

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA



Tema: "ESTRUCTURAS"

Para los Apuntes del Curso de Edificación

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A:

ROGELIO GONZALEZ ZEPEDA

1 9 8 2



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AMÉRICA

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-203

Al Pasante señor ROGELIO GONZALEZ ZEPEDA,  
P r e s e n t e .

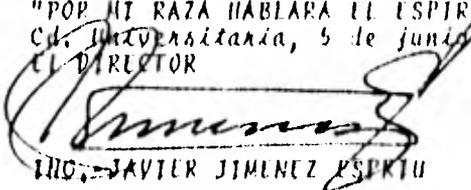
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Ignacio Rulz Barra, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

APUNTES PARA EL CURSO DE EDIFICACION "ESTRUCTURA"

1. Estructuras de concreto y presforzado.
2. Estructuras de acero.
3. Estructuras mixtas.
4. Estructuras de madera.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POP NI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Intersitania, 5 de junio de 1981  
EL DIRECTOR

  
ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

171/06111/ser

## CONTENIDO

CAPITULO I	
ESTRUCTURAS DE MADERA.	Pág.
Introducción .....	1
Estructura de la madera .....	1
Densidad de la madera .....	3
Defectos de la madera .....	4
Contenido de humedad .....	6
Protección y tratamiento .....	6
Desecación de la madera o curado .....	8
Clasificación de la madera .....	8
Ciabras de madera .....	10
Laterales .....	10
Tipos de ciabra .....	11
Tipos de fallas en ciabras .....	12
Ciabras en diversos elementos de concreto .....	13
Armaduras de madera .....	27
Tipos de configuración .....	27
Partes de una armadura .....	28
Inclinación de las armaduras .....	28
Separación de armaduras .....	31
Tipos de armaduras .....	31
Conectores para madera .....	37
Tipos de conectores .....	38
Técnicas principales de trabajo en la madera .....	43
Tipos de conectores de madera .....	48

	Pág.
Reducción de la carga permisible en conectores para distintos contenidos de humedad .....	49
Cargas admisibles en los conectores .....	50
Angulo de la carga respecto a las fibras .....	52
Angulo del eje respecto a las fibras .....	53
Espaciamiento de conectores .....	53
Distancia al borde o canto .....	54
Distancia al extremo .....	56
Miembros de carga y miembros cargados .....	58
Armaduras ligeras y enclas para los entramados .....	62
Juntas de madera .....	65
Elementos de unión .....	67
Madera industrializada .....	70
Fibrecl .....	70
Perfocl .....	74
Triplay .....	75
Lernaplay .....	77
Madera contrachapada .....	79
Madera en acabados .....	80
Fisos de duela .....	80
Fisos de parquet .....	82
Fisos de adoquines de madera .....	88
Lambrines (paredes de madera) .....	89
Ménsulas de madera .....	90
Madera en cimentaciones .....	91
Pilotes de madera .....	91
Tablestacas de madera .....	91

## CAPITULO II

### ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Introducción .....	95
Características del concreto .....	96
Características Esfuerzo-Deformación del concreto simple .....	97
Efecto de la edad .....	100

	Pág.
Efecto de la relación: agua/cemento .....	102
Efecto de la esbeltez .....	102
Compresión triaxial .....	102
Tensión en el concreto .....	104
<b>Proporcionamientos .....</b>	<b>106</b>
Medición del agregado por volumen .....	108
Proporcionamiento de agregados por peso .....	108
Mediciones del cemento .....	108
Pureza del agua .....	109
<b>Colocación del concreto .....</b>	<b>115</b>
Colocación del concreto en climas fríos .....	116
Colocación del concreto en climas cálidos .....	116
Colocación del concreto dentro del agua .....	116
Equipo de colocación .....	117
<b>Características de los aceros de refuerzo .....</b>	<b>121</b>
<b>Juntas en el concreto .....</b>	<b>124</b>
<b>Aditivos para concreto .....</b>	<b>127</b>
Uso de los aditivos .....	127
Clasificación de los aditivos .....	128
<b>Concreto en elementos estructurales .....</b>	<b>130</b>
Columnas de concreto reforzado .....	130
Vigas de concreto reforzado .....	132
Comportamiento de vigas a flexión .....	132
Comportamiento de vigas a cortante .....	135
Elementos sin refuerzo en el alma de sección rectangular .....	135
Elementos con refuerzo en el alma .....	139
Losas de concreto .....	141
Losas aligeradas con tubos conovoid .....	141
Losas nervuradas, encasetonadas o reticulares .....	144
<b>Los cascarones .....</b>	<b>146</b>
Clasificación y tipos .....	146
Cúpulas y paraboloides elípticos .....	146
Cascarones cilíndricos .....	152
Viga o tensor de borde .....	152
Cáscara .....	154
Timbrados .....	154

	Pág.
Cascorones de doble curvatura (paraboloides hiperbólicos)	156
Materiales .....	156
Armado del refuerzo .....	159
Espesores mínimos .....	160
Cimbrado .....	160
Prefabricación .....	161
Concreto en cimentaciones .....	162
Cimentaciones superficiales .....	162
Zapatas aisladas .....	162
Zapatas corridas .....	162
Losas de cimentación .....	162
Cimentaciones profundas .....	164
Pilotes .....	164
Pilas .....	164
Cilindros .....	165

### CAPITULO III

#### ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO

Introducción .....	166
Principios generales del concreto preesforzado .....	169
Clasificación y tipos de estructuras preesforzadas .....	170
Preesforzado lineal y circular .....	172
Pretenso y postensado .....	172
Tendones incluídos en los extremos o no incluídos en los extremos .....	172
Tendones adheridos y sin adherir .....	173
Precolado, colado en el lugar (in situ), construcción mixta	173
Preesfuerzo parcial y total .....	174
Concreto preesforzado contra concreto reforzado .....	174
Materiales .....	177
Concreto .....	177
Cemento autoesforzado .....	178
Acero para preesfuerzo .....	178

	Pág.
Alambres de acero .....	179
Cables de acero .....	179
Varillas de acero .....	181
Tendones de fibra de vidrio .....	181
Materiales auxiliares - Lechadeo .....	182
Sistemas de preesforzado .....	184
Sistemas de pretensado y anclajes en los extremos .....	184
Sistema Hoyer .....	184
Sistema Shorer .....	186
Método del molde individual .....	186
Postensado, métodos de tensado .....	186
Preesforzado mecánico .....	186
Preesforzado eléctrico .....	187
Preesforzado químico .....	188
Anclaje de postensado para alambres .....	188
Anclaje de postensado para las varillas .....	188
Pilotes de concreto preesforzado .....	192
Tipos estructurales .....	195
Losas preesforzadas .....	195
Losas levadizas .....	195
Losas de un sentido .....	196
Losas de dos sentidos y losas planas simples .....	196
Vigas .....	196
Columnas .....	198
Armaduras .....	198
Cascarones .....	199

#### CAPITULO IV

##### ESTRUCTURAS DE ACERO

Introducción .....	204
Clasificación de las estructuras de acero .....	204
Miembros estructurales y conexiones .....	205
Procedimiento de diseño .....	205

	Pág.
Fabricación .....	208
Montaje .....	210
Protección contra el fuego .....	212
Protección contra la corrosión .....	213
Pintura .....	214
Pintura anticorrosiva .....	214
Fallas estructurales .....	215
Aceros estructurales .....	219
Aceros estructurales al carbono .....	219
Aceros de alta resistencia y baja aleación .....	219
Aceros al carbono tratados y templados .....	220
Aceros de aleación tratados y templados .....	220
Otros tipos de acero .....	222
Aceros de calibre delgado .....	222
Alambres y cables .....	222
Aceros para remaches .....	224
Aceros para tornillos .....	224
Conexiones atornilladas, remachadas y con pasadores .....	225
Tipos de sujetadores .....	225
Remaches .....	225
Tornillos .....	228
Pasadores .....	229
Tipos de conexiones .....	232
Tipos de fallas en las conexiones .....	232
Conexiones soldadas .....	237
Procesos de soldadura .....	237
Soldadura de arco metálico .....	240
Soldadura de gas .....	242
Soldadura de resistencia .....	242
Tipos de conexiones soldadas .....	242
Calidad de las soldaduras .....	248
Propiedades de los materiales .....	249
Técnicas de soldadura .....	251
Miembros en tensión .....	257
Alambres y cables .....	257
Varillas y barras .....	257
Perfiles estructurales simples .....	260

	Pág.
Miembros arreados .....	260
Miembros en compresión .....	265
Secciones estándar laminadas .....	265
Secciones arreadas .....	265
Ménsulas .....	266
Vigas y trabes .....	270
Trabes arreadas .....	272
Tipos de edificios con estructura de acero .....	275
Armaduras .....	276
Tipos de miembros de lámina delgada de acero .....	279

## CAPITULO V

### ESTRUCTURAS MIXTAS

Combinación de madera y acero .....	282
Vigas arreadas .....	282
Vigas con elementos metálicos .....	282
Vigas compuestas de triplay .....	282
Combinación de acero y concreto .....	284
Estructuras compuestas de acero y concreto .....	284
Columnas de acero estructural y concreto .....	284
Trabes, vigas y nervaduras .....	286
Losas de concreto sobre elementos de acero estructural...	286
Escaleras de acero estructural y concreto .....	288
Luros de concreto en estructuras de acero .....	288
Ménsulas de acero estructural en columnas de concreto...	290
Rejillas de piso .....	292
Juntas de dilatación .....	292
Estructuras mixtas .....	294
Alimentación de concreto y estructura de acero .....	294
Estructuras de concreto con techo de acero estructural...	296
Estructuras con columnas de acer y entrepisos de concreto reforzado compresforzado .....	296
Estructuras de acero con tarce de rigidez de concreto...	298

## TABLAS

	Pág.
I. Inclinação de techos .....	30
II. Datos para los conectores de anillo partido ...	41
III. Esfuerzos unitarios permisibles para largueros y tablonés, vigas y polines, postes y puntales de madera .....	44
IV. Porcentaje de aumento permisible según la duración de la carga máxima .....	48
V. Clasificación de especies de madera para la determinación de cargas en los conectores .....	48
VI. Reducción de las cargas permisibles en conectores de anillo partido para distintas condiciones de humedad en la madera .....	49
VII. Pesos aproximados de materiales para techado ..	61
VIII. Requisitos aproximados de agua de la mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos de agregados .....	110
IX. Correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia del concreto a la compresión .	111
X. Relaciones agua/cemento máximas permisibles para concreto que va a estar sujeto a condiciones de exposición severas .....	112
XI. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto .....	114
XII. Diámetros, pesos, áreas y perímetros de varillas.	123
XIII. Características de elementos con distintos índices de refuerzo .....	136
XIV. Resistencia a la tensión y al punto cedente para alambres de preefuerzo .....	180
XV. Cables de siete alambres sin recubrimiento aliviados de esfuerzo para pretensado .....	180

	Pág.
XVI. Sistemas de presfuerzo lineal .....	189
XVII. Propiedades mecánicas de los aceros estructu- rales al carbono .....	221
XVIII. Propiedades mecánicas de los aceros de alta resistencia y baja aleación .....	221
XIX. Propiedades mecánicas de los aceros de aleación tratados y templados .....	221
XX. Alambre galvanizado para puentes : resistencia de fluencia y resistencia a la tensión .....	223
XXI. Propiedades mecánicas de los aceros para rema- ches .....	224
XXII. Proceso de soldadura .....	238
XXIII. Símbolos de soldadura .....	246
XXIV. Juntas soldadas .....	252

	Pág.
XVI. Sistemas de preesfuerzo lineal .....	189
XVII. Propiedades mecánicas de los aceros estructu- rales al carbono .....	221
XVIII. Propiedades mecánicas de los aceros de alta resistencia y baja aleación .....	221
XIX. Propiedades mecánicas de los aceros de aleación tratados y templados .....	221
XX. Alambre galvanizado para puentes : resistencia de fluencia y resistencia a la tensión .....	223
XXI. Propiedades mecánicas de los aceros para rema- ches .....	224
XXII. Proceso de soldadura .....	238
XXIII. Simbolos de soldadura .....	246
XXIV. Juntas soldadas .....	252

## ESTRUCTURAS DE MADERA

### INTRODUCCION :

A diferencia de muchos materiales de construcción, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, que generalmente es usado en su estado natural.

De los numerosos factores que influyen en su resistencia, los más importantes son : LA DENSIDAD, LOS DEFEITOS NATURALES Y SU CONTENIDO DE HUMEDAD. A causa de la heterogeneidad de la madera, es imposible asignarle valores estandar en cuanto a esfuerzos de trabajo con el grado de precisión que se hace en el acero o en el concreto. Desde el punto de vista de la ingeniería, la madera presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales.

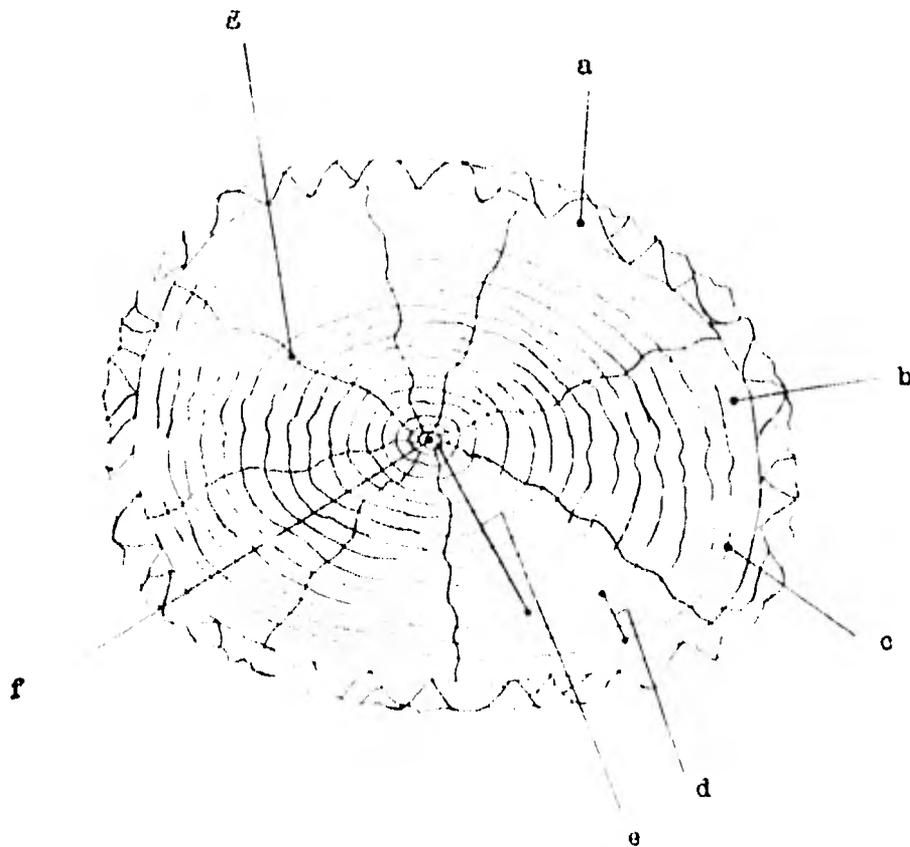
### ESTRUCTURA DE LA MADERA

Los árboles que se usan para obtener madera son exógenos (exo: fuera, y geno: engendrar); es decir, aumentan de tamaño creando madera en la superficie exterior debajo de la corteza. Si se realiza un corte como el mostrado en la figura 1., la sección transversal del tronco de un árbol muestra las tres partes esenciales: médula, madera y corteza. La médula ocupa el centro del tronco; es una materia blanda, generalmente blanquecina, que presenta diversos aspectos y es la parte más antigua del tronco.

Alrededor de la médula se encuentra la madera, compuesta de capas concéntricas llamadas anillos que se forman anualmente (anillos anuales). Estos anillos, con frecuencia están formados por capas de color claro y otras de color oscuro, el anillo de color claro corresponde al leño que se desarrolla en la primavera de cada año y el de color oscuro es el del verano. Así, el número de anillos anuales en la base de un árbol, indica su edad. La banda de anillos anuales en el borde exterior del tronco se conoce con el nombre de ALBURA y constituye las capas más recientes y tiernas. Esta banda, a menudo tiene un color claro.

Contiene células vivas y conduce la savia de las raíces a las hojas.

Conforme el árbol envejece, la albura cambia gradualmente a DURAMEN formándose una albura nueva. La madera de duramen o madera de corazón, es generalmente más oscura que la albura. Está



- a) Corteza exterior formada por tejidos muertos
- b) Líber o corteza interior
- c) Cambium, capa microscópica
- d) Albura, parte activa del tronco
- e) Duramen, parte inactiva del tronco que proporciona soporte estructural
- f) Médula, parte más antigua del tronco
- g) Radios medulares

Figura No.1

compuesta por células inactivas y constituye la porción mayor del tronco formada por las capas más antiguas y duras.

En general, la albura es ligera y más porosa que el duramen, este es más denso y da resistencia al tronco del árbol. Es más durable, pero si la madera se va a tratar con preservativos, la albura es útil por ser absorbente.

En la región interior de la madera, hay una capa de células llamada CAMBIUM o zona generatriz (capa microscópica) y fuera de ésta, otra fibrosa denominada LIBER o corteza interior por donde circula la sabia descendente que alimenta el proceso de crecimiento, y que tiene su origen en el cambium. Envolviendo y protegiendo la madera, está la corteza.

La estructura de los árboles está constituida por haces longitudinales de fibra leñosa o células. Estas pequeñas fibras huecas varían de forma y de disposición, lo cual influye tanto en la apariencia como en las propiedades físicas de las diferentes especies. Bandas más pequeñas de fibras, llamadas RADIOS MEDULARES, se extienden radialmente desde el centro del tronco y ayudan a mantener unida la estructura.

Los radios medulares no se aprecian con facilidad en algunas especies de árboles, pero en otras son claramente visibles; por ejemplo el encino aserrado por cuartos, muestra estos radios medulares con toda claridad.

#### DENSIDAD DE LA MADERA

El peso específico de las diferentes especies de madera, lo determinan las diferencias de disposición y tamaño de las células huecas, así como el espesor de las paredes de las células.

La resistencia de la madera está íntimamente relacionada con su densidad.

El término hilo o veta apretada se refiere a la madera que tiene anillos anuales angostos, con separaciones muy pequeñas.

En algunas maderas, como el abeto Douglas y el pino amarillo del Sur, es notable el contraste entre el leño de primavera y el de verano, y la proporción que tienen del verano es una base visual para estimar aproximadamente su resistencia y densidad.

El peso de la sustancia leñosa en todas las especies es aproximadamente de 1.53 veces el peso del agua, pero las células de la madera contienen aire en diferentes proporciones;

variando, por tanto, los pesos de las especies no sólo por su densidad, sino también por su contenido de humedad. Cuando se trata de hacer cálculos, se toma como peso promedio de la madera 40 lb/ft<sup>3</sup> (643 kg/m<sup>3</sup>).

#### DEFECTOS DE LA MADERA

Cualquier irregularidad en la madera que afecte a su resistencia o durabilidad, es un DEFECTO. A causa de las características naturales del material, existen varios defectos inherentes a todas las maderas, que afectan su resistencia, apariencia y durabilidad. Se describen en seguida los defectos más comunes: RAJADURA A TRAVES DE LOS ANILLOS (RAJADURA RADIAL):

Es una hendidura o separación longitudinal de la madera que ATRAVIESA los anillos anuales; generalmente proviene del proceso de curado. Véase Fig. 2b.

Se llama REVENTADURA ENTRE ANILLOS (RAJADURA ANULAR) a la separación a lo largo del hilo, principalmente entre anillos anuales. Véase la figura 2a. Estos dos tipos de defectos reducen la resistencia al esfuerzo cortante; por tanto, los miembros sujetos a flexión resultan afectados directamente por su presencia. La resistencia de los miembros a la compresión longitudinal no resulta afectada grandemente por las reventaduras entre anillos. Estas reventaduras debilitan la unión entre anillos anuales.

DESCANTILLADO : es el término usado para indicar la ausencia de madera o de corteza en la arista o esquina de un trozo de madera aserrada. La resistencia de un miembro puede resultar afectada por el descantillado, porque el miembro tiene un área de la sección transversal insuficiente. El descantillado puede evitarse si se especifica como requisito que las aristas sean en ANGULO RECTO.

NUDO: es la parte de una rama incorporada al tronco de un árbol.

Hay varios tipos y clasificaciones de nudos y la resistencia de un miembro resulta afectada por el tamaño y la posición de los nudos que pueda contener, pues estos producen discontinuidades en ciertas fibras y alteran la orientación de otras.

La madera de grado estructural tiene una clasificación específica dependiendo del número y tamaño de los nudos que contenga (los nudos deben tomarse en cuenta al determinarse los esfuerzos de trabajo).

