 269.9 | 273.0 | 276.2 |
| 11 | .9167 | .9271 | .9375 | .9479 | .9583 | .9688 | .9792 | .9896 |
| | 279.4 | 282.6 | 285.8 | 288.9 | 292.1 | 195.3 | 298.5 | 301.6 |

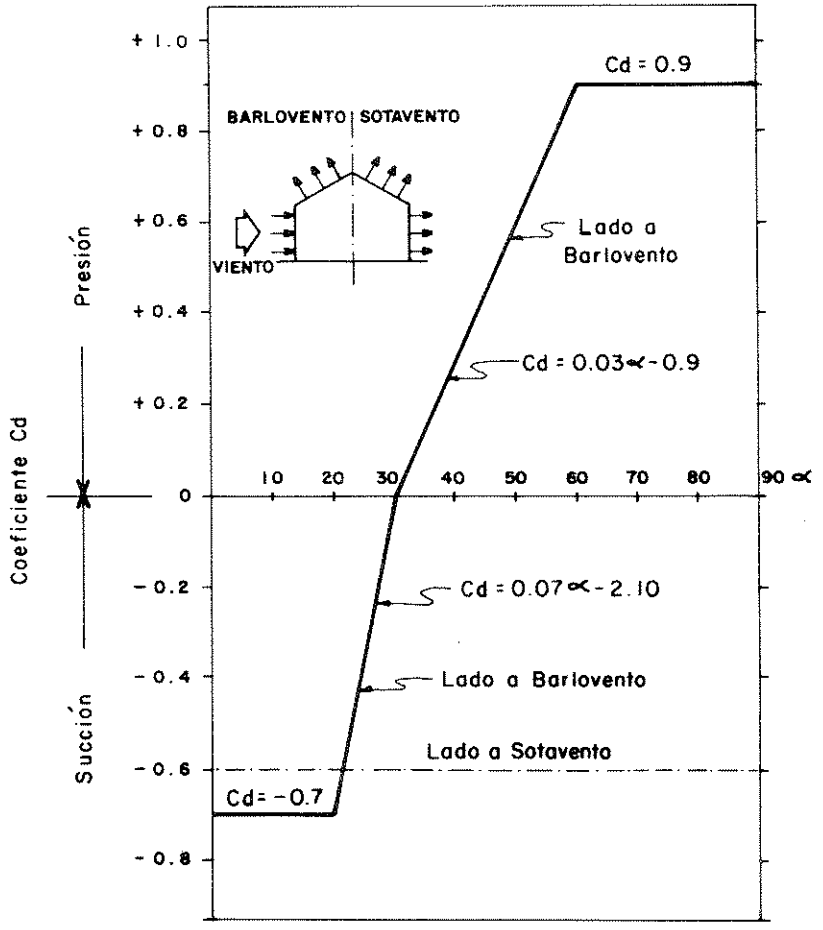
## TABLA 13.20 CARGAS DE VIENTO

La presión originada por el viento se puede estimar mediante las siguientes expresiones:

$$p = C_d\, q$$

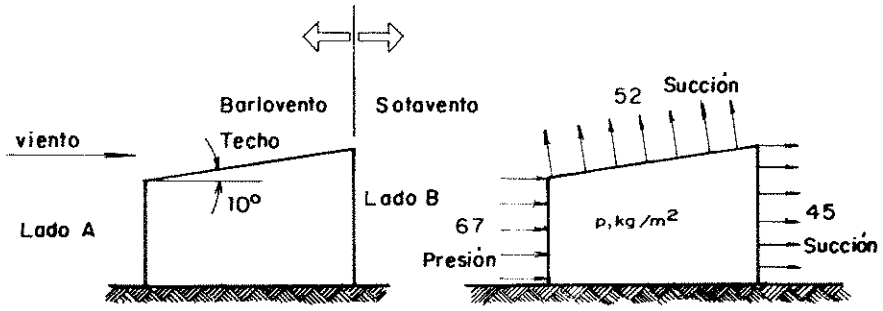
$$q = 0.00483\, V^2$$

en donde: p es la presión o succión perpendicular a la superficie que ejerce el viento, en kg/m$^2$. q es llamada presión dinámica expresada también en kg/m$^2$. $C_d$ un coeficiente adimensional que depende de la posición de la superficie con respecto a la dirección del viento, la cual se supone horizontal, y sus valores vienen dados en el gráfico adjunto. V es la velocidad del viento en km/h.




Valores de $C_d$ vs. inclinación de la superficie, en grados.

Ejemplo: Determinar las cargas de viento sobre la estructura mostrada. La velocidad del viento es 125 km/h.




| | $\alpha$ | $C_d$ | q kg/m² | p kg/m² |
|---|---|---|---|---|
| lado a Barlovento A | 90° | 0.9 | 75 | 67 |
| lado a Sotavento B | 90° | −0.6 | 75 | −45 |
| techo a Barlovento | 10° | −0.7 | 75 | −52 |

14.1 Introducción

14.2 Planos y Escalas Recomendables

14.3 Simbología

14.4 Desarrollo de un Proyecto de Vivienda

# 14
# Representación Gráfica

## 14.1 INTRODUCCION

La información que se presenta en este capítulo tiene por objeto facilitar la presentación de proyectos de construcciones en madera. Se han mantenido a un mínimo las referencias a la técnica habitual de dibujo usada con otros materiales tradicionales, haciendo hincapié en la simbología, representación, convenciones y sugerencias aplicables al diseño en madera.

Primeramente se incluye una relación de los planos mínimos recomendables para cada especialidad: Arquitectura, Estructuras, Instalaciones. Se recomiendan escalas consideradas las más apropiadas y espesores de líneas para el dibujo.

Seguidamente se incluye una simbología para la representación de materiales de construcción y elementos de unión, así como la convención para otras indicaciones en los planos que en el caso de construcción con madera son necesarias.

Finalmente se incluye un juego completo de planos para una vivienda en madera de tipo económico desarrollados por el PADT –REFORT. Esto se ha hecho con la finalidad de ilustrar, con un ejemplo práctico, el uso de los símbolos y convenciones mencionados, así como la forma habitual de representar el diseño. Como los planos se presentan en formato reducido, se adjuntan algunos detalles ampliados del contenido de los mismos. De esta manera los dibujos pueden apreciarse con mayor claridad y por qué de las representaciones usadas.

Dentro del juego de planos presentados hay detalles que pueden considerarse de utilidad para el proceso de fabricación -inherente a la construcción con madera- y que en un proyecto con planos de tipo general pueden no incluirse. Ineludiblemente deberán ser desarrollados por el constructor antes de proceder a la ejecución de la obra.

Los planos incluyen en cada caso cuadros de metrados de materiales y especificaciones técnicas detalladas que se presentan ampliados al final del capítulo a fin de servir de referencia en su preparación.

Como parte de las figuras se incluyen recomendaciones colocadas directamente sobre el dibujo, con el fin de explicar o resaltar algunas ideas. Igualmente se muestran detalles ampliados de algunos aspectos que requieren mayor aclaración.

En los detalles en que aparecen elementos estructurales y sus ensambles o uniones, no se muestran los elementos de unión –como clavos, pernos, etc.– debiendo estos colocarse siguiendo las recomendaciones del Cap. 12. Si se trata de conexiones de construcciones livianas poco esforzadas deben colocarse según lo recomendado en la Tabla 13.16 que se presenta en el Cap. 13. En cualquier caso la verificación de resistencia y la determinación del número y disposición de los elementos de unión debe hacerse siguiendo las mencionadas recomendaciones.

No se enfatizan aquellos detalles referentes a protección de la edificación. Estos aparecen en el Cap. 6 con sus respectivas notas explicativas.

## 14.2 PLANOS Y ESCALAS RECOMENDABLES

| ESPECIALIDAD | DESIGNACION | PRESENTACION | ESCALA | GROSOR DE LINEAS * | FIGURA DE REFERENCIA |
|---|---|---|---|---|---|
| ARQUITECTURA | – Plano de situación<br>– Plano de ubicación<br>– Diseño arquitectónico | Planta<br>Planta<br>Planta, corte y elevación | 1:5000<br>1:500<br>1:50 | III<br>III<br>II | 14 – 5 |
| ESTRUCTURAS | – Cimentación | Planta<br>Cortes parciales<br>Perspectiva isométrica (si fuera necesario)<br>Detalle | 1:25<br>1:10<br>1:5<br>1:2.5 | II<br>I<br>I<br>I | 14 – 6<br>14 – 7 |
| | – Muros | Planta<br>Detalle de muros en planta | 1:25<br>1:5 | II<br>I | 14 – 8<br>14 – 9 |
| | – Techos | Planta (nivel cielo raso y nivel correas)<br>Elevación<br>Planta cielo raso y cubierta | 1:25<br>1:25<br>1:50 | II<br>II<br>II | 14 – 11<br>14 – 12 |
| | – Cortes | Corte transversal y longitudinal<br>Detalles en corte<br>P. Isométrica | 1:25<br>1:10<br>1:25 | II<br>I<br>II | 14 – 13<br>14 – 14 |
| FABRICACION | – Paneles y/o pórticos | Elevación, planta y corte<br>Detalles en corte<br>Metrado de componentes de muros y revestimientos | 1:25<br>1:5 | II<br>I | 14 – 10 |
| | – Cerchas y timpanos | Elevación, planta y corte<br>Detalle de nudos<br>Despiece de elementos<br>Metrado de componentes de techo y revestimientos | 1:25<br>1:5<br>1:5 | II<br>I<br>I | 14 – 15<br>14 – 16 |
| | – Carpintería | Elevación, planta y corte<br>Detalles | 1:25<br>1:2.5 | II<br>I | 14 – 17<br>14 – 18 |
| INSTALACIONES | – Sanitarias | Planta redes sanitarias<br>Perspectiva isométrica, panel sanitario, leyenda<br>Desarrollo de baño y cocina | 1:50<br>1:25<br>1:25 | II<br>II<br>II | 14 – 19 |
| | – Eléctricas | Planta redes eléctricas<br>Detalle instalación circuitos<br>Leyendas y tablero general | 1:50<br>1:10 | II<br>I | 14 – 19 |

* Grosores de líneas: I escalas 1:2.5, 1:5, 1:10; lapiceros 1.2, 0.6, 0.4, 0.2 (mm)
II escalas 1:25, 1:50 1:100; lapiceros 0.8, 0.5, 0.3, 0.1
III escalas 1:500 1:1000, 1:5000; lapiceros 0.6, 0.4, 0.2, 0.1

## 14.3 SIMBOLOGIA

Para mejor entendimiento de los planos y presentar una propuesta que pueda unificar la representación gráfica de la construcción con madera en la Subregión Andina, se incluyen a continuación cuatro figuras que contienen convenciones de dibujo. Estas son:

Figura 14.1 Representación de Materiales de Construcción
Figura 14.2 Representación de Elementos de Unión
Figura 14.3 Representaciones Convencionales de Detalles
Figura 14.4 Cortes Ortogonales de Detalles

### Figura 14.1 Representación de Materiales de Construcción

En la construcción intervienen distintos materiales que son unidos entre sí, para diferenciarlos en el dibujo se les ha dado a cada uno de ellos una textura característica, la cual se presenta a modo de ejemplo en el corte vertical de una edificación con madera y en ampliaciones de los principales materiales empleados.

### Figura 14.2 Representación de Elementos de Unión

Los distintos elementos de unión son representados de manera particular tanto para la vista en planta o a lo largo como de punta o perfil. En la figura se presentan los principales elementos de unión utilizados en construcción con madera.

### Figura 14.3 Representaciones Convencionales

Para clasificar el dibujo se ha adoptado por convención distintos tipos de líneas entre gruesas, delgadas, segmentadas, etc., para dar determinada indicación en el dibujo, tales como interrupción, corte, traslapo, transparencia, etc.

### Figura 14.4 Cortes Ortogonales

Para poner en evidencia alguna de las partes o componentes que se quieren mostrar en el dibujo, se recurre a cortes perpendiculares entre sí que pueden estar, a su vez, a distintas alturas para mostrar sus capas.

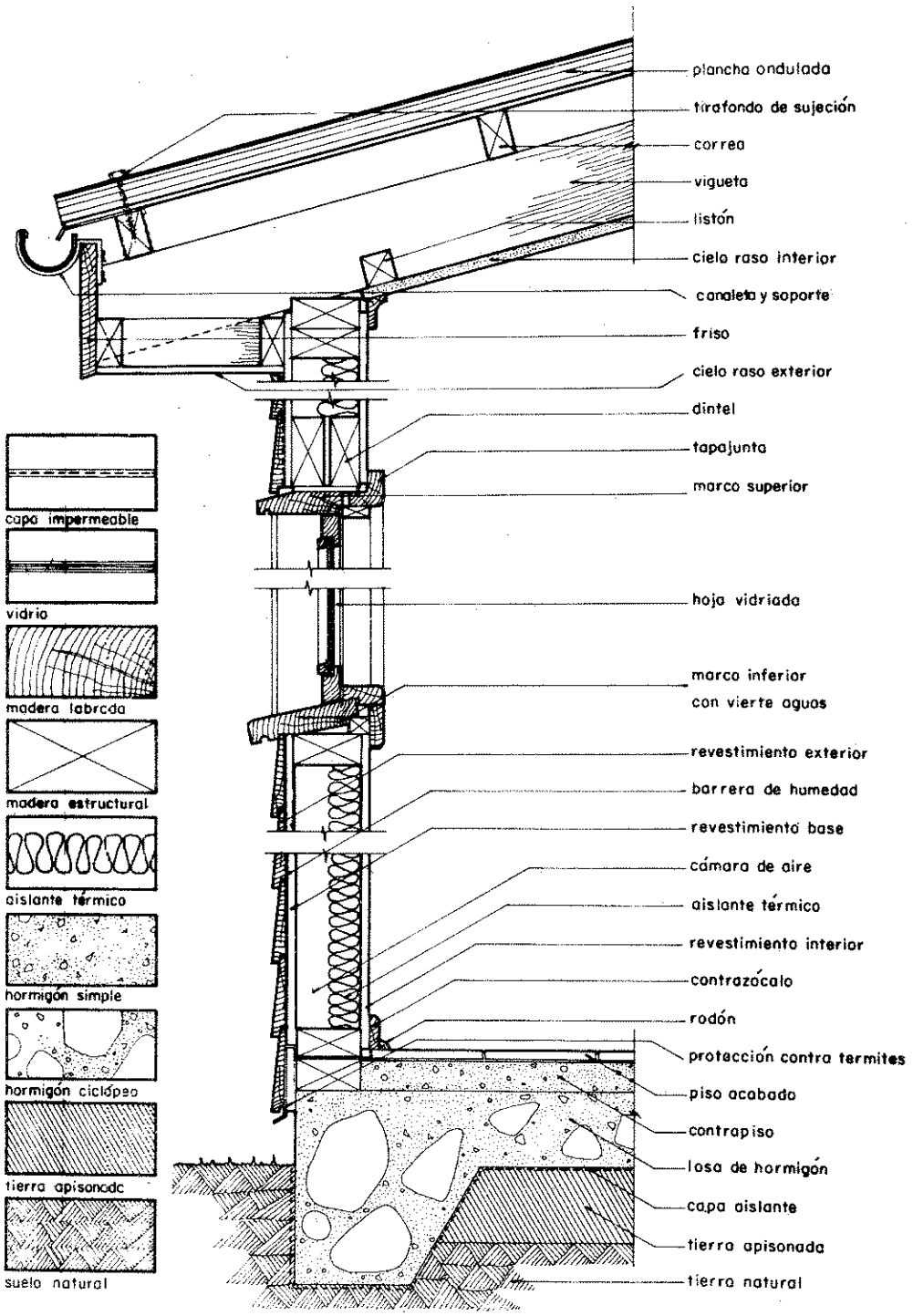

plancha ondulada
tirafondo de sujeción
correa
vigueta
listón
cielo raso interior
canaleta y soporte
friso
cielo raso exterior
dintel
tapajunta
marco superior
hoja vidriada
marco inferior
con vierte aguas
revestimiento exterior
barrera de humedad
revestimiento base
cámara de aire
aislante térmico
revestimiento interior
contrazócalo
rodón
protección contra termites
piso acabado
contrapiso
losa de hormigón
capa aislante
tierra apisonada
tierra natural
capa impermeable
vidrio
madera labrada
madera estructural
aislante térmico
hormigón simple
hormigón ciclópeo
tierra apisonada
suelo natural