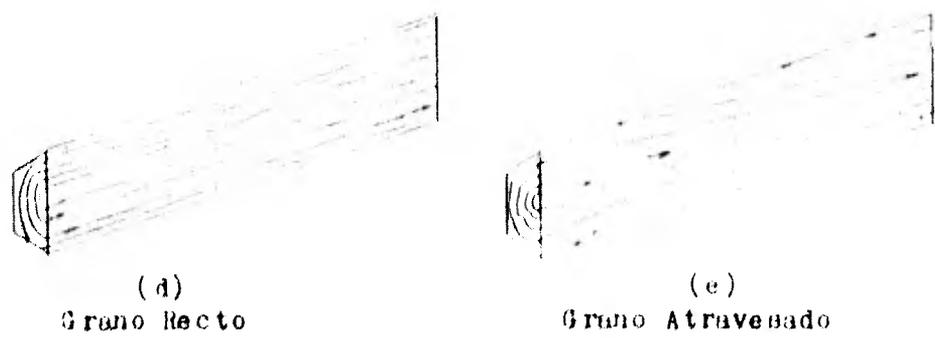
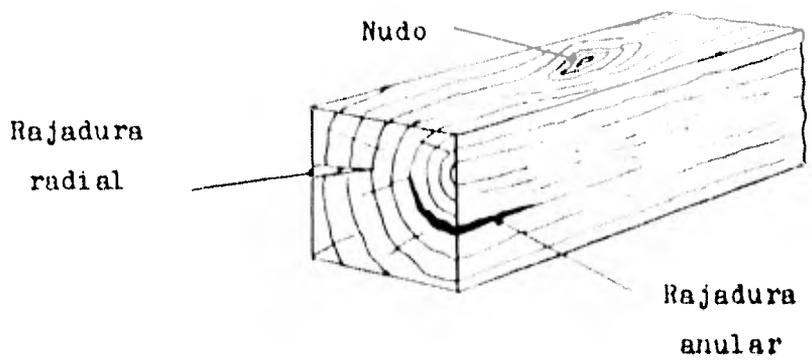
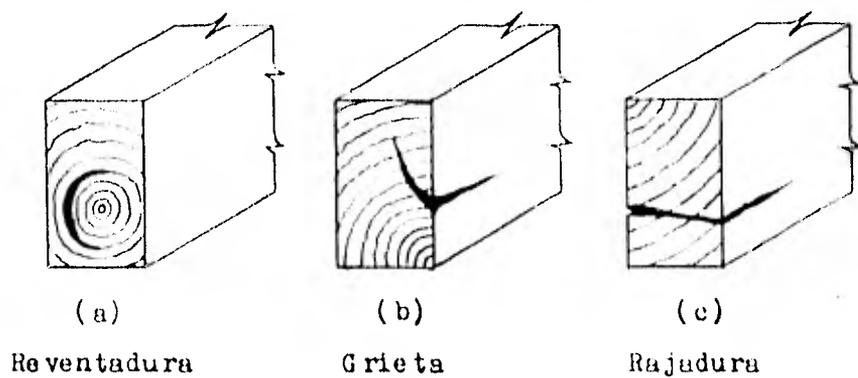


Figura No. 2

Dicha clasificación es la siguiente :

- a) De Primera .- no tiene nudos
- b) De Segunda .- los tiene en las orillas
- c) De Tercera .- madera con nudos por cualquier lado.

Otro defecto de la madera es la desviación de las fibras, respecto a los lados de una pieza, el cual se presenta por un mal aserrado.

La madera de grano recto es aquella en la que el grano o fibra es paralelo a las aristas y de grano atravesado cuando forman un ángulo las aristas con respecto a la fibra. Entre más grande es el ángulo la pieza de madera es más débil para resistir compresiones. Observar las Figuras 2d y 2e.

**BOLSAS DE RESINA :** son aberturas paralelas a los anillos anuales que contienen resina, ya sea sólida o líquida.

#### CONTENIDO DE HUMEDAD

El deterioro de la madera puede ocurrir por pudrición que es la desintegración de la sustancia línosa debido al efecto destructor de los hongos. La pudrición se reconoce con facilidad, porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona. El aire, la humedad y una temperatura favorable son elementos importantes que propician el crecimiento de los hongos.

Generalmente es difícil determinar el alcance de la pudrición, por lo tanto, en las maderas de grado estructural, no se tolera ninguna forma de pudrición.

**FENOMENO DE ENJUTAMIENTO .-** Es la reducción de las dimensiones de la madera (cambio de volumen) provocado por la pérdida de humedad, este se debe tener en cuenta al dimensionarse una pieza.

El ataque de diversos organismos tales como los barrenadores marinos (moluscos y crustáceos) y las termitas (subterráneas y de madera seca) con frecuencia también provoca la destrucción de la madera.

#### PROTECCION Y TRATAMIENTO

Muchas maderas se impregnan con preservativos como la brea

de carbón de piedra y la CREOSOTA para impedir el desarrollo de los hongos, o bien aplicando pintura cuando la madera está seca.

La CREOSOTA es un aceite tóxico derivado de la destilación del alquitrán de hulla, de color oscuro y olor desagradable, muy sucio en su manejo, sin embargo cuando es bien aplicado da lugar a maderas de alta duración.

Otro producto que se usa para impedir que la madera sea destruida por hongos, plagas o parásitos es el PENTAFLOROFENOL.

El Pentaclorofenol es un producto tóxico que en los últimos años se ha convertido en el material standard para el tratamiento químico y protección de las maderas, gracias a sus numerosas ventajas con respecto a la Creosota de uso también común.

Ventajas del Pentaclorofenol para tratar y proteger la madera:

- a) Las maderas tratadas no presentan problemas de manejo. Son limpias y retienen sus colores, lo que permite sean pintadas o barnizadas sin el gran inconveniente de la CREOSOTA, que las tiñe de negro.
- b) El Pentaclorofenol en las maderas, no es corrosivo a los metales que están en contacto con ellas.
- c) Las soluciones de Pentaclorofenol para el tratamiento de las maderas no las tuercen, hinchan o agrietan.
- d) Es altamente tóxico, tanto para los insectos barrenadores de la madera, como para las polillas, termitas y comejenes, así como para el hongo de la pudrición que la destruye.
- e) El pentaclorofenol tiene muy baja conductividad eléctrica y es versátil.

Existen otras sustancias para el tratamiento de la madera que son químicamente estables, no atacan el metal, tienen buenas propiedades de penetración y son resistentes al fuego. Estas son sales que se inyectan en la madera tales como el cloruro de zinc, cloruro cromado de zinc, fluoruro de sodio, arsénico, sulfato de cobre y cloruro de mercurio, de las cuales las más empleadas son las dos primeras debido a: su limpieza, se pueden pintar, no son inflamables, son incoloras y no hinchan la madera en forma apreciable.

## DESECACION DE LA MADERA O CURADO

Toda la madera verde contiene agua, y la utilidad de la madera se mejora eliminándola. El proceso para eliminar la humedad de la madera verde se conoce con el nombre de CURADO; se efectúa exponiéndola al aire o calentándola en hornos.

### a) SECADO NATURAL :

Se hace apilando la madera al aire libre o cubierto, aislándola del suelo en una forma tal que el aire circule a través de las diferentes piezas. Este secado natural es lento y varía su tiempo, dependiendo del tipo de madera y del grueso de las piezas.

### b) SECADO ARTIFICIAL ( ESTUFADO ) :

El estufado es un proceso minucioso durante el cual, se hace circular en el interior de un horno, aire caliente a una velocidad y temperatura rigurosamente controladas, para evitar que la madera se tuerza, agriete o sufra otras alteraciones.

Una consecuencia natural de este tratamiento es la reducción del volumen de las piezas como resultado de la contracción que ocasiona la pérdida de humedad.

Ventajas principales de una madera estufada : Disminución de peso, mejor estabilidad ya que disminuye al mínimo la tendencia de la madera a aumentar o disminuir de volumen por cambios de humedad y temperatura, y eliminación de plagas.

La madera curada es más rígida, más fuerte y más durable que la madera verde. Al eliminar el agua se contraen las células fibrosas; las que forman las paredes laterales de la fibra se contraen más que las internas y las células de la albura más que las del duramen. La contracción de las fibras liuosas produce esfuerzos internos que originan rajaduras y alabeo; el efecto del curado varía según el tamaño de la madera. En general las maderas blandas se contraen más con el curado que las duras.

## CLASIFICACION DE LA MADERA :

Existe una gran variedad de maderas, pero atendiendo únicamente a sus propiedades y aplicaciones en la ingeniería, se pueden clasificar en cinco grandes grupos :

- 1) **MADERAS DURAS** .- Este tipo de maderas se obtienen de árboles de hoja cáduca, generalmente corpulentos y de crecimiento lento. Se caracterizan por ser maderas pesadas, compactas y de gran resistencia.  
Ejemplos : Encino, roble, caoba, guanacaste, olmo, haya, castaño, fresno, eucalipto, sabino, ahuehuate, tamarindo, etc.
- 2) **MADERAS BLANDAS** .- Son maderas poco densas y de baja resistencia que se obtienen de árboles cuyo crecimiento es generalmente rápido tales como el sauce, laurel y guamuchil.
- 3) **MADERAS RESINOSAS** .- Proviene en general de las coníferas.  
Son las maderas más comúnmente usadas en obras civiles especialmente en obras falsas y cimbras. Se caracterizan por ser más ligeras que las maderas duras y de buena resistencia.  
Ejemplos : Pino, ocote, oyamel, cedro, ciprés, mezquite, etc.
- 4) **MADERAS FINAS** .- Empleadas generalmente para muebles y decoración. Estas maderas provienen de especies de árboles tales como el nogal, ebano, sandalo, palo de rosa, etc.
- 5) **MADERAS TROPICALES** .- De gran resistencia y dureza, muy apreciadas para la ebanistería y acabados aparentes.  
Ejemplos : Chacah, chechem, dzalam, etc.

### CIMBRAS DE MADERA :

Las cimbras son necesarias para moldear todos los elementos de concreto; su uso es momentáneo, se ocupan únicamente mientras el concreto adquiere la resistencia adecuada para autosustentarse.

Las siguientes condiciones son esenciales en todo tipo de cimbra :

- a) Las dimensiones deberán estar anotadas con claridad en los planos correspondientes.
- b) La escuadra de las piezas por usar será tal que tenga la resistencia y rigidez necesarias para soportar las cargas verticales y los empujes laterales que le imprima el concreto fluido.
- c) Los moldes deberán estar sujetos con firmeza para evitar deformaciones.
- d) Los únicos elementos que pueden dejarse ahogados en el concreto son los metálicos.
- e) Antes de colar es preciso revisar la colocación correcta de los moldes.

### MATERIALES :

La selección de los materiales se debe hacer en función de las especificaciones del proyecto, pues varía en cada caso. En ocasiones inclusive se requerirá de cimbras metálicas, o de madera de primera. El éxito de una buena cimbra dependerá tanto del buen diseño, como de la fabricación, la erección y hasta el desmontaje. Debe también tomarse en cuenta el lugar en el que se hará el colado (clima), la forma en que éste se lleva a cabo (bomba, botes, vibrado), etc.

#### a) MADERA NATURAL

Los moldes de madera son los más utilizados por su economía, facilidad de manejo, etc.

Generalmente se emplea la madera de pino; sólo en caso de que en la región se encuentre otra madera más barata, se ocupa ésta.

Para usar la madera, después de colocada en su lugar se le da una untadura con aceite quemado o diesel, a fin de que el concreto no se pegue a la cimbra; además, antes de vaciar el concreto se moja la cimbra para que ésta no le quite agua necesaria para su fraguado y para que se hinche la madera, tapando las juntas entre tabla y tabla.

Generalmente la madera que se emplea tiene un coeficiente de trabajo de más o menos  $50 \text{ kg/cm}^2$ , para casi todos los esfuerzos que se presentan; puede considerarsele como un material homogéneo.

#### b) MADERA COMPRIMIDA

La madera comprimida en cimbras tiene la ventaja de que se le puede usar un número mayor de veces que la madera natural, deja las superficies más lisas; pero existe un inconveniente: es menos adaptable a los diferentes elementos de concreto.

En su empleo se procede del mismo modo que con la madera natural (no comprimida).

#### TIPOS DE CIMBRA :

**CIMBRA COMUN .-** La cimbra común se ocupa cuando el elemento llevará alguna clase de recubrimiento; para esto se emplean tablas de unos 10 cm. de ancho, sin poner demasiado cuidado en la terminación y las juntas de las tablas.

**CIMBRA APARENTE .-** La cimbra aparente se usa cuando el elemento de concreto quedará a la vista. Generalmente se hace de duela, cepillando una cara y dos cantos, y poniendo mucho cuidado en la terminación y las juntas de las tablas. Por lo detallado de la labor de este tipo de cimbra se le puede utilizar pocas veces.

El material más común para la cimbra aparente es la madera; otros materiales dejan una superficie muy lisa en el concreto.

**CIMBRAS ESPECIALES .-** Quedan comprendidos dentro de este grupo, aquellos moldes que se ejecutan para vaciar el concreto en elementos poco comunes tales como arcos, bóvedas y superficies curvas de características diversas como los paraboloides, hiperboloides, etc. Para muchas de estas cimbras el trabajo de moldeado es probablemente más importante que el trabajo de colado y el proyecto de las mismas debe hacerse estudiando particularmente todos los detalles. En general tienen un costo sumamente elevado dado que se necesita utilizar verdaderos carpinteros especializados en este tipo de trabajos y el número de horas que toma su ejecución es muy grande en comparación con el tipo de cimbrado normal.

**CIMBRA RODANTE O DESLIZANTE .-** Cuando tiene que efectuarse en una obra el colado de una serie de elementos iguales, tanto en sección como en longitud, se utilizan comúnmente las cimbras de tipo rodante o deslizante.

La cimbra deslizante es muy útil en la ejecución de una serie de trabajos durante la construcción de obras de entrejes iguales, túneles y otros casos especiales que ameriten el estudio, proyecto y ejecución de este tipo de cimbras. En todos ellos, en lugar de cimbrar toda la superficie por cubrir, se construye el molde de una sección solamente, la cual es montada sobre estructuras horizontales formadas generalmente por vigas y polines, que quedan apoyadas en tubos o ruedas, permitiendo así deslizar la cimbra y colocarla en el claro siguiente.

**CAJONES O TARIMAS .-** Hechos de madera, permiten mayor rapidez para su colocación y se usan como forros donde existe una superficie superior de contacto, por ejemplo en el colado de losas.

Cuando la madera está expuesta a compresión pura (puntales, pies derechos, postes, etc.), debe tenerse en consideración la relación de esbeltez de la pieza a fin de evitar una posible falla por pandeo (flameo).

Si la cimbra se halla en contacto directo con el concreto, se estima que puede utilizarse cuatro o seis ocasiones, más o menos. Cuando no existe ese contacto, como en puntales, pies derechos, vigas madrinas, postes, contraventes, etc. se considera que puede usarse diez o doce veces aproximadamente.

#### TIPO DE FALLAS EN CIMBRAS :

En este inciso se hace especial mención a condiciones no siempre previstas, que algunas veces provocan el colapso de la cimbra.

##### a) CONTRAVENTES :

Una de las causas más frecuentes, es la omisión del contra-venteo. En la obra a las, se pueden producir fuerzas laterales por viento, error, colocación asimétrica de las cargas, movimientos prohibidos y el traslado del concreto, etc.

b) PANDEO :

Este se presenta en elementos que trabajan a compresión, cuando la longitud del miembro es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

Para evitarlo debe contraventearse la zona de compresión de los elementos. En el caso de cimbra de madera, es raro que se presente una falla por pandeo debido a que por sus mismas características de construcción siempre existen elementos resistentes que contraventean a otros.

c) APOYOS :

Es conveniente revisar los apoyos de la cimbra antes del colado, para evitar que se produzca la falla por elementos mal apoyados.

d) VIBRADO DEL CONCRETO :

Cuando el vibrador es introducido en el concreto más de lo permisible, se puede romper alguna tabla o algún amarre lo que provocaría la fuga del concreto.

e) DESCIMBRADO Y APUNTALAMIENTO :

El descimbrado debe hacerse con cuidado, con objeto de no romper las orillas del concreto que todavía está fresco. Cuanto más cuidado se tenga en el descimbrado, en mejor estado se recuperará la madera, lo cual se traduce en un mayor número de usos y mayor economía.

#### CIMBRAS EN DIVERSOS ELEMENTOS DE CONCRETO.

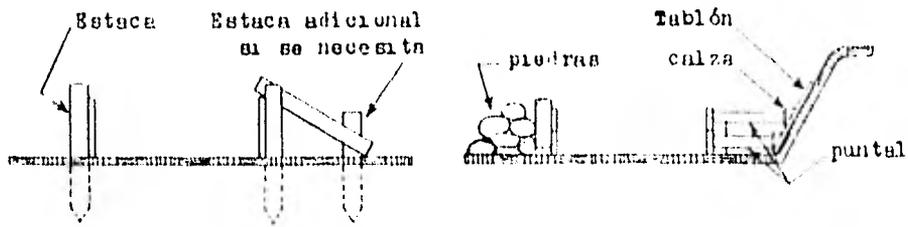
1) Cimbras en cimentaciones :

a) Para zapatas o losas de cimentación.

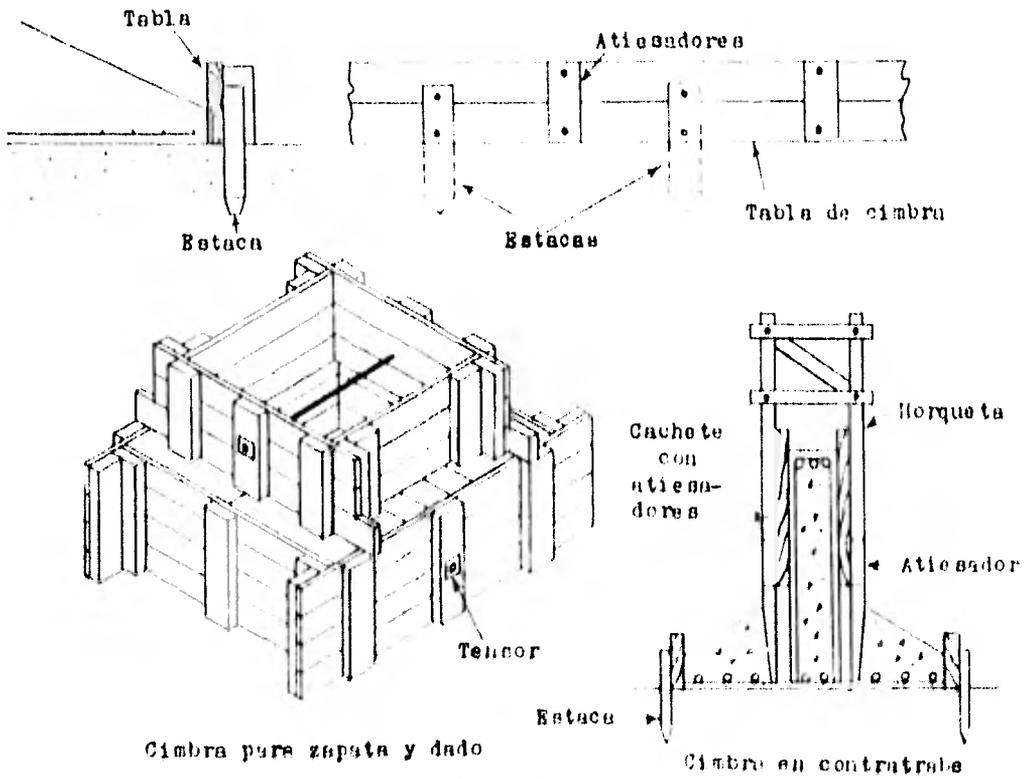
Para cimbrar zapatas o losas de concreto armado, el molde lateral se forma con duelas, unidas por medio de travesaños, fijándolo al piso mediante estacas. Para evitar que la separación entre caras se agrande, a causa de la presión del concreto, se colocan tensores de acero (alambres o tubos).

b) Para las contratraveses se usa el mismo sistema, apuntalando el conjunto de duelas por medio de troqueles que se apoyan en estacas adicionales, de ser necesario. Para evitar que antes del colado las piezas se colapsen, se hace uso de separadores.

CIMBRAS EN CIMENTACIONES



Alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores.



Cimbra para zapata y dado

Figura No. 3

Cimbra en contrate

CIMBRA EN DALAS

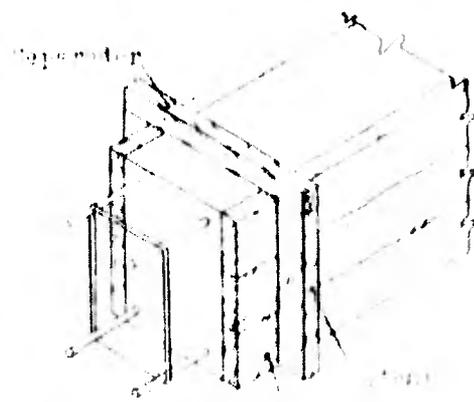
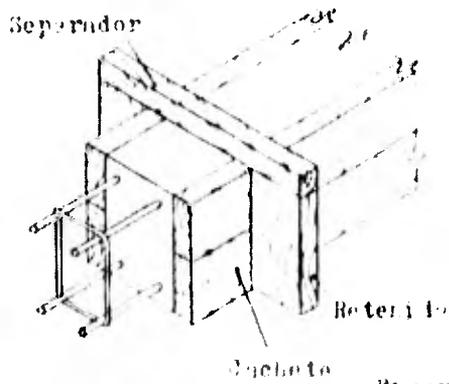
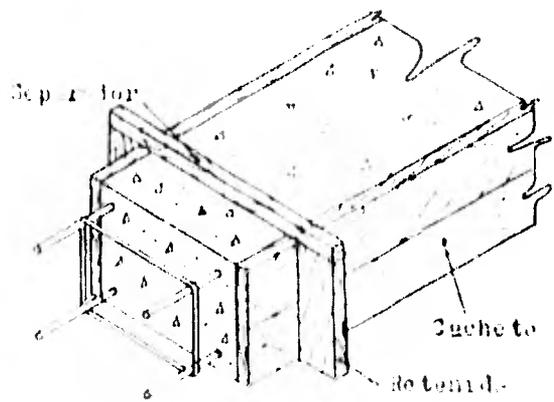
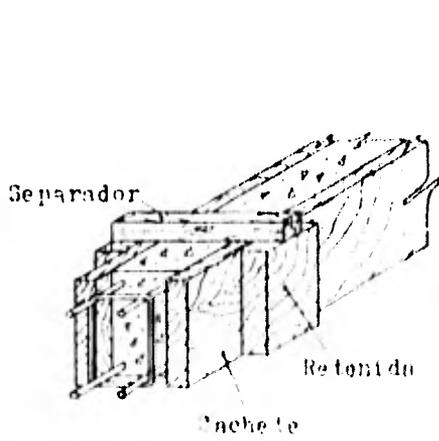
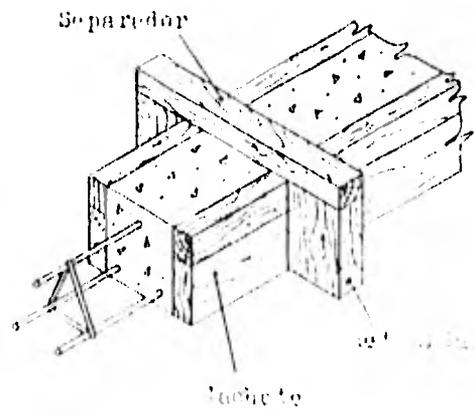
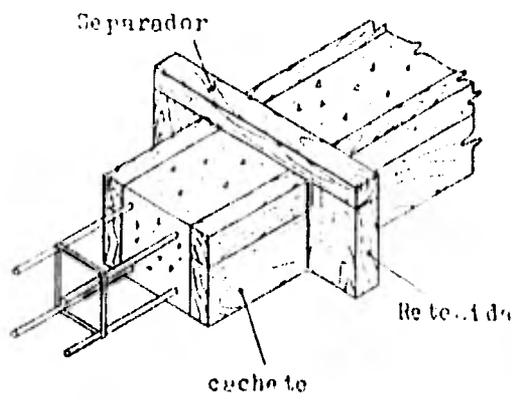
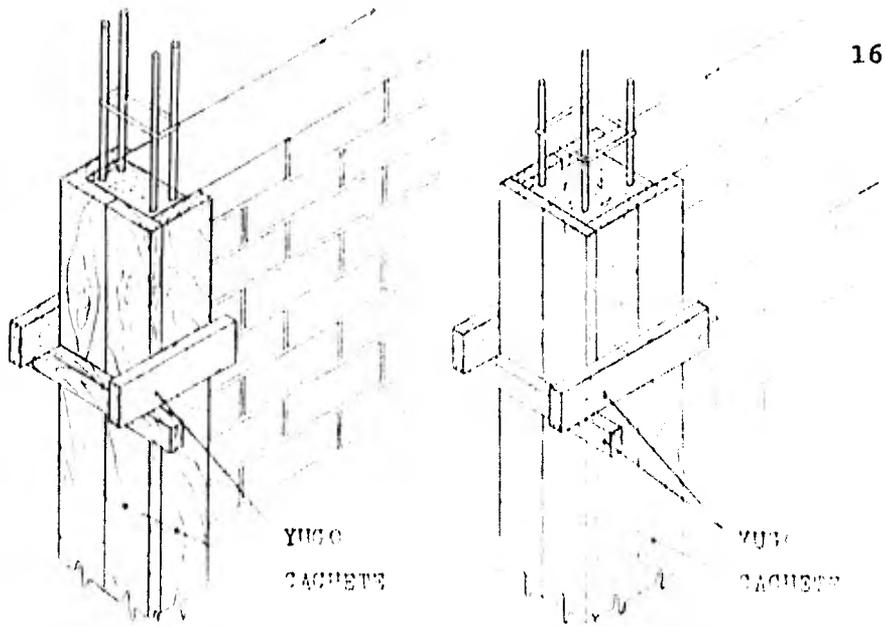


Figura No. 4



CIMBRA EN CASTILLO

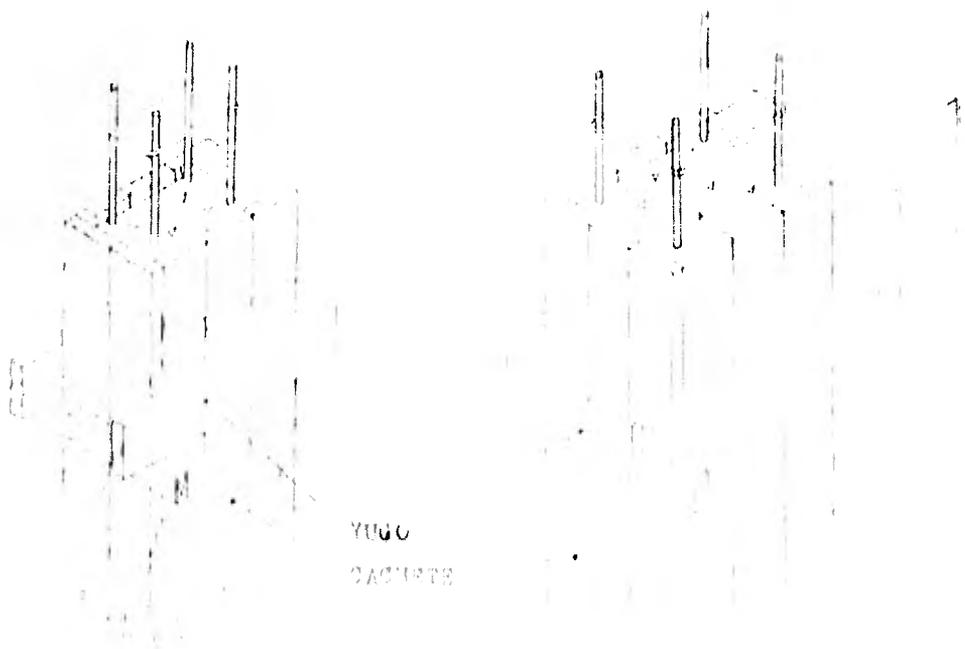
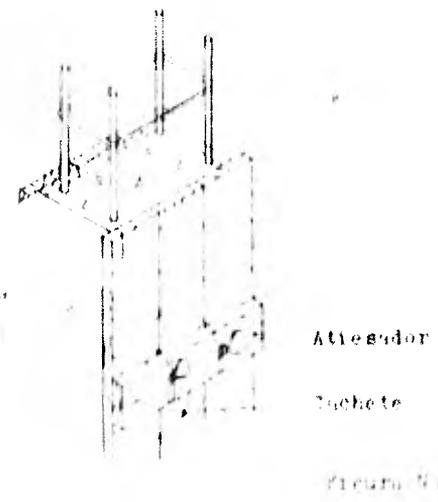
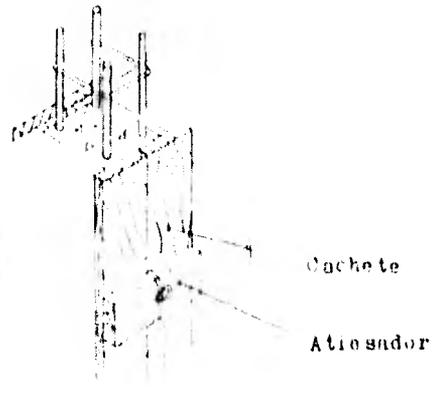
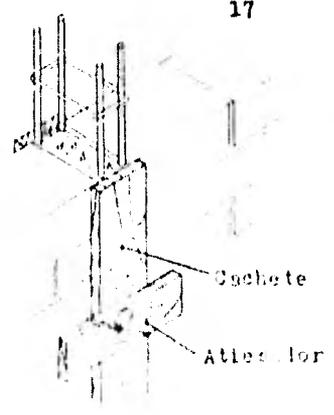
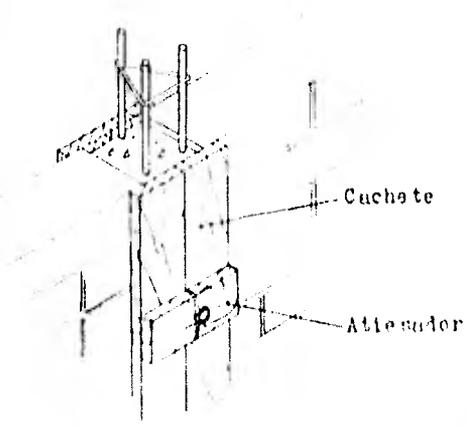


Figura 16



## 2) Cimbras en columnas.

Para cimbrar columnas de sección cuadrada o rectangular, se construyen primeramente los 4 costados, iguales a las dimensiones laterales de la pieza a colar. La duela o madera de contacto se clava permanentemente sobre travesaños con determinada separación; con éstos se forma la caja de la columna.

Para impedir movimientos laterales, se colocan troqueles en los lados, los cuales consisten de tablonos o polines inclinados. En ocasiones se adapta en la parte inferior de la cimbra una pequeña puerta para realizar la limpieza final antes del colado. Los tensores son necesarios para evitar pandeos.

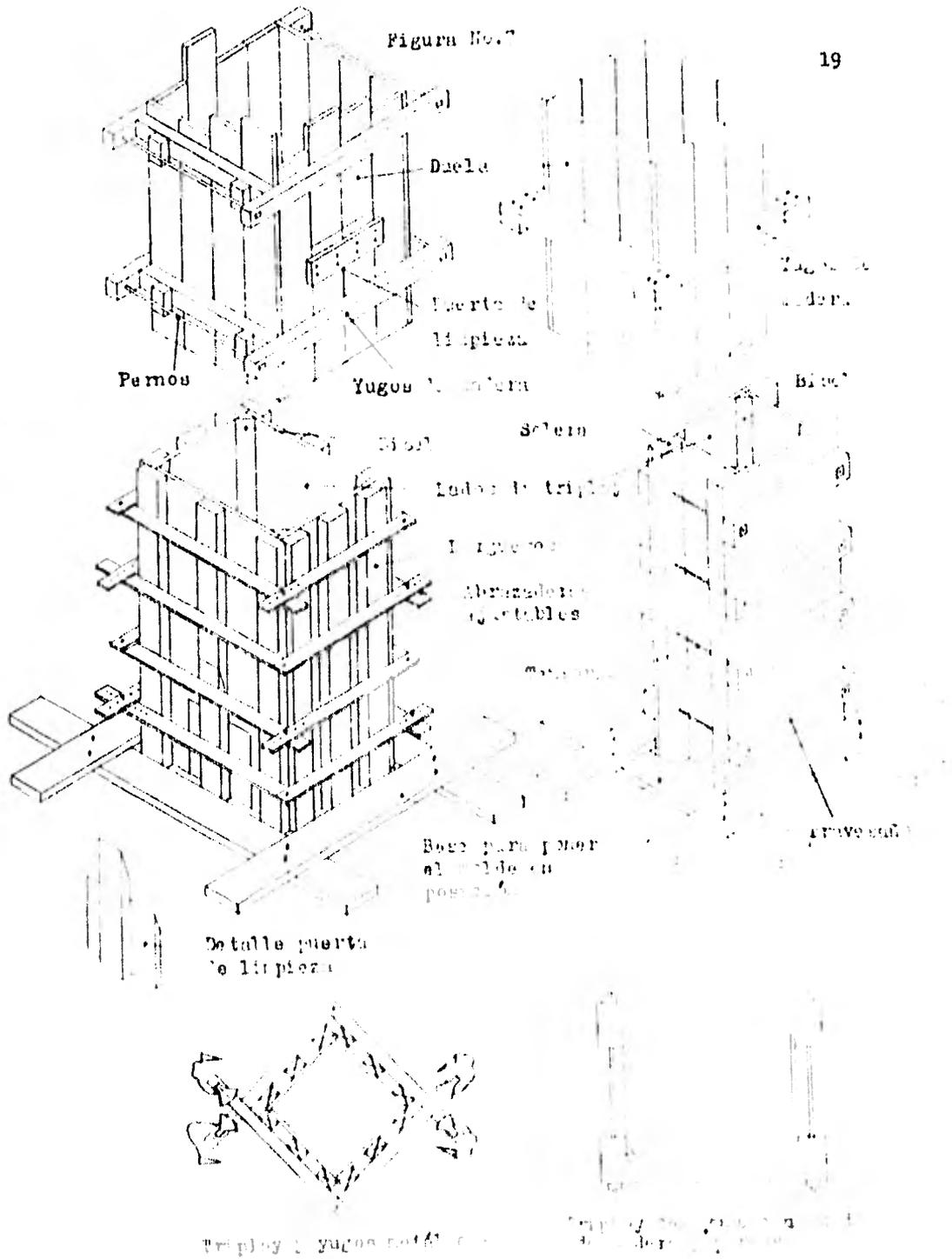
## 3) Cimbras en trabes.

En el caso de estar proyectada la estructura con trabes por arriba, la cimbra es similar a la de las trabes de cimentación.

Si las trabes están por abajo de la losa, se procede a construir por separado el fondo y los costados. Es conveniente utilizar para la construcción del fondo, madera más gruesa que para los costados por encontrarse sometida a esfuerzos mayores.

La madera de contacto que constituye el fondo se clava sobre travesaños de canto, con objeto de permitir el atroquelamiento de las tarimas de los costados. Los costados se clavan en la misma forma que el fondo, sobre travesaños que sobresalgan en la parte inferior, quedando al paño en la parte superior. Para soportar el fondo en su posición se construyen los elementos de sustentación por medio de un polín en cuya cabeza va colocada una crucea, apuntalada por dos tirantes transversales. Sobre estas cruceas colocadas a un metro de separación y apuntaladas entre sí convenientemente, se colocan dos polines o una viga acostada, sobre la cual se monta el fondo y a continuación, los costados, los cuales se mantienen en su posición por medio de una pieza clavada en el saliente de los travesaños del fondo y que se denomina "charrancho". En esta forma se evita que los costados se abran en su parte inferior al recibir la carga del colado. Con objeto de evitar que se deformen en su parte superior, deben clavarse con clavo apuntalado una serie de travesaños inclinados, uniendo la parte superior del soporte del costado con el saliente correspondiente del soporte del fondo.

Figura No. 7



CIMERAS EN TRABES

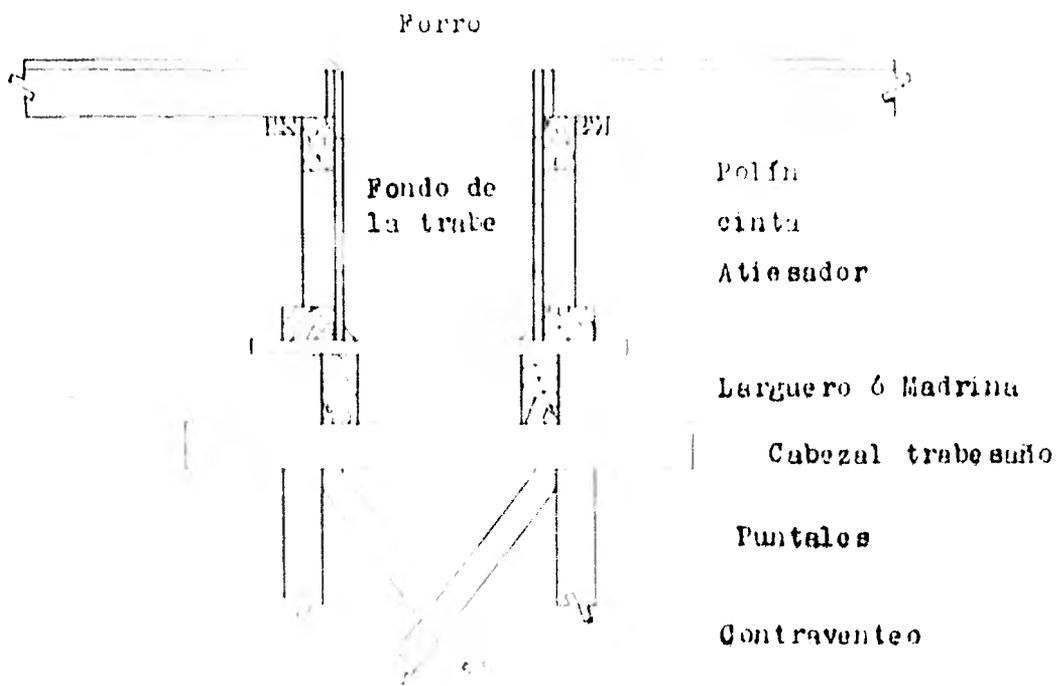
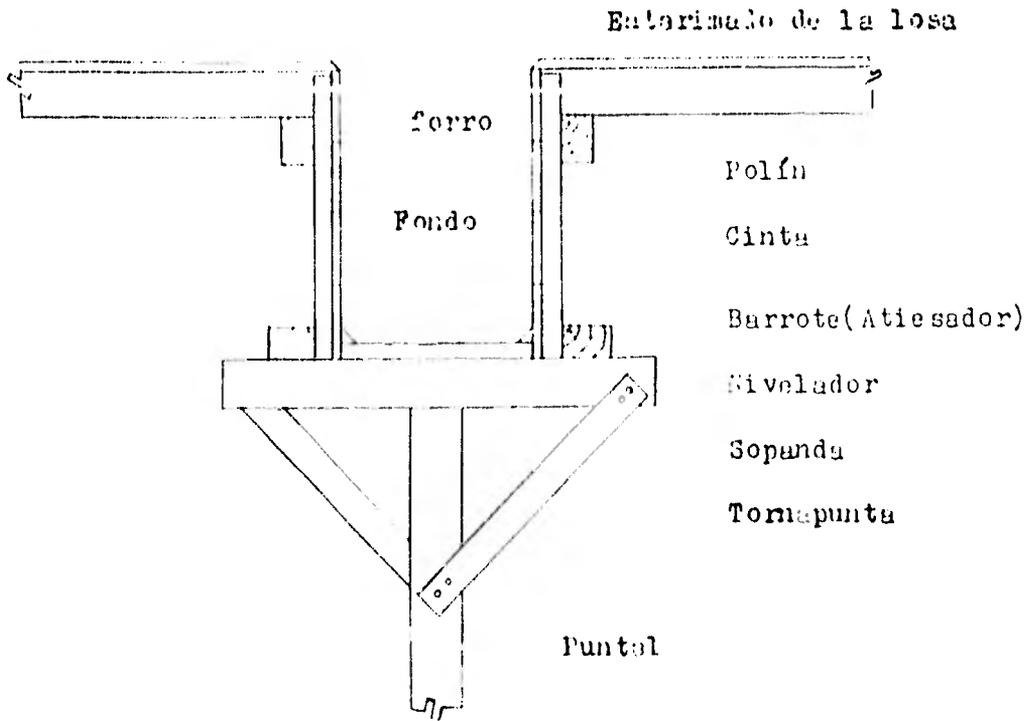


FIGURA NO. 1

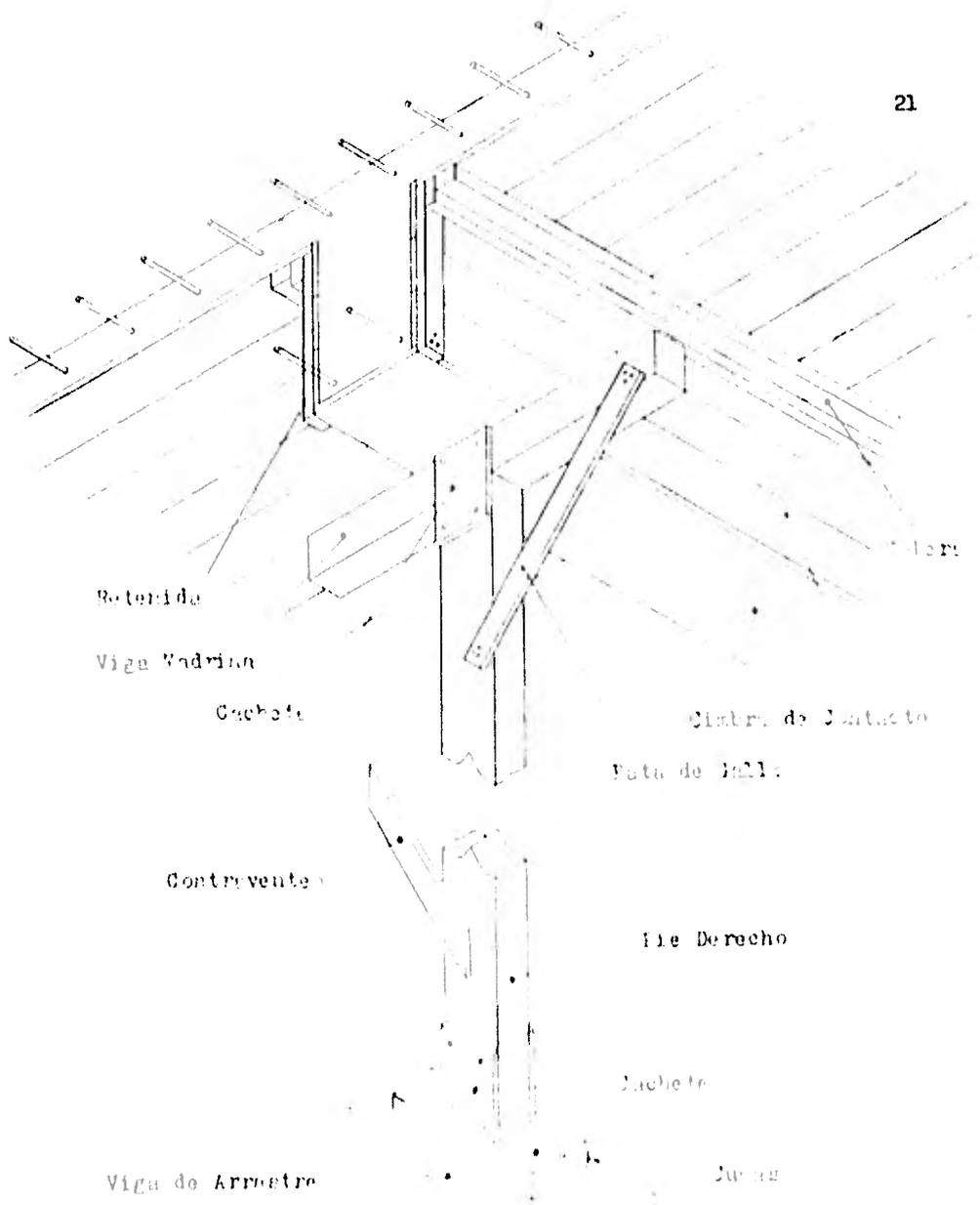


Figure 3063

#### 4) Cimbras en losas.

Para proceder al cimbrado de losas, se construyen una serie de tarimas o cajones de dimensiones apropiadas, de acuerdo con los claros a cubrir constituidos por un forro de cimbra de contacto clavado sobre un armazón rígido de madera más gruesa colocada de canto. Estas tarimas se pueden hacer con todo cuidado, escuadrándolas y cepillando su superficie, con objeto de obtener un mejor acabado en el colado.

Se puede emplear también triplay o duela. En cualquier caso se apoyan sobre largueros, que a su vez transmiten la carga a vigas "madrinas". Esta estructura se sostiene finalmente por medio de polines, llamados puntales para este efecto.

#### 5) Cimbras en muros.

El cimbrado típico para muros, consiste en la construcción de los costados o lados del muro de entarimado de madera rigidizados con pies derechos como largueros y travesaños horizontales como vigas "madrinas", que deben apuntalarse al piso. Además separadores, atiesadores (amarres), que deben ser metálicos para evitar deformaciones en la cimbra. Véase Figura 12.

El colado se hará siempre a base de vibrado, cuidando de picar y vibrar en todos los lugares.