Figura 14.1

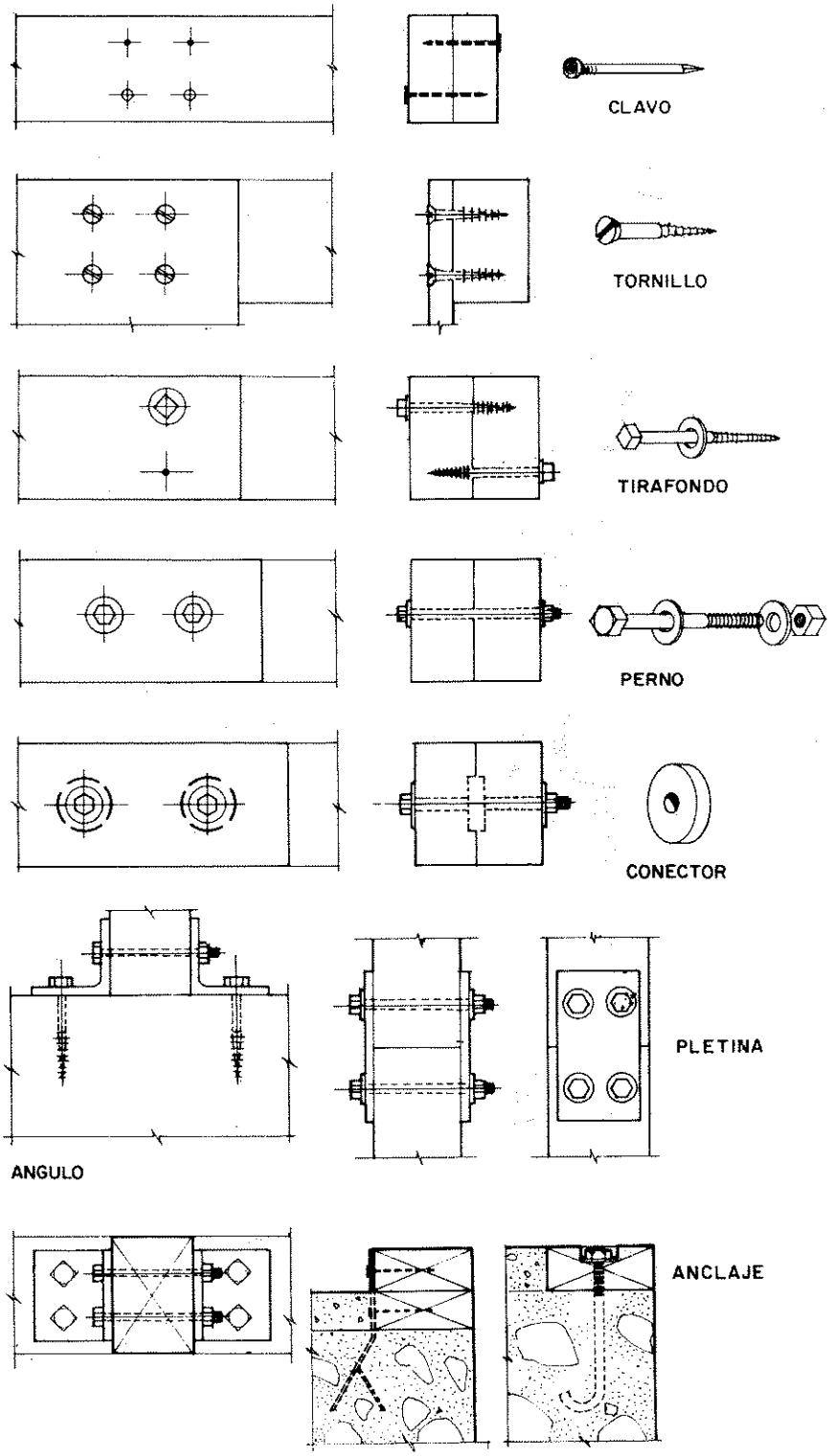



Figura 14.2 Representación de Elementos de Unión

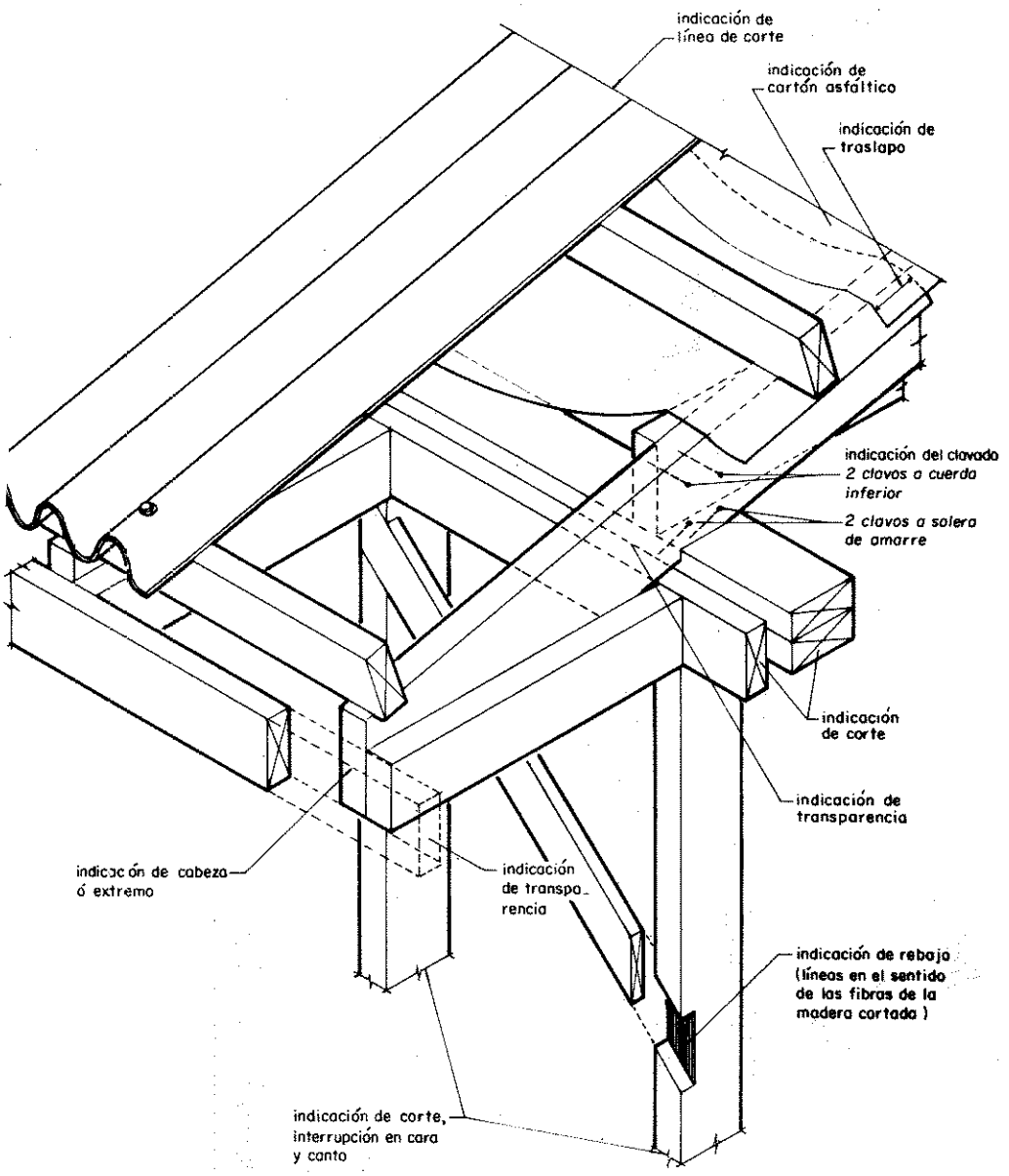



Figura 14.3 Representaciones Convencionales de Detalles

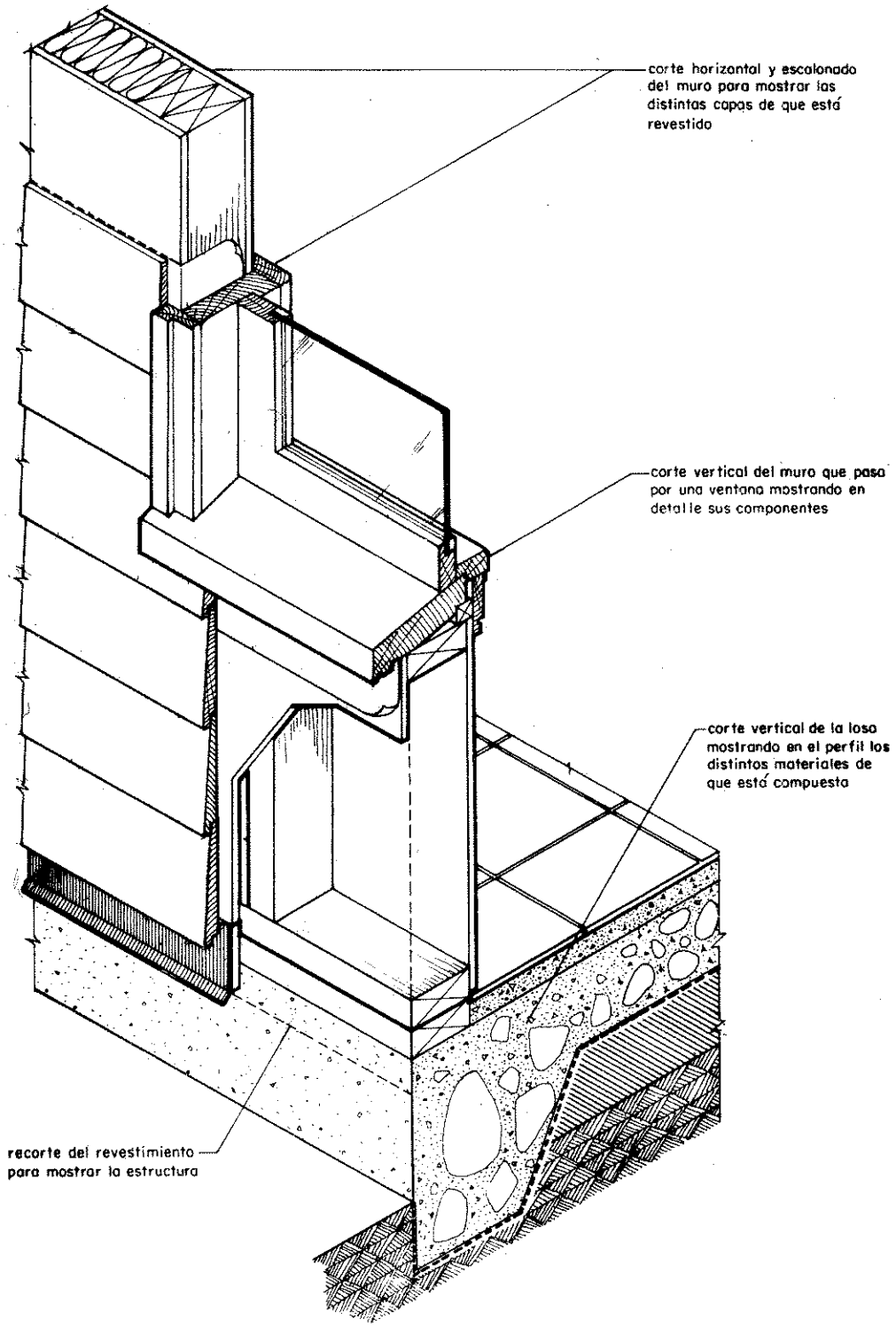

corte horizontal y escalonado del muro para mostrar las distintas capas de que está revestido
corte vertical del muro que pasa por una ventana mostrando en detalle sus componentes
corte vertical de la losa mostrando en el perfil los distintos materiales de que está compuesta
recorte del revestimiento para mostrar la estructura

Figura 14.4

## 14.4 DESARROLLO DE UN PROYECTO DE VIVIENDA

En las siguientes figuras se presentan, a modo de ejemplo, nueve láminas reducidas de los planos de una vivienda, con ampliaciones de parte del contenido de las mismas para dar algunas recomendaciones necesarias a efectos de la representación gráfica.

**Figura 14.5 Plano de Planta, Elevaciones y Cortes**

Contiene una descripción general de la edificación, presenta dibujos en escala 1:50 de planta, corte y fachada, además la ubicación en el barrio a escala 1:5,000 y en la cuadra a 1:500. Esta lámina puede estar precedida por una vista en perspectiva del exterior.

**Figura 14.6 Plano de Cimentación y Detalles**
**Figura 14.7 Ampliaciones de la Losa de Cimentación**

Muestra una vista en planta de la losa o platea de cimentación a escala 1:25; con ubicación de las soleras de zócalo e indicación de cortes y referencia a detalles. Los detalles a escala 1:2, 1:5, 1:10 muestran el perfil de la losa en distintos lugares y apuntes isométricos de las alternativas de fijación de la solera de zócalo.

**Figura 14.8 Plano de Sistemas de Paneles**
**Figura 14.9 Ampliaciones al Encuentro de Paneles**

Muestra una vista en planta del piso, a escala 1:25, con ubicación y nomenclatura de los distintos paneles que conforman a los muros, y con indicaciones que se refieren a detalles de los encuentros típicos que se presentan a escala 1:5.

**Figura 14.10 Plano de Detalles de Paneles**

Muestra en elevación, planta y corta la estructura y el revestimiento de cada uno de los paneles típicos a escala 1:25, con indicación del espaciamiento de clavos utilizado; detalles del encuentro de los paneles con el cielo raso y cuadros con el metrado de madera y tableros.

**Figura 14.11 Plano de Sistema de Techos**
**Figura 14.12 Ampliación de la Estructura de Techo**

Muestra una vista en planta, a escala 1:25, de la estructura del techo a dos niveles, uno con vista a las cuerdas inferiores de las cerchas y otro mostrando las cuerdas superiores y las correas. En ambos niveles se muestran los elementos de arriostre entre las cerchas. Asimismo, muestra a escala 1:50 la planta de cielo raso y la planta de la cubierta.

**Figura 14.13 Plano de Cortes Estructurales**
**Figura 14.14 Ampliación de los Aleros y la Cercha**

Presenta un corte longitudinal y otro transversal de la vivienda, a escala 1:25. Muestra además detalles ampliados en corte y en perspectiva isométrica de las zonas más complejas.

**Figura 14.15 Plano de Detalle de Cerchas**
**Figura 1416 Ampliación Detalle de Uniones**

Muestra una vista frontal, planta y perfil de la cercha típica a escala 1:25, el detalle ampliado a escala 1:5 de todos los nudos y el despiece de cada uno de los elementos que conforman la cercha. Además presenta el metrado de los componentes con especificación del tipo de madera utilizado.

**Figura 14.17 Plano de Detalles de Carpintería**
**Figura 14.18 Ampliaciones de las Secciones Típicas**

Presenta en elevación, planta y corte a escala 1:25, las puertas, ventanas y muebles fijos; además muestra las secciones típicas ampliadas de los marcos y hojas a escala 1:2.5. Asimismo se presenta el desarrollo del cuarto de baño a escala 1:25 con indicación de cotas y materiales de acabado.

**Figura 14.19 Plano de Instalaciones Eléctricas y Sanitarias**

**Instalación Eléctrica.**- En una vista en planta de toda la vivienda, a escala 1:50 se muestra la ubicación de los centros de luz, interruptores y tomacorrientes interconectados por sus respectivos circuitos. En una vista de detalle en isometría se muestra un ejemplo típico de la instalación de los circuitos. Muestra, además, las alternativas de fijación de los conductores, el esquema del tablero general y la leyenda de símbolos utilizados.
**Instalación Sanitaria.**- En otra planta, a la misma escala, se muestra la distribución de las redes de agua y desagüe que sirven a cada uno de los aparatos ubicados en el núcleo sanitario. Presenta además, una isometría del recorrido de la tubería de agua en el panel sanitario, y la leyenda de los símbolos utilizados.

**Figura 14.20 Cuadro de Metrado de Paneles de Muro**

Presenta en forma ampliada el cuadro de metrado de paneles de muro que forma parte de la Fig. 14.10. Ejemplo, que corresponde a este proyecto particular de vivienda y que ilustra el empleo de unidades todavía usadas en algunos países para el metrado de madera. Las cantidades de material se resumen en pies tablares (o cuadrados) de uso comercial

**Figura 14.21 Cuadro de Metrado de Elementos de Unión**

Este cuadro se muestra como ilustración para la presentación de metrados de elementos de unión. Puede incluirse en las láminas correspondientes a fabricación o en las últimas láminas de estructuras. Se puede colocar parcialmente en cada una de las láminas que contiene elementos de unión y presentar un resumen de ellos en la última.

**Figura 14.22 Cuadro de Especificaciones Técnicas**

Este cuadro puede colocarse en la primera lámina o formar parte de un texto separado que incluya la memoria descriptiva del proyecto Tanto la forma de la presentación como el contenido son ilustrativos, sugiriéndose sí, la necesidad de consignar toda información relevante a las bases o hipótesis asumidas en el desarrollo del proyecto como a todos los materiales empleados y sus características. Cuando se usan materiales normalizados por especificaciones vigentes sólo es necesario la consignación de dicha norma. Es recomendable la colocación de todas las notas aclaratorias que se estimen convenientes como parte de estas especificaciones.

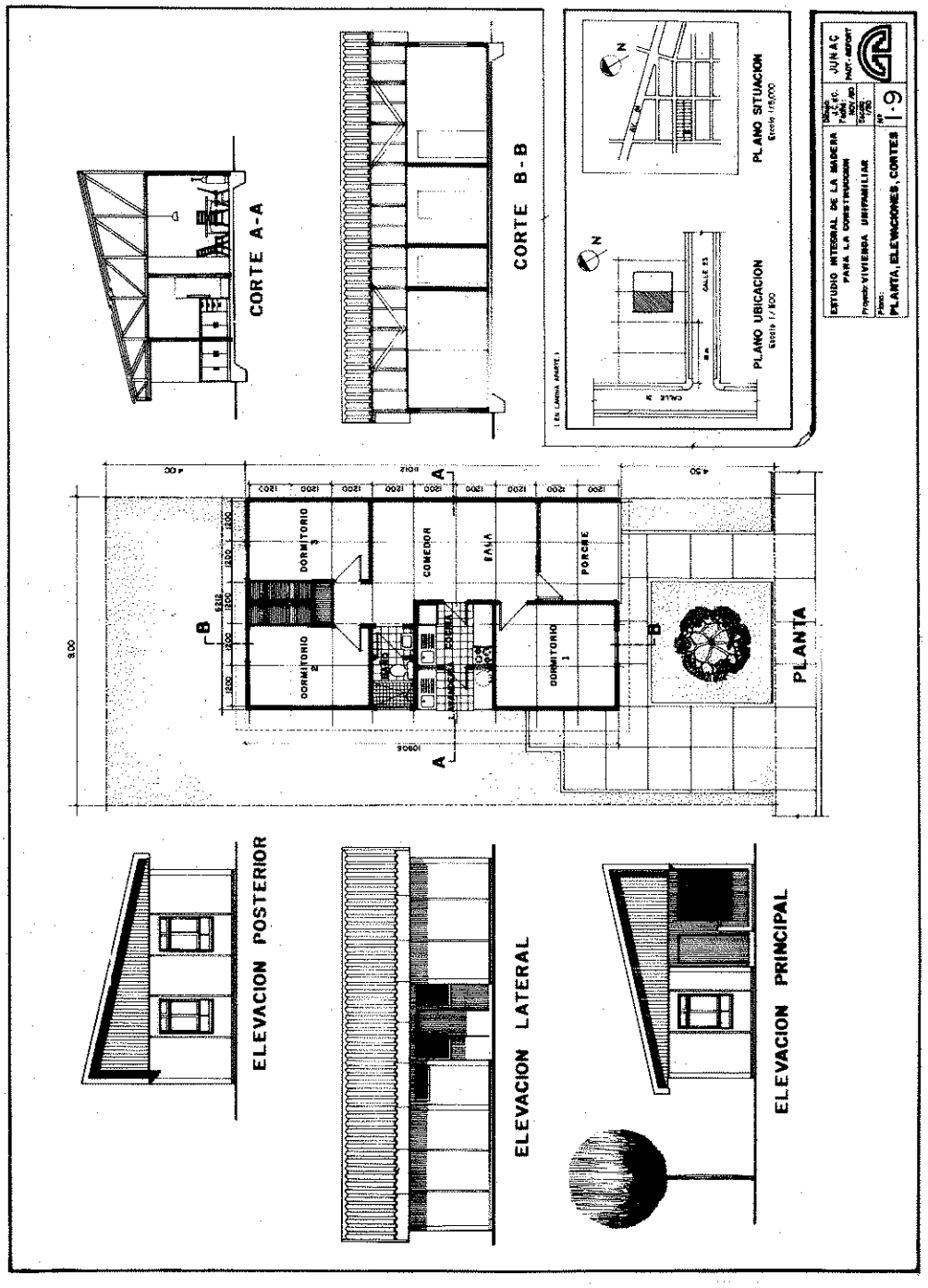

CORTE A-A
CORTE B-B
PLANO SITUACION
PLANO UBICACION
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA
PARA LA CONSTRUCCION
PLANTA, ELEVACIONES, CORTES
DORMITORIO 2
COMEDOR
SALA
PORCHE
DORMITORIO 1
PLANTA
ELEVACION POSTERIOR
ELEVACION LATERAL
ELEVACION PRINCIPAL

Figura 14.5

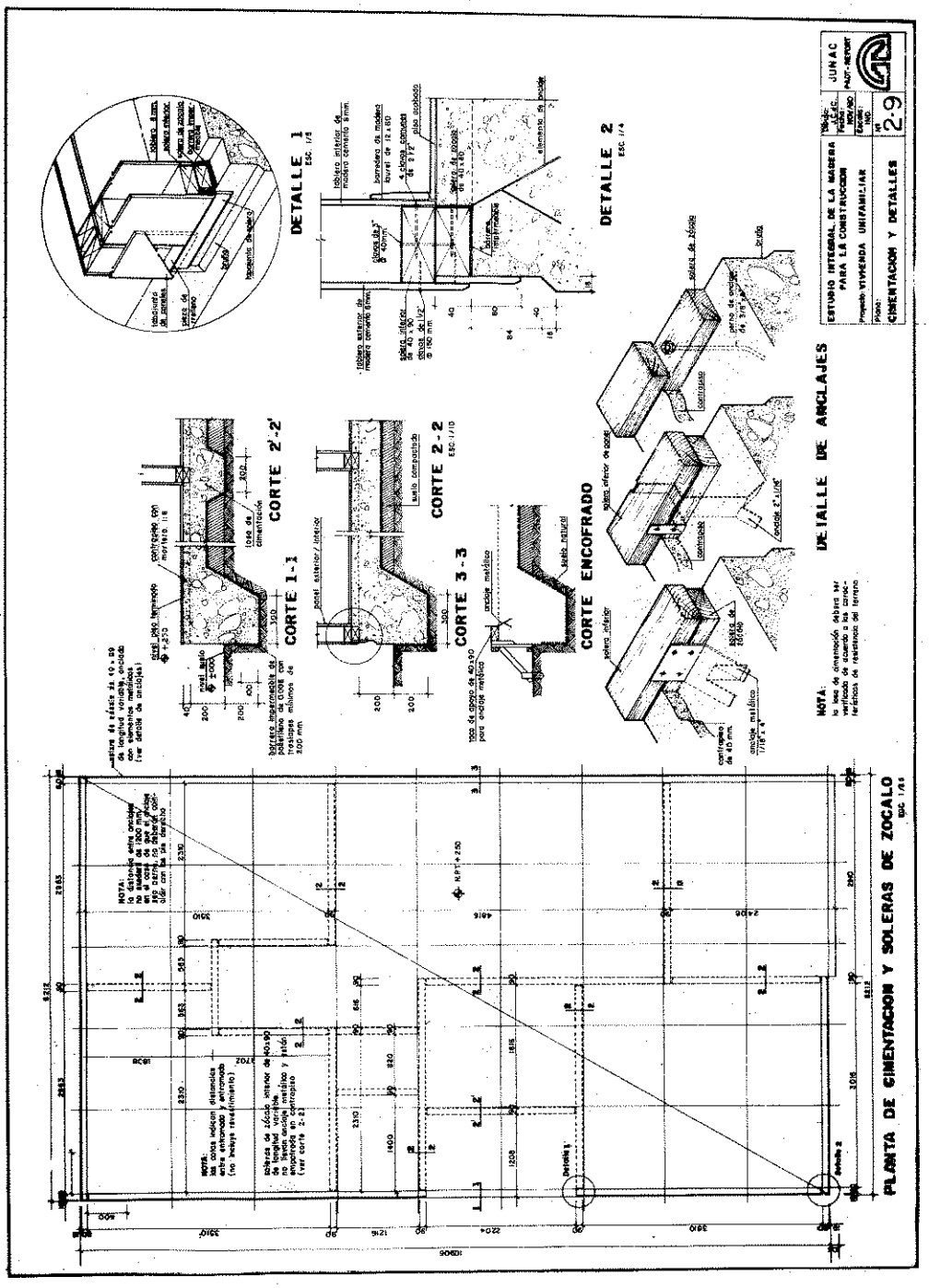
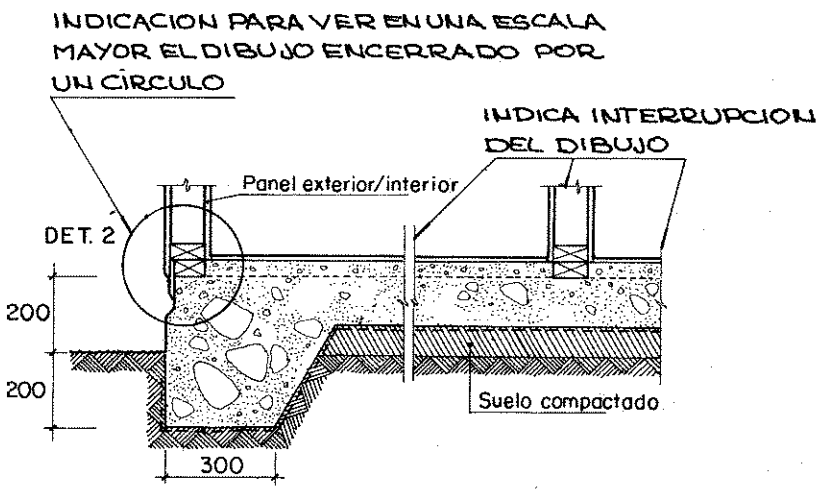
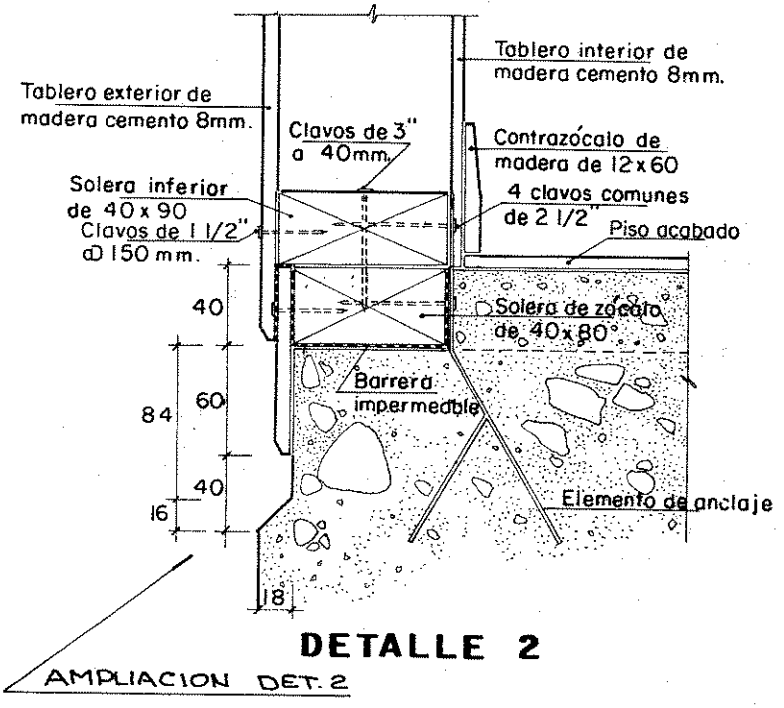

DETALLE 1
ESC. 1/5
DETALLE 2
ESC. 1/5
CORTE 1-1
CORTE 2'-2'
CORTE 2-2
ESC 1/10
CORTE 3-3
CORTE ENCOFRADO
DETALLE DE ANCLAJES
PLANTA DE CIMENTACION Y SOLERAS DE ZOCALO
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA PARA LA CONSTRUCCION
Proyecto VIVIENDA UNIFAMILIAR
CIMENTACION Y DETALLES
2.9
JUNAC