La verticalidad y la horizontalidad en cimbra se revisarán perfectamente antes y durante el colado.

CIMBRAS EN LOSAS

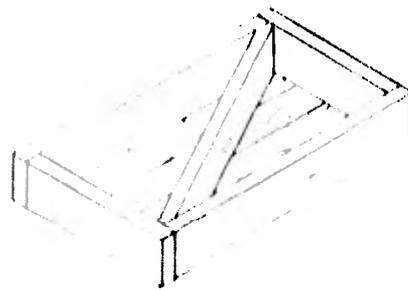
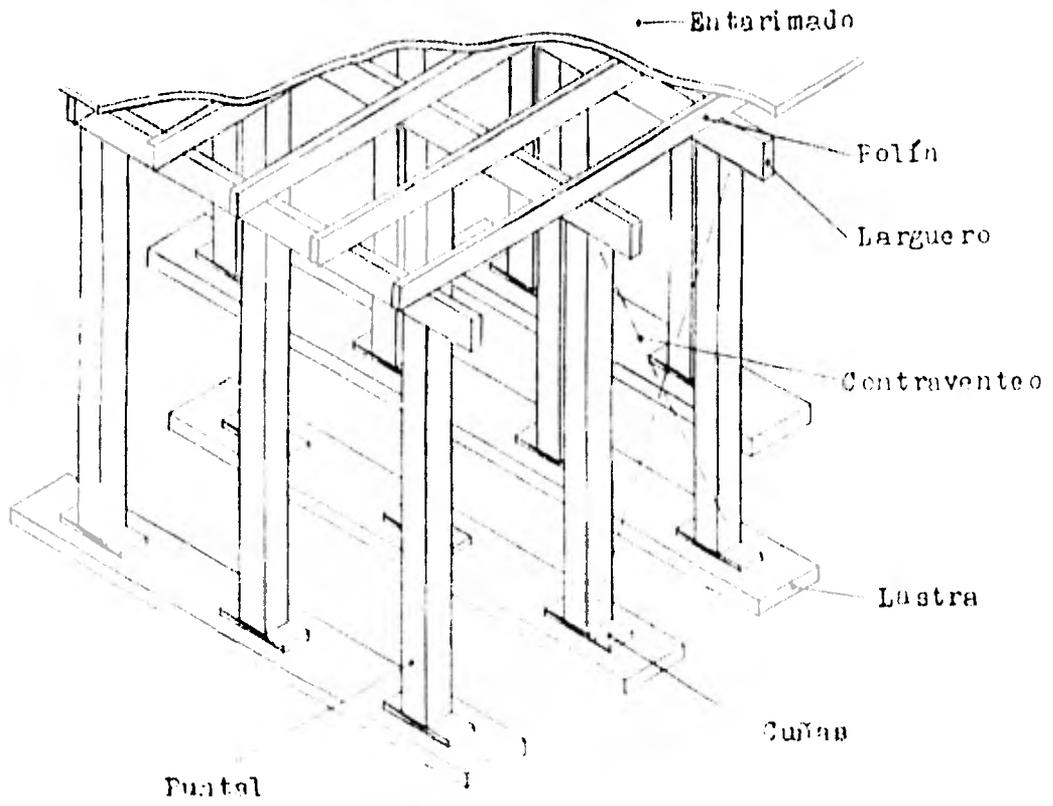


Figura 10.10

Figura 10.10

Figura 10.10

# CIMBRA EN LOGAS

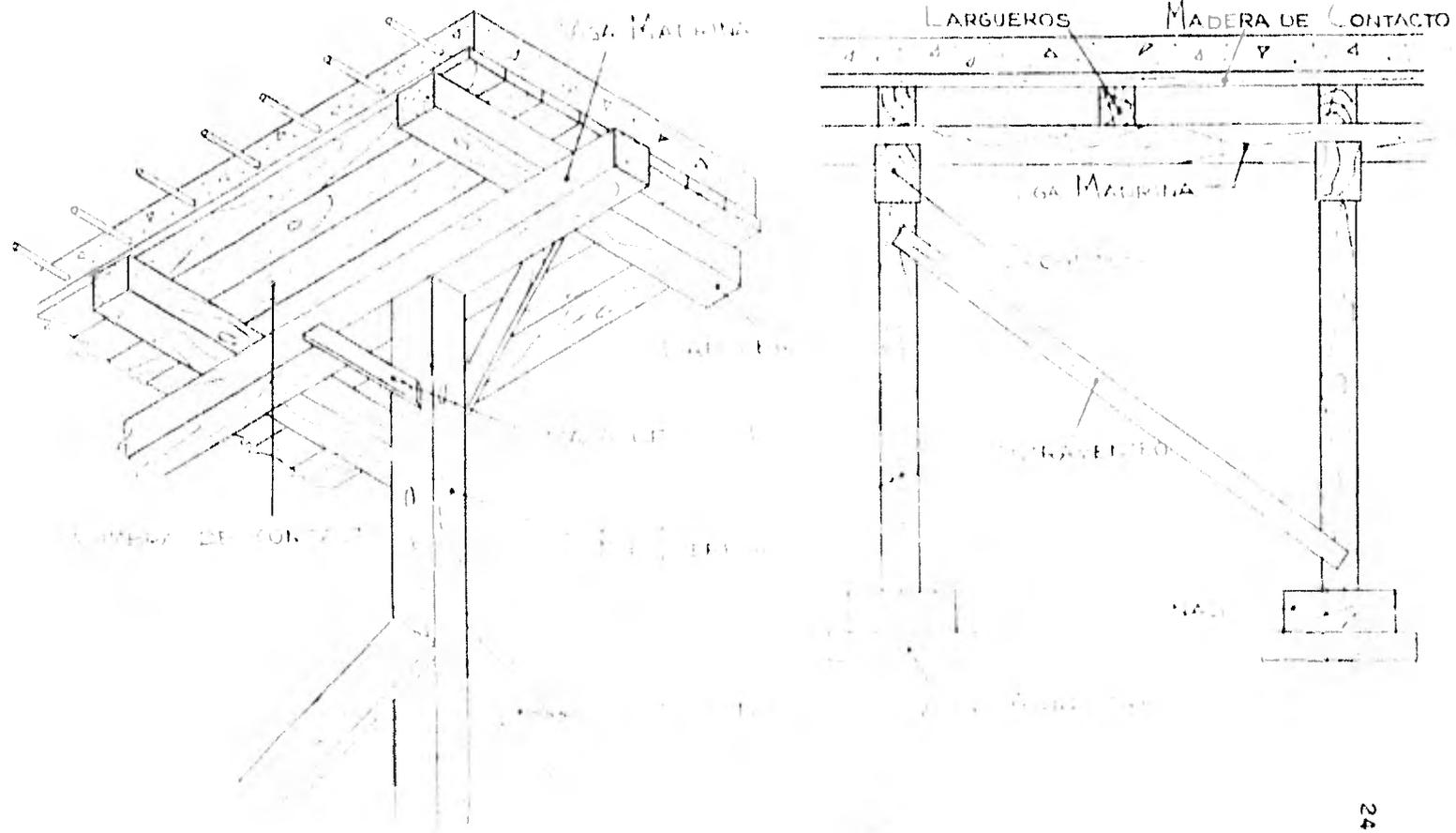
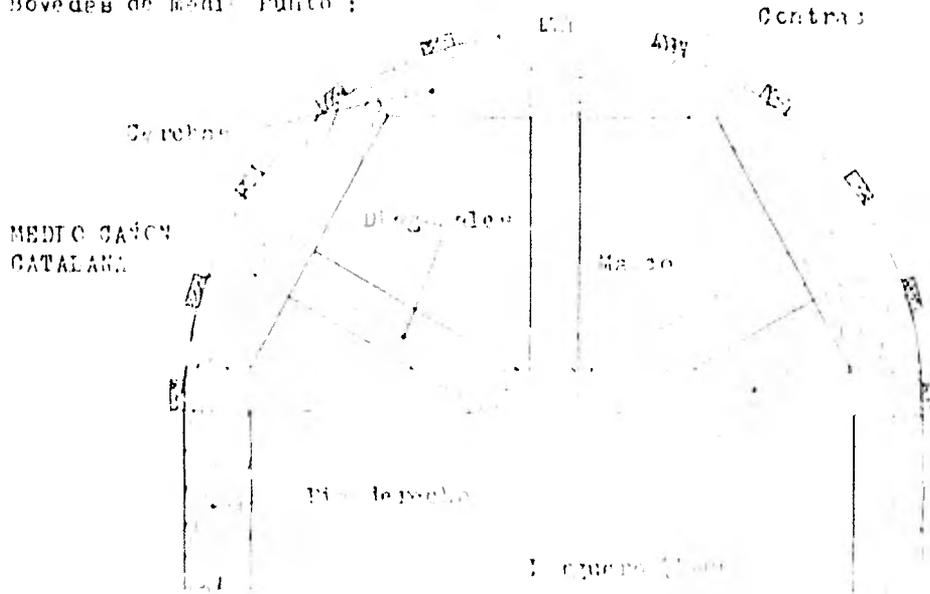


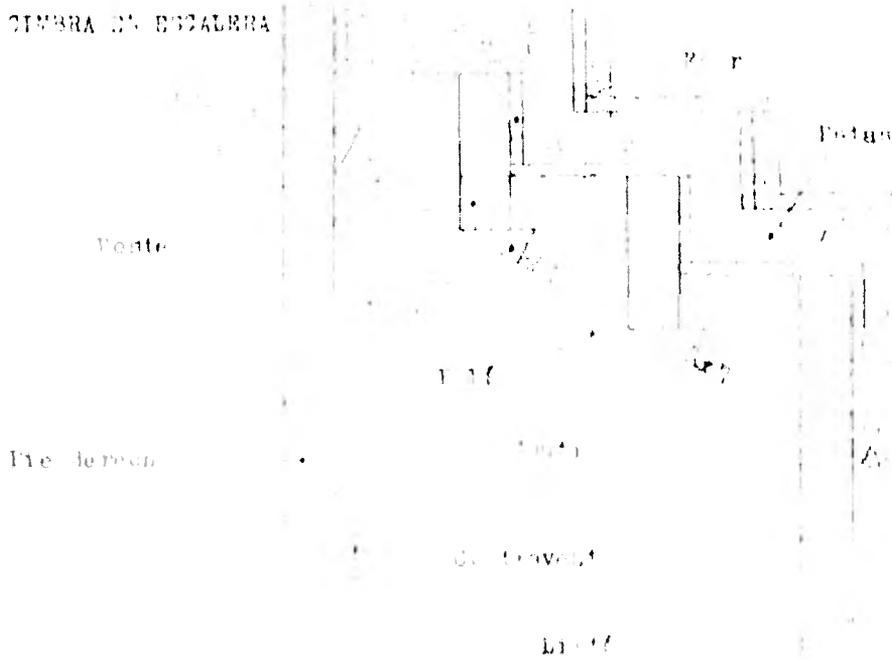


Figura 4.13

Bóvedas de Medio Punto :



CUBRA DE ESCALERA



## ARMADURAS DE MADERA.

Cuando se desea construir un techo sobre un edificio que no tiene soportes intermedios y cuyos muros exteriores o columnas están separadas más de 40' 0" ( 12.19m.), es más económico recurrir a algún sistema de estructura que no sea el de vigas simplemente apoyadas. La configuración estructural que se usa para este propósito se denomina ARMADURA PARA TECHO.

Una ARMADURA es una configuración estructural de elementos, generalmente soportada sólo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro son AXIALES o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión. Un triángulo es el único polígono cuya forma es incapaz de modificarse geométricamente sin cambiar la longitud de uno o más de sus lados; en consecuencia, una armadura está compuesta esencialmente de un sistema de triángulos.

### TIPOS DE CONFIGURACION.

Una configuración COMPLETA es aquella que se compone del número mínimo de miembros necesarios para formar una estructura hecha completamente de triángulos, Figura 14a.

Una configuración INCOMPLETA es un entramado no compuesto totalmente de triángulos, Figura 14b. Para cargas simétricas esta configuración puede ser estable, pero si la carga es asimétrica, ocurrirá una distorsión que puede provocar la falla, Figura 14c. Una configuración incompleta se considera que es inestable y siempre debe eludirse.

Una configuración REDUNDANTE, es un entramado que contiene un número de miembros mayor que el requerido para formar el número mínimo de triángulos, Figura 14d. En la armadura ilustrada, se muestran dos diagonales en el tablero central; una de las diagonales se llama miembro redundante. Sin embargo, en la práctica, estas dos diagonales se usan frecuentemente.

## PARTES DE UNA ARMADURA.

En general una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma, Figura 15.

La CUERDA SUPERIOR consta de la línea de miembros más alta que se extiende de un apoyo a otro pasando por la cumbrera. Para armaduras triangulares, el esfuerzo máximo en la cuerda superior ocurre generalmente en el miembro contiguo al apoyo.

La CUERDA INFERIOR de una armadura está compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro.

Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda inferior de armaduras triangulares, se establece en el miembro adyacente al apoyo.

Los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior son los MIEMBROS DEL ALMA, y dependiendo de sus posiciones se llaman VERTICALES o DIAGONALES.

En base al tipo de los esfuerzos, los miembros a compresión de una armadura se llaman PUNTALES, mientras que aquellos miembros que están sometidos a esfuerzos de tensión se llaman TIRANTES.

La junta en el apoyo de una armadura triangular se llama JUNTA DE TALÓN, y la junta en el pico más alto se le llama CUMBRERA. Los puntos en donde se unen los miembros del alma a las cuerdas reciben el nombre de NUDOS.

## INCLINACION DE LAS ARMADURAS.

El CLARO de una armadura es la distancia entre sus nudos extremos. Cuando una armadura está soportada por muros, generalmente se considera el claro como la distancia de centro a centro de los apoyos en estos muros. Si la armadura forma un marco con columnas en los extremos, entonces el claro se forma como la distancia entre las caras exteriores de las columnas.

La distancia vertical de la cumbrera a la línea que une los apoyos de la armadura se llama PERALTE.

La inclinación de un techo se puede expresar de diferentes maneras. Un método común es expresarla en términos de la relación del peralte al claro.

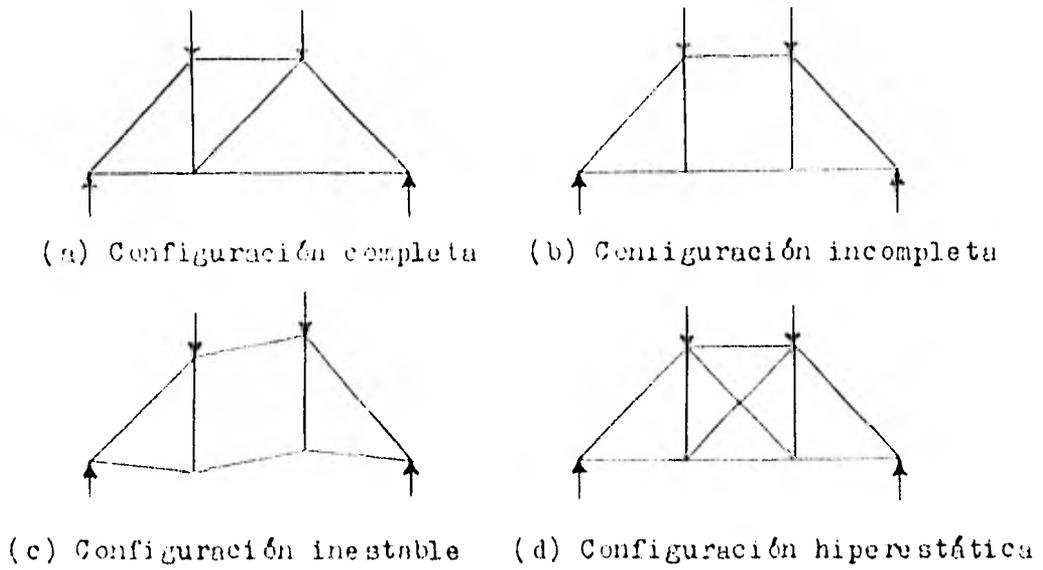


Figura No 14

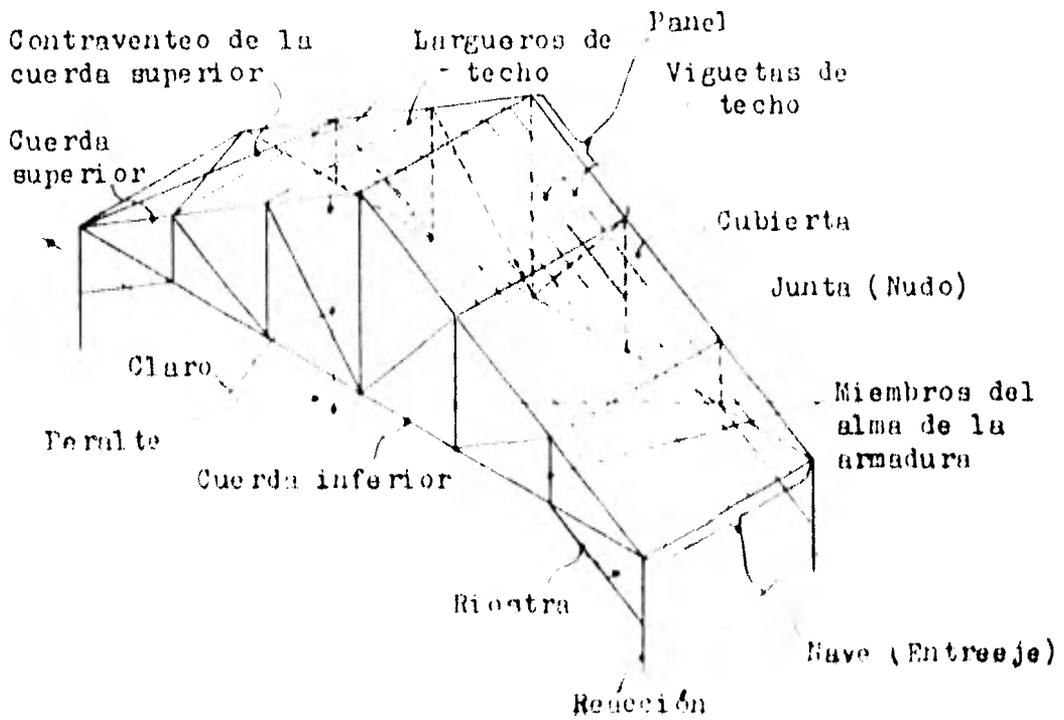


Figura No.15

Por ejemplo, una inclinación de un medio, indica que la armadura tiene como peralte la mitad del claro.

Otro modo de designar la inclinación, es dar el ángulo que la cuerda superior hace con la cuerda inferior, por ejemplo  $30^\circ$  ó  $45^\circ$  de inclinación.

Para armaduras simétricas, la base es la mitad del claro y frecuentemente, la inclinación se expresa como la relación del peralte a la base, generalmente en pulgadas/pulgadas. A esta relación se le llama PENDIENTE.

La tabla I da varias inclinaciones para los parámetros del techo y sus equivalencias en grados y en pendientes.

TABLA I. INCLINACION DE TECHOS

INCLINACION	1/8	1/6	1/5	1/4	1/3.46	1/3	1/2
GRADOS	$14^\circ 3'$	$18^\circ 26'$	$21^\circ 48'$	$26^\circ 34'$	$30^\circ 0'$	$33^\circ 40'$	$45^\circ 0'$
PRNDIENTE	3:12	4:12	4.8:12	6:12	6.92:12	8:12	12:12

Los techos se conocen como PLANOS o INCLINADOS. Cuando la pendiente es menor de 2:12, se dice que el techo es plano. Como techos inclinados se conocen a todos aquellos que exceden esta relación.

Con mucha frecuencia la inclinación de un techo se determina por consideraciones estéticas o bien puede ser que la inclinación del techo esté limitada por el tipo de material de techado. Para edificios comerciales la inclinación se determina generalmente por consideraciones económicas.

PANELES .- Un panel es aquella porción de una armadura que se encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la cuerda superior.

La viga que va de una armadura a otra descansando en la cuerda superior se llama LARGUERO DE TECHO. La porción de un techo comprendida entre dos armaduras se conoce como NAVE (entreeje), ver figura 15. Puesto que los largueros de techo se extienden de armadura a armadura, la longitud de la nave corresponde a la longitud de un larguero de techo.

Independientemente de la configuración que se emplea, la carga del techo se transfiere a los nudos de la armadura, generalmente por medio de los largueros.

Los tipos más comunes de estructuraciones de techos se muestra en las figuras 16a, 16b y 16c. En la Fig. 16b la carga del techo se transfiere de la cubierta a las viguetas de techo; de éstas a los largueros de techo y de los largueros de techo a los nudos de las armaduras. Otra manera, mostrada en la figura 16a, consiste en prolongar la cubierta de larguero a larguero omitiendo las viguetas de techo. Para este tipo de estructuración, el ahorro por la omisión de las viguetas se compensa por el espesor requerido por las placas de la cubierta. En la figura 16c, se indica otra estructuración que consiste en correr las viguetas de armadura a armadura omitiendo así los largueros de techo. Aquí las cargas se transmiten de la cubierta a las viguetas de techo y de éstas a la cuerda superior de la armadura.

#### SEPARACION DE ARMADURAS.

Para muchos edificios, la distribución de la planta, la separación de las ventanas, o las de los castillos y columnas, determinan la localización de las armaduras. Cuando la separación entre armaduras queda a juicio del diseñador, la longitud del edificio puede determinar el número de armaduras.

Aunque un espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para los largueros y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él el costo de la fabricación. Para las armaduras comúnmente usadas, la separación de ellas oscila entre los 14 y 22 ft. Las armaduras con claros mayores de 30 ft. se espacian aproximadamente a 12 ft. de centro a centro y para claros mayores de 60 ft. el espaciamiento es sobre 17 ft. La máxima separación para armaduras comúnmente usadas es sobre 22 ft.

#### TIPOS DE ARMADURAS.

En la selección de un tipo de espaciado de armadura, deben considerarse varios factores. Lo primero de todo es el col-

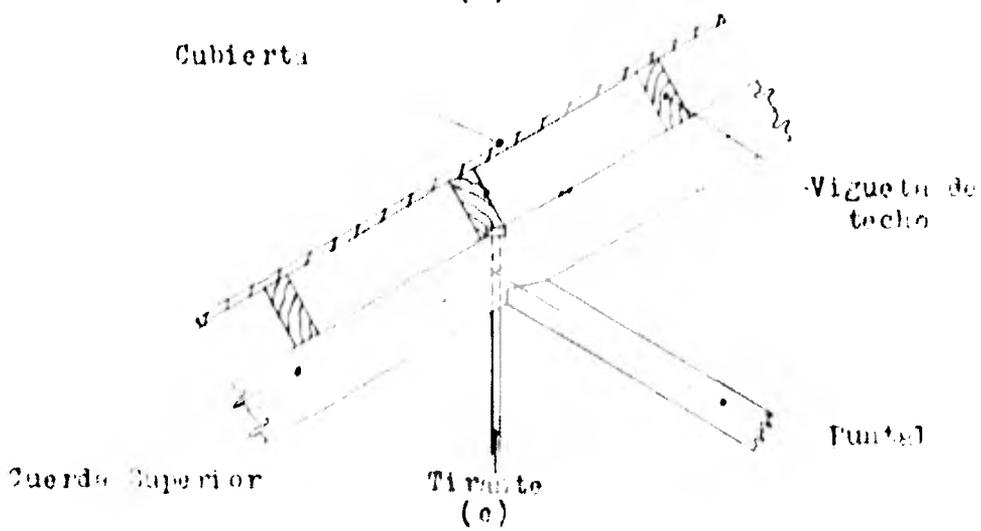
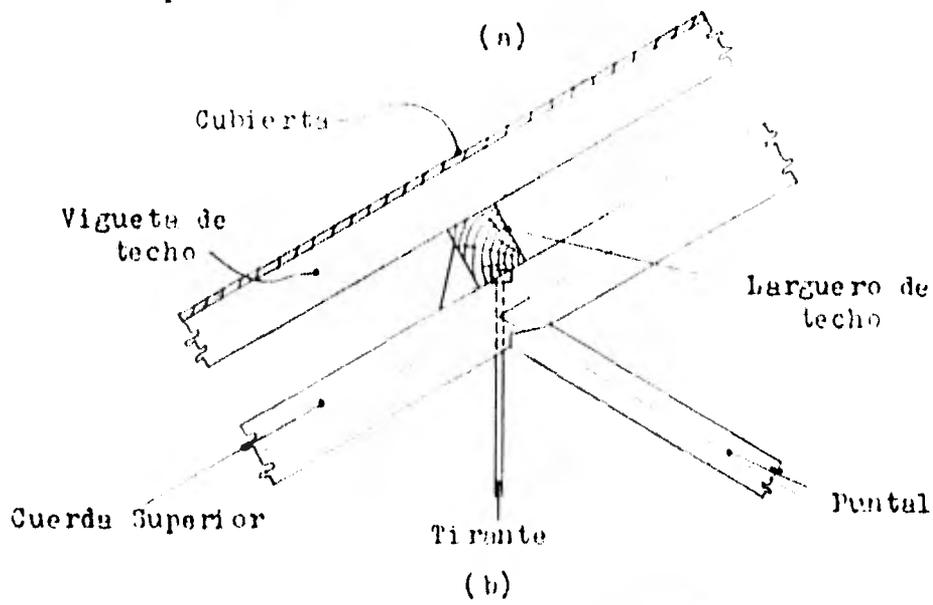
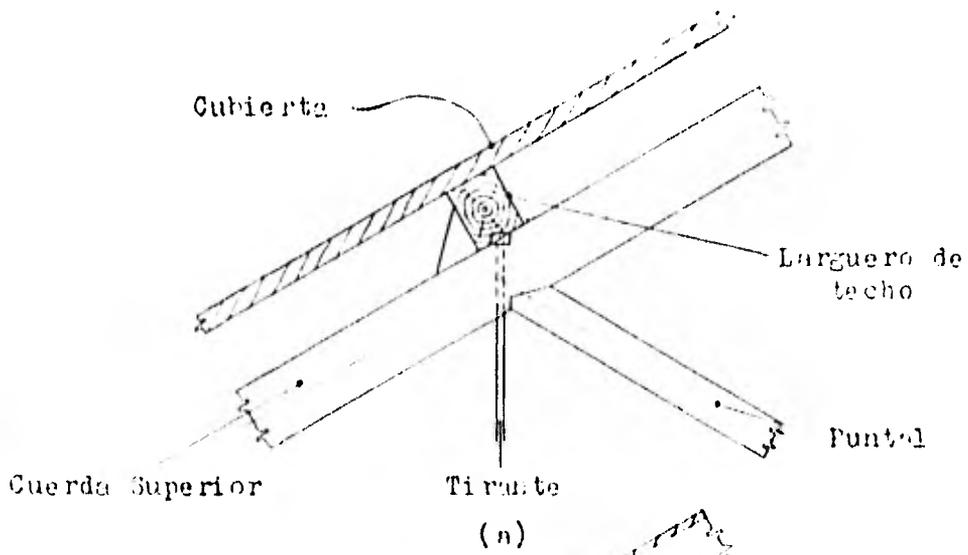


Figura No. 16

torno o perfil del techo; esto generalmente se determina por requerimientos arquitectónicos. El material de que se fabricará la armadura es también un factor importante; las armaduras hechas completamente de acero son ahora de uso común, mientras que las armaduras de madera con varillas de acero en ciertos miembros a tensión se usaron mucho en el pasado.

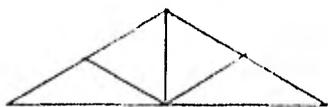
Debido a la dificultad en el diseño de conexiones, muchas armaduras son prácticas solamente cuando se fabrican de acero. Una armadura que vaya a quedar expuesta a la vista de mucha gente, como ocurre frecuentemente en arquitectura religiosa, se constituye invariablemente de madera, aunque algunos de sus elementos estructurales sean de acero recubierto con madera. El claro de la armadura determina el número de paneles y el número de divisiones de la cuerda superior determina, en cierto grado, el tipo de armadura que se usará. Algunos tipos de armaduras son más económicos que otros; respecto a esto la experiencia y las consideraciones prácticas constituyen la mejor guía.

Siempre es conveniente eludir el uso de miembros demasiado largos. Esto es particularmente cierto en lo que toca a miembros a compresión. En el diseño de un puntal, su longitud es un factor dominante y manteniéndola tan corta como sea posible, se reduce su tendencia al pandeo. Un miembro largo a tensión tiene la tendencia a deflexionarse por su propio peso.

Siempre es recomendable el uso de una cuerda inferior horizontal. Si se desea agregar un falso plafón, se puede dar una ligera contraflecha a la cuerda inferior de la armadura, aunque esto aumenta apreciablemente los esfuerzos desarrollados en los miembros. Asimismo, una armadura con menor inclinación tiene mayores esfuerzos, comparada con una armadura similar del mismo claro y mayor inclinación.

Algunos de los tipos comunes de armaduras para techo se ilustran en las figuras 17 y 18.

Tal vez las armaduras más usadas para techos inclinados son las tipo Howe, Pratt y Belga tal como se muestran en las figuras 17d, 17e y 18d. Las armaduras ilustradas son de seis paneles, siendo determinado el número de paneles por la longitud de la cuerda entre nudos. Puesto que la cuerda superior está a compresión, la longitud de los miembros entre las juntas es un factor importante en la determinación de las dimensiones de un miembro a compresión. La separación de paneles entre armaduras



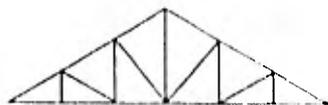
ARMADURA DE  
MONTANTE MAESTRO  
(a)



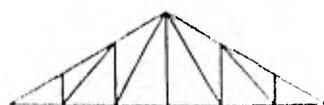
ARMADURA TIPO  
PINK SIMPLE  
(b)



ARMADURA TIPO  
PRATT (4 paneles)  
(c)



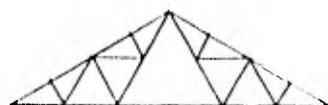
ARMADURA TIPO  
HOWE (6 paneles)  
(d)



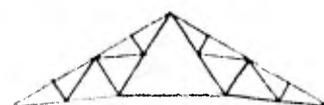
ARMADURA TIPO  
PRATT (6 paneles)  
(e)



ARMADURA TIPO  
ABANTCO SIMPLE  
(f)



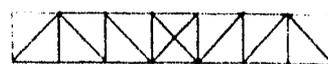
ARMADURA TIPO  
PINK (8 paneles)  
(g)



ARMADURA TIPO PINK  
DE CUERDA INFERIOR  
CONTRAPLEXADA  
(h)



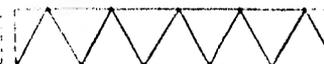
ARMADURA TIPO BELGA  
(i)



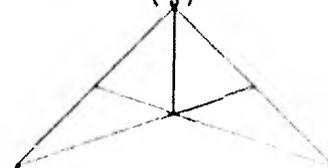
ARMADURA TIPO PRATT  
(Cuerdas Paralelas)  
(j)



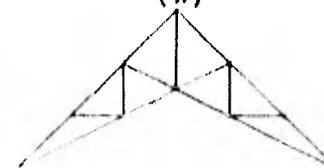
ARMADURA TIPO HOWE  
(Cuerdas Paralelas)  
(k)



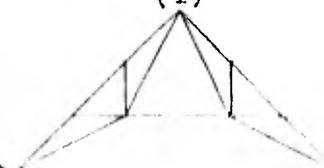
ARMADURA TIPO WARREN  
(Cuerdas Paralelas)  
(l)



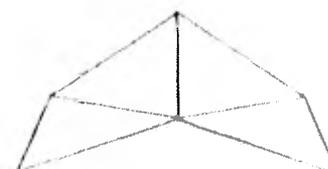
ARMADURA DE TIJERA  
(SIMPLE)  
(m)



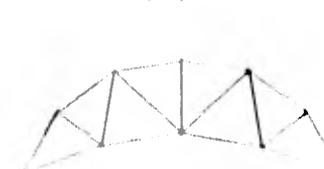
ARMADURA DE TIJERA  
(MODIFICADA)  
(n)



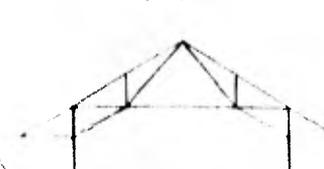
ARMADURA DE TIJERA  
(POLONCEAU)  
(o)



ARMADURA A CUATRO  
AGUJAS  
(p)



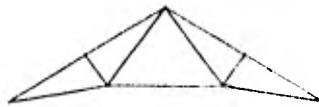
ARMADURA EN FORMA  
DE MEDIA LUNA  
(q)



ARMADURA DE  
COBERTIZO  
(r)



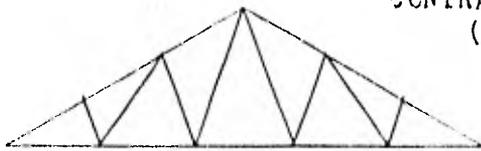
ARMADURA "A"  
(a)



ARMADURA TIPO FINK  
DE CUERDA INFERIOR  
CONTRAPLEXADA  
(b)



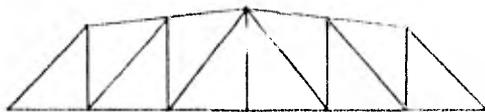
ARMADURA TIPO  
FINK (6 paneles)  
(c)



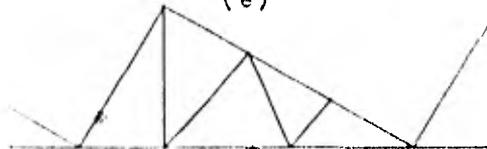
ARMADURA TIPO BELGA  
(d)



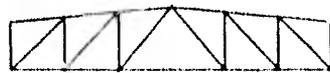
ARMADURA DE DOBLE  
MONTANTE MAESTRO  
(e)



ARMADURA PLANA  
(f)



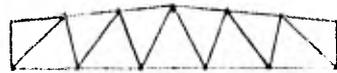
ARMADURA EN DIENTE DE SIERRA  
(g)



ARMADURA TIPO  
HOWE (plana)  
(h)



ARMADURA TIPO  
PRATT (plana)  
(i)



ARMADURA TIPO WARREN  
(j)



ARMADURA DE  
ARCO Y CUERDA  
(k)



ARMADURA TIPO  
LANK-TECO  
(l)



ARMADURA DE  
CUERDA POLIGONAL  
(m)

Figura No. 18

es más o menos 15 ft.; el espaciamiento depende principalmente de la construcción del techo y del tamaño de los largueros.

Las armaduras triangulares se usan frecuentemente para claros de 75 ft. Algunas veces se usan para claros mayores, pero para claros grandes es más económica la armadura de arco y cuerda, figura 18k.

Para techos muy inclinados, los miembros a compresión del alma en las armaduras tipo Howe, Pratt y Belga, llegan a ser tan largos cerca del centro, que se requieren generalmente grandes secciones.

En las figuras 17b, 17g, 17h, 18b y 18c se ilustran armaduras tipo Fink de 4, 6 y 8 paneles, algunas con cuerda inferior contraflexada. Las armaduras tipo Fink son un tipo popular porque los miembros a compresión del alma son de longitudes relativamente cortas.

La armadura de tijera en varias formas (figuras 17m, 17n y 17o.), es también empleada donde se requiere mayor altura libre.

Las armaduras tipo Howe, Pratt y Warren, que se muestran en las figuras 18h, 18i y 18j, son armaduras para techos planos; las hay de cuerdas paralelas (figuras 17j, k y l). Sus máximos claros económicos son similares a los de armaduras triangulares; y tienen la ventaja de no requerir riostras de rodilla en las columnas de apoyo. Las tres armaduras ilustradas en la figura 18 muestran que la superficie del techo está inclinada hacia ambos lados del centro. Si se prefiere para fines de drenaje, se pueden construir con pendiente hacia un solo lado.

La armadura de arco y cuerda, figura 18k, es la más económica para claro grande, claros que exceden de 100 ft., se usa también para claros cortos y para cubrios de armaduras. La cuerda superior de la armadura de arco y cuerda es un segmento de círculo, cuyo radio es aproximadamente la longitud del claro.

La cuerda superior y algunas veces la cuerda inferior es generalmente laminada y con sellador.

Esta fabricación se hace en talleres con condiciones de humedad y temperatura controladas. Como las armaduras triangulares, la armadura de arco y cuerda emplea riostras de rodilla en las columnas de apoyo.

La armadura tipo Link-Teco ilustrada en la figura 18l, es una combinación de la triangular y la armadura plana, cuyo diseño es económico para claros de 50 ft. aproximadamente.

Otro tipo de combinación de armadura es la cuadrangular, figura 18m.

## CONECTORES PARA MADERA.

El uso de conectores para madera permite diseñar armaduras de madera que sobrepasan en eficiencia a las armaduras en las que se emplean ensambles, pernos y varillas para hacer las conexiones en los nudos. Anteriormente, las secciones transversales de los miembros, con objeto de que los nudos resultaran suficientemente resistentes para soportar las cargas, tenían que hacerse mucho mayores que lo que exigen los esfuerzos dentro de ellos. Por esta causa los miembros individuales eran largos y tenían secciones transversales grandes.

En los últimos años, la intensa investigación ha dado como resultado, valiosos datos teóricos relativos al uso de dispositivos conocidos como "Conectores de Madera", que entre otras ventajas permiten el uso de menores longitudes y de secciones de madera mucho menores.

En las armaduras en las cuales los miembros son piezas sencillas y las juntas están formadas con tornillos y cuercas, los esfuerzos están concentrados en áreas relativamente pequeñas en las cuales se sostienen los tornillos. Los conectores para madera ofrecen una área de madera comparativamente mayor, contra la cual ejerce presión el conector, distribuyendo así los esfuerzos casi sobre la totalidad de la sección de los elementos de madera que se conectan. Los conectores transmiten las cargas de un elemento o miembro a otro con una reducción mínima de las áreas de las secciones de los miembros conectados, permitiendo el uso de piezas de madera más pequeñas. Se han construido armaduras con conectores para madera de más de 200 pies.

En las armaduras de madera, en el pasado, se empleaban con frecuencia varillas de metal en ciertos miembros que trabajaban a tensión. En la actualidad podemos construir armaduras en las que todos los miembros son de madera, los nudos y las uniones se hacen con conectores y sus pernos correspondientes.

Si se usan conectores, los miembros de la armadura se hacen generalmente con dos piezas individuales separadas con un empaque. Las cuerdas y uno de los miembros del nudo comúnmente están formados por dos piezas, mientras que el otro miembro es

una sola pieza.

Esto hace pensar que son innecesarias mayores secciones de madera y que realmente se pueden usar secciones menores. Otra ventaja de usar conectores en el diseño de armaduras de madera, es que se puede usar maderas de grados bajos. Además, los conectores nos permiten construir todos los tipos de armaduras, algunas de las cuales sólo se habrían podido construir empleando miembros de acero.

#### TIPOS DE CONECTORES.

Se han patentado numerosos tipos de conectores. La figura 19 ilustra tipos de conectores TERC, fabricados por la Timber Engineering Company, y en la figura 20 se muestran juntas típicas en las que se usan conectores para madera.

a) CONECTORES DE ANILLO PARTIDO. Probablemente, el tipo de conector que se usa con mayor frecuencia es el conector de ANILLO PARTIDO.

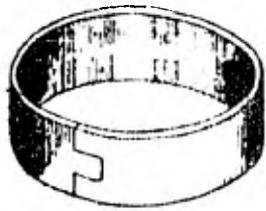
El anillo partido es una banda circular de acero de carbón laminado en caliente, con una lengüeta y una ranura, como se muestra en la figura 19a. Se fabrican en dos diámetros,  $2\frac{1}{2}$ " y 4" y un peralte de 1".

Su objeto es transmitir cargas entre dos piezas de madera. Los anillos partidos se colocan en ranuras hechas en la madera en las caras de contacto de las piezas por unir. El ensamble de caja y espiga que forma el anillo permite el apoyo simultáneo de la superficie interior del anillo contra el núcleo que se deja en la ranura y la superficie exterior del anillo contra la pared exterior de la ranura, ver figura 19b. El ajuste en forma de cuña del anillo partido permite armarlo con facilidad. Después que se ha insertado el anillo partido en la ranura, las dos piezas se sujetan entre sí con pernos y rondanas, los pernos se colocan en agujeros que son concéntricos con los anillos. El anillo partido de  $2\frac{1}{2}$ " se usa en madera de ancho mínimo de  $3\frac{3}{8}$ ".

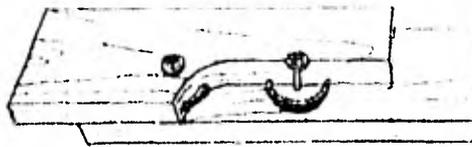
El anillo partido de 4" es el conector de madera más común.

Se usa en madera que tiene un ancho mínimo de  $5\frac{1}{2}$ ". Los datos pertinentes para anillos partidos se dan en la tabla II.

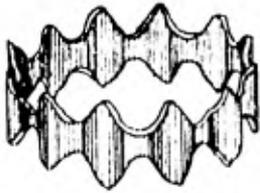
b) CONECTOR DE ANILLO DENTADO. Los conectores de anillo dentado se usan para transmitir cargas entre miembros de entramados de madera relativamente ligeros. No se requieren ranuras para instalar los anillos dentados puesto que se incrustan a presión



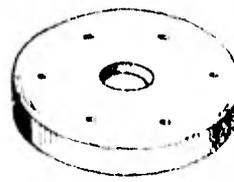
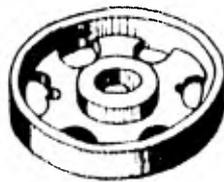
(a) Anillo Partido.



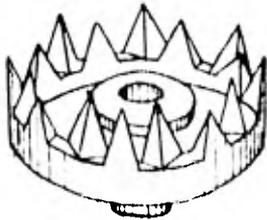
(b) Junta hecha con anillos partidos. Se hizo un corte en uno de los miembros para mostrar la posición de los anillos.



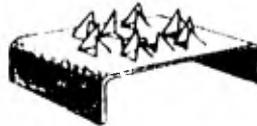
(c) Anillo Dentado.



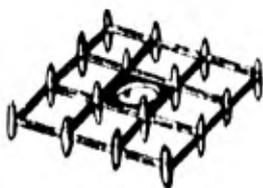
(d) Conectores de placa a cortante.



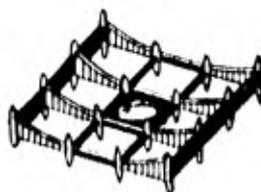
(e) Placa de uñas.



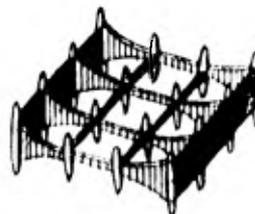
(f) Placas sujetadoras.



Plana

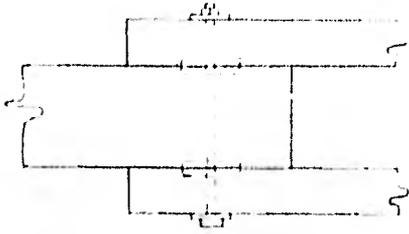


Curva Simple

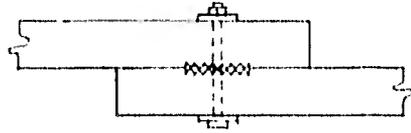


Doble Curvatura

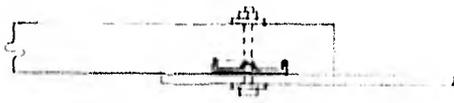
(g) Rejillas Dentadas.



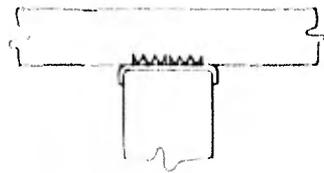
(a) Junta con varios anillos partidos.



(b) Junta sencilla de anillo dentado.



(c) Placa para cortante para juntas de madera a acero.



(d) Placa sujetadora.



(e) Rejilla dentada.