Figura 14.6




**CORTE 3 - 3** **CORTE 2 - 2**




**DETALLE 2**

AMPLIACION DET. 2

Figura 14.7

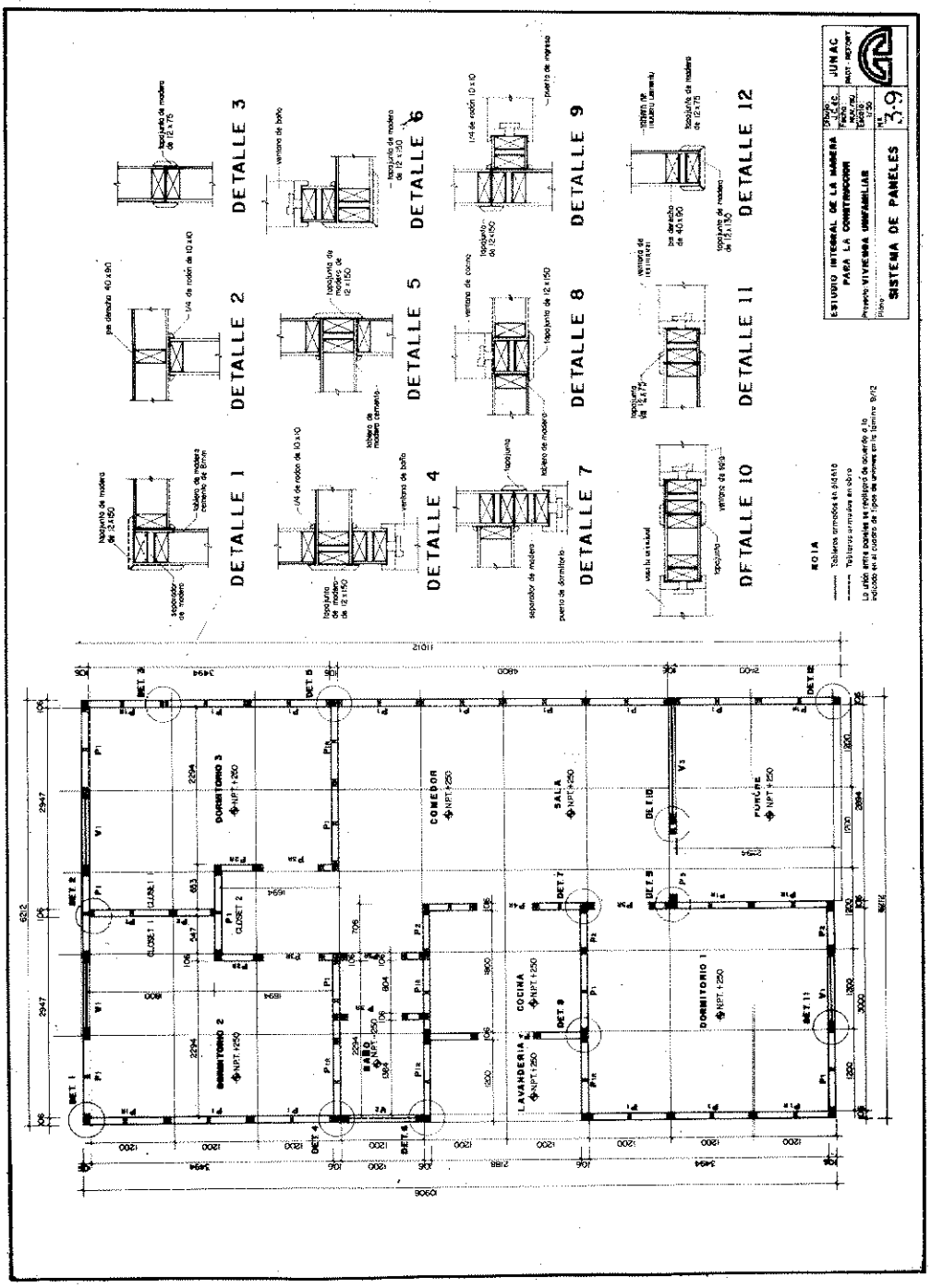
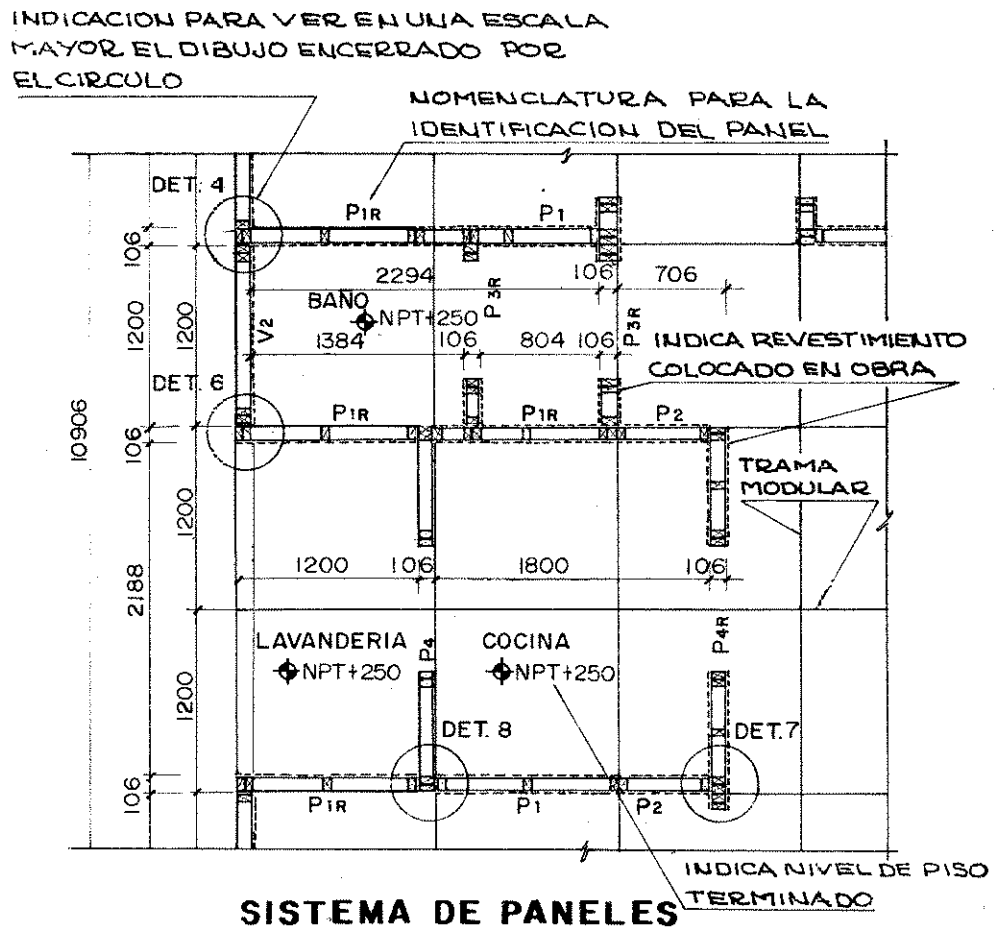
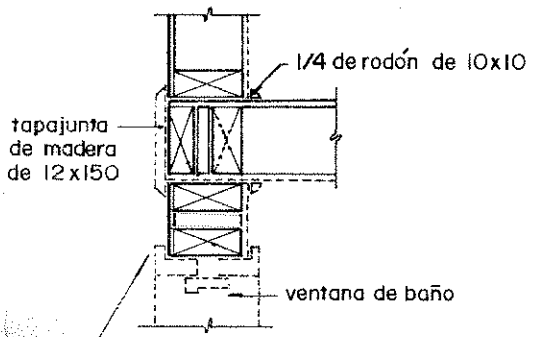

DETALLE 1
DETALLE 2
DETALLE 3
DETALLE 4
DETALLE 5
DETALLE 6
DETALLE 7
DETALLE 8
DETALLE 9
DETALLE 10
DETALLE 11
DETALLE 12
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA
PARA LA CONSTRUCCION
Proyecto VIVIENDA UNIFAMILIAR
SISTEMA DE PANELES
JUNAC
3.9
COMEDOR
SALA
DORMITORIO 3
DORMITORIO 2
DORMITORIO 1
COCINA
LAVANDERIA
BAÑO
PORCHE

Figura 14.8

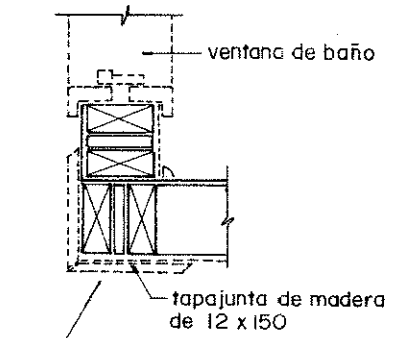



## SISTEMA DE PANELES




## DETALLE 4

AMPLIACION DET. 4




## DETALLE 6

AMPLIACION DET. 6

Figura 14.9

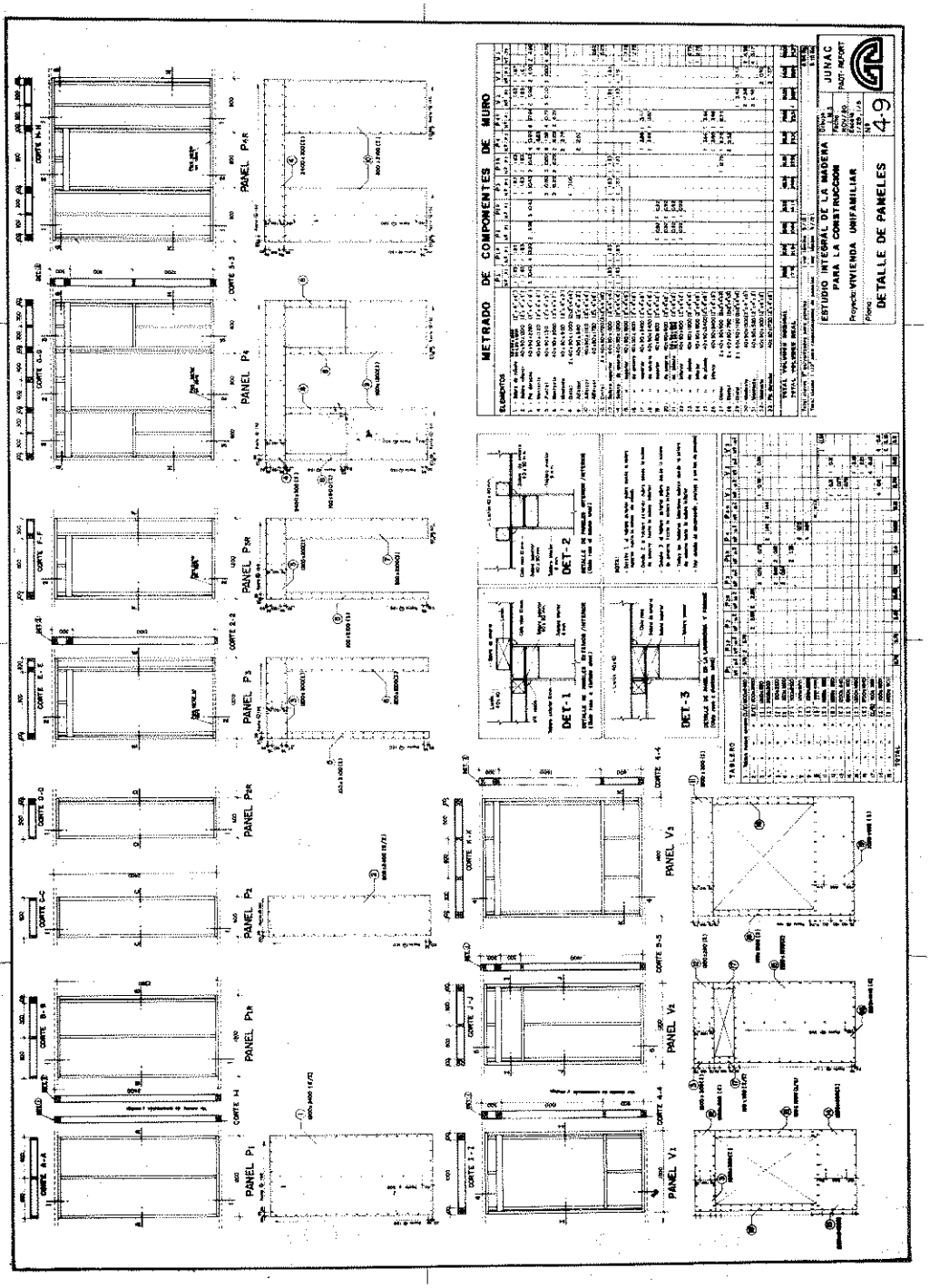

METRADO DE COMPONENTES DE MURO
ELEMENTOS
(ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA
PARA LA CONSTRUCCION
Proyecto:VIVIENDA UNIFAMILIAR
Plano:
DETALLE DE PANELES
49
JUNAC
DET-1
DET-2
DET-3
PANEL P1
PANEL P2
PANEL P3
PANEL P4
PANEL P5
PANEL P6
PANEL P7
PANEL P8
PANEL V1
PANEL V2
PANEL V3
TABLERO

Figura 14.10

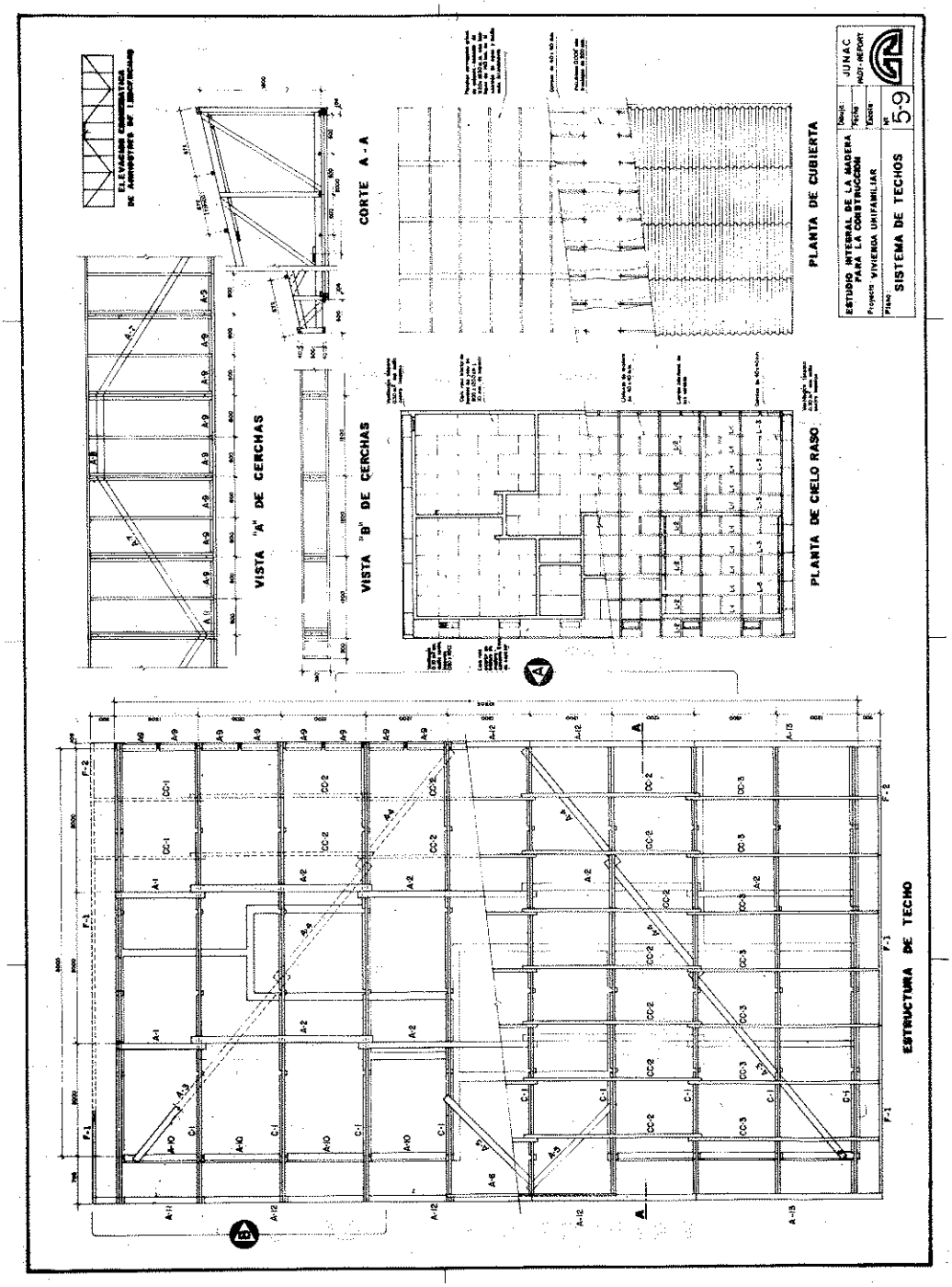
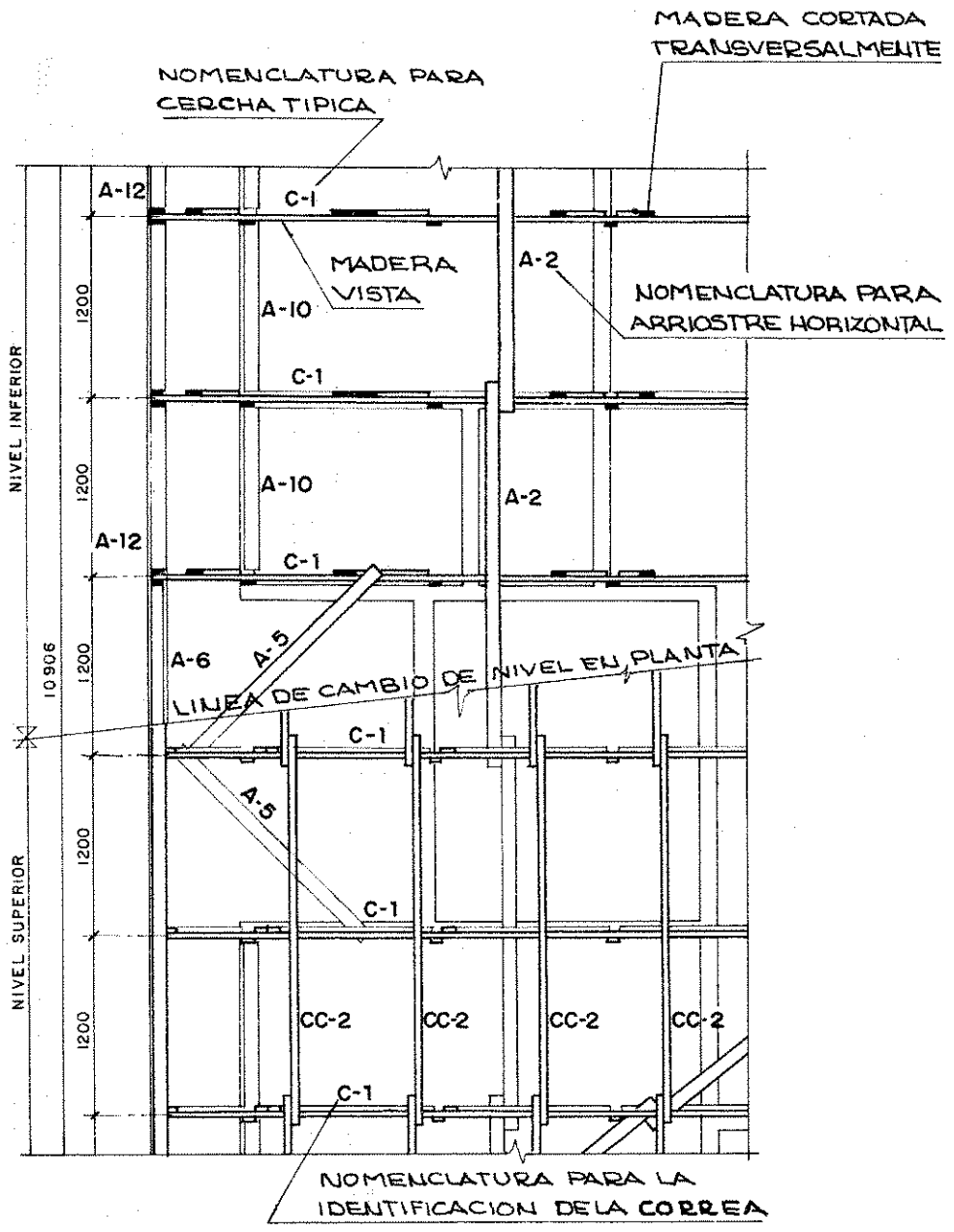

ELEVACION ESQUEMATICA DE ARMADURAS DE 1 ESCALERA
CORTE A - A
VISTA "A" DE CERCHAS
VISTA "B" DE CERCHAS
PLANTA DE CUBIERTA
PLANTA DE CIELO RASO
ESTRUCTURA DE TECHO
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA PARA LA CONSTRUCCION
Proyecto VIVIENDA UNIFAMILIAR
Plano SISTEMA DE TECHOS
Nº 5-9
JUNAC
HOJA - REPORT

Figura 14.11




## ESTRUCTURA DE TECHO

Figura 14.12

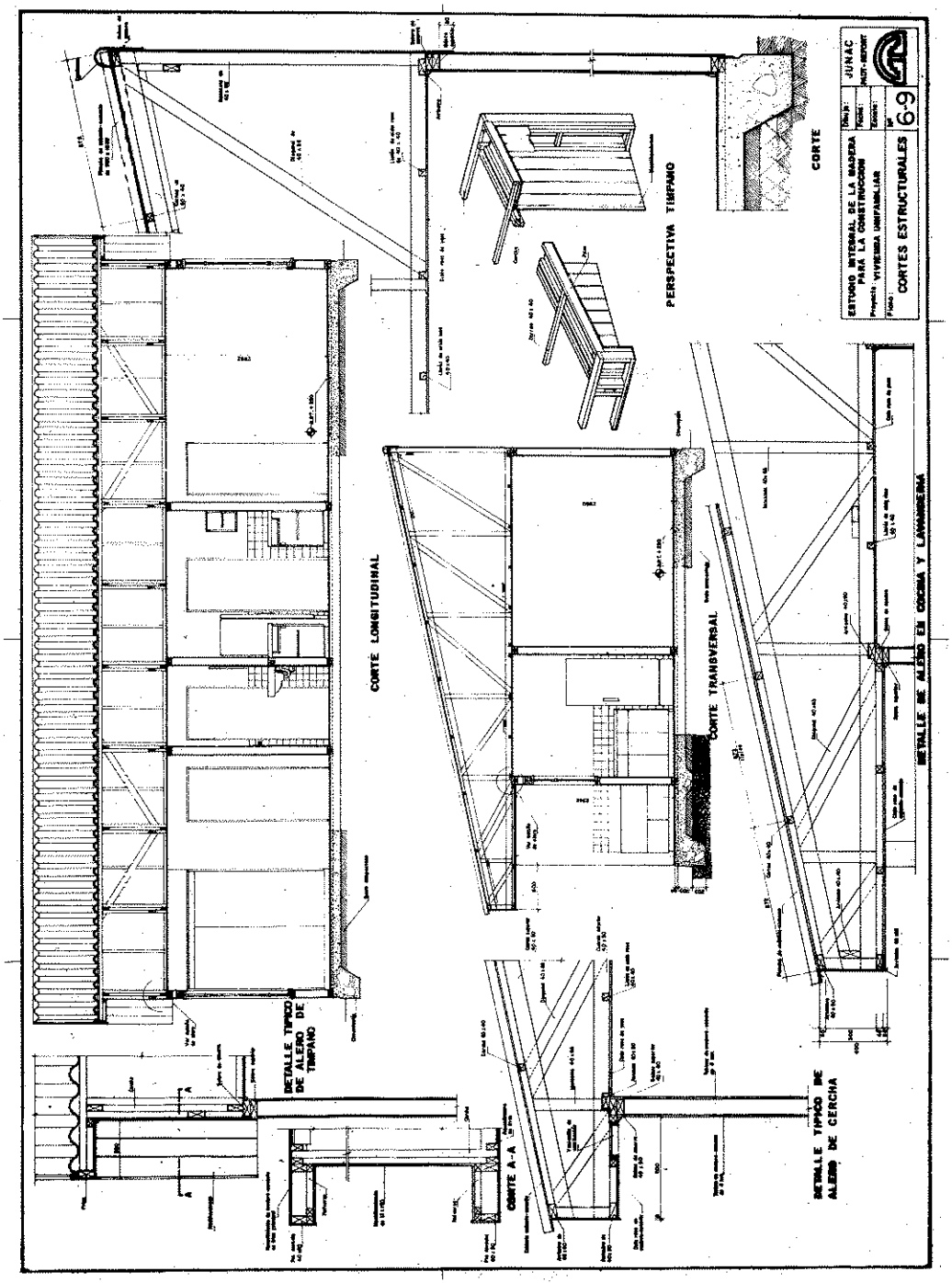
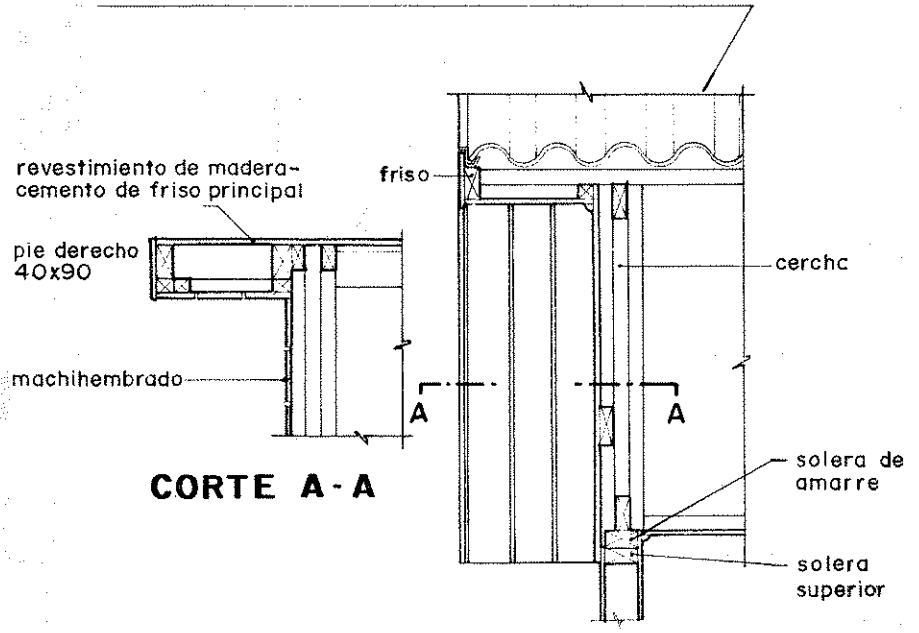

ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA
PARA LA CONSTRUCCION
Proyecto VIVIENDA UNIFAMILIAR
Plano CORTES ESTRUCTURALES
6-9
JUNAC
PERSPECTIVA TIMPANO
CORTE
CORTE LONGITUDINAL
CORTE TRANSVERSAL
DETALLE TIPICO DE ALERO DE TIMPANO
CORTE A-A
DETALLE TIPICO DE ALERO DE CERCHA
DETALLE DE ALERO EN COCINA Y LAVANDERIA

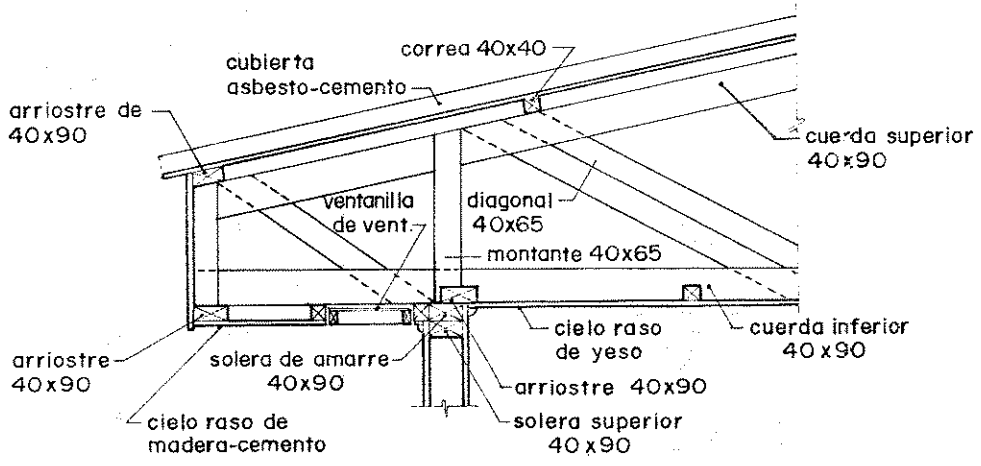
Figura 14.13

PARA EL DIBUJO DE ESTE TIPO DE DETALLES GENERALMENTE SE UTILIZAN DOS ESPESORES DE TRAZO, UNO DELGADO PARA LOS ELEMENTOS EN VISTA HORIZONTAL O VERTICAL Y OTRO GRUESO PARA LOS ELEMENTOS CORTADOS




**CORTE A-A**

**DETALLE ALERO DE TIMPANO**




**CORTE TIPICO DE CERCHA**

Figura 14.14

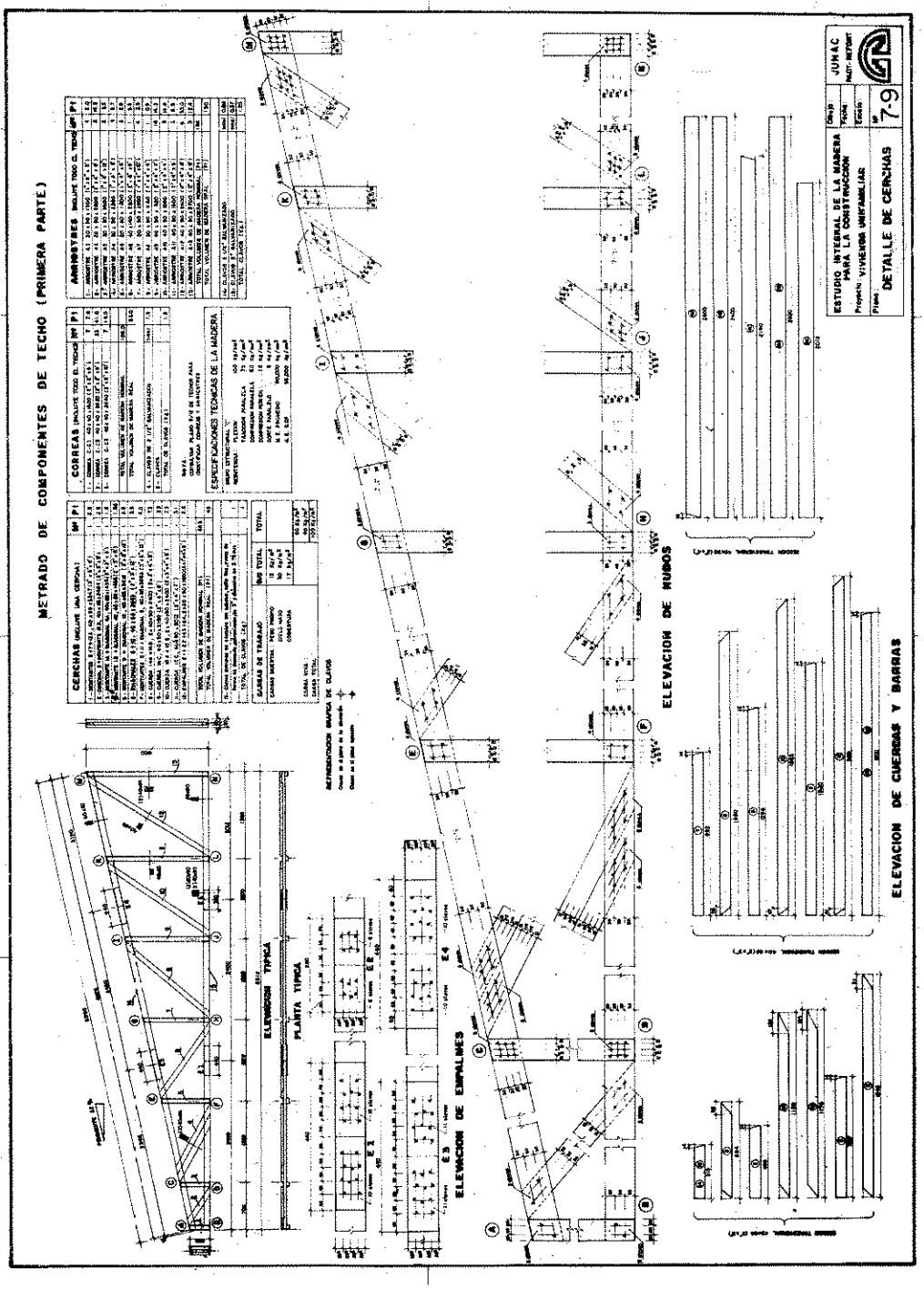
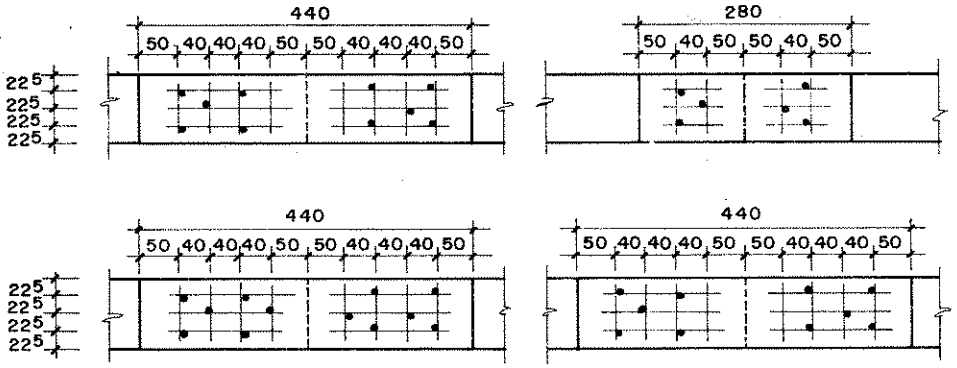
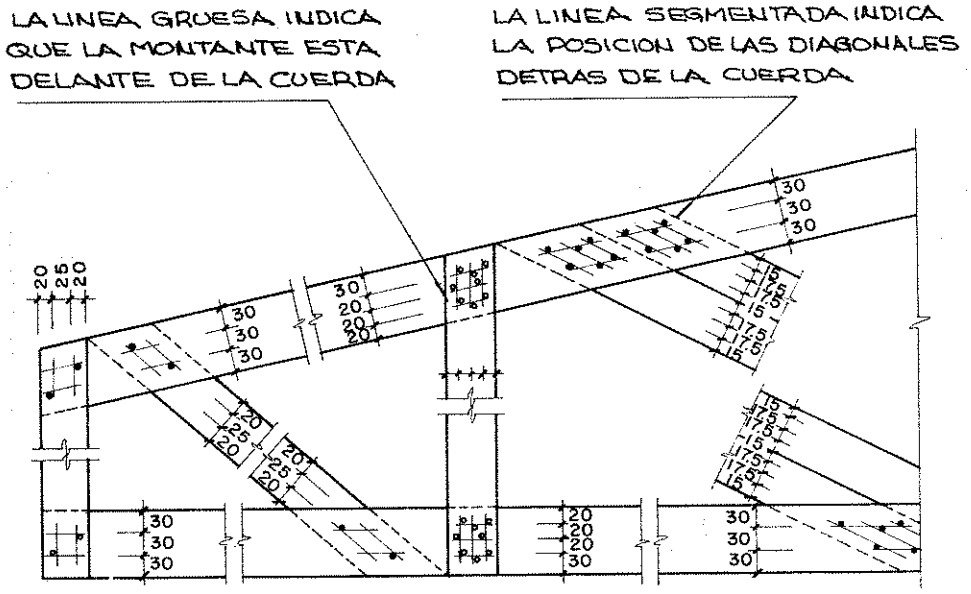

METRADO DE COMPONENTES DE TECHO (PRIMERA PARTE)
ELEVACION DE NUDOS
ELEVACION DE CUERDAS Y BARRAS
ELEVACION DE ENTRAMES
PLANTA TIPICA
ELEVACION TIPICA
DETALLE DE CERCHAS
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA PARA LA CONSTRUCCION
JUNAC

Figura 14.15




## DETALLE DE EMPALMES




## DETALLE DE UNIONES

REPRESENTACION GRAFICA DE CLAVOS

- O CLAVO EN EL PLANO DE LA ELEVACION
- ● CLAVO EN EL PLANO OPUESTO

Figura 14.16

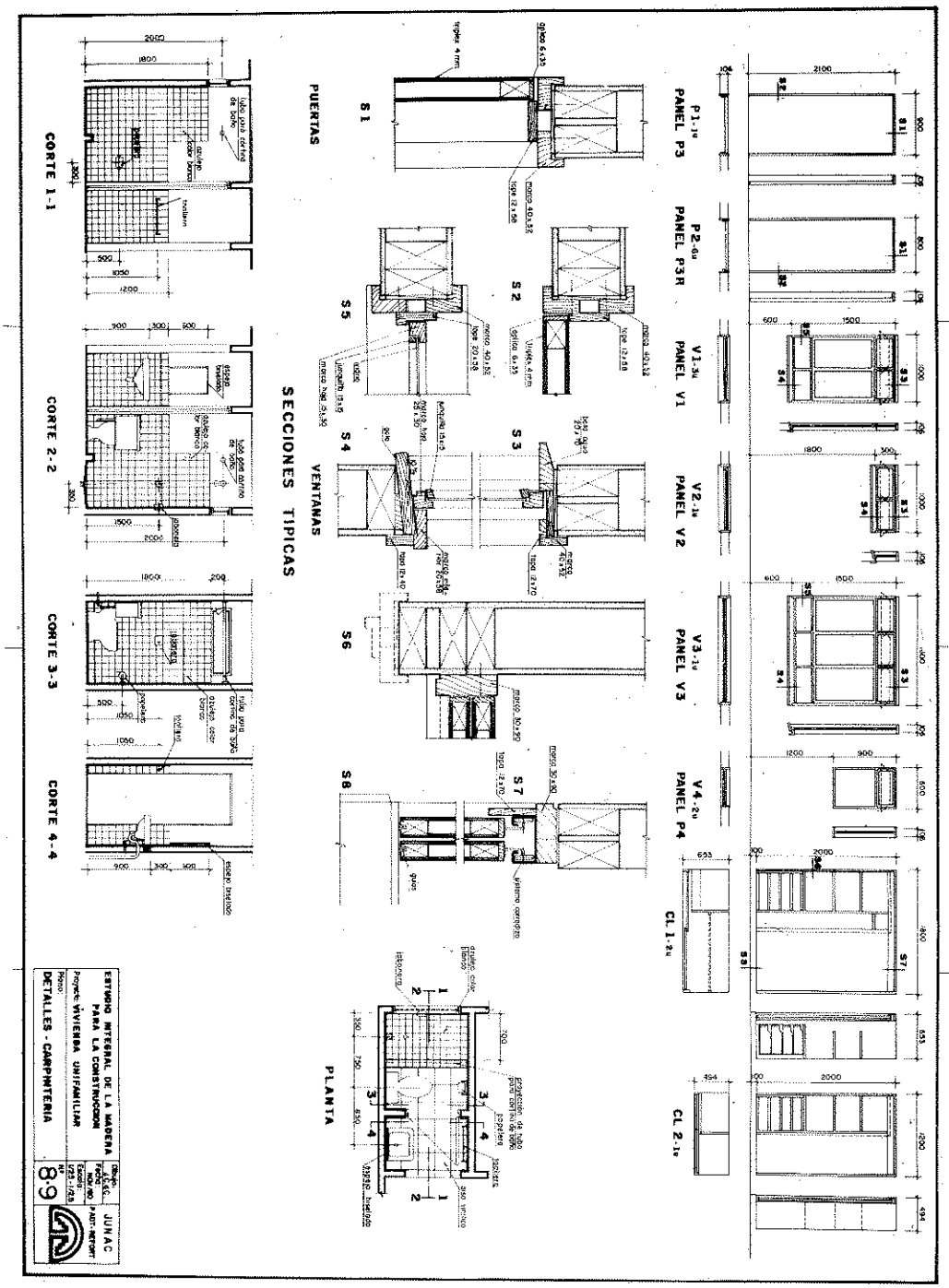
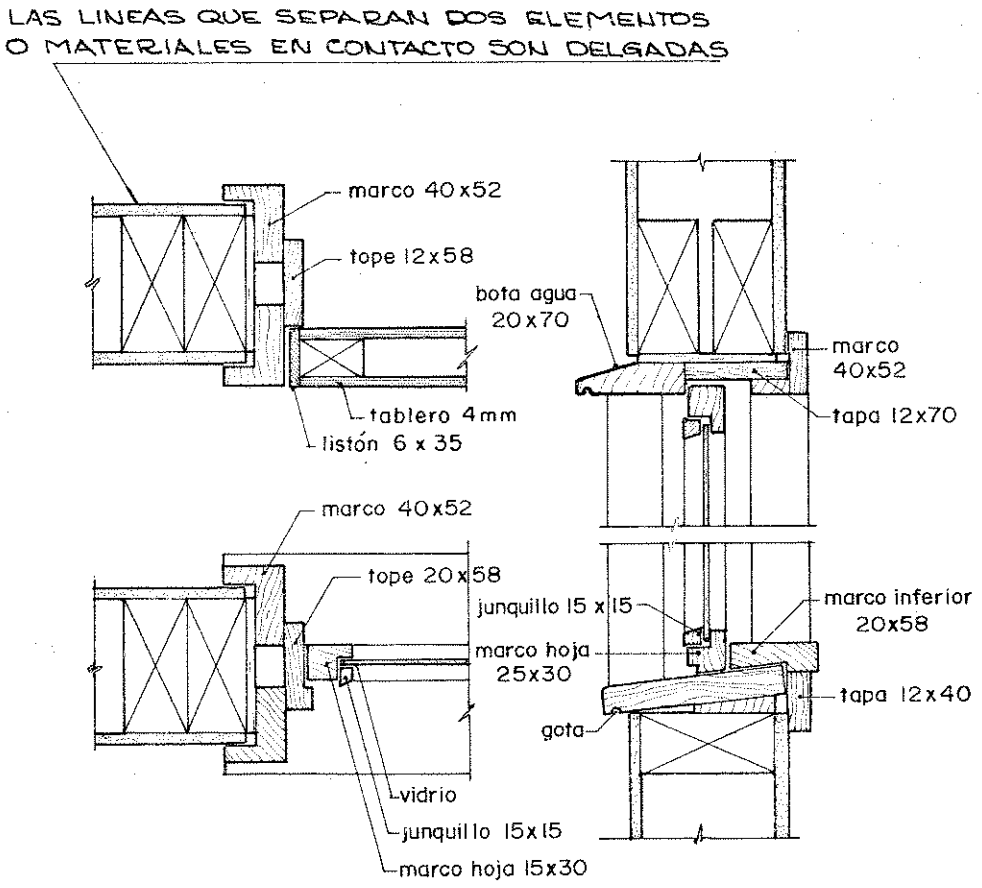

PUERTAS
VENTANAS
SECCIONES TIPICAS
PLANTA
CORTE 1-1
CORTE 2-2
CORTE 3-3
CORTE 4-4
PANEL P3
PANEL P3R
PANEL V1
PANEL V2
PANEL V3
PANEL P4
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA PARA LA CONSTRUCCION
DETALLES - CARPINTERIA
JUN.A.C

Figura 14.17




## SECCIONES TIPICAS

Figura 14.18

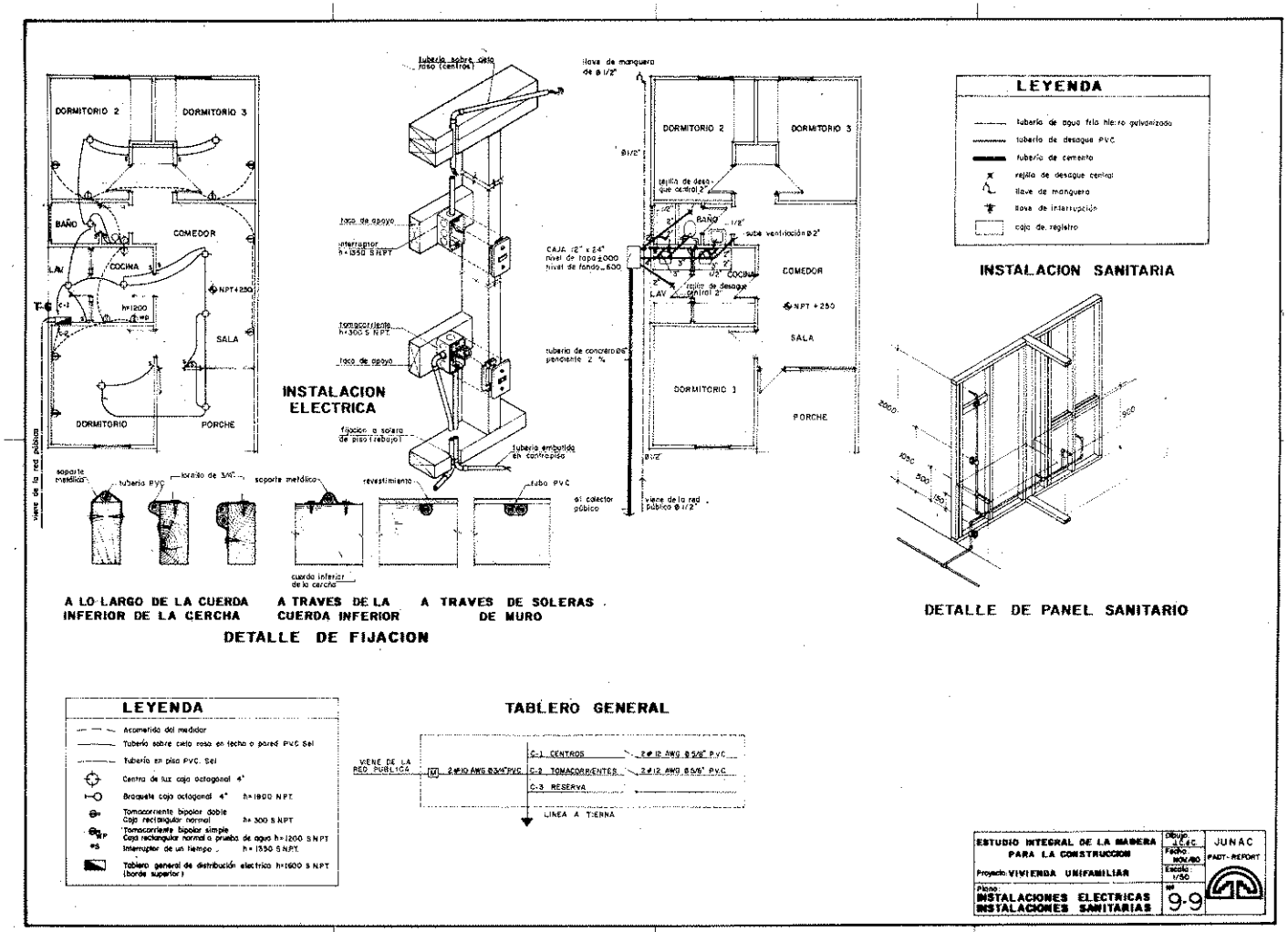

DORMITORIO 2
DORMITORIO 3
BAÑO
COMEDOR
LAV.
COCINA
SALA
DORMITORIO
PORCHE
INSTALACION ELECTRICA
INSTALACION SANITARIA
LEYENDA
tubería de agua fría hierro galvanizado
tubería de desagüe PVC
tubería de cemento
rejilla de desagüe central
llave de manguera
llave de interrupción
caja de registro
DETALLE DE PANEL SANITARIO
A LO LARGO DE LA CUERDA INFERIOR DE LA CERCHA
A TRAVES DE LA CUERDA INFERIOR
A TRAVES DE SOLERAS DE MURO
DETALLE DE FIJACION
LEYENDA
TABLERO GENERAL
VIENE DE LA RED PUBLICA
C-1 CENTROS
C-2 TOMACORRIENTES
C-3 RESERVA
LINEA A TIERRA
ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA PARA LA CONSTRUCCION
Proyecto: VIVIENDA UNIFAMILIAR
Plano: INSTALACIONES ELECTRICAS INSTALACIONES SANITARIAS
JUNAC
PADT-REPORT