Figure No. 20

TABLA II. DATOS PARA LOS CONECTORES DE ANILLO PARTIDO

	2 1/2"	4"
<b>Anillo partido - dimensiones</b>		
Diámetro interior en el centro cuando está cerrado .....	2 1/2"	4"
Ancho .....	3/4"	1"
Peso, por 100 anillos, en libras .....	28	70
<b>Madera, dimensiones mínimas admisibles</b>		
Ancho .....	3 5/8"	5 1/2"
Espesores, anillos en una cara .....	1"	1 1/8"
Espesores, anillos opuestos en ambas caras ...	1 5/8"	1 7/8"
<b>Diámetro mínimo del perno o tornillo .....</b> (Para anillos de diferente tamaño, use el mínimo para el anillo mayor)	1/2"	3/4"
Diámetro máximo del agujero para el perno o tornillo .....	9/16"	1 1/16"
<b>Proyección del área de la porción de un anillo dentro de un miembro, en pulgadas cuadradas ...</b>	1.10	2.25
<b>Rondanas, mínimas</b>		
Rondanas, de fierro fundido o maleable, diámetro .....	2 1/8"	3"
<b>Placa cuadrada</b>		
Longitud del lado .....	2"	3"
Espesor .....	1/8"	3/16"
(En las armaduras ligeras y construcciones ligeras semejantes pueden usarse las rondanas ordinarias de fierro dulce.)		

en las caras de la madera. Estos conectores están hechos de hojas metálicas laminadas en caliente para formar una banda circular corrugada con dientes puntiagudos y soldada formando un anillo resistente, ver figura 19c. Los cuatro tamaños de anillos dentados son: 2",  $2\frac{5}{8}$ ",  $3\frac{3}{8}$ ", y 4" de diámetro y un peralte ligeramente menor de 1", los dos más pequeños se usan generalmente en madera de 4" de ancho y los dos mayores en maderas de 6" de ancho. Los conectores de anillo dentado, se usan en entramados ligeros (tales como armaduras para cabrios) debido a sus pequeñas capacidades de carga.

c) CONECTORES DE PLACA A CORTANTE. La placa a cortante se ha proyectado especialmente para hacer conexiones de madera con acero y de madera con madera en estructuras desmontables cuando se usan por partes. Estas se colocan en ranuras premoldeadas y se empotran completamente en su posición dentro de la madera emparejándose con ella en su superficie. Entre otras aplicaciones, se usan para la liga de armaduras en muros de edificios, para anclar columnas de madera a la cimentación y para hacer varias conexiones de acero a madera en las estructuras de madera.

Las placas a cortante de  $2\frac{5}{6}$ " se hacen de acero forjado y las de 4" de fierro maleable, ver figura 19d.

Accesorios similares a los conectores de placa a cortante se conocen como placas de dientes o uñas, figura 19e., anteriormente usadas, no se fabrican mucho en los Estados Unidos.

d) PLACAS SUJETADORAS. Estas se usan principalmente para mantener la separación de los durmientes en las estructuras de ferrocarril sin balasto o donde las piezas se traslapan en ángulo recto. Se colocan en su lugar por medio de un marro y una placa de protección. Véase figura 19f.

e) REJILLAS DENTADAS. Este tipo de conectores se usan en los pilotes y postes en la construcción de caballetes, de muelles y puertos y en las líneas de transmisión. Se incrustan en las superficies de la madera a presión. La rejilla circular se usa entre la cabeza de un pilote y el cabezal para evitar movimientos laterales.

## ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO EN LA MADERA.

Las maderas que más frecuentemente se usan para la construcción de armaduras son el pino amarillo de hoja grande y el Abeto Douglas. Se usan muchas otras especies dependiendo de la proximidad de la fuente de abastecimiento. En un tiempo se usó mucho el roble, pero hoy su costo es restrictivo.

La capacidad de carga para varios tipos de conectores para madera depende de varios factores, entre los cuales está el grupo de especies en el cual está colocada la madera. La tabla III da los esfuerzos unitarios permisibles para varias especies de madera.

Al determinar los esfuerzos de trabajo de la madera, hay que considerar muchos factores. Mediante muchas pruebas hechas en maderas libres de todo defecto, el Forest Products Laboratory del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos ha obtenido un tabulador conocido con el nombre de ESFUERZOS BÁSICOS.

Para obtener esfuerzos de trabajo, los esfuerzos básicos se reducen por medio de factores que toman en cuenta la pérdida de resistencia por defectos, tamaño y posición de los nudos, inclinación del hilo, tamaño del miembro, su densidad, condiciones de exposición y magnitud de grietas radiales y circulares (rajaduras y reventaduras).

No existe una norma universal para relacionar los esfuerzos de trabajo con la clasificación estructural. Algunas asociaciones madereras han establecido una serie de esfuerzos de trabajo conocida con el nombre de GRADOS DE ESFUERZOS. Los diferentes grados de esfuerzos se designan así: 1,450 f y 1,200 c, etc., y representan los esfuerzos unitarios de trabajo aplicables al material usado en lugares completamente secos y protegidos, que le garantizan al diseñador valores de resistencia determinados.

El diseñador de madera estructural debe satisfacer los requisitos y esfuerzos de trabajo establecidos por el reglamento local de construcción.

La tabla III muestra esfuerzos de trabajo recomendados por la National Lumber Manufacturers Association para condiciones de carga normales. Se considera una condición de carga normal cuando se aplica toda la carga máxima normal de proyecto durante 10 años aproximadamente, o 90% de la carga máxima de proyecto aplicada continuamente durante la vida de la estructura.

TABLA III. ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES PARA LARGUEROS  
Y TABLONES, VIGAS Y POLINES, POSTES Y PUNTALES  
DE MADERA.

Especie y grado comercial		Esfuerzo permisible, en libras por pulgada cuadrada				
		Flexión en la fi- bra ex- trema f y tensión paralela al grano t	Cor- tante hori- zontal H	Com- presión perpen- dicular al grano C	Com- presión para- lela al grano C	Modu- lo de elas- ticidad E
CIPRES DEL SUR						
1,700 grado f .....	LyT-VyT	1,700	145	360	1,425	1200000
1,300 grado f .....	LyT-VyT	1,300	120	360	1,125	"
1,450 grado c .....	PyC	-----	---	360	1,450	"
1,200 grado c .....	PyC	-----	---	360	1,200	"
CIPRES ROJO DE LA COSTA						
1,700 grado f .....	LyT-VyT	1,700	145	360	1,425	1200000
1,300 grado f .....	LyT-VyT	1,300	120	360	1,125	"
1,450 grado c .....	PyC	-----	---	360	1,450	"
1,200 grado c .....	PyC	-----	---	360	1,200	"
ABETO DOUGLAS, REGION COSTERA						
2,150 estructural denso selecto f ....	LyT	2,150	145	455	1,550	1600000
2,150 estructural denso selecto f ....	VyT	2,150	145	455	1,550	"
1,900 estructural selecto f .....	LyT	1,900	120	415	1,450	"
1,900 estructural selecto f .....	VyT	1,900	120	415	1,450	"
1,700 denso f #1 ...	CyT	1,700	145	455	1,325	"
1,700 denso f #1 ...	VyT	1,700	145	455	1,325	"
1,450 f #1 .....	LyT	1,450	120	390	1,200	"
1,450 f #1 .....	VyT	1,450	120	390	1,200	"
1,100 f #2 .....	LyT	1,100	110	390	1,075	"
1,500 estructural denso selecto c ....	PyC	-----	---	455	1,550	"
1,450 estructural denso selecto c ....	PyC	-----	---	415	1,450	"
1,200 c #1 .....	PyC	-----	---	390	1,200	"

TABLA I. ESPUEZOS UNITARIOS PERMISIBLES PARA LARGUEROS  
Y TABLONES, VIGAS Y POLINES, POSTES Y PUNTALES  
DE MADERA. (Continuación)

Especie y grado comercial		Esfuerzo permisible, en libras por pulgada cuadrada				
		Flexión en la fibra extrema f y tensión paralela al grano t	Constante horizontal H	Compresión perpendicular al grano C	Compresión paralela al grano C	Modulo de elasticidad E
ABETO DOUGLAS DEL CENTRO						
Estructural selecto .	LyT-VyT	2,150	145	455	1,750	1600000
Estructural . . . . .	LyT-VyT	1,900	100	400	1,400	1500000
Estructural común . . .	LyT-VyT	1,450	95	380	1,250	1500000
Estructural selecto .	PyC	-----	---	455	1,750	1600000
Estructural . . . . .	PyC	-----	---	400	1,400	1500000
Estructural común . . .	PyC	-----	---	380	1,250	1500000
OLMO DURO						
2,150 grado f . . . . .	LyT	2,150	145	600	1,750	1300000
1,900 grado f . . . . .	LyT-VyT	1,900	145	600	1,525	"
1,700 grado f . . . . .	LyT-VyT	1,700	145	600	1,350	"
1,450 grado f . . . . .	LyT-VyT	1,450	120	600	1,150	"
1,550 grado c . . . . .	PyC	-----	---	600	1,550	"
1,450 grado c . . . . .	PyC	-----	---	600	1,450	"
1,200 grado c . . . . .	PyC	-----	---	600	1,200	"
ABETO DEL ESTE (CANADA)						
Estructural selecto .	LyT-VyT	1,300	85	360	850	1100000
Estructural de primera	LyT	1,200	60	360	775	"
Estructural común . . .	LyT	1,100	60	360	650	"
Utilidad estructural.	LyT	950	60	360	600	"
Estructural selecto .	CyT	-----	---	360	850	"
CAUCHO						
1,700 grado f . . . . .	LyT	1,700	120	360	1,225	1200000
1,450 grado f . . . . .	LyT-VyT	1,450	120	360	1,050	"
1,200 grado f . . . . .	LyT-VyT	1,200	120	360	875	"
1,075 grado c . . . . .	PyC	-----	---	360	1,075	"

46

TABLA III. ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES PARA LARGUEROS  
Y TABLONES, VIGAS Y POLINES, POSTES Y PUNTALES  
DE MADERA. (continuación)

Especie y grado comercial		Esfuerzo permisible, en libras por pulgada cuadrada				
		Flexión en la fibra extrema y tensión paralela al grano t	Cor-tante horizontal H	Com- presión perpendicular al gra- no C	Com- presión paralela al gra- no C	Modu- lo de elasti- cidad E
PINO DEL SUR hoja gran- de						
Estructural selecto .	LyT-VyT	2,400	120	455	1,750	1600000
Estructural de primera	LyT-VyT	2,150	120	455	1,550	"
Estructural comercial.	LyT-VyT	1,900	120	455	1,450	"
Estructural E.C.yS. .	LyT-VyT	1,900	120	455	1,450	"
Estructural #1 .....	LyT-VyT	1,700	120	455	1,200	"
Tamaño #1 .....	LyT	1,700	---	455	1,200	"
Tamaño #2 denso di- mensión .....	LyT	1,250	---	455	1,025	"
Estructural selecto .	PyC	-----	---	455	1,750	"
Estructural de primera	PyC	-----	---	455	1,550	"
Estructural comercial	PyC	-----	---	455	1,450	"
Estructural E.C.y S.	PyC	-----	---	455	1,450	"
Estructural #1 .....	PyC	-----	---	455	1,200	"
PINO DEL SUR de hoja corta						
Estructural denso selecto .....	LyT-VyT	2,400	120	455	1,750	1600000
Estructural denso ...	LyT-VyT	2,150	120	455	1,550	"
Estructural denso E.C.yS. ....	LyT-VyT	1,900	120	455	1,450	"
Denso estructural #1	LyT-VyT	1,700	120	455	1,200	"
Tamaño denso #1 .....	LyT	1,700	---	455	1,200	"
Tamaño #1 .....	LyT	1,450	---	390	1,075	"
Tamaño denso #2 .....	LyT	1,250	---	455	1,025	"
Fibra media tamaño #2	LyT	1,100	---	390	875	"
Estructural denso escogido .....	PyC	-----	---	455	1,750	"
Estructural denso ...	PyC	-----	---	455	1,550	"
Estructural denso G.C.YS. ....	PyC	-----	---	455	1,450	"
Estructural denso #1.	PyC	-----	---	455	1,200	"

TABLA III. ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES PARA LANGUEROS  
Y TABLONES, VIGAS Y POLINES, POSTES Y PUNTALES  
DE MADERA (Continuación)

Especie y grado comercial		Esfuerzo permisible, en libras por pulgada cuadrada				
		Flexión en la fibra extrema f y tensión paralela al grano t	Cor-tante horizontal H	Com-prosición perpendicular al grano C	Com-prosición paralela al grano C	Modulo de elasticidad K
CAOBA						
Densa escogida, estructural de núcleo.	LyT-VyT	1,700	110	320	1,450	1200000
Escogida, estructural de núcleo .....	LyT-VyT	1,450	95	320	1,325	"
Estructural de frontón .....	LyT	1,300	95	320	1,325	"
Núcleo estructural .	LyT	1,300	95	320	1,325	"
Densa escogida, estructural de núcleo	PyC	-----	---	320	1,450	"
Escogida estructural de núcleo .....	PyC	-----	---	320	1,325	"
PINO-ABETO DEL ESTE						
1,450 estructural grado f .....	LyT	1,450	110	300	1,050	1200000
1,300 estructural grado f .....	LyT	1,300	95	300	975	"
1,200 estructural grado f .....	LyT	1,200	95	300	900	"

Abreviaturas : LyT:Langueros y Tablones; VyT:Vigas y Tirantes  
PyC:Polines y Columnas; E.C.y.S.:Escuadra Cantada y Sama.

Nota: Los esfuerzos de trabajo son para cargas permanentes o de duración prolongada.

Cuando la duración de la carga es corta, la madera es capaz de soportar mucho más carga que cuando la carga es normal o permanente. En consecuencia, las cargas dadas en la tabla III se pueden incrementar. La tabla IV da el porcentaje del incremento para varios periodos de duración de la carga

Tabla IV. PORCENTAJE DE AUMENTO PERMISIBLE SEGUN LA DURACION DE LA CARGA MAXIMA.

Carga permanente	Dos meses de carga, como para nieve	Siete días de carga	Cargas de viento o sismo	Cargas de impacto
90%	115%	125%	133 $\frac{1}{3}$ %	200%

#### GRUPOS DE ESPECIES DE MADERA.

Las especies y la densidad de la madera son factores que se usan para determinar las cargas permisibles en los conectores.

Para la determinación de cargas en los conectores, las especies se han dividido en tres grupos : A, B y C, como se muestra en la tabla V.

Tabla V. CLASIFICACION DE ESPECIES DE MADERA PARA LA DETERMINACION DE CARGAS EN LOS CONECTORES.

Especies grupo A	Especies grupo B	Especies grupo C
Abeto Douglas (denso). Robles, rojo y blanco. Pino del Sur (denso).	Abeto Douglas (región costera). Alerce del Oeste. Pino del Sur	Ciprés del Sur y rojo costero. Abeto de la costa Oeste. Pino Noruego. Caoba.

Al usar la figura 21 para la determinación de las cargas permisibles en los conectores, se puede observar que la gráfica está dividida verticalmente en tres partes, cada parte relacionada con uno de los tres grupos de especies.

#### REDUCCION DE LA CARGA PERMISIBLE EN CONECTORES PARA DISTINTOS CONTENIDOS DE HUMEDAD.

Las cargas permisibles en los conectores de anillo partido que se dan en la gráfica de la figura 21, son para conectores que se usan en madera "curada", es decir, curada hasta un contenido de humedad del 15%.

Si la madera está verde cuando se fabrica y se usa en las condiciones en las que se haya curado o vaya a curarse, se usará únicamente el 80% de las cargas permisibles dadas por la gráfica. Si los conectores se usan en madera que no está curada, en condiciones donde permanezca húmeda, solo podrán usarse cargas iguales al 67% de las dadas en la gráfica. Estas disminuciones en las cargas permisibles en las diferentes condiciones de humedad se dan en la tabla VI.

Tabla VI. REDUCCION DE LAS CARGAS PERMISIBLES EN CONECTORES DE ANILLO PARTIDO PARA DISTINTAS CONDICIONES DE HUMEDAD EN LA MADERA.

Estado de la madera cuando se fabrica	Curada	Sin curar	Sin curar
Estado en que se encuentra la madera cuando se usa	Curada	Curada	Sin curar o húmeda
Anillo Partido	0%	80%	67%

### CARGAS ADMISIBLES EN LOS CONECTORES.

La gráfica de la figura 21 da las cargas normales permisibles en un conector de anillo partido de 4" y perno trabajando al esfuerzo cortante simple.

Como ya se indicó anteriormente, el diagrama está dividido verticalmente en tres partes, de acuerdo con los grupos de especies A, B y C, como aparece en la tabla V. En cada grupo hay varias curvas que corresponden a espesores específicos de la madera, y el número de caras cargadas (una o dos). En la figura 20a la pieza central tiene anillos en las dos caras (dos caras cargadas), mientras que cada una de las piezas extremas tienen anillo en una cara solamente (una cara cargada).

Como la madera tiene una resistencia a la compresión mayor cuando la fuerza es paralela a las fibras que cuando es perpendicular, la carga admisible de un conector varía con el ángulo que forma con la dirección de la veta de la pieza en la que se apoya. Cada curva se traza de acuerdo con la siguiente fórmula :

$$N = \frac{P Q}{P \operatorname{sen}^2 \theta + Q \operatorname{cos}^2 \theta}$$

en la que:

- N = Esfuerzo unitario de compresión permisible perpendicular a la superficie inclinada.
- P = Esfuerzo unitario permisible de compresión paralela a la veta.
- Q = Esfuerzo unitario permisible de compresión perpendicular a la veta.
- $\theta$  = Ángulo entre la dirección de la carga y la dirección del hilo o veta.



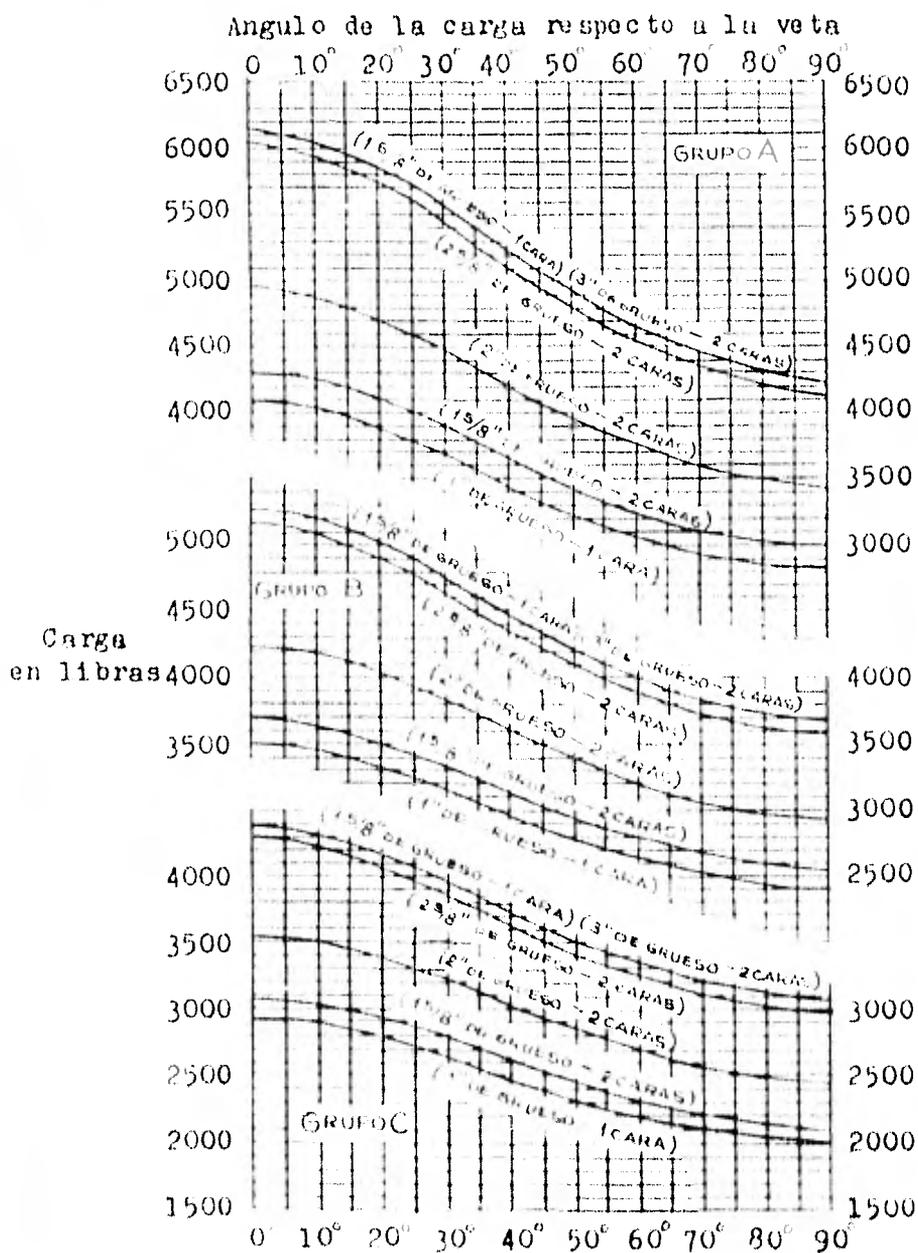


Diagrama para cargas normales en un anillo partido de 4" y pernos trabajando al esfuerzo cortante simple.

Figura No. 21

con la carga en libras y el ángulo de la carga respecto a la fibra como variables.

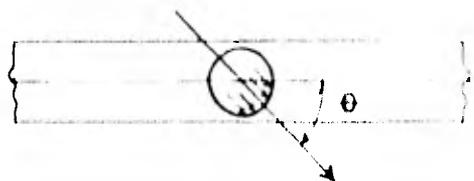
Para determinar la carga permisible en un conector, se elige "el ángulo de la carga con la veta" adecuado en la parte superior o inferior del diagrama y se prosigue verticalmente hasta la intersección de la curva correspondiente al grupo de especies y al espesor deseado de la madera y el número de caras cargadas. De este punto de intersección proyectamos horizontalmente hacia la derecha o hacia la izquierda, para leer la carga permisible normal en el conector.

#### ANGULO DE LA CARGA RESPECTO A LAS FIBRAS.

Debido a la circunstancia de que la madera tiene una resistencia mayor cuando la fuerza es paralela a la veta que cuando es perpendicular, el ángulo con que obra la fuerza es un factor determinante en la carga admisible en el conector.