Figura 14.19

**Figura 14.20** **METRADO DE PANELES DE MURO**

| ELEMENTOS | NOMENCLATURA | DIMENSIONES | | PM1 (9) | | | | PM1R (10) | | | | NUMERO TOTAL ELEM. | TOTAL DE PTr. | TOTAL DE PTc. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | REAL (mm) | COMERCIAL | U | T | PTr | PTc | U | T | PTr | PTc | | | |
| SOLERA DE ZOCALO | SZ-1 | 40x65x1200 | 2"x3"x4' | 1 | 9 | 11.90 | 18.00 | 1 | 10 | 13.22 | 20.00 | 34 | 44.95 | 68.00 |
| SOLERA DE ZOCALO | SZ-2 | 40x65x 600 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 17 | 11.24 | 17.00 |
| SOLERA INFERIOR | SI-1 | 40x65x1200 | 2"x3"x4' | 1 | 9 | 11.90 | 18.00 | 1 | 10 | 13.22 | 20.00 | 34 | 44.95 | 68.00 |
| SOLERA INFERIOR | SI-2 | 40x65x 600 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 17 | 11.24 | 17.00 |
| SOLERA SUPERIOR | SS-1 | 40x65x1200 | 2"x3"x4' | 1 | 9 | 11.90 | 18.00 | 1 | 10 | 13.22 | 20.00 | 34 | 44.95 | 68.00 |
| SOLERA SUPERIOR | SS-2 | 40x65x 600 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 17 | 11.24 | 17.00 |
| PIE DERECHO | PD-1 | 40x65x2320 | 2"x3"x8' | 3 | 27 | 69.02 | 108.00 | 4 | 40 | 102.25 | 160.00 | 141 | 360.43 | 564.00 |
| DINTEL PUERTA | D-1 | 40x65x1120 | 2"x3"x4' | | | | | | | | | 7 | 8.64 | 14.00 |
| DINTEL VENTANA | D-2 | 40x65x 480 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 2 | 1.06 | 2.00 |
| DINTEL VENTANA | D-3 | 40x65x 540 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 16 | 9.52 | 16.00 |
| ANTEPECHO VENTANA | A-1 | 40x65x 540 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 10 | 5.94 | 10.00 |
| ANTEPECHO VENTANA | A-2 | 40x65x 480 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 2 | 1.06 | 2.00 |
| TRAVESAÑO | T-1 | 40x65x 540 | 2"x3"x2' | 2 | 18 | 10.71 | 18.00 | 1 | 10 | 5.95 | 10.00 | 36 | 21.42 | 36.00 |
| TRAVESAÑO | T-2 | 40x65x 500 | 2"x3"x2' | | | | | 1 | 10 | 5.51 | 10.00 | 10 | 5.51 | 10.00 |
| TRAVESAÑO | T-3 | 40x65x 280 | 2"x3"x1' | | | | | | | | | 7 | 2.16 | 3.50 |
| PUNTAL | P-1 | 40x65x2060 | 2"x3"x7' | | | | | | | | | 7 | 15.89 | 24.50 |
| PUNTAL | P-2 | 40x65x 220 | 2"x3"x1' | | | | | | | | | 7 | 1.70 | 3.50 |
| ARRIOSTRE | ARR | 40x65x2370 | 2"x3"x8' | | | | | | | | | 15 | 39.17 | 60.00 |
| SOLERA DE AMARRE | SA-1 | 40x65x1200 | 2"x3"x4' | 1 | 9 | | | 1 | 10 | | | 34 | 44.95 | 68.00 |
| SOLERA DE AMARRE | SA-2 | 40x65x 600 | 2"x3"x2' | | | | | | | | | 17 | 11.24 | 17.00 |
| TOTAL PIES TABLARES REAL (PTr) | | | | | | 115.43 | | | | 153.37 | | | 697.26 | |
| TOTAL PIES TABLARES COMERCIALES (PTc) | | | | | | | 180.00 | | | | 240.00 | | | 1085.50 |

$1\ m^3 = 424$ PIES TABLARES

Figura 14.21 **METRADO DE ELEMENTOS DE UNION**

| | TIPO DE UNION | CLAVOS (mm) | PERNOS (mm) | No. DE CLAVOS O PERNOS POR UNION | CANTIDAD Y DIMENSIONES CLAVOS mm 76 | CLAVOS mm 51 | CLAVOS mm 37 | PERNOS mm 203 | PERNOS mm 102 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CIMIENTOS | 1.- SOLERA DE ZOCALO A CIMENTACION, PERNO Ø 3/8" | | 203 | 1 @ 1,200 | | | | 33 | |
| CIMIENTOS | 2.- SOLERA DE ZOCALO A LOSA, PERNO Ø 3/8" | | 102 | 1 @ 1,200 | | | | | 9 |
| MUROS | 3.- SOLERA INFERIOR Y SUPERIOR A PIE-DERECHO | 76 | | 2 U | 496 | | | | |
| MUROS | 4.- SOLERA INFERIOR Y SUPERIOR A RIOSTRA | 76 | | 2 U | 164 | | | | |
| MUROS | 5.- SOLERA INFERIOR Y SUPERIOR A PUNTAL | 76 | | 2 U | 28 | | | | |
| MUROS | 6.- SOLERA INFERIOR Y SUPERIOR A PUNTAL (LANCEROS) | 76 | | 2 U | 112 | | | | |
| MUROS | 7.- ALFEIZAR A PUNTAL (LANCEROS) | 76 | | 2 U | 20 | | | | |
| MUROS | 8.- DINTEL A PUNTAL | 76 | | 2 U | 48 | | | | |
| MUROS | 9.- PIE-DERECHO A ALFEIZAR | 76 | | 2 U | 28 | | | | |
| MUROS | 10.- PIE-DERECHO A DINTEL | 76 | | 2 U | 56 | | | | |
| MUROS | 11.- PIE-DERECHO A TRAVESAÑO | 76 | | 2 U | 136 | | | | |
| MUROS | 12.- PIE-DERECHO A PIE-DERECHO | 76 | | 1 @ 400 | 70 | | | | |
| MUROS | 13.- SOLERA INFERIOR A SOLERA DE ZOCALO | 76 | | 1 @ 400 | 156 | | | | |
| MUROS | 14.- PANEL A PANEL (ENTRE PIE-DERECHOS) | 76 | | 1 @ 400 | 385 | | | | |
| MUROS | 15.- SOLERA DE AMARRE A SOLERA SUPERIOR | 76 | | 1 @ 400 | 170 | | | | |
| TIMPANOS | 16.- CUERDAS, PUNTALES Y TRAVESAÑOS | 76 | | 2 U | 252 | | | | |
| TIMPANOS | 17.- CUERDA INFERIOR A SOLERA DE AMARRE | 76 | | 1 @ 300 | 90 | | | | |
| TIMPANOS | 18.- ALEROS | 76 | | 2 U | 24 | | | | |
| TIMPANOS | 19.- TIMPANO DE ARRIOSTRE (PRIMERA ETAPA) | 76 | | 2 U | | | | | |
| TIMPANOS | 20.- CRUZ DE ARRIOSTRE ENTRE TIMPANOS (CASA COMPLETA) | 76 | | 2 U | 32 | | | | |
| TIMPANOS | 21.- CRUZ PEQUEÑA DE ARRIOSTRE ENTRE TIMPANOS | 76 | | 2 U | 32 | | | | |
| TECHOS | 22.- ANCLAJE DE VIGUETA A CUERDA SUPERIOR DE TIMPANO | 76 | | 6 U | 306 | | | | |
| TECHOS | 23.- FRISO LATERAL A VIGUETAS | 51 | | 3 U | | 51 | | | |
| TECHOS | 24.- FRISO POSTERIOR Y FRONTAL A CORREAS | 51 | | 2 U | | 60 | | | |
| TECHOS | 25.- UNION DE LISTONES DE CIELO RASO | 51 | | 2 U | | 504 | | | |
| TECHOS | 26.- MARQUESINA EXTERIOR | 51 | | 2 U | | 60 | | | |
| | 27.- RECUBRIMIENTO EXTERIOR (MUROS Y TIMPANO) | 37 | | 1 @ 150 | | | 1,470 | | |
| | 28.- RECUBRIMIENTO INTERIOR (MUROS Y TIMPANO) | 37 | | 1 @ 150 | | | 4,270 | | |
| | 29.- RECUBRIMIENTO CIELO RASO | 37 | | 1 @ 150 | | | 960 | | |
| | TOTALES (UNIDAD) = | | | | 2,577 | 675 | 6,700 | | |
| | TOTALES (kg) = | | | | 14.3 | 1.4 | 9.6 | | |
| | TOTALES (kg) + 10 % DE DESPERDICIO = | | | | 15.7 | 1.5 | 10.5 | | |

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### BASES DE CALCULO

Normas de diseño y construcción: Código de Construcción con Madera
PADT–REFORT / JUNAC

Madera Estructural: Según Norma de Clasificación Visual por Defectos
PADT–REFORT / JUNAC

| SOBRECARGA 50 kg/m² | SUELO $\sigma$ = 2 kg/cm² |
|---|---|

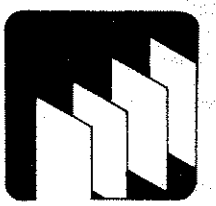
| ESFUERZOS DE DISEÑO (kg/cm²) | GRUPO ESTRUCTURAL | | |
|---|---|---|---|
| | A | B | C |
| Flexión | 210 | 150 | 100 |
| Compresión Paralela | 145 | 110 | 80 |
| Compresión Perpendicular | 40 | 28 | 15 |
| Corte | 15 | 12 | 8 |

| MODULOS DE ELASTICIDAD (kg/cm²) | GRUPO ESTRUCTURAL | | |
|---|---|---|---|
| | A | B | C |
| $E_{promedio}$ | 130,000 | 100,000 | 90,000 |
| $E_{mínimo}$ | 95,000 | 75,000 | 55,000 |

### MATERIALES

| | UBICACION | TIPO DE MATERIAL | ESPECIFICACIONES | C.H. % |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Cimentación | hormigón ciclópeo | $f'_c$ = 100 kg/cm², mezcla 1:8 + 30 % piedra mediana $\phi$ máx 12 cm | |
| 2 | Columnas y pie derechos | madera aserrada | tornillo, grupo C; preservada, clasificada | 14 |
| 3 | Vigas principales | madera aserrada | tornillo, grupo C; preservada, clasificada | 14 |
| 4 | Viguetas | madera aserrada | tornillo, grupo C; preservada, clasificada | 14 |
| 5 | Correas | madera aserrada | tornillo, grupo C; preservada, clasificada | 14 |
| 6 | Cabios | madera aserrada | tornillo, grupo C; preservada, clasificada | 14 |
| 7 | Riostras | madera aserrada | tornillo, grupo C; preservada, clasificada | 14 |
| 8 | Entablado exterior | madera aserrada | tornillo, grupo C; machihembrada | 14 |
| 9 | Cimentación | pletina de acero | espesor 1.5 mm galvanizado | |
| 10 | Vigas principales | pernos | $\phi$ 1/2'' agujeros pretaladrados | |
| 11 | Vigas principales | pletinas | espesor 1/4'' de acero A - 36 | |
| 12 | Vigas principales | adhesivo | resorcinol normalizado | |
| 13 | Viguetas, correas | clavos | comunes de 76 mm galvanizados | |
| 14 | Cabios y entablado exterior | clavos | comunes de 51 mm galvanizados | |

**Fig. 14.22 Cuadro de Especificaciones Técnicas**



# 15

# Glosario y Terminología Andina de Construcción con Madera

# GLOSARIO Y TERMINOLOGIA ANDINA DE CONSTRUCCION CON MADERA

El glosario que se presenta a continuación tiene como finalidad facilitar la comprensión de los términos constructivos que se presentan en este Manual. Esta es una adaptación del glosario técnico ilustrado que aparece en la "Cartilla de Construcción con Madera" del PADT–REFORT de la Junta del Acuerdo de Cartagena.

Los términos que se han denominado PADT–REFORT representan los vocablos más comunes usados en los países del Grupo Andino. En algunos casos ha sido necesario adoptar denominaciones que aún no siendo castizas expresan mejor su significado.

Para cada término PADT–REFORT se presenta el vocablo equivalente usado en la Subregión. La clave para los nombres de los países es la siguiente:

| | |
|---|---|
| Bolivia | BO |
| Colombia | CO |
| Ecuador | EC |
| Perú | PE |
| Venezuela | VE |

**acabado.** (BO, CO, EC, PE, VE) acabado.

Dícese del último tratamiento que recibe un elemento de la construcción.

**acondicionar.** (BO, EC, PE, VE) acondicionar; (CO) almacenar.

Para piezas de madera, almacenarlas en el lugar de uso, hasta que se equilibre el contenido de humedad de las mismas con la humedad relativa del ambiente.

**adobe.** (BO, CO, EC, PE, VE) adobe.

Masa de barro mezclada a veces con paja, moldeada en forma de prisma rectangular y secada al aire, que se emplea en obras de albañilería.

**aislante.** (BO, CO, EC, PE, VE) aislante.

Material que impide el paso de un cuerpo en estado líquido o gaseoso, o la propagación de un fenómeno como el sonido o calor. — **de humedad.** Material que no puede ser atravesado por el agua en estado líquido pero sí por el vapor, por ejemplo el cartón asfáltico poroso. — **de vapor.** Material usado para evitar el paso de vapor de agua de un ambiente a otro. — **térmico.** Material usado para reducir la transmisión de calor entre un ambiente y otro.

**alabeo.** (BO, CO, EC, PE) alabeo; (VE) torcedura.

Es la deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinales, transversales o de ambos.

**albañilería.** (BO, CO, EC, PE, VE) albañilería; (CO) mampostería.

Es la obra hecha con ladrillos, bloques, adobes o piedras que se unen con mortero, argamasa u hormigón.

**albura, madera de.** (BO, CO, EC, PE, VE) albura, madera de

Es la madera proveniente de la parte periférica del árbol constituida por capas de leño en estado de maduración. Por lo general es fácilmente atacable por hongos e insectos siendo recomendable su preservación para su uso en construcción.

**alero.** (BO, CO, EC, PE, VE) alero; (CO) alar; (PE) volado.

La parte del techo que sobresale al exterior de la edificación.

**alféizar.** (BO, CO, EC, PE, VE) alféizar; (CO, VE) alfajía; (VE) antepecho.

Es el plano de coronación del antepecho de una ventana.

**alma.** (BO, CO, EC, PE, VE) alma; (CO) entrepaño.

En un elemento constructivo, es la parte central que sirve como base de formación al resto de piezas que componen dicho miembro.

**alma aligerada.** (BO, CO, EC, PE, VE) alma aligerada.

En componentes de construcción, es el alma que tiene orificios o huecos que disminuyen su peso.

**alma llena.** (BO, CO, EC, PE, VE) alma llena.

En componentes de construcción, es el alma que no presenta aligeramientos o huecos que corten su continuidad.

**alquitrán.** (BO, CO, EC, PE, VE) alquitrán; (CO) brea.

Producto bituminoso, semisólido o líquido que resulta de la destilación destructiva de materiales carbonáceos tales como la hulla, lignito, madera, y se usa como impermeabilizante.

**altura.** (BO, PE, VE) altura; (CO, EC, PE) peralte.

En vigas, es la dimensión de la escuadría paralela a la dirección de la carga aplicada o perpendicular a la base.

**anclaje.** (BO, EC, PE, VE) anclaje; (CO) herraje metálico.

Refuerzo metálico de diferentes formas que se emplea como elemento de apoyo y de fijación de elementos de la construcción.

**ancho.** (BO, CO, EC, PE, VE) ancho.

Es la dimensión mayor de la escuadría de una pieza.

**andamio.** (BO, CO, EC, PE, VE) andamio.

Armazón provisional que hace accesibles partes de la contrucción que no lo son, y facilita el traslado y soporte de personal, materiales y herramientas, puede estar apoyado en el suelo o suspendido.

**ángulo.** (BO, EC, PE, VE) ángulo; (CO) ángulo metálico.

Refuerzo metálico de diferentes dimensiones, generalmente doblado en 90º, que se emplea como elemento de unión o fijación de una pieza a otra.

**anisotropía.** (BO, CO, EC, PE, VE) anisotropía.

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

**antepecho.** (BO, CO, EC, PE, VE) antepecho.

Muro situado debajo de una ventana. Pretil o baranda que se coloca en lugar alto como protección.

**arandela.** (BO, CO, EC, PE, VE) arandela; (CO, PE) huacha; (CO) huasa.

Pieza metálica plana con forma de anillo y con una perforación central que se utiliza en los tornillos y otros elementos de sujeción, como medio para repartir la presión ejercida por aquellos.

**área de influencia.** (BO, CO, EC, PE, VE) área de influencia.

Es el área que se considera para el cálculo de la carga, que actúa sobre un elemento estructural.

**arista.** (BO, CO, EC, PE, VE) arista; (CO) filo; (VE) orilla.

Es la línea de intersección de las superficies que forman dos planos adyacentes.

**armado.** (BO, EC, PE, VE) armado; (CO) armar.

Acción y efecto de armar los elementos y componentes de una construcción.

**armadura.** (BO, PE, VE) armadura; (CO, EC, VE) cercha; (PE) tijeral.

Estructura plana de perímetro en forma poligonal, constituida por elementos longitudinales o cuerdas y barras verticales o diagonales sometidas principalmente a esfuerzos de tracción o compresión.

**arriostrado.** (BO, CO, EC, PE, VE) arriostrado.

Dícese del componente de madera que lleva riostras.

**articulación.** (BO, CO, EC, PE, VE) articulación.

Enlace de dos piezas, de tal forma que puedan existir movimientos angulares de una de ellas respecto a la otra.

**asbesto-cemento, planchas de.** (BO, CO, EC, PE, VE) asbesto-cemento, planchas de.

Planchas fabricadas a base de una mezcla de cemento y asbesto, onduladas o lisas, y que se usan como cubiertas.

**aserrín.** (BO, CO, EC, PE, VE) aserrín.

Es la madera disgregada obtenida como residuo del aserrado.

**azuela.** (BO, CO, EC, PE, VE) azuela; (EC) hachuela.

Herramienta de carpintería, compuesta de una plancha de acero con borde cortante y un pequeño mango de madera, que se usa generalmente para desbastar.

**bahareque.** (BO, CO, EC, VE) bahareque; (PE) quincha.

Trama de cañas revestida con barro que suele usarse como muro o como revestimiento de un entramado de madera.

**bajante.** (BO, CO, PE, VE) bajante; (EC) canal.

Tubo vertical que conduce las aguas pluviales que caen sobre la cubierta de una edificación.

**balanza.** (BO, CO, EC, PE, VE) balanza; (CO) peso; (CO) báscula.

Instrumento de diversas formas que sirve para pesar, o más propiamente, medir masas.

**balaustre.** (BO, EC, PE, VE) balaustre; (CO) barandilla.

Cada una de las columnas pequeñas de una baranda, que sirve para sostener el pasamano de la misma.

**baldosa.** (BO, CO, EC, PE, VE) baldosa; (BO) loseta; (CO) baldosín.
Es una pieza plana de diversas formas y texturas, usada para revestir el suelo, cuya cara superior está preparada para soportar el tránsito.

**baranda.** (BO, CO, EC, PE, VE) baranda.

Es un elemento de altura adecuada para servir de protección en una escalera, balcón, terraza, etc.

**barniz.** (BO, CO, EC, PE, VE) barniz; (CO) pintura.

Solución resinosa que se aplica sobre superficies pintadas, maderas y otras cosas con objeto de preservarlas y para que adquieran lustre.

**barra.** (BO, CO, EC, PE, VE) barra.

Elemento de medida longitudinal muy superior a la transversal que enlaza dos nudos de una armadura.

**bastidor.** (BO, CO, EC, PE, VE) bastidor; (VE) armazón.

En carpintería, armazón que define y estructura una pared. //2. Es el armazón de las hojas de puertas o ventanas.

**berbiquí.** (BO, CO, EC, PE, VE) berbiquí; (CO, EC) villabarquín.

Herramienta de trabajo que consiste en un miembro que puede girar alrededor de un puño ajustado en uno de sus extremos, sujetando en el otro la espiga de cualquier herramienta propia para taladrar.

**botaguas.** (BO, CO, PE) botaguas; (EC, PE) vierte aguas; (VE) gotero.

Bateaguas o todo dispositivo destinado a impedir la entrada del agua de lluvia por los intersticios de una obra de carpintería.

**brea.** (BO, CO, EC, PE, VE) brea; (CO) asfalto.

Sustancia oscura y densa; residuo fusible que queda después de la evaporación parcial o destilación fraccionada de alquitrán o de sus derivados y se usa por lo general como pegamento o aislante.

**cabezal de piso.** (BO, CO, EC, PE) cabezal de piso; (VE) cabezal.

Elemento corto que se ajusta perpendicularmente entre dos viguetas, que define en un piso dos de los lados de una abertura rectangular destinada generalmente para chimeneas, ductos o escaleras.

**cabezal inferior.** (BO) barrote inferior; (CO) paral inferior, marco inferior; (EC) lado inferior; (PE) cabezal inferior; (VE) travesaño.

Es el elemento horizontal inferior del marco de una ventana.

**cabezal superior.** (BO) barrote superior; (CO) paral superior, marco superior; (EC) lado superior; (PE) cabezal superior; (VE) travesaño.

Es el elemento horizontal superior de un marco.

**cabio.** (BO, CO, EC, PE) cabio; (VE) cabezal.

Elemento paralelo a las viguetas que define generalmente cada uno de los lados más largos de una abertura para chimeneas o escaleras, en el cual se apoyan los cabezales de piso en forma perpendicular.

**cabrio.** (BO, CO, EC, PE) cabrio.

Es el elemento que sigue la vertiente de un techo inclinado, que se apoya en las correas, y recibe directamente la cubierta de techo.

**caja.** (BO, CO, EC, PE, VE) caja; (CO) escopleadura.

Hueco o hendidura que se practica en un madero para recibir la espiga de otro.

**caladora.** (BO, CO, VE) caladora; (CO, EC, PE) sierra de sable.

— **manual.** Herramienta que se utiliza para cortar curvas y piezas de forma complicada, cuya hoja delgada es tensada mediante pernos en un arco de acero. — **eléctrica.** Máquina herramienta portátil, de hoja delgada y con mecanismo de vaivén que cumple las mismas funciones que una caladora manual.

**calafatear.** (BO, CO, EC, PE) calafatear; (VE) sellar.

Cerrar una junta entre dos elementos mediante brea caliente o sustancias similares.

**canaleta.** (BO, EC, PE) canaleta; (CO, VE) canal.

Canal fijado en el extremo inferior de un alero, que se utiliza para recoger el agua de lluvia que cae de los techos inclinados, y conducirla a las bajantes, gárgolas o similares.

**canto.** (BO, EC, PE, VE) cantos; (CO) canto.

Cada una de las superficies menores, perpendiculares a las caras y paralelas al eje longitudinal de una pieza.

**cara.** (BO, CO, EC, PE, VE) cara.

Cada una de las superficies mayores, paralelas entre sí y al eje longitudinal de una pieza. //2. La superficie de un tablero por la que principalmente se juzga la clase o calidad del mismo.

**carga.** (BO, CO, EC, PE, VE) carga.

Fuerza o acción que actúa sobre un elemento estructural o estructura produciendo defor-

maciones y esfuerzos. — **concentrada.** Fuerza aislada o puntual. — **dinámica.** Carga cuya intensidad varía con el tiempo. — **estática.** Carga cuya intensidad no varía con el tiempo o lo hace de manera imperceptible. — **horizontal.** Carga que actúa paralelamente al terreno como el viento o sismo por ejemplo. — **muerta o permanente.** Fuerza producida por el peso propio de la estructura y cargas de carácter permanente adheridas a la misma. — **repartida.** Fuerza distribuida en una superficie o a lo largo de una longitud. — **total.** Suma de las cargas vivas y muertas. — **uniformemente repartida.** Fuerza de magnitud constante distribuida sobre una superficie, o a lo largo de un elemento. — **viva.** Llamada también sobrecarga o cargas de servicio, designa a las cargas aplicadas a la estructura que no son su peso propio, variables en magnitud y posición, constituidas por el peso de los ocupantes, mobiliario, nieve, viento, etc.

**cartela.** (BO) plancha: (CO, EC, PE) cartela; (CO, VE) platina; (CO) unión; (CO) chapeta.

Plancha de unión de materiales diversos, que se emplea en los nudos de una cercha para aumentar el área de apoyo de las barras que allí concurren y unirlas entre sí.

**cartón asfáltico.** (BO, EC, PE, VE) cartón asfáltico; (CO) teja asfáltica.

Material fabricado en forma de rollo o de lámina, compuesto de un cartón saturado de asfalto o betún asfáltico que se utiliza generalmente como barrera contra la humedad.

**celosía.** (BO, CO, EC, PE, VE) celosía.

Enrejado que cierra un vano o sustituye a un muro y que protege del sol, vientos y de la visión directa.

**cercha.** (BO, CO, EC, PE, VE) cercha; (BO, PE) tijeral; (VE) armadura.

Armadura de techo con perímetro generalmente a dos aguas sobre la que se apoyan las correas.

**cerramiento.** (BO, CO, EC, PE, VE) cerramiento.

Elemento que en una edificación cierra o limita un espacio. —**horizontal.** Aquel destinado a definir horizontalmente un espacio. — **de vano.** Es el elemento simple o compuesto que se coloca en un vano. — **vertical.** Aquel destinado a definir verticalmente un ambiente.

**cielo raso.** (BO, CO, EC, PE, VE) cielo raso; (PE) falso techo.

Revestimiento del techo en el interior de los edificios.

**cimiento.** (BO, CO, EC, PE, VE) cimiento.

Parte de la estructura destinada a recibir las cargas y transmitirlas al terreno. — **corrido.** Tipo de cimiento superficial que corre en forma horizontal debajo de elementos portantes, generalmente muros, y transmite sus cargas al terreno.

**clavo lancero.** (BO, CO, EC, PE) clavo lancero; (CO) clavo diagonal; (VE) clavo angular.

Clavo que ha sido introducido con una inclinación específica con el objeto de lograr una fijación entre dos elementos.

**cola.** (BO, CO, EC, PE, VE) cola; (CO, EC) pega; (CO) peganie, (PE, VE) adhesivo; (VE) goma.

Sustancia capaz de mantener unidos dos materiales entre sí, por contacto superficial.

**columna.** (BO, CO, EC, PE, VE) columna; (EC) pilar.

Apoyo generalmente vertical, de medida longitudinal muy superior a la transversal, cuyo fin principal es soportar esfuerzos de compresión.

**comportamiento elástico.** (BO, CO, EC, PE, VE) comportamiento elástico.

Es la capacidad que tiene un material sometido a cargas, de recobrar su forma y dimensiones originales al cesar la acción de las cargas deformantes.

**conductibilidad de la madera.** (BO, CO, EC, PE, VE) conductibilidad.

Es la capacidad que tiene la madera para transmitir las diferentes formas de energía.

**conector.** (BO, CO, EC, PE, VE) conector; (CO) uniones de empate.

Anillos o placas metálicas de diseño especial que se introducen parcialmente en cada cara de miembros adyacentes unidos mediante pernos para transmitir las cargas de un miembro a otro.

**construcción auxiliar.** (BO, PE, VE) construcción auxiliar; (CO) construcción provisional; (EC) bodega de materiales.

Aquella destinada a servir como apoyo mientras dure el proceso de construcción.

**construcción liviana.** (BO, CO, EC, PE, VE) construcción liviana; (BO, PE) construcción ligera.

Denominación que se le da a las edificaciones construidas totalmente a base de entramados de madera, cuyos miembros estructurales tienen una sección transversal relativamente pequeña.

**construcción pesada.** (BO, CO, EC, PE, VE) construcción pesada.

Tipo de construcción compuesta de muros exteriores de albañilería con columnas y vigas de madera de sección transversal considerable, que muchas veces dan apoyo directo al entablonado de piso, prescindiendo, de esta manera de las viguetas.

**construcción provisional.** (BO, EC, PE, VE) construcción provisional; (CO) campamento.

Aquella construida para cumplir diferentes funciones durante un período corto de tiempo.

**contenido de humedad.** (BO, CO, EC, PE, VE) contenido de humedad; (CO) grado de humedad.

Es la cantidad de agua contenida en la madera, generalmente expresada como porcentaje de su peso anhidro.

**contracara.** (BO, CO, EC, PE, VE) contracara; (CO) envío.

La superficie de una chapa o de un tablero opuesta a la cara.

**contracción.** (BO, CO, EC, PE, VE) contracción.

Es la reducción de las dimensiones de una pieza de madera causada por la disminución del contenido de humedad.

**contrafuerte.** (BO, EC, PE, VE) contrafuerte; (CO) contramuro.

Refuerzo vertical que se utiliza para aumentar la resistencia y estabilidad de un muro, principalmente contra cargas horizontales.

**contrahuella.** (BO, CO, EC, PE, VE) contrahuella; (PE) contrapaso

Plano vertical entre dos huellas consecutivas.

**contramarco.** (BO, CO, EC, PE, VE) contrahullea; (CO) suplemento de marco; (PE) falso marco.

Segundo marco que se clava en el cerco o marco que está fijo en la pared para poner en él las puertas o ventanas vidrieras.

**contrapiso.** (BO, EC, PE, VE) contrapiso; (CO) piso ordinario, entresuelo, camilla.

En construcción con madera, es aquel que se apoya casi siempre sobre las viguetas; y sirve como base al piso terminado.

**contrazócalo.** (BO) zócalo; (CO) guarda escoba; (EC, PE) contrazócalo; (VE) rodapié.

Elemento de protección de las paredes que se coloca en la intersección del piso con el muro. Generalmente es de madera, pero se usa también en otros materiales.

**cordel.** (BO) lienzo; (CO, EC) piola; (CO, PE, VE) cordel.

Cuerda que se usa en el terreno o en las obras para alinear elementos, o para marcar líneas de replanteo.

**correa.** (BO, CO, EC, PE, VE) correa.

Elemento generalmente horizontal que se apoya perpendicularmente sobre los pares o sobre las viguetas de un techo, y tiene por función unir dichos elementos y transmitirles las cargas de la cubierta.

**cortafuego.** (BO) cortaincendio; (CO, EC, PE, VE) cortafuego.

Elemento de distintos materiales, que se usa en pisos, muros y techos para impedir o retardar la propagación del fuego de una parte a otra de la edificación.

**creosota.** (BO, CO, EC, PE, VE) creosota; (CO) creolina.

Destilado generalmente de alquitrán de hulla, constituido por una mezcla de hidrocarburos

aromáticos sólidos y líquidos. Se usa en la preservación de la madera y en la fabricación de pinturas.

**crujía.** (BO, CO, EC, PE) crujía; (VE) luz.

Espacio intermedio entre dos verticales planas.

**cuartón.** (BO, CO, EC, PE) cuartón, tablón; (VE) planchón.

Pieza de madera de sección rectangular que resulta de aserrar longitudinalmente una troza y cuya menor dimensión es por lo menos 10 cm.

**cubicar.** (BO, CO, EC, PE, VE) cubicar.

Es la operación que permite determinar el volumen de una pieza o de un conjunto de piezas de madera.

**cubierta.** (BO, CO, EC, PE, VE) cubierta; (PE) cobertura.

Es el revestimiento superior de un techo.

**cuerda.** (BO) cordón; (CO, EC, PE, VE) cuerda.

Cada una de las barras que definen el perímetro de una cercha, o que constituyen los elementos superior e inferior de una viga de celosía.

**cumbrera.** (BO, CO, EC, PE, VE) cumbrera.

Línea horizontal y más elevada de una cubierta, de la que arrancan las vertientes.

**chaflán.** (BO, CO, EC, PE, VE) chaflán; (CO, PE) bisel.

Superficie producida por sesgadura o biselación de un borde o esquina.

**chapa.** (BO, CO, EC, PE, VE) chapa; (CO) lámina.

Es la madera obtenida por corte plano o debobinado de un rollizo y con un espesor no mayor de 6 mm. //2. Cualquier lámina con las mismas características de espesor.

**deformación.**

Variación de la forma de un elemento estructural por acción de las cargas. —**diferida.** Aquella que ocurre en un elemento o estructura con el transcurso del tiempo debido a la acción continuada de las cargas. — **permanente.** Aquella que permanece en un elemento aún después de retiradas las cargas actuantes sobre él

**descanso.** (BO, CO, EC, PE, VE) descanso.

Es una plataforma horizontal donde desemboca o comienza un tramo de escalera.

**diafragma**

Estructura plana generalmente horizontal o ligeramente inclinada que distribuye las cargas horizontales actuantes sobre ella a los muros o paneles sobre los que se apoya.

**dimensión nominal o comercial.** (BO, CO, EC, PE) dimensión nominal.

Es aquella que tienen las piezas de madera antes de ser cepilladas y labradas. — **real.** Es aquella que tienen las piezas de madera luego de ser cepilladas y labradas.

**dintel.** (BO, CO, EC, PE, VE) dintel.

Viga colocada en la parte superior de un vano.

**duramen, madera de.** (BO, CO, EC, PE, VE) duramen, madera de.

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

**durmiente.** (CO, PE) durmiente; (EC, PE) listón de base.

Pieza de madera colocada horizontalmente, sobre la cual se apoyan otras, horizontales o verticales.

**elemento de unión.** (BO, CO, PE, VE) elementos de unión; (CO) herrajes metálicos; (EC) elementos.

Aquel elemento, generalmente de metal, que se emplea cuando se construye con piezas que tienen que ser ensambladas, para lograr su continuidad y formar un armazón.

**ensamble a caja y espiga.** (BO, CO, EC, PE, VE) ensamble a caja y espiga.

Unión de dos piezas de madera, una de las cuales posee un hueco o hendidura, más conocida como caja, que se usa para recibir la espiga de la otra.

**ensamble a cola de milano.** (BO, CO, EC, PE, VE) ensamble a cola de milano; (CO) ensamble endentado.

Unión de dos piezas, una de las cuales tiene una espiga, de forma trapezoidal más ancha por la cabeza que por la base, que ensambla en otra pieza que tiene una caja de similares características.

**ensamble a ranura y lengüeta.** (BO, CO, EC, PE, VE) ensamble machihembrado.

Unión de dos piezas de madera abriendo en una de ellas una ranura (hembra) y dejando en la otra una espiga alargada o lengüeta (macho), que encaja en la ranura.

**entablado.** (BO, CO, EC, PE, VE) entablado.

Revestimiento de madera, constituido por tablas de poco espesor, unidas generalmente por sus cantos, que descansan en algún tipo de apoyo. — **a tope.** Aquel colocado de tal manera que cada una de las tablas se topan por sus cantos. — **machihembrado.** Aquel cuyas tablas están colocadas de tal manera que sus cantos se ensamblan a ranura y lengüeta o a caja y espiga. — **traslapado.** Aquel colocado de tal manera que los bordes de las tablas se superponen.

**entablonado.** (BO, CO, EC, PE, VE) entablonado.

Entablado de mayor espesor, que generalmente constituye un cerramiento y se utiliza para pisos y techos, cubriendo luces de cierta consideración.

**entramado.** (BO, CO, EC, PE, VE) entramado.

Se denomina así el esqueleto estructural de una edificación. //2. Conjunto de piezas convenientemente unidas entre sí sobre las que se arma un elemento de revestimiento. — **de pared.** Entramado que conforma el esqueleto estructural de una pared. — **de piso.** Conjunto de elementos que conforman la estructura de un piso. — **de techo.** Conjunto de elementos que constituyen la estructura de un techo.

**entrepiso.** (BO, CO, EC, PE, VE) entrepiso.

Es el conjunto de elementos que separa un piso de otro en una edificación.

**erección; montaje.** (BO, CO, PE, VE) erección, montaje; (EC) levantar; (VE) ensamblaje.

Acción y efecto de ensamblar, acoplar y levantar los diferentes componentes de una construcción.

**escoplo.** (BO, CO, EC, PE, VE) escoplo; (BO) formón.

Herramienta de acero de extremo biselado y cortante y mango de madera, que sirve para realizar ranuras, mortajas, canaletas, etc., en la madera.

**escuadría.** (BO, CO, EC, PE) escuadría; (VE) sección.

Las dos dimensiones de la sección transversal de una pieza de madera que está o ha de ser labrada a escuadra.

**esfuerzos secundarios.** (BO, CO, EC, PE, VE) esfuerzos secundarios.

Aquellos esfuerzos adicionales a los considerados en el análisis inicial o primario.

**espaciamiento.** (BO, PE, VE) espaciamiento; (CO) medidas; (EC) distancia.

Distancia entre ejes de elementos de unión.

**espesor.** (BO, CO, EC, PE, VE) espesor.

El grueso o la dimensión menor de la escuadría de una pieza.

**espiga.** (BO, CO, EC, PE, VE) espiga.

Extremo de un elemento cuya sección ha sido disminuida para que encaje en el hueco donde se ha de ensamblar.

**estaca.** (BO, CO, EC, PE, VE) estaca.

Pieza pequeña de madera con punta en un extremo que se hinca en la tierra, pared, etc., generalmente para marcar una dirección o punto.

**estructura.** (BO, CO, EC, PE, VE) estructura.

Es el conjunto de elementos que constituyen la parte resistente y de soporte de una edificación.

**fieltro aislante.** (BO, CO, EC, PE) fieltro; (VE) aislante.

Material fibroso impermeabilizado que se emplea como aislante.

**fresadora.** (BO, CO, PE) fresadora; (BO, EC, VE) tupí; (CO, VE) trompo.

Máquina herramienta de eje vertical especialmente construida para realizar trabajos de labrado en madera.

**friso.** (CO, PE) friso; (CO) remate, vigueta de tapa.

Tabla ubicada de canto, que en una de sus caras rematan vigas o viguetas.

**garlopa.** (BO, CO, PE, VE) garlopa; (EC) cepillo.

Cepillo largo y con puño que sirve para alisar y escuadrar las superficies ya cepilladas. — **de banco.** Máquina herramienta que se utiliza principalmente para lograr superficies regulares en los cantos y caras de piezas largas de madera.

**grapa.** (BO, PE, VE) grampa; (CO, EC, VE) grapa.

Barra delgada de metal, en forma de "U" y con puntas aguzadas que se introduce en dos elementos de madera, como elemento de unión y fijación.

**gubia.** (BO, CO, EC, PE, VE) gubia.

Especie de formón delgado en forma de media caña y con borde cortante, que la hace apta para labrar superficies curvas o acanaladas.

**guillame.** (BO, CO, EC, PE, VE) guillame; (CO) acanalador.

Cepillo estrecho de carpintería que sirve para hacer molduras, rebajos y otras cosas que no se pueden hacer con la garlopa ni con otros cepillos.

**habilitar.** (BO, PE) habilitar; (CO) cantear, recorrer; (EC, VE) preparar.

Es la operación que consiste en cortar y/o alisar una pieza de madera a la escuadría final de uso dejando pendiente los cortes en longitud y los labrados.

**higrómetro.** (BO, CO, EC, PE, VE) higrómetro.

Todo instrumento que se utiliza para medir el contenido de humedad.

**hinchamiento.** (BO, EC, PE, VE) hinchamiento; (CO, VE) dilatación; (CO, PE) expansión.

Acción y efecto de hinchar. Aumento de las dimensiones de una pieza causada por el incremento de su contenido de humedad.

**hojalata, planchas de.** (BO, CO, EC, PE, VE) hojalata, planchas de.

Lámina de hierro o acero estañada por las dos caras.

**hormigón.** (BO, EC) hormigón; (CO, PE, VE) concreto.

Mezcla compuesta de piedras menudas y mortero de cemento y arena. —**armado.** Hormigón reforzado con una armadura de barras de acero.

**impermeabilizante.** (BO, CO, EC, PE, VE) impermeabilizante.

Dícese del producto que evita o disminuye sensiblemente el pase del agua a través de los materiales.

**inspección de obra.** (BO, EC, PE, VE) inspección de obra; (CO) dirección de obra.

Acción destinada a controlar que la fabricación y la construcción de una obra estén siendo realizadas de acuerdo a las condiciones y especificaciones de diseño en cada una de sus etapas.

**jamba.** (BO, EC, PE) jamba; (BO) parante; (CO) pierna, larguero, marco lateral; (EC, PE) pierna; (VE) parquilla, paral.

Parte exterior lateral del marco de una puerta o ventana.

**junta constructiva.** (BO, CO, EC, PE, VE) junta constructiva.

Superficie o espacio donde se unen dos partes contiguas de una construcción. // 2. Material por lo general plástico, interpuesto entre dos piezas para cerrar el espacio libre que queda entre ellas.

**labrar.** (BO, CO, EC, PE, VE) labrar; (BO, CO, EC) desbastar.

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

**laca.** (BO, CO, EC, PE, VE) laca.

Pintura brillante que en su constitución lleva resinas naturales o sintéticas, pudiendo estar desprovista de pigmento, que se usa para proteger una superficie acabada.

**lana de madera.** (BO, CO) viruta; (CO) churcos, surcos; (EC, PE, VE) lana de madera.

Hebras delgadas, enroscadas o ensortijadas de madera obtenidas generalmente por la acción de cuchillas excoriadoras y cortantes que se ejecuta a lo largo de la fibra de una pieza de madera. Se le llama también "Excelsior".

**lana mineral.**

Material inorgánico en forma de hebras delgadas, por lo general de fibra de vidrio.

**lima.**

Madera que se coloca en el ángulo diedro que forman dos vertientes de una cubierta y en la cual se apoyan las viguetas —**hoya.** Encuentro entrante entre dos vertientes o aguas de un techo. — **tesa.** Encuentro saliente entre dos vertientes o aguas de un techo.

**longitud.** (BO, CO, EC, PE, VE) longitud.

Es la dimensión mayor en una pieza.

**luz.** (BO, CO, EC, PE, VE) luz.

Distancias horizontal interior entre dos apoyos de una viga, arco, armadura, etc.

**machihembrar.** (BO, EC, PE, VE) machihembrar; (CO) entablar.

Ensamblar dos piezas de madera por sus cantos y en un plano, a ranura y lengueta o a caja y espiga.

**madera.** (BO, CO, EC, PE, VE) madera.

Parte sólida de los árboles debajo de la corteza. Es el tejido principal de sostén, reserva y conducción de agua de los tallos y raíces. —**anhidra.** Es aquella en la que se ha eliminado toda la humedad extraíble. —**aserrada.** Es la pieza cortada longitudinalmente por medio de sierras manuales o mecánicas. — **clasificada.** Madera seleccionada mediante grupos de calidad con la finalidad de controlar determinado uso de la misma. — **comercialmente seca.** Madera curada o aquella cuya humedad ha sido reducida a una proporción adecuada para el objeto a que se destine. Generalmente, su contenido de humedad es menor al 20 por ciento. — **estructural.** Es la que por sus características mecánicas, principalmente, resulta apta para la elaboración de las piezas utilizadas en estructuras. — **preservada.** Aquella tratada con sustancias preservantes con el fin de aumentar su resistencia al ataque de los agentes biológicos degradantes. — **rolliza.** Es aquella madera utilizada en forma cilíndrica con o sin corteza. — **verde.** Es la que no ha sufrido ningún proceso de secado y su contenido de humedad es superior al 30 por ciento.

**mampara.** (BO, EC, PE) mampara; (CO, VE) puerta corrediza; (CO) bastidor, ventanar.

Cerramiento de vano, utilizado como puerta–ventana, cuya altura se extiende generalmente de piso a techo que sirve para dividir una habitación y para cerrar una entrada, pasillo, etc.

**mampostería.** (BO, CO, EC, PE, VE) mampostería.

Obra hecha con piedras colocadas y ajustadas unas con otras sin un orden determinado de hiladas o tamaños. Usada principalmente en cercos o cimientos.

**marco.** (BO, CO, EC, PE, VE) marco.

Es el armazón que limita el vano y sirve para la sujeción de las hojas de puertas y ventanas.

**masilla.** (BO, CO, EC, PE, VE) masilla; (CO) pasta pisavidrios.

Masa compuesta por pigmentos, carbonato de plomo y aceite de linaza, que se emplea para la fijación de los vidrios en reemplazo de junquillos o similares.

**médula.**

Es la madera ubicada en la parte céntrica del árbol constituida por células muertas. Es la parte más atacable del tronco y no se recomienda su uso en construcción.

**metal expandido.**

Una malla metálica producida mediante el estampado o cortado de una lámina de metal y estirada para formar la malla abierta. Se usa como base para enlucido con mortero o yeso en recubrimiento de muros.

**moldura.** (BO, CO, EC, PE, VE) moldura; (CO) bocel.

Pieza saliente de sección transversal uniforme que se aplica en muros, parametros, etc.

**montante.** (BO, EC) parante; (PE) parante lateral; (CO) paral lateral; (VE) paral.

Pie derecho de un bastidor que sirve de refuerzo y de soporte al marco de una puerta o ventana. // 2. Listón o columna pequeña que divide el vano de una puerta o ventana.

**mortero.** (BO, CO, EC, PE, VE) mortero.

Sustancia producida al mezclar proporciones determinadas de material cementante, agregado y agua.

**muesca.** (BO, CO, EC, PE, VE) muesca; (CO) caja.

Concavidad o hueco que se hace en una pieza de madera para encajar otra.

**muro.** (BO, CO, EC, PE) muro; (VE) división; (CO) pared.

Es la obra, generalmente levantada a plomo, con el objeto de limitar o dividir un espacio y que puede o no soportar cargas. —**cortafuego.** Pared separadora, de material resistente al fuego, que divide una edificación en todo su ancho y su alto para impedir que el fuego se propague de un lado a otro. — **de bahareque.** Tabique de madera y caña, enlucido con barro. — **de contención.** Muro dispuesto para contener un terraplén o terreno, soportando empujes horizontales consiguientes. — **portante.** Aquel destinado a soportar cargas verticales.

**nivel de agua.** (BO, CO, EC, PE, VE) nivel de agua; (CO, PE) nivel de manguera.

Instrumento que consiste en un tubo de hierro o manguera transparente doblada en sus extremos que se llenan de agua y permiten determinar una línea horizontal.