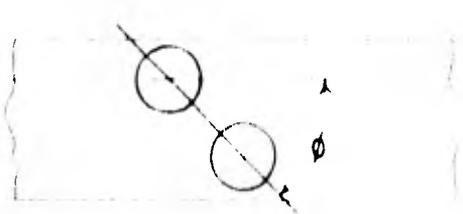
El ángulo de la carga con la veta, es el ángulo que forma la dirección de la carga ejercida por el conector al obrar sobre el miembro y el eje longitudinal del mismo. Véase la figura 22.

El ángulo de la carga respecto a las fibras es  $\theta$ .



Angulo de la carga  
respecto a las fibras

(a)



Angulo del eje respecto  
a las fibras.

(b)

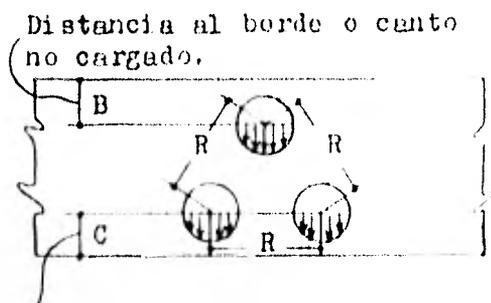
Figura No. 22

### ANGULO DEL EJE RESPECTO A LAS FIBRAS.

El ángulo del eje respecto a las fibras es un factor que interviene en la determinación de la separación de los conectores. Es el ángulo formado por una línea que une los centros de conectores adyacentes, localizados en la misma cara del miembro en una junta y el eje longitudinal del miembro. Véase figura 22b.

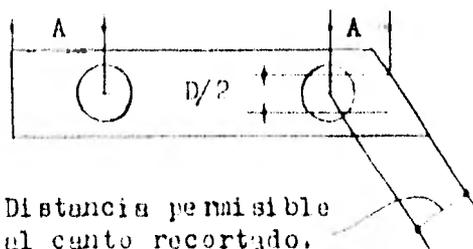
### ESPACIAMIENTO DE CONECTORES.

Espaciamento es la distancia entre los centros de los conectores, medida a lo largo de la línea que une sus centros. En la figura 23a la dimensión marcada con R es el espaciamento entre los anillos mostrados. Puesto que la carga en un conector se determina por el área a cortante de la madera adyacente, los conectores no cargados totalmente a su capacidad permisible pueden colocarse con separaciones reducidas.



Distancia al borde o canto cargado.

a) Espaciamento y distancias al canto



Distancia permisible al canto recortado.

b) Distancia al extremo.

Figura No. 23

En la figura 24 se muestra una gráfica para conectores de anillo partido "Teco de 4". La gráfica muestra cinco curvas parabólicas que representan los espaciamentos recomendados con carga total para un ángulo específico de la carga respecto a las fibras, cuyo valor está anotado sobre las curvas. Para ángulos de carga intermedios, puede hacerse una interpolación lineal.

Si se desea conocer la separación para toda la carga, elija-se la curva correspondiente al ángulo de la carga con la veta y vease dónde corta la línea radial que representa al ángulo del eje respecto a las fibras. La distancia de ese punto a la esquina inferior izquierda es el espaciamento. Sin embargo, es probablemente más conveniente al trazar este espaciamento, usar las componentes paralela y perpendicular a las fibras de dicho espaciamento. La componente paralela a las fibras puede leerse al pie de la gráfica proyectando el punto encontrado en la curva hacia abajo. La componente perpendicular del espaciamento puede leerse en el lado izquierdo de la gráfica, proyectando horizontalmente el punto encontrado en la curva.

La sexta curva de la gráfica es un cuarto de círculo. Esta curva representa el espaciamento para el 75% de la carga total para cualquier ángulo de la carga respecto a las fibras y también el espaciamento mínimo permisible. Para porcentajes entre el 75% y 100% de la carga total para un ángulo de la carga respecto a las fibras, se interpola radialmente en una línea recta entre la curva de 75% y la curva correspondiente al ángulo apropiado de la carga respecto a las fibras.

#### DISTANCIA AL BORDE O CANTO.

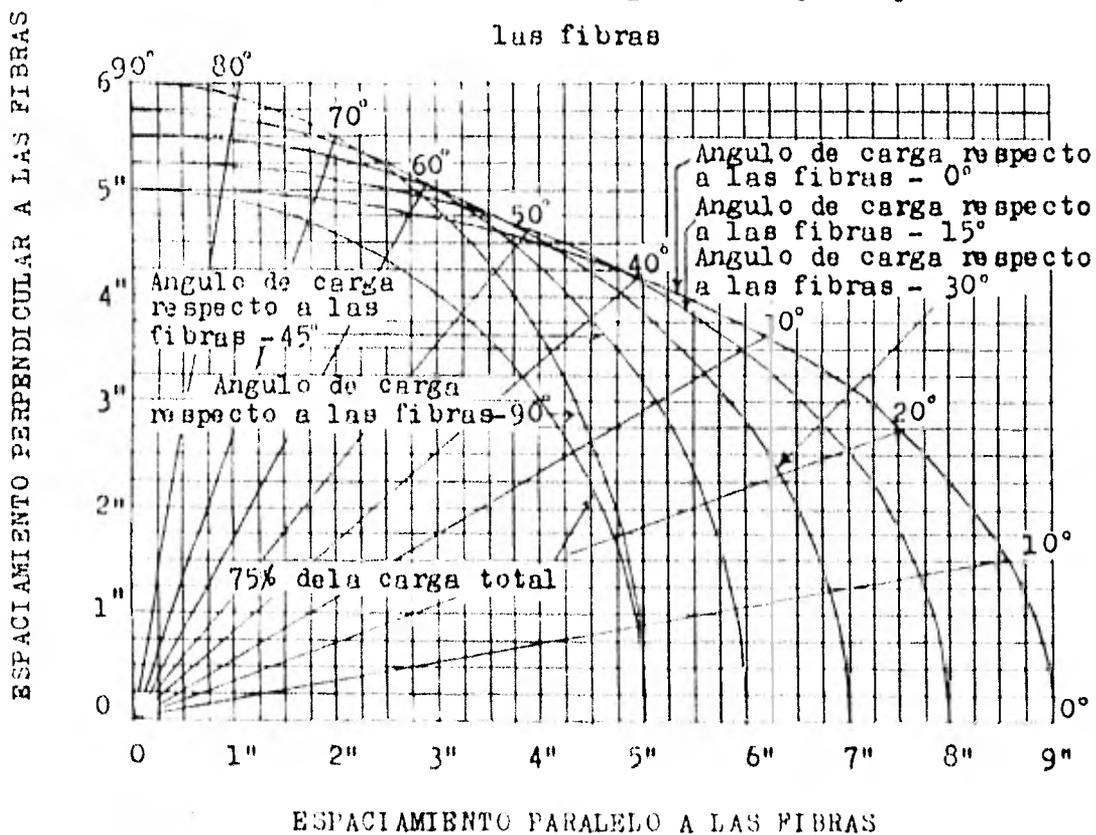
La distancia al borde es la distancia de la orilla del miembro al centro del conector más cercano medida perpendicularmente a ésta.

La distancia al canto cargado es la distancia medida desde la orilla hacia la cual actúa la carga inducida por el conector.

La distancia al canto no cargado es la distancia medida desde la orilla más alejada, de donde actúa la carga inducida por el conector.

La figura 23 muestra medidas típicas de la distancia al borde, siendo B la distancia al borde sin carga y C la distancia al borde cargado.

Las líneas radiales con el ángulo del eje respecto a las fibras



Gráfica de espaciamientos para conectores de anillo partido Teco de 4".

Figura No. 24.

En la figura 25 aparece una gráfica para distancias al borde en conectores de anillo partido de 4". Para las distancias al canto no cargado, la distancia estándar mínima es  $2\frac{3}{4}$ " que aparece a la derecha de la gráfica. Para la distancia al canto cargado hay una variación de acuerdo con el ángulo de la carga respecto a las fibras. Para encontrar la distancia al canto apropiada, localizamos el punto de intersección de la curva del ángulo de la carga respecto a las fibras y la línea horizontal que representa el porcentaje de la carga total permisible. Este punto proyectado verticalmente hacia abajo intersecciona la línea inferior de la gráfica en la distancia al borde buscada.

La esquina superior derecha representa la distancia estándar y mínima al canto cargado para un valor de  $0^\circ$  del ángulo de la carga respecto a las fibras. Para ángulos intermedios, interpolase en líneas rectas.

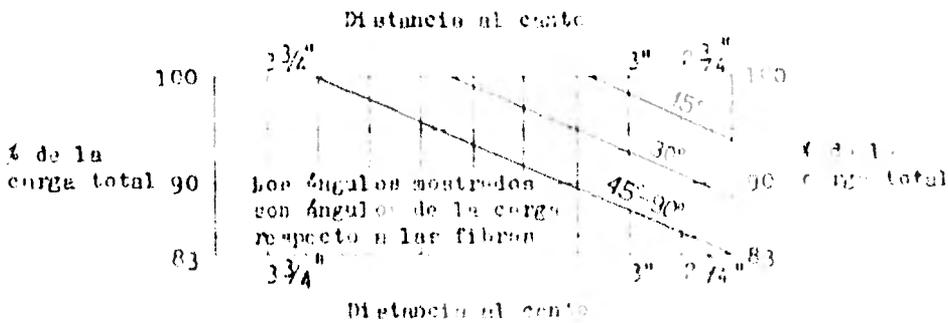


Figura No. 25 Gráfica de distancia al canto para conectores de anillo partido Tipo de 4".

#### DISTANCIA AL EXTREMO.

La distancia al extremo, es la distancia medida desde las fibras, del centro del conector al extremo del anillo cargado.

tado o escuadra. Esto se muestra con la distancia  $l$  en la figura 23b. Si el miembro  $l$  está cortado a escuadra, esta misma figura muestra el método para determinar la distancia del centro del conector al extremo cortado en ángulo.

La figura 26 es una gráfica de distancias al extremo para conectores de naillo partido Teco de 4". La gráfica está dividida en dos partes: una para miembros a compresión, y otra para miembros a tensión. Si el miembro está a tensión, encuentre a la izquierda el porcentaje de la carga total en el conector y desde ese punto proyectase horizontalmente hasta la curva.

Desde el punto de intersección proyectamos verticalmente hacia abajo y leemos la distancia al extremo al pie de la gráfica. La distancia mínima al extremo para miembros a tensión, usando conectores de naillo partido de 4" es  $3\frac{1}{2}$ ".

Si el miembro está a compresión, se usó la parte de la derecha de la gráfica. El método para determinar la distancia correcta es semejante al descrito para los miembros a tensión, con la excepción de que debe considerarse el ángulo apropiado de la carga respecto a los ejes de la conexión lateral y como intersección entre la curva correspondiente.

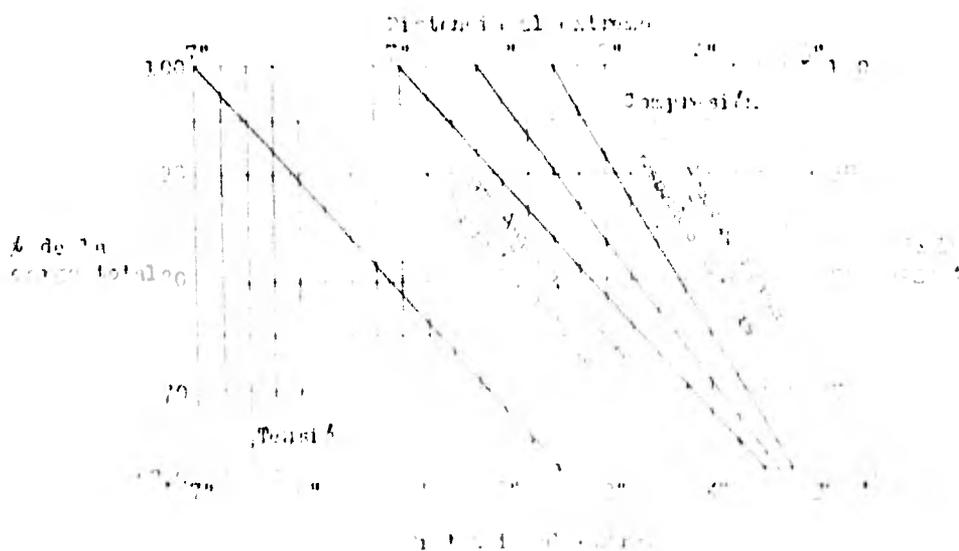


Figura 26. Gráfica para determinar la distancia al extremo de naillo partido.

## MIEMBROS DE CARGA Y MIEMBROS CARGADOS.

Quando se usan conectores para transmitir carga de un miembro a otro, no siendo paralelos sus ejes, el miembro en el cual ejercen presión los conectores a cierto ángulo respecto a las fibras, es el MIEMBRO CARGADO.

En el otro miembro la presión del conector es axial; este es el MIEMBRO DE CARGA. El miembro cargado es el miembro crítico.

Los conectores permiten usar miembros formados por más de una pieza de madera con un espacio entre ellas. Las figuras 27a, b y c ilustran la JUNTA DE TALON O DE APOYO de una armadura.

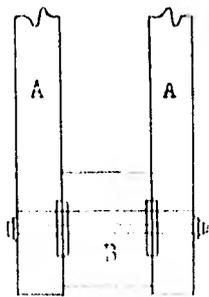
La cuerda superior esta hecha de dos piezas de madera separadas por el espesor de la cuerda inferior. El miembro superior resiste una fuerza de compresión y está diseñado como columna separada. La cuerda inferior está a tensión.

En juntas como ésta, en la cual hay tres piezas, la cuerda superior se extiende ligeramente abajo de la cuerda inferior, de tal modo que la componente vertical de la carga en A es resistida por el apoyo. La componente horizontal de la carga en A es resistida por medio del miembro B. Los conectores hacen presión axial en la pieza B, pero presionan a las piezas A en un ángulo  $\theta$ .

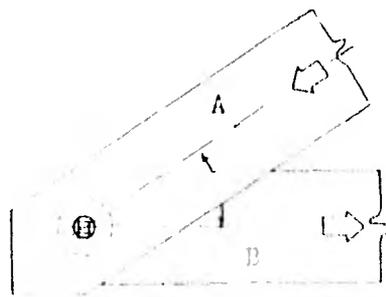
La pieza B es el miembro que carga y las piezas A son el miembro cargado, siendo axial la carga del conector en B, se puede usar la distancia mínima al borde. En las piezas A el canto inferior derecho es el canto cargado.

Las juntas de armaduras frecuentemente están compuestas de cinco piezas de madera como se muestra en las figuras 27d, e y f.

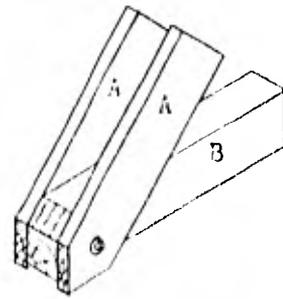
En esta junta, las piezas A y C tienen presiones axiales de los conectores y las piezas B tienen presiones de los conectores inclinadas respecto a las fibras. Las piezas A y C son miembros que cargan y B es el miembro cargado. Las presiones de los conectores en A y en C son axiales y sus cantos no están cargados, por esto, puede usarse la distancia mínima al canto en estos miembros. Las piezas B constituyen el miembro cargado. En este miembro ambos cantos son cantos cargados; la carga del conector de C hace que el canto superior esté cargado mientras que la carga del conector de A hace que el canto inferior resulte cargado. Puesto que hay dos cantos cargados en B, las distancias



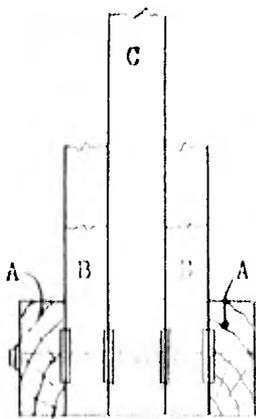
(a)



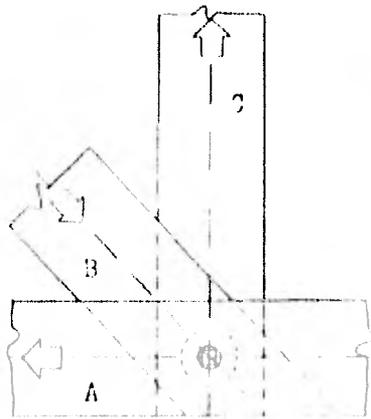
(b)



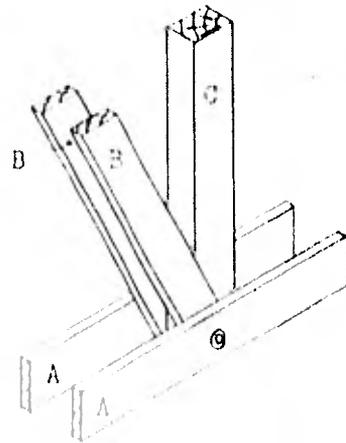
(c)



(d)



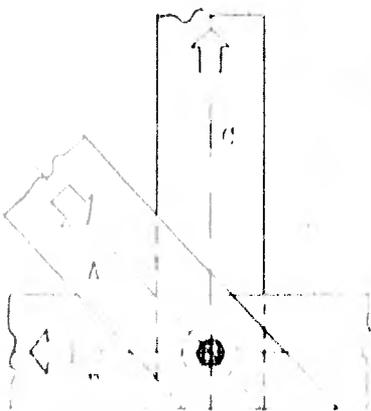
(e)



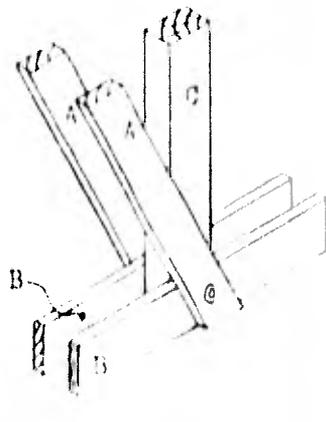
(f)



(g)



(h)



(i)

Figure 10.10

al canto pueden definir el ancho del miembro.

En las figuras 27g, h e i, se muestra una junta similar de cinco piezas, con la excepción de que las posiciones de los miembros de la diagonal y la cuerda inferior están invertidos. En este ejemplo las piezas A y C tienen presiones de conectores axiales (miembros de carga), mientras que las piezas B tienen presiones inclinadas respecto a las fibras. El miembro B es el miembro cargado y ambos cantos el superior y el inferior pueden tener esfuerzos de compresión.

Si en una junta de cinco piezas, dichas piezas se numeran consecutivamente a uno y otro lado, las piezas 1, 3 y 5 son las piezas que cargan. Las piezas 2 y 4 son las cargadas o piezas críticas.

**Materiales para techado .-** La tabla VII proporciona los pesos aproximados en libras por pie cuadrado de alquice de los materiales de cubierta de mayor uso.

TABLA VII. PESOS APROXIMADOS DE MATERIALES PARA TECHADO.

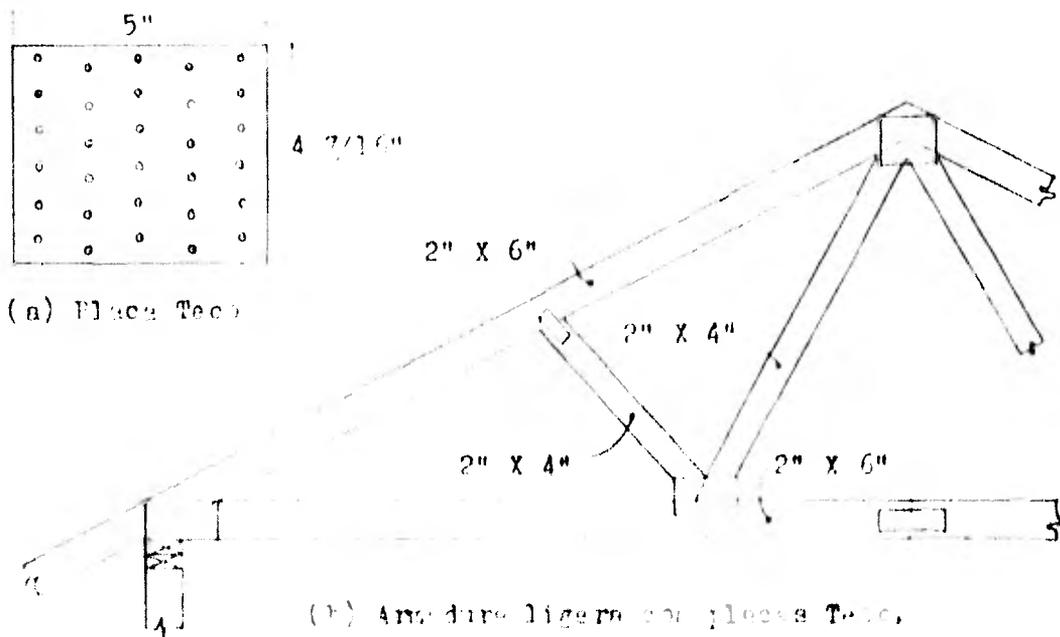
MATERIAL DEL TECHADO	PESO, EN LIBRAS POR PIE CUADRADO
Tejas planas	
de madera .....	3.0
de asbesto .....	5.0-6.0
de pizarra, cubierta con asfalto .....	2.0
Pizarra	
de 3/16" de grueso .....	7.0
de 1/4" de grueso .....	10.0
de 3/8" de grueso .....	12.0-14.0
Tejas de barro	
plana .....	12.0-16.0
española .....	10.0-14.0
Cubiertas formadas:	
de 4 capas de fieltro .....	4.0-5.0
de 5 capas de fieltro .....	6.0-8.0
Lámina corrugada	
calibre 20 .....	2.0
calibre 18 .....	3.0
De lámina galvanizada .....	1.0
De láminas de cobre .....	1.0
De láminas de plomo .....	7.0
Revestimientos de madera	
pino y abeto americano de 1" de espesor ..	3.0
pino amarillo, 1" de espesor .....	4.0
De concreto que puede clavarse por 1" de es- pesor .....	8.0
Losa de concreto de escoria, por 1" de espe- sor .....	9.0
Placa de yeso, por 1" de espesor .....	9.0
Plafón de yeso .....	10.0

### ARMADURAS LIGERAS Y ANCLAS PARA LOS ENTAMADOS.

Las armaduras ligeras son estructuras de madera en las que el material comúnmente tiene la escuadría de 2 X 4 plg. y 2 X 6 plg. Se usan con frecuencia en construcciones ligeras y residenciales con una separación que no excede de 24". Los nudos en estas armaduras ligeras se hacen con conectores de anillo partido de 2 1/2" y pernos correspondientes de 1/2".