**nudo.** (BO, CO, PE, VE) nudo; (EC) unión.

Punto de intersección o zona de unión de varias piezas o barras de una armadura. — **articulado.** El que permite el giro relativo de las barras que en él concurren. — **rígido.** El que impide el giro relativo de las barras que en él concurren. // 2. Inclusión dura y a veces resinosa en la madera, formada por la base de alguna rama.

**panel.** (BO, CO, EC, PE, VE) panel.

Tablero de grandes dimensiones, que puede formar parte de cualquier unidad de la construcción, como pisos, tabiques, techos, etc.

**papel de revestimiento.** (BO, EC, PE, VE) papel de revestimiento; (CO) papel de revestimiento encerado.

Material de construcción, usado en muros y techos como adorno o como protección contra la humedad.

**par.** (BO, CO, EC, PE, VE) par; (CO) cuchillo.

Cada una de las piezas de una cercha o armadura que tienen inclinación paralela a la del tejado en la cual se apoyan transversalmente las correas. // 2. Cada una de las viguetas que forman un techo a dos aguas.

**parqué.** (BO, CO, EC, PE, VE) parquet.

Entarimado con maderas duras que convenientemente ensambladas, forman dibujos geométricos.

**partícula.** (BO, CO, EC, PE, VE) partícula; (CO, VE) viruta.

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

**pasamano.** (BO, CO, EC, PE, VE) pasamano.

Parte superior de una baranda.

**pata de cabra.** (BO, CO, EC, PE, VE) pata de cabra.

Palanca de uña hendida y encorvada que se usa para arrancar clavos.

**peldaño.** (BO, CO, EC, PE) grada; (BO, CO, PE) peldaño; (VE) escalón.

Es el elemento destinado a subir o bajar un desnivel, y está constituida por una huella y una contrahuella.

**perno de anclaje.** (BO, CO, EC, PE, VE) perno de anclaje; (CO) anclaje metálico.

Perno de cabeza especial para empotrar en muro o cimentación. Sirve para fijar algo al mismo, sujetándolo con una tuerca enroscada en el extremo libre.

**persiana.** (BO, CO, EC, PE, VE) persiana.

Celosía formada por tablillas, colocadas de tal manera que permiten regular la entrada de la luz y el aire, e impedir la visión directa desde el exterior.

**peso específico.** (BO, CO, EC, PE, VE) peso específico.

Es el cociente que resulta de dividir el peso de un material entre su volumen. — **aparente de la madera.** Es el cociente que resulta de dividir el peso de la madera entre su volumen considerando los espacios vacíos. — **real de la madera.** Es el cociente que resulta de dividir el peso de la materia leñosa entre su volumen sin considerar los espacios vacíos.

**peso propio.** (BO, CO, EC, PE, VE) peso propio.

En estructuras, es el peso del elemento resistente sin considerar el resto de cargas muertas que actúan sobre él.

**pie derecho.** (BO, PE, VE) montante; (CO) paral; (EC, PE) pie derecho.

Pieza vertical que trabaja principalmente a compresión y desempeña una función de soporte.

**pie tablar.** (BO, CO, EC, PE, VE) pie tablar.

Unidad de medida representada por el volumen de una tabla de un pie de largo, un pie de ancho y una pulgada de espesor. Equivale a un doceavo de pie cúbico.

**pilastra.**

Una columna de albañilería de sección transversal rectangular por lo general usada para soportar otros elementos estructurales.

**pilotaje.** (BO, CO, EC, PE, VE) pilotaje.

Conjunto de pilotes hincados en tierra.

**pilote.** (BO, CO, EC, PE, VE) pilote.

Pieza en forma de columna clavada en el terreno para transmitir a éste la carga de la edificación.

**pisa vidrio.** (BO) junquillo; (CO, PE, VE) pisa vidrio; (EC) bordes.

Es la varilla que fija el vidrio al cerramiento de un vano.

**piso.** (BO, CO, EC, PE, VE) piso.

Es la superficie completa, terminada y visible de un piso. — **Piso entablado.** Piso constituido por tablas yuxtapuestas clavadas o encoladas, que pueden o no estar ensambladas.

**placa de cimentación.** (BO, CO, PE, VE) placa de cimentación; (EC, PE) losa de cimentación.

Placa de hormigón, usualmente armado, que se extiende bajo el área completa de un edificio. Usase en caso de suelo blando y carga excesiva.

**plancha.** (BO, EC, PE, VE) plancha; (BO) calamina; (CO) lámina canaleta; (VE) lámina.

Lámina delgada y rígida de diversos materiales. — **ondulada.** Lámina que presenta ondas pequeñas y consecutivas en su superficie.

**plantilla.** (BO, CO, EC, PE, VE) plantilla.

Modelo de tamaño natural, de un elemento o componente constructivo que sirve como base para la fabricación de los mismos.

**pletina.** (BO) planchas de unión, planchas de fijación; (CO, EC, PE, VE) platina; (CO) escuadra metálica; (VE) pletina.

Pieza metálica ancha y delgada, que se emplea como elemento de unión o fijación de una pieza a otra.

**polietileno.** (BO, CO, EC, PE, VE) polietileno.

Material plástico que en láminas delgadas es usado como barrera de vapor.

**pórtico.** (BO, CO, EC, PE, VE) pórtico.

Estructura o parte de ella, constituida por una viga que se apoya o empotra en sus extremos sobre dos o más columnas.

**poste.** (BO, CO) columna; (EC, PE, VE) poste.

Soporte vertical principal de un entramado de madera, que se ubica generalmente en las esquinas, cuya sección es mayor que la de un pie derecho, y puede estar conformado de dos o más piezas. // 2. Columna.

**postigo.** (BO) portezuela; (CO, EC, PE) postigo; (VE) contrapuerta, contraventana.

Es una hoja adicional de una puerta o ventana.

**prearmar.**

Poner en su lugar los elementos y componentes de una construcción, sin asegurar las uniones de modo definitivo.

**precortar.** (BO, CO, VE) cortar, (EC, PE) precortar.

Es la obtención de piezas con determinadas características, tales como cortes, perforaciones, etc., que luego serán utilizadas en la obra.

**preensamblar.** (BO, CO, EC, PE, VE) preensamblar.

Es la operación que consiste en unir dos o más piezas previamente elaboradas para comprobar la precisión del ensamble.

**prefabricar.** (BO, CO, EC, PE, VE) prefabricar.

Producir en una fábrica los elementos y componentes separados, que luego serán montados y ajustados en el terreno.

**preservante.** (BO) protector; (CO) inmunizante; (EC, PE, VE) preservante.

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

**puntal.** (BO, CO) tomapuntas; (EC, PE, VE) puntal.

En cerchas o armaduras, a excepción de las cuerdas, cada una de las barras en compresión. //2. Pieza generalmente de madera, dispuesta oblicuamente para que soporte temporalmente una construcción.

**rampa.** (BO, CO, EC, PE, VE) rampa.

Es un plano inclinado que permite el tránsito entre dos niveles distintos.

**replantear.** (BO, CO, EC, PE, VE) replantear; (CO) trazar.

Trazar, hacer marcas en el terreno que permitan la construcción correcta de una obra, de acuerdo a los planos que la definen.

**resane.** (BO) curado; (CO) resanar; (EC, PE) resane; (PE) resanado; (VE) retocar.

Dícese de la reparación que ha recibido un componente constructivo en su superficie.

**retardador de fuego.** (BO, CO, EC, PE, VE) retardador de fuego; (CO) antifuego; (PE, VE) ignífugo.

Producto químico que se usa para reducir la inflamabilidad de un material, o en su defecto retardar la propagación de la llama.

**revestimiento.** (BO, CO, EC, PE, VE) revestimiento; (CO) enchape.

Capa o cubierta con que se resguarda o adorna una superficie. — **estructural.** Aquel que en muros y techos cumple una función estructural y sirve de apoyo a un revestimiento acabado.

**revoque.** (BO, CO, EC, PE) revoque; (CO) pañete; (PE) tarrajeo.

Es el revestimiento de un elemento de construcción hecho generalmente a base de mortero de cemento o yeso.

**rigidizar.** (BO, CO) asegurar, fijar; (CO, EC, PE) rigidizar.

Asegurar y dar fijación a un elemento de una estructura, enlazándolo a otro u otros para que, juntos, presenten una mayor estabilidad frente a las cargas.

**riostra.** (BC, EC, PE, VE) arriostre; (CO) arriostramiento; (EC) riostra.

Pieza que, puesta oblícuamente, asegura la invariabilidad de forma de un armazón. //2. Elementos para estabilizar un conjunto de cerchas o pórticos entre sí.

**rodón, un cuarto de.** (BO, PE) rodón; (CO) bocel de cuarto, ropón colilla, moldura de un cuarto.

Bocel o listón con una sección de un cuarto de círculo que se coloca a lo largo de la intersección del piso con el contrazócalo.

**secar.** (BO, EC, PE, VE) secado; (CO) secado estufado.

Es el proceso mediante el cual se reduce el contenido de humedad de la madera.

**sección.** (BO, CO, EC, PE, VE) sección; (BO) pieza; (VE) corte.

Perfil o figura que resulta de cortar una pieza o cuerpo cualquiera por un plano. — **longitudinal.** Toda aquella sección que resulta de cortar una madera en el sentido paralelo a sus fibras. — **radial.** Corte longitudinal de un tronco en la dirección perpendicular a los anillos de crecimiento. — **tangencial.** Corte longitudinal de un tronco tangente a los anillos de crecimiento. — **transversal.** Toda aquella que resulta de cortar una madera en el sentido perpendicular a sus fibras.

**sellar.**

Cubrir los poros de la superficie de un material mediante sustancias.

**separador.** (BO, CO, EC, PE, VE) separador; (CO) cuña.

Elemento que fija la separación de otros dos, manteniendo permanentemente una distancia entre ellos.

**sierra circular.** (BO, CO, EC, PE, VE) sierra circular; (CO) sierra eléctrica.

Máquina herramienta de aserrar compuesta de una plataforma metálica donde sobresale, a través de una ranura, parte de un disco dentado.

**sierra de cinta.** (CO, EC, PE, VE) sierra sin fín; (BO) cerchadora; (CO) sin fín.

Máquina herramienta de aserrar que utiliza una cinta de acero dentada, sinfín, que corre sobre poleas giratorias, y sirve para cortar piezas tanto de madera como de metal.

**sierra radial.** (BO, CO, EC, PE, VE) sierra radial; (VE) corte radial.

Máquina herramienta de aserrar, muy versátil, compuesta de un disco dentado giratorio

sujeto a un brazo sobre el que se desplaza, el que, a su vez, puede dirigirse en distintas direcciones.

**sistema constructivo.** (BO, CO, EC, PE, VE) sistema constructivo.

Es el ordenamiento de piezas para formar elementos, componentes o volúmenes los que ensamblados conforman el cuerpo total de la edificación. Determina la forma de construir. — **aporticado.** Sistema en el que la estructura está conformada por pórticos, de alma llena o de celosía (tipo armadura) que transmiten las cargas al nivel inferior principalmente en forma concentrada. — **de armaduras.** Sistema constructivo usado principalmente para techados, usando cerchas o armaduras dispuestas en serie y unidas mediante entablado o correas. Transmiten su carga en forma concentrada a los muros o columnas. —**entramado o tipo casco.** Sistema en el que la estructura está construida a base de piezas de pequeña sección dispuestas a corta distancia entre ellas. Estas piezas una vez unidas conforman volúmenes arriostrados entre sí con rigidez similar a la de un casco o caja. Las cargas se transmiten en forma repartida. — **entramado plataforma.** Sistema en el que las vigas y el entablado de piso conforman plataformas sobre las que se apoyan los muros que tienen la altura de un piso. — **entramado global o integral.** Sistema en el que los pie–derechos de los muros tienen dos pisos de altura y están unidos, cara a cara, con las viguetas del primer y segundo piso. — **entramado global o integral modificado.** Sistema similar al anterior con la diferencia de que los pie–derechos del primer piso se interrumpen con soleras que sirven de apoyo a los pie–derechos y viguetas del segundo piso. — **mixto.** Sistema en el que la organización de la estructura resulta de combinar dos o más sistemas entre sí. — **poste y viga.** Sistema en el que la estructura está formada por vigas y columnas formando pórticos (aunque sin continuidad en los nudos) bastante espaciados entre sí y unidos horizontalmente por viguetas o entablonado.

**sobrecarga.**

Carga de servicio o carga viva en la estructura proveniente de los ocupantes y sus pertenencias. Su duración es variable así como su posición.

**solera.** (BO, CO, EC, PE, VE) solera.

Pieza o elemento horizontal asentado en un muro o sobre pie–derechos, que sirve para que en él se apoyen o amarren otros elementos horizontales, verticales o inclinados. — **de amarre.** Es aquella que se coloca sobre la solera superior de los entramados a todo lo largo de la extensión del muro, con la finalidad de dar continuidad a los mismos. — **inferior.** Piezas o elemento que se apoya sobre un piso y que soporta los pie derechos de un entramado. Este elemento se utiliza principalmente en entramados de tipo plataforma. —**superior.** Es el elemento horizontal que arriostra los pie derechos del muro y soporta, a su vez, a los miembros superiores del entramado de techo. // 2. Elemento que en un muro de albañilería sirve de apoyo o amarre a otros elementos. — **de zócalo.** Pieza o elemento horizontal que soporta a su vez los diferentes miembros verticales y horizontales, tales como pie derechos y viguetas.

**soporte de huella.** (BO, CO, EC, PE, VE) soporte de huella.

Tablas o listones que fijados a las zancas, dan apoyo a las huellas. Dichos elementos son

utilizados cuando las zancas en el borde superior no están perfiladas en forma dentada. — **de marco.** Elemento horizontal utilizado generalmente en muros de adobe o tapia, como base del marco de una ventana.

**tabique.**
En obras de albañilería, es el muro interior, generalmente de poco espesor, que no cumple una función estructural. — **de madera.** En construcciones con madera, es el entramado de muro; interior o exterior, de altura variable, cuyas funciones principales son soportar cargas y dividir o limitar espacios.

**tabla.**

Pieza de madera generalmente de poco espesor y mayor ancho usada principalmente en pisos y recubrimientos.

**tablero.** (BO, CO, EC, PE, VE) tablero; (VE) panel.

Producto en forma de lámina semirrígida o rígida, que puede estar compuesta de partículas, de fibras de madera prensada, de varias chapas encoladas, etc. — **aislante.** Tablero que aisla o impide la propagación de algún fenómeno o agente físico, tales como el sonido, calor, vibración, humedad, etc. — **de bagazo.** Tablero fabricado a base de bagazo de caña cuya ligazón se obtiene agregando un adhesivo. — **contrachapado.** Tablero formado por tres o más chapas encoladas de modo que sus fibras queden entrecruzadas en ángulo recto. — **de fibra.** Planchas o tablero fabricado a base de fibras de madera u otros materiales lignocelulósicos fibrosos, cuya ligazón se debe fundamentalmente a la disposición de las fibras y sus propiedades inherentes. — **de madera–cemento.** Tablero fabricado a base de astillas de maderas u otros materiales lignocelulósicos aglutinado con cemento y aditivos. — **de partículas.** Es el tablero fabricado a base de partículas de madera u otros materiales (astillas, virutas, etc.) cuya ligazón se obtiene agregando un aglomerante y uno o más de los siguientes agentes: calor; presión, humedad o catalizadores. — **de yeso.** Tablero fabricado a base de yeso y con dos cubiertas exteriores de papel grueso, que se usa principalmente como revestimiento de entramados.

**taco.** (BO, CO, EC, PE, VE) taco; (CO) taquete, puente.

Pieza de madera corta y gruesa, que se usa para dar apoyo o fijación a uno o más elementos.

**tapajuntas.** (BO, CO, EC, PE, VE) tapajuntas; (CO) tapaluz, guardaluz; (VE) cubrejunta.

Listón de madera u otro material que cubre una junta constructiva.

**tarugo.** (BO, CO, EC, PE, VE) tarugo; (CO) chazo.

En construcción, pieza de madera generalmente cilíndrica, de pequeñas dimensiones, que se introduce en obras de albañilería, para servir como base de fijación a clavos, tornillos, tirafondos, etc.

**techo.** (BO, CO, EC, PE, VE) techo; (CO) cubierta.

Es el conjunto de elementos que cierran y cubren la parte interna superior de un edificio.

**teja.** (BO, EC, PE, VE) teja; (CO) teja española.

Pieza de barro cocido hecha en forma de canal, para cubrir por fuera los techos, recibir y dejar escurrir el agua de lluvia. — **de madera.** Pieza plana de madera, de diferentes dimensiones que se usa a modo de teja en cubiertas de techo. — **plana.** Teja de materiales diversos, de forma plana o con ligera curvatura, que puede ser lisa o moldurada.

**tensor.** (BO, CO, EC, PE, VE) tensor; (CO) templete, hebilla.

Elemento de acoplamiento entre los extremos de dos barras que se emplea principalmente para ajustar o regular la tensión en las barras que conecta.

**tímpano.** (BO, CO, PE, VE) tímpano; (EC) culata.

Superficie triangular que queda entre las dos cornisas inclinadas de un frontón y la horizontal de su base.

**tirafondo.** (BO, VE) tirafondo; (CO, EC, PE) tirafón; (CO) tornillo goloso.

Tornillo autorroscante de grandes dimensiones, de cabeza cuadrada o hexagonal, de rosca uniforme y cónica, que se fija mediante el uso de llaves.

**tirante.** (BO, CO, EC, PE, VE) tirante.

Cada una de las barras de una armadura sometidas a una fuerza de tracción en sus extremos.

**trabajabilidad de la madera.** (BO) facilidad de trabajo de la madera; (CO, EC, PE, VE) trabajabilidad de la madera.

Es su comportamiento al corte o formado ejecutado con mayor o menor facilidad por medios manuales o mecánicos.

**tramo.** (BO, CO, EC, PE, VE) tramo.

Es la parte de una escalera comprendida entre dos rellanos o descansos.

**traslapar.** (BO) traslape; (CO, EC, PE) traslapar; (VE) sobreponer.

Cubrir una cosa a otra, generalmente en forma parcial.

**travesaño.** (BO, CO, EC, PE, VE) travesaño; (CO) peinazo.

Elemento horizontal que cruza de un extremo a otro una armazón.

**tupí.** (BO, CO, EC, PE) tupí; (CO, VE) trompo.

Máquina herramienta con un eje portacuchillas vertical empleado para hacer ranuras, fresar o moldurar la madera. — **portátil.** Máquina herramienta manual que posee un por-

tacuchillas vertical que acepta diversos tipos de cuchillas y que se usa generalmente para ranurar y moldurar superficies de madera.

**umbral.** (BO, CO, EC, PE, VE) umbral.

Es la parte horizontal inferior del vano de una puerta.

**unión.** (BO, CO, EC, PE, VE) unión.

Es el resultado de juntar dos o más piezas entre sí, haciendo de ellas un todo. — **articulada.** La que permite movimientos angulares de una pieza respecto a otra. — **clavada.** Aquella que utiliza clavos como elemento de unión. —**empernada.** Aquella que utiliza pernos como elemento de unión. —**encolada.** Aquella que utiliza cola o pegamentos similares como elemento de unión. —**mecánica.** Aquella que utiliza elementos de unión mecánicos tales como pernos, clavos, tornillos, espigas, cuerdas, etc. — **química.** Aquella que utiliza elementos de unión químicos tales como pegamentos, colas, adhesivos, etc.

**vano.** (BO, CO, EC, PE, VE) vano.

Es la abertura que establece una comunicación, transitable o no, entre dos ambientes.

**viga.** (BO, CO, EC, PE, VE) viga.

Elemento horizontal o inclinado que trabaja en dos o más apoyos, de medidas longitudinales mayores que las transversales, sometida principalmente a flexión. — **cajón.** La que tiene sección transversal en forma de cajón con un espacio interior hueco. — **compuesta.** Aquella conformada por dos o más piezas unidas mediante distintos métodos. — **cumbrera.** Viga generalmente horizontal, colocada de canto, en la parte más alta de dos o más vertientes. — **de celosía.** Es aquella formada por dos cordones horizontales unidos por barras que trabajan a compresión o tracción, de perímetro usualmente rectangular, trapezoidal o parabólica. — **"I".** Aquella viga compuesta cuya sección transversal se asemeja a la letra I. — **laminada.** Viga compuesta que resulta de unir generalmente con adhesivos, varias tablas o láminas de madera con las fibras en el sentido longitudinal de la viga, con el objeto de mejorar su resistencia mecánica y obtener mayores dimensiones. — **principal.** Viga sobre la que se apoyan directa o indirectamente el resto de elementos estructurales, soporta el conjunto y transmite las cargas a muros y columnas. —**simple.** Es la viga formada de una sola pieza. — **solera.** Viga que cumple adicionalmente la función de arriostrar y rigidizar otros elementos estructurales.

**vigueta.** (BO, CO, EC, PE, VE) vigueta.

Cada una de las vigas secundarias cuya función principal es la de soportar directamente las cargas de techos y pisos, y están soportadas a su vez por otros miembros estructurales tales como vigas principales, muros portantes, etc.

**viruta.** (BO, CO, EC, PE, VE) viruta.

Cinta de madera y espesor variable y poca longitud, obtenida como residuo del cepillado o por medio de máquinas especiales.

**voladizo.** (BO, CO, EC, PE, VE) voladizo; (CO) cantilever.

Elemento con un extremo libre, que sobresale de las paredes o edificios.

**vuelo.** (BO, CO, EC, PE, VE) vuelo.

Extensión de un voladizo contado en dirección perpendicular al paramento que la sostiene.

**zanca.** (BO, CO, EC, PE, VE) zanca; (BO) limones.

Es la viga inclinada que soporta los peldaños de una escalera.

**zapata.** (BO, CO, PE, VE) zapata; (BO, EC, PE, VE) base.

Es el ensanchamiento de la parte más baja de un cimiento, que transmite cargas al terreno.

# REFERENCIAS

## CAPITULO 1


1. KOLLMAN, F.F.P., COTE Jr., W.A. 1968. **Principles of Wood Science and Technology.** Vol. I. Solid Wood. 1a. Edición. Springer-Verlag New York Inc.
2. PADT-REFORT/JUNAC, 1982. **Tablas de Propiedades Físicas y Mecánicas de la Madera de 20 Especies de Bolivia, 24 de Colombia, 20 del Ecuador, Perú y Venezuela,** Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima - Perú.
3. _____, 1980. Estudio de las Propiedades Físicas y Mecánicas de la Madera de 104 Especies de los Bosques Tropicales de la Subregión Andina. Informe Final (Edición Preliminar Interna), Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima - Perú.
4. GURFINKEL, G., 1973. **Wood Engineering,** Southern Forest Products Association, New Orleans, Lousiana.
5. FOREST PRODUCTS LABORATORY, 1974. **Wood Handbook: Wood as an Engineering Material.** Agriculture Handbook No. 72., US Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin - USA.
6. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1975. **Wood Structures, A Design Guide and Commentary.** A.S.C.E. New York.
7. PADT-REFORT/JUNAC, 1982. Ensayos de Larga Duración con Vigas a Escala Natural. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú.
8. MADSEN, B., 1972. Duration of Load Tests for Wet Lumber in Bending. Report No. 4. Structural Research Series. Department of Civil Engineering. Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C., Canadá.
9. ERFURT, T., RUSCHE, H., 1977. La Comercialización de las Maderas Tropicales. Departamento de Montes. F.A.O. Roma.
10. PADT-REFORT/JUNAC. 1981. **Descripción General y Anatómica de 105 Maderas del Grupo Andino.** 1a. Edición. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima - Perú.
11. _____, 1978. Estudio Integral de la Madera para la Construcción. PADT-REF/dt 3/Rev. 4, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima - Perú.
12. PIQUE, J., TEJADA, M., 1981. Working Stresses for Tropical Handwoods of the Andean Group Countries. Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima - Perú.
13. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1970. Standard Methods for Establishing Clear Wood Strength Values. ASTM D 2555-70. Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
14. PADT-REFORT/JUNAC. 1982. Ensayos para Determinar la Influencia de Defectos en la Rigidez y Resistencia de Vigas a Escala Natural, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima - Perú.
15. BOOTH, H., 1982. Methodology for Incorporating New Species in The Design Code. Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima - Perú.


## CAPITULO 2


1. PADT-REFORT/JUNAC. 1983. Características de Trabajabilidad de 105 Maderas del Grupo Andino. Informe Final (en preparación), Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.
2. _____, 1982. Secado y Preservación de 105 Maderas del Grupo Andino. Informe Final. Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.
3. FOREST PRODUCTS LABORATORY, 1974. **Wood Handbook; Wood as an Engineering Material.** Agricultural Handbook No. 72. U.S. Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin. U.S.A.
4. PADT-REFORT/JUNAC, 1980. **Cartilla de Construcción con Madera.** 1a. edición. Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.

## CAPITULO 3


1. PADT–REFORT/JUNAC, 1978. "Secciones Preferenciales", Informe Interno. Padt-Refort, Junac, Lima, Perú.
2. _____, 1982. **Manual de Clasificación Visual para Madera Estructural**, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.
3. AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS, 1974. Standard Methods for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber. ASTM D245-74, Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
4. COMISION PANAMERICANA DE NORMAS TECNICAS, 1973. Maderas Aserradas y Cepilladas: "Definición de Defectos" Norma Panamericana COPANT 557/CDU. Buenos Aires, Argentina.
5. _____ , 1975. Maderas Aserradas y Cepilladas: "Métodos de Medición de los Defectos". Norma Panamericana COPANT 746/1975.
6. _____ , 1974. Maderas Aserradas y Cepilladas: "Criterios de Evaluación para Clasificación de Maderas". Anteproyecto de Norma Panamericana COPANT 30:3-004.
7. PADT–REFORT/JUNAC, 1982. **Tablas de Propiedades Físicas y Mecánicas de la Madera de 20 Especies de Bolivia, 24 de Colombia, 20 del Ecuador, Perú y Venezuela**, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.
8. OZELTON, E.C., BAIRD, J.A., 1976. **Timber Designer's Manual**, Crosby Lockwood Staples, Londres.
9. NATIONAL BUILDING AGENCY, TIMBER RESEARCH AND DEVELOPMENT ASSOCIATION, 1980. **Timber Frame Housing.** The Construction Press, Lancaster, England.


## CAPITULO 4


1. AGRICULTURAL RESEARCH SERVICE, 1969. **House Construction How to Reduce Costs.** Home & Garden Bulletin Number 168, Washington. D.C. USA.
2. AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION, 1974. **Timber Construction Manual.** Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. USA.
3. ANDERSON, L.O., 1976. **Wood-Frame House Construction.** Craftman Book Company, California - USA.
4. _____, 1976. **Low-Cost Wood Homes for Rural America - Construction Manual.** Agricultural Handbook No. 364. Washington D.S. USA.
5. ARBAIZA, CH. E., 1979. Considerations for the Use of Timber in Housing and Small Buildings in Peru. Tesis presentada como requerimiento para obtener el grado de M. Sc. en Timber Structures and Technology, Imperial College, University of London.
6. FINDLAY, W.P.K., 1975. **Timber Properties and Uses.** Granada Publishing Limited & Crosby Lockwood Staple. Great Britain.
7. HANDISYDE, C., 1978. **Detalles Cotidianos.** H. Blume. Ediciones Madrid. España.
8. JACKSON, A. & DAY, D., 1981. **El Mantenimiento y Conservación de la Casa.** Editorial Blume. Barcelona, España.
9. OZELTON, E.C. & BAIRD, J.A., 1976. **Timber Designers' Manual,** Crosby Lockwood Staples. London. England.
10. TAYLOR G., HOLMES, H., HOOD, R. & BRAZIER, J., Editores, 1973. **La madera.** Editorial Blume. Barcelona, España.
11. TIMBER RESEARCH & DEVELOPMENT ASSOCIATION. 1980. **Timber Frame Housing - A Simplified Method.** The Construction Press Ltd., Lancaster. England.
12. CANADA MORTGAGE AND HOUSING CORPORATION, 1979. **Canadian Wood-Frame House Construction,** Canadian Wood Council, Canadá.
13. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1978. Framing Techniques - CWC Datafile, WB-1, Ottawa, Canadá.
14. _____, 1979. Post And Beam - CWC Datafile, WB-2, Ottawa, Canadá.
15. CAPORIONI, GARLATTI, TENCA-MONTINI, 1971. Instituto Universitario de Arquitectura de Venecia. **La Coordinación Modular.** Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona, España.
16. ITINTEC, 1980. **Medidas Modulares Preferidas para la Industria de la Construcción,** Instituto de Investigación Tecnológica Industrial y de Normas Técnicas. Lima, Perú.
17. NACIONES UNIDAS, 1966. Coordinación Modular en Vivienda. Informe No. TAO/GLOBAL/4, Nueva York, USA.
18. ORGANIZACION DE LAS NACIONES UNIDAS PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL, VIENA, 1972. **Producción de Casas de Madera Prefabricadas,** S.71.II-B-13 Naciones Unidas, Nueva York. USA.

19. RAMSEY, CH. SLEEPER, H.R., 1970. **Architectural Graphic Standards.** John Wiley and Sons. Inc., New York - USA.
20. WAGNER WILLIS H., 1976. **Modern Carpentry,** The Goodmart-will Cox Inc. Illinois - USA.

## CAPITULO 5

1. ANDERSON, L.O., 1976. **Wood-Frame House Construction.** Craftman Book Company, California-USA.
2. CANADA MORTGAGE AND HOUSING CORPORATION, 1979. **Canadian Wood-Frame House Construction,** Canadian Wood Council, Canadá.
3. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1978. Framing Tecniques - CWC Datafile, WB-1, Ottawa, Canadá.
4. _____, 1979, Post And Beam - CWC Datafile, WB-2 Ottawa, Canadá.
5. CASTRO, D., 1966. **La Guadua,** Banco de la República, Colombia.
6. DIDONNO L., SPERLING P., 1978. **How to Desing and Build Your Own House,** Alfred A. Knopf, Inc. New York - USA.
7. FULLERTON, R.L., 1967. **Building Construction in Warm Climates. Volume One,** Oxford University Press, London.
8. JOHNSON, H., 1978. **La Madera,** Editorial Blume, Barcelona-España.
9. KING H., NIELD, D., 1967. **Building Techniques. Volume One,** Science Paperbacks. London.
10. RAMSEY, Ch., SLEEPER, H.R., 1970. **Architectural Graphic Standards,** John Wiley & Sons. Inc., New York - USA.
11. SHELTER PUBLICATIONS, 1979. **Cobijo,** H. Blume Editores, Madrid, España.
12. STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA, 1975. **Construction in Light Timber Framing AS 1684 - 1975,** SAA Light Timber Framing Code, North Sydney - Australia.
13. WAGNER WILLIS H., 1976. **Modern Carpentry,** The Goodheart - Will Cox Inc. Illinois - USA.

## CAPITULO 6

1. ANDERSON, L.O., 1976. **Wood-Frame House Construction,** Craftsman Book Company, California, USA.
2. HANDYSIDE, Cecil, 1978. **Detalles Cotidianos Manuales A.J.,** H. Blume Ediciones, Madrid-España.
3. FULLERTON, R.L., 1967. **Building Construction in Warm Climates. Volume One,** Oxford University Press, London.
4. CANADA MORTGAGE AND HOUSING CORPORATION, 1979. **Canadian Wood-Frame House Construction,** Canadian Wood Council, Canadá.
5. ELDER, A.J., VANDENBERG, Maritz, 1977. **Construcción Manuales A.J.,** H. Blume Ediciones, Madrid - España.
6. KING, H., NIELD, D., 1967. **Building Techniques. Volume One,** Science Paperbakes - London.
7. WAGNER, Willis H., 1976. **Modern Carpentry,** The Goodheart - Will Cox Inc. Illinois - USA.
8. RAMSEY, Ch., SLEEPER, H.R., 1970. **Architectural Graphic Standards,** John Wiley & Sons Inc., New York - USA.
9. OLIVER, A.C., 1964. **Timber Pests and their Control,** Timber Research and Development Association, London.
10. FOREST PRODUCTS LABORATORY, 1974. **Wood Handbook: Wood as an Engineering Material.** Agriculture Handbook No. 72, US Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin - USA.
11. ROUGERON, C., 1977. **Aislamiento Acústico y Térmico en la Construcción,** Editores Técnicos Asociados, S.A., Barcelona, España.
12. PEREZ, Vicente A., 1978. **Manual de Construcciones en Madera,** Departamento Construcciones en Madera. Instituto Forestal, Chile.
13. DURBAHN, W.E., 1966. **Fundamentos de la Carpintería,** Editorial Hispano Americana S.A., Buenos Aires, Argentina.
14. CALLENDER, J. H., 1974. **Time Saver Standards for Architectural Design Data,** 5a. Ed., McGraw-Hill, New York.
15. CANADIAN WOOD COUNCIL, Canadian Wood Construction, 1978. Thermal Insulation, CWC Datafile SP3.
16. _____, Canadian Wood Construction, 1978. Acoustics, CWC Datafile, SP3.
17. POTTER, F.H., 1979. The Utilization of Timber in the Building Industry. The International Symposium on the Use of Home Grown Timber in Building. Khartoum.

18. NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA, 1980. **National Building Code of Canadá,** Eighth Edition, NRCC No. 17303, Ottawa, Canadá.
19. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1980. **Fire Protective Design,** CWC Datafiles. Ottawa, Canadá.
20. OZELTON, E.C., and BAIRD, J.A., 1976. **Timber Designers' Manual,** Crosby Lockwood Staples. London, England.
21. MINISTRY OF PUBLIC BUILDING AND WORK, 1976. **The Building Legislations,** Her Majesty's Stationary Office, London.

## BIBLIOGRAFIA

AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION, 1974. **Timber Construction Manual.** Second Edition. John Wiley & Son Inc., New York.

ARBAIZA, Ch. E., 1979. Considerations for the Use of Timber in Housing and Small Buildings in Peru. Tesis presentada como requerimiento para obtener el grado de M. Sc. en Timber Structures and Technology, Imperial College, University of London.

BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT, 1972. Small Buildings in Earthquake Areas. Department of the Environment, Building Research Establishment, Watford, England.

KEENAN, F.J., 1980. The Earthquake Ressitance of Timber Construction, International Conference of Engineering for Protection from Natural Disasters, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.

FOREST PRODUCTS LABORATORY, 1964. Wood Structures Performance in an Earthquake. USDA, Forest Service, Madison, Wisconsin, USA.

FOREST PRODUCTS LABORATORY, 1965. Houses Can Resist Hurricanes. USDA Forest Service, Madison, Wisconsin, USA.

_____, 1965. Houses Can Resist Hurricanes. USDA Forest Service, Madison, Wisconsin, USA. Research Paper FPL 33.

## CAPITULO 7

1. APLIN, E.N., KEENAN, F.J., 1977. Limit States Design in Wood: A Canadian Perspective. Forest Products Journal, Vol. 27, No. 7, pp. 14-18.
2. KARLSEN, G.G., 1967. **Wooden Structures.** Ed. MIR, Moscú.
3. COMISION PANAMERICANA DE NORMAS TECNICAS, 1973. Método de Ensayo de Flexión Estática. Norma Panamericana COPANT No. 555. Secretaría General COPANT, Buenos Aires.
4. _____, 1972. Método de Determinación de la Compresión Axial o Paralela al Grano. Norma Panamericana COPANT No. 464, Secretaría General COPANT, Buenos Aires.
5. _____, 1972. Método de Determinación de la Compresión Perpendicular al Grano. Norma Panamericana COPANT No. 466. Secretaría General COPANT, Buenos Aires.
6. _____, 1972. Método de Determinación del Cizallamiento Paralelo al Grano. Norma Panamericana COPANT No. 463. Secretaría General COPANT, Buenos Aires.
7. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1965. Standard Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber. ASTM D143-65. Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
8. _____, 1970. Standard Methods for Establishing Clear Wood Strength Values. ASTM D2555-70. Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
9. _____, 1961. Standard Methods for Static Tests of Timber in Structural Sizes. ASTM D198-27 (1961) Annual Book of ASTM Standard, Part 22.
10. _____, 1974. Standard Methods for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber. ASTM D245-74. Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
11. _____, 1974. Standard Method for Evaluating Allowable Properties for Grades of Structural Lumber. ASTM D2915-74. Annual Book of ASTM Standards.
12. BRITHIS STANDARDS INSTITUTION, 1976. Code of Practice for the Structural Use of Timber. CP 112: Part 2: 1971. 2 Park St. London W1A2Bs.
13. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 1976. Code for the Engineering Design of Wood, CSA Standard 056-1976. Canadian Standards Association, Rexdale. Ontario, Canada M9W1R3.
14. GUNFINKEL, G., 1973. **Wood Engineering,** Southern Forest Products Association, New Orleans, Louisiana.
15. BOHANNAN, B., 1966. Effect of Size on Bending Strength of Wood Members. USDA Forest Service. Research Paper FPL 56. Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin.

16. MADSEN, B., NIELSEN, P.C., 1978. In-Grade Testing. Bending Tests in Canadá. Department of Civil Engineering, Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C., Canadá.
17. KEENAN, F.J., 1974. Shear Strength of Wood Beams. Forest Products Journal. Vol. 24, No. 9, pp. 63-70.
18. MADSEN, B., 1972. Duration of Load Tests for Wet Lumber in Bend ing. Report No. 4. Structural Research Series. Department of Civil Engineering, Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C., Canada.

## CAPITULO 8

1. TIMOSHENKO, S.P. **Resistencia de Materiales,** Tomo 1.
2. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1974. Standard Method for Evaluating Allowable Properties for Grades of Structural Lumber. ASTM D2915-74. Annual Book of ASTM Standards.
3. _____, 1974. Standard Methods for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber. ASTM D245-74. Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
4. DEUTSCHER NORMENAU SSCHUB, 1969. Holzbauwerke, Norma DIN 1052. Berlin 30.
5. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1974. Standard Methods for Static Tests of Timber in Structural Sizes. ASTM D198-27 (1961) Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
6. _____, 1970. Standard Methods for Establishing Clear Wood Strength Values. ASTM D2555-70. Annual Book of ASTM Standards, Part 22.
7. COMISSIÒN DES REGLES DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES CHARPENTES EN BOIS, 1975. Regles de Calcul et de Conception des Charpentes en Bois. Regles CB 71. Ed. Eyrolles, Paris.
8. GURFINKEL, G., 1973. **Wood Engineering,** Southern Forest Products Association, New Orleans, Louisiana.
9. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1977. **Canadian Wood Construction:** Design Lumber and Glued Laminated Timber, CWC Datafile WP-1. Canadian Wood Council, Ottawa, Canadá K1P5V5.
10. NATIONAL FOREST PRODUCTS ASSOCIATION, 1977. National Design Specification for Wood Construction. NFPA, Washington D.C.
11. PADT–REFORT/JUNAC. 1984. Efecto de la Duración de la Carga en las Deflexiones de Vigas de Tres Especies de la Subregión Andina, Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú.

## CAPITULO 9

1. TIMOSHENKO, S.P., GERE, J., 1961. **Theory of Elastic Stability,** 2nd. Edition, Mc-Graw Hill, Kogakusha. New York.
2. WOOD, L.W., Recommended Building Code Requirements for Wood and Wood Base Materials.
3. HANSEN, H.J., 1961. Diseño Moderno de Estructuras de Madera. CECSA, México.
4. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1969. Specification for the Design Fabrication and Erection of Steel Buildings and Commentary. AISC, New York 10017.
5. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1977. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. ACI 318-77. ACI Detroit, Michigan 48219.

## CAPITULO 10

1. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1977. **Canadian Wood Construction:** Shear Walls and Diaphragms. CWC Datafile WC-1. Canadian Wood Council, Ottawa, Canadá K1P5V5.
2. ANDERSON, L.O., 1965. Guides to Improved Framed Walls for Houses U.S. Forest Service Research Paper FPL 31. Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin.
3. ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN. AIJ Standard for Structural Design of Timber Structures. Tokio.
4. PADT–REFORT/JUNAC, 1983. Ensayos Preliminares de Paneles de Corte. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú.

5. INSTITUTO NACIONAL FORESTAL Y DE FAUNA (INFOR), 1983. Ensayos de Paneles de Corte con Distintos Revestimientos (En Preparación). Ministerio de Agricultura. Lima, Perú.
6. TUOMI, R.L. & GROMALA, D.S., 1977. Raching Strength of Walls: Let in Corner Bracing, Sheet Materials, and Effect of Loading Rate. USDA Forest Service. Research Paper FPL 301. Forest Products Laboratory. Madison, Wisconsin.
7. ITANI, R.Y., TUOMI, R.L. & McCUTCHEON, W.J., 1982. Methodology to Evaluate Raching Resistence of Nailed Walls. Forest Products Journal 32(1): 30 - 36.

## CAPITULO 11

1. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1978. **Canadian Wood Construction:** Light Frame Trusses. CWC Datafile WC-3. Canadian Wood Council. Ottawa, Canadá K1P 5V5.
2. OZELTON, E.C., BAIRD, J.A., 1976. **Timber Designer's Manual,** Crosby Lockwood Staples, London
3. KARLSEN, G.G., 1967. **Wooden Structures.** Ed. MIR. Moscú.
4. HOOL, G.; KINNE, W., 1942. **Steel and Timber Structures,** 2a. Edición Mc Graw Hill Co, Kogabusha Company, Londres, Tokio.
5. WILKINSON, T.L., 1978. Long-time perfomance of trussed rafters with different connection systems: 10 Year Evaluation. Forest Products Laboratory. Madison, Wisconsin.
6. PADT-REFORT/JUNAC, 1982. **Tablas de Propiedades Físicas y Mecánicas de la Madera de 20 Especies de Bolivia, 24 de Colombia, 20 del Ecuador, 20 del Perú y 20 de Venezuela,** Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú.
7. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1973. Code of Practice for the Structural Use of Timber, CP: 112: Part 3: 1973. 2 Park St. London W1A2BS.
8. ISYMOV, N. 1966. Nailed Plywood Gusset Roof Trusses for Residential Construction. Forestry Branch Departamental Publication No. 1177, Ottawa, Canadá.
9. PADT-REFORT/JUNAC, 1983. Ensayos Preliminares de Tijerales o Cerchas. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima, Perú.
10. INSTITUTO NACIONAL FORESTAL Y DE FAUNA (INFOR), 1983. Ensayos de Tijerales de Diferentes Configuraciones (En preparación). Ministerio de Agricultura. Lima, Perú.

## CAPITULO 12

1. U.S. FOREST PRODUCTS LABORATORY, 1974. **Wood Handbook: Wood as an Engineering Material.** Cap. 7: Fastenings, U.S.D.A., Washington, D.C.
2. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1971. Code of Practice for the Structural Use of Timber. CP 112: Part 2: 1971. 2 Park St. London W1A2B2.
3. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 1976. Code for the Engineering Design of Wood, CSA Standard 086-1976. Canadian Standards Association. Rexdale, Ontario, Canada M9W 1R3.
4. NATIONAL FOREST PRODUCTS ASSOCIATION, 1977. National Design Specification for Wood Construction. NFPA, Washington D.C.
5. AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION, 1974. **Timber Construction Manual,** 2nd. Ed., John Wiley, New York.

6a. PADT-REFORT/ JUNAC, 1982. Ensayos de Uniones Clavadas de 49 Especies de la Subregión Andina, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.

6b. _____, 1982. Ensayos de Uniones Empernadas de 46 Especies de la Subregión Andina, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.

7. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1977. **Canadian Wood Construction:** Nails, Spikes and Staples. CWC Datafile WJ-2. Canadian Wood Council. Ottawa, Canada.
8. CONSEIL INTERNATIONAL DU BATIMENT, 1979. CIB Timber Design Code, Fourth Draft, CIB-W18/12-100-3, Bordeaux, France.
9. LAMINATED TIMBER INSTITUTE OF CANADA, 1972. **Timber Design Manual** LTIC, Ottawa, Canada K1P5W7.
10. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1974. Standard Methods of Testing Metal Fasteners in Wood. ASTM D1761-74. Annual Book of ASTM Standards Part 22.

11. CENTRE TECHNIQUE DU BOIS, 1975. Recommendations pour le calcul des fermes industriales. C.T.B. Paris.
12. COMISSION DES REGLES DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES CHARPENTE EN BOIS. 1975. Regles de Calcul et de Conception des Charpentes en Bois. Regles CB 71. Ed. Eyrolles, Paris.
13. TRAYER, G.W., 1932. The bearing strength of wood under bolts. U.S.D.A. Technical Bulletin No. 332, Washington, D.C.
14. CANADIAN WOOD COUNCIL, 1977. **Canadian Wood Construction:** Bolts, Lag Screws and Timber Connectors. CWC Datafile WJ-4, Canadian Wood Council, Ottawa, Canadá.
15. BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1973. Code of Practice for the Structural Use of Timber, CP: 112: **Part 3:** 1973. 2 Park St. London W1A2Bs.
16. BOOTH, L.G.; REESE, P.O., 1967. The Structural Use of Timber, London.

## CAPITULO 13

1. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Task Comittee on Wind Forces, 1961. Wind Forces on Structures. Final Report. Transactions of the American Society of Civil Engineers 126 (II), pp. 1124-1198.
2. WENDEHORST, R., 1961. **Tablas Numéricas para la Construcción.** Editorial Labor S.A., Barcelona, España.
3. MINISTERIO DE VIVIENDA, 1977. Reglamento Nacional de Construcciones. Ministerio de Vivienda y Construcción. Lima, Perú.
4. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 1973. **Manual of Steel Construction,** 7a. edición. American Institute of Steel Construction, New York.
5. CANADIAN MORTAGE AND HOUSING Corporation, 1979. **Canadian Wood Frame Construction,** Metric Edition. Cat. No. NH 17-3, Ottawa, Canadá.
6. AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION, 1974. **Timber Construction Manual** 2a. edición. John Wiley & Sons, New York.

## CAPITULO 14

1. LAMINATED TIMBER INSTITUTE OF CANADA, 1972. **Timber Design Manual,** L.T.I.C., Ottawa, Canada.
2. AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION, 1974. **Timber Construction Manual,** John Wiley. 2a. edición, New York.
3. CALLENDER, J. H., editor, 1974. **Time-saver Standards for Architectural Design Data,** McGraw-Hill, 5a. edición, New York.
4. STRELKA, C.S., LOSHAK, L., TORRANCE, J.S., 1977. **Manual on Metric Building Drawing Practice.** National Research Council of Canadá, Special Technical Publication No. 3.

## CAPITULO 15

1. PADT–REFORT / JUNAC, 1980. **Cartilla de Construcción con Madera,** 1a. edición, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.

7700