Este tipo de armaduras se arma en el taller. En la construcción de casas y pequeños edificios industriales el uso de armaduras ligeras permite obtener economía de material y mano de obra si se compara con el tipo ordinario de techo y entramados para cielos rasos.

ARMADURAS LIGERAS CON PLACAS TECCO .- En un método más reciente para construir armadura ligera se emplean las placas Tecco como aparece en la figura 22.

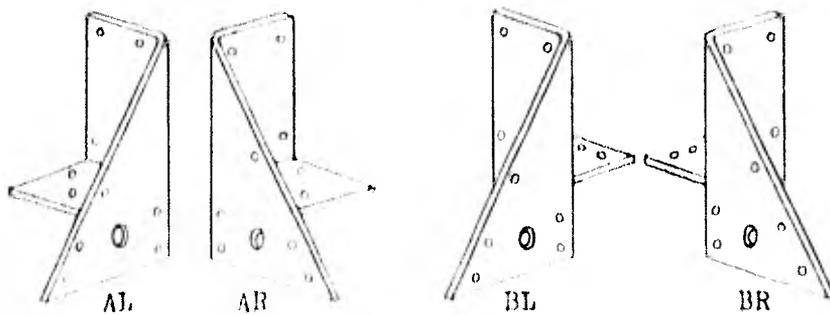


24 1/2" x 2"

Son placas pre-perforadas rectangulares, fabricadas de lámina galvanizada de calibre 20, colocadas en ambos lados sobre la intersección de los miembros de madera y sujetadas por medio de clavos 2d de 1 1/2". Véase la figura 28b.

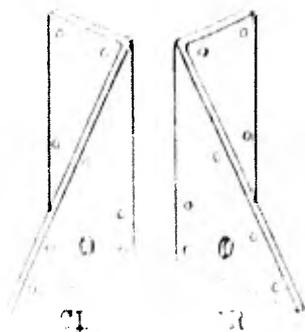
Los diseños típicos de armaduras ligeras varían de 16 a 32 pies, con inclinaciones de 2 1/2:12 a 7:12.

**ANCLAS PARA ENTAMADOS.**— Las anclas para entramados se usan mucho donde se necesitan nudos sencillos que sean más fuertes que los que se pueden obtener únicamente con clavos. Se usan en las construcciones con armaduras ligeras, siendo ideales para sujetar pares, viguetas, postes o cabezales. Las anclas Toco Trip-L-Grip se fabrican de lámina de acero galvanizada, resistente a la corrosión, de calibre 18. Se hacen en tres tipos básicos A, B y C, con dobleces izquierdos y derechos para madera de las dimensiones usuales de 2" a 4" de espesor. Véase la figura 29.



Ancla tipo A

Ancla tipo B



Ancla tipo C

Cada ancla tiene una altura de  $4 \frac{7}{8}$ "; el patín rectangular tiene un ancho de  $1 \frac{5}{8}$ "; el triangular tiene un ancho de  $2 \frac{3}{8}$ " y las porciones dobladas en los tipos A y B tienen una longitud de  $1 \frac{5}{8}$ ".

Las anclas se fijan con clavos especiales que entran apretados en los agujeros que tienen las anclas. Una de las ventajas de usar anclas para entramados es que los clavos se cargan siempre lateralmente, que es la dirección más eficiente con respecto a la resistencia.

Se han hecho pruebas de las capacidades de carga de las anclas para entramados y se han tabulado en la figura 30 las cargas permisibles de trabajo para las diferentes direcciones y duración de las cargas, basándose en estas pruebas.

	Nudo A			Nudo B			Nudo C		
Dirección de la carga (nudos A-B-C)	A	B	C	A	B	C	D	E	F
cargas de poca duración-viento o terremotos -----	450	825	420	200	400	200	300	300	400
cargas de larga duración-cargas vivas y cargas muertas -----	300	530	280	200	200	200	200	200	400

Figura No. 30

### JUNTAS DE MADERA.

En el diseño de armaduras de madera, así como en el de otras estructuras del mismo material en las que las cargas se transmiten de un miembro a otro, el diseño de las juntas requiere atención especial. Hablando en términos generales, la resistencia de una junta depende de :

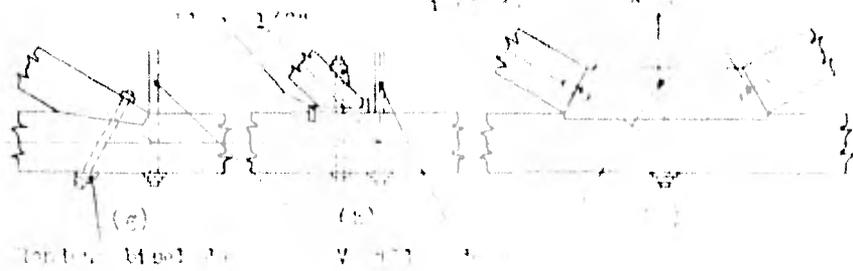
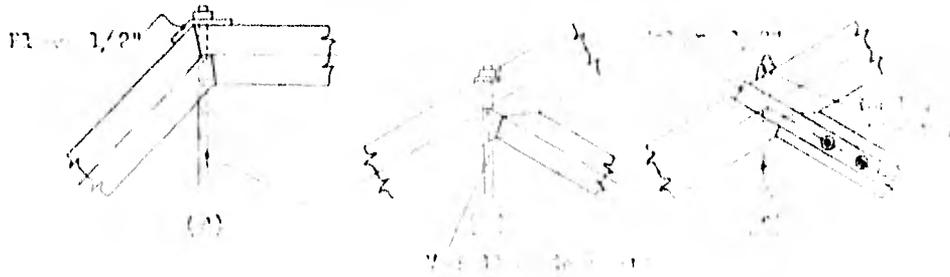
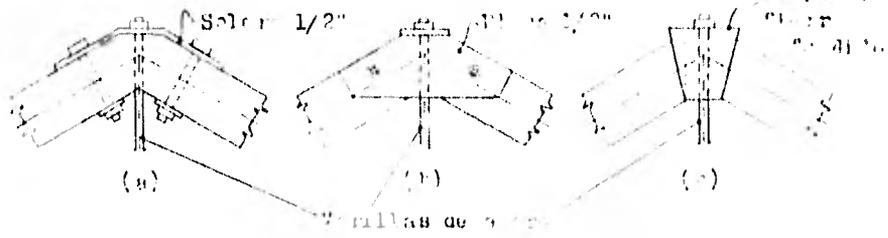
- Tipo y tamaño del elemento de unión.
- Tipo de madera que se utilice (especie).
- Ancho y espesor de los miembros.
- Distancia del elemento de unión al borde o extremo del miembro.
- Separación entre elementos de unión.
- Dirección de la carga aplicada con respecto a las fibras de la madera.
- Período de duración de la carga.
- Densidad específica de la madera.
- Contenido de humedad de la madera.

Debido a esta gran variedad de factores, el diseño de juntas se realiza más fácilmente a base de tablas y gráficas de cargas.

Toda junta debe satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Debe asegurar la resistencia a los esfuerzos que le transmiten los miembros.
- b) La rigidez de la unión debe ser tal, que no permita grandes deformaciones a la estructura.
- c) El tamaño de la unión no debe alterar las secciones normales de los miembros.
- d) Debe evitar flexiones. Esto se logra formando estructuras simétricas con respecto al plano en el que se presentaría la flexión.
- e) Debe ser de fácil ejecución.

Al detallar las juntas de una estructura de madera, hay numerosos tipos de conexiones que pueden usarse. La figura 31 muestra algunas conexiones de juntas para armaduras de madera.



## ELEMENTOS DE UNIÓN.

Además de los conectores anteriormente descritos, existen otros elementos de unión que se detallan en seguida:

a) CLAVOS Y TORNILLOS .- Los clavos permiten realizar uniones sencillas y eficaces en maderas blandas. Existe una gran variedad de clavos que se clasifican en comunes y pesados, y los hay de sección circular, cuadrada o triangular, ver figura 32a.

En general, los clavos con punta larga afilada tienen mayor poder de retención que los clavos con punta común; pero si la especie de madera tiene tendencia a rajarse, una punta aguda acentuará esta tendencia, y su capacidad de retención disminuirá.

El clavo despuntado reduce la rajadura pero causa destrucción en las fibras de la madera al ser introducido en ella; esto reduce su capacidad de retención a menos de la de un clavo común.

El clavo despuntado pero con extremo aguzado no provoca rajaduras tan fácilmente como el clavo común y es igual a éste en su capacidad de retención cuando se emplea en maderas de gran densidad.

Resistencia a la extracción .- La resistencia a la extracción depende de la dirección de penetración con relación a la dirección de las fibras de la madera, de la profundidad de penetración, del diámetro del clavo, de la especie de madera, densidad y de su contenido de humedad.

Los tornillos presentan rosca muy fina en su tronco algo cónico con cabeza redonda; los de grandes dimensiones tienen cabeza poligonal. Los tornillos que sujetan bridas tienen cabeza aplanada o hemisférica.

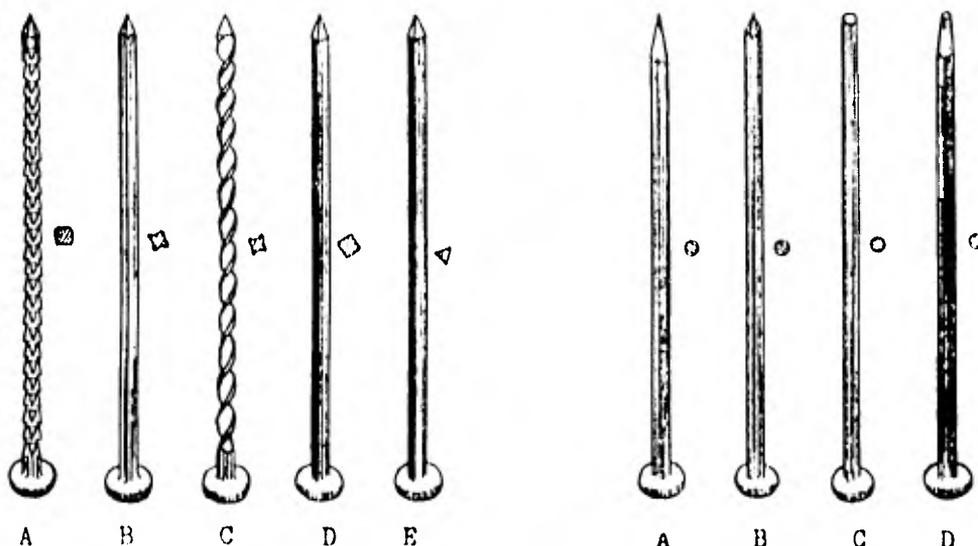
b) PIJAS .- Son en esencia tornillos grandes, que requieren agujeros guías y una llave de tuercas para colocarlos en la madera, se emplean en vez de pernos, en aquellos casos en que sería difícil fijar un perno o donde la apariencia de la tuerca sobre la superficie sería objetable. Ver figura 32b.

c) PERNOS .- Son elementos de unión en los que actúan únicamente esfuerzos cortantes. En la figura 32c se observan muestras de maderas unidas con pernos a las que se les aplican cargas paralelas a la dirección de las fibras.

Existen dos tipos de pernos, los lisos y los roscados.

Pernos lisos .- Son de hierro o acero y se caracterizan por tener extremos roscados. Estos se introducen generalmente en agujeros que

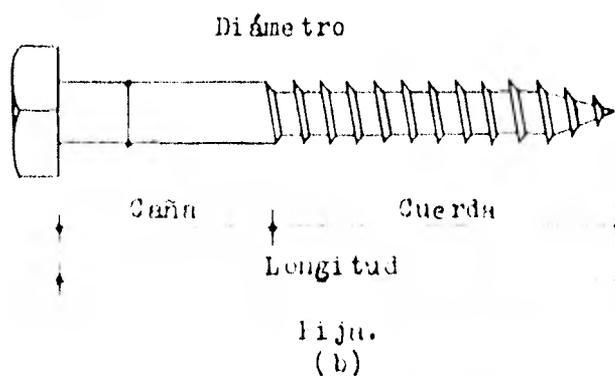
Figura No. 3"



Tipos de caños de clavos.  
 A) dentado, B) con surcos longitudinales, C) con surco espiral, D) cuadrado E) triangular.

Tipos de puntas de clavos.  
 A) larga y aguda, B) común C) sin punta, D) aguzada y despuntada.

(a)



Unión de placas mader-  
 licas a placa de metal  
 con perno.



Unión de piezas de madera  
 con perno.

(c)

tienen un diámetro aproximadamente 3 cm. menor que el diámetro del perno.

**Pernos Roscados .-** Son pernos con rosca, tuerca y rondanas que sirven para realizar uniones entre piezas de madera o para unir placas de acero a piezas de madera.

Existen otros elementos de unión a base de madera tales como espigas, tacos, cuñas, clavijas de madera y lengüetas. Las espigas son elementos prismáticos o cilíndricos de madera los cuales penetran por cada mitad de su longitud en las piezas que se han de unir quedando ocultos (figura 31i).

Los tacos son elementos también prismáticos, de sección cuadrada o rectangular, que tienen la misión de impedir el corrimiento mutuo de dos piezas acopladas longitudinalmente.

Las cuñas pueden ser sencillas o dobles, de sección trapezoidal y sirven para sujetar fuertemente las piezas de madera en sus uniones impidiendo que hagan juego. Estas cuñas deben tener el filo normal a las fibras de la pieza que lleva la muesca.

Las clavijas de madera no deben confundirse con las espigas; se introducen desde fuera en orificios practicados previamente, de suerte que quedan vistas a diferencia de lo que ocurre en las espigas. Son de sección cuadrada o circular con las aristas aboquilladas.

Las lengüetas finalmente son placas delgadas de madera dura que se introducen en muescas o ranuras de las piezas cuya unión se pretende. La lengüeta debe tener las fibras normales a las de dichas piezas.

## MADERA INDUSTRIALIZADA.

## a) FIBRACEL

En muchos aspectos ha superado a la madera debido a su diversidad de usos.

Entre sus ventajas principales podemos enumerar las siguientes :

1. Mayor resistencia.
2. La misma resistencia en cualquier sentido en que se aplique la acción de la fuerza, ya que sus fibras están acomodadas en todas direcciones; lo contrario pasa con la madera, que tiende a rajarse a lo largo de la veta, pues sus fibras se hallan en una sola dirección.
3. Composición uniforme, sin nudos ni defectos y de un grueso parejo en todas sus extensiones, así como una superficie enteramente lisa y tersa.
4. No se tuerce ni se raja; además tiene la propiedad de no absorber la humedad.
5. Resistencia a la polilla, al comején y a la podredumbre.
6. Mayores dimensiones que las de la madera común, lo que representa gran ventaja en muchas aplicaciones.
7. Apariencia muy atractiva para utilizarse al natural, pero puede ser pintado, barnizado, empapelado, y aunque no tiene vetas, sí son visibles las fibras, lo que le brinda un aspecto completamente distinto a cualquier otro material.
8. Puede ser flexionado para darle la forma que se desee, lo que no es posible hacer con la madera.
9. Retira la mayor parte de su fuerza cuando es sumergido en agua.
10. Puede ser trabajado con herramientas comunes para madera; también se puede clevar, pegar, aserrar, atornillar, perforar, achafanar, etc.
11. Su dureza es muy superior a la que tiene la madera.
12. Su resistencia al fuego es sorprendente, y mayor que en la madera natural.
13. Inoxidable y de manejo inofensivo.
14. Pintándolo previamente, puede emplearse en exteriores, lo que para esto se debe usar fibracel extraduro.

Calidades :

Se fabrica en tres diferentes calidades :

Estándar .- Fibracel duro, en dos espesores : 3.2 mm. con un peso de 3.5 kg/m<sup>2</sup>, y de 4.8 mm. con un peso de 4.8 kg/m<sup>2</sup>. Se produce con un ancho de 1.22 m. y en largos de 1.83, 2.44, 2.75, 3.05, 3.66 y 5.49 m. Su color es café claro.

Usos.- Principalmente en lambrines, revestimientos de muros, columnas y otros elementos de construcción: paredes divisorias ligeras y recubrimientos de techos o plafones; interiores de carrocería de vehículos, aparadores, pabellones, muebles de todas clases, juguetes, moldes, anuncios exteriores e interiores, pizarrones, casas prefabricadas, conductos para aire, etc.

Extraduro .- Lámina extrafuerte templada al calor, que recibe además un tratamiento con aceite vegetal que al someterse al calor se polimeriza y la hace más dura, resistente y además repelente al agua.

En dos espesores: de 3.2 mm., con un peso de 3.6 kg/m<sup>2</sup>, y de 4.8 mm. con un peso de 4.9 kg/m<sup>2</sup>, láminas con un ancho de 1.22 m. y largos de 1.83, 2.44, 2.75, 3.05, 3.66 y 4.49 m. Su color es café oscuro.

Usos .- Tiene la misma variedad de aplicaciones que el fibracel duro, aunque cuando se precise un material de más resistencia o repelente al agua, o cuando se prefiera por su apariencia, el extraduro es mejor.

Su utilización es, por tanto, igual a la del fibracel duro, y por sus características también es aplicable a paredes ligeras exteriores, pisos exteriores de techos con láminas chicas o grandes, cimbras para concreto, y otros muchos trabajos.

Aislante .- Es una lámina suave de baja densidad cuyo principal empleo es en aislamiento térmico y para mejorar las condiciones acústicas en construcción. El aislamiento del calor que se obtiene con una lámina de este material con 13 mm. de grueso, equivale al logrado con una hoja de asbesto de 20 mm., un muro de tabique de 14 ca., o una plancha de 46 cm. de espesor.

Espesores: 8 mm. y 13 mm. con anchos de 1.22 m. y largos de 1.83, 2.44, 2.75, 3.05, 3.66 y 5.49 m. y con un peso, según el espesor de 2.1 y 3.4 kg/m<sup>2</sup>.

Usos .- como revestimiento de techos y muros interiores pa-

ra aislamiento térmico en estudios de radiodifusoras, salas de grabación, salas de cine, teatros, auditorios, salones de clase, salas de conferencias, bibliotecas, restaurantes, fábricas, decoraciones y otros usos.

#### Colocación.

Las láminas de fibracel duro o extraduro deben humedecerse en forma abundante por el lado del revés con un trapo o brocha y estibarse con las caras encontradas veinticuatro horas antes de instalarse.

Si a las 48 horas de esta operación no se han instalado, deben volverse a humedecer.

Si es posible 48 horas antes de instalar las láminas de fibracel aislante, se desempacarán en el sitio donde se colocarán, con el fin de que se adapten a las condiciones y humedad del medio.

Aplicación a superficies planas .- Para fijar láminas a muros y techos de tabique o de concreto, se aplican sobrepuestas en bastidores o canes colocados dentro del muro o techo.

También se pueden pegar directamente al muro de tabique o concreto, o emplearlas como cimbra permanente, dejándose después como revestimiento.

Bastidores .- Para fijar láminas en los muros sobre bastidores de madera, los largueros se espacian con regularidad, según el ancho de la lámina, pero la separación entre sí de centro a centro no debe ser de más de 30 cm., para el caso de fibracel duro o extraduro. Las láminas siempre deben situarse en la misma posición que los largueros, y coincidir los lados o juntas con largueros o travesaños.

Clavado .- Las láminas dispuestas sobre bastidores se clavan en todo el perímetro y a todos los travesaños intermedios en forma simétrica: los clavos del perímetro se ubicarán a 12 mm. y de preferencia deben ser 24 mm. mayores que el grueso de la lámina clavada para asegurar así su buena sujeción.

Juntas y esquinas .- Es indispensable que nunca se coloquen a tope, y dejar siempre un espacio no menor de 3 mm. entre ellas.

Las tapajuntas pueden ser metálicas, de madera o de tiras de lámina de fibra o de madera cortadas y ranuradas o con chafalones, a elección.

**Asestrar .-** Se emplea una sierra de diente fino, con el lado derecho de la lámina hacia arriba. Para obtener una orilla más perfecta, se asierra la lámina de fibra de madera junto con un tablón que se sitúa debajo, afinando posteriormente las orillas.

Para doblar fibracel duro, con un trapo o brocha se humedece la lámina copiosamente cada 8 horas unas cinco veces, y para el caso de fibracel extraduro se sumerge en agua unas 6 horas. Después pueden doblarse las láminas en frío o preferentemente sobre un rollo o tubo metálico calentado a 200°C, a un radio un poco menor del que se desea conservar, porque después de doblado al soltarse, la lámina abre un poco el radio. El doblado se hace fijando un extremo de la lámina, tratando de envolver el molde que se use y sin forzar la lámina por el centro para que siga una forma determinada.

#### Aplicaciones comunes .

**En muros .-** Cuando se desea poner fibracel aislante sobre un muro de tabique donde se requiera alta resistencia térmica, el aplanado del muro se hace del modo acostumbrado y la lámina de fibracel se fija con pegamento, dándosele una presión pareja.

Otra forma, en caso de no querer usar fibracel aislante sino duro o extraduro por no existir la necesidad de cuidar las condiciones térmicas o acústicas, es sujetar las láminas con tiritas de madera colocadas dentro del muro.

Otra solución, probablemente la más generalizada, es la instalación de fibracel sobre bastidores de madera colocados en dirección horizontal o vertical y a distancias de 40 a 45 cm. de centro a centro.

Para disponer bastidores sobre muros de concreto se pueden usar varios sistemas :

- a) Empotrados o embutidos en el muro mismo.
- b) El bastidor fijo al muro mediante taquetes.
- c) El bastidor adherido con grapas previamente ahogadas en el concreto.

No hay que olvidar que las láminas del fibracel duro o extraduro, al igual que las del aislante, pueden ser directamente aseguradas a los muros por medio de pegamento adecuado, cuidando sólo que la presión sea uniforme en toda la extensión de la lámina.

En muros divisorios o cancelos .- Los postes se ponen a 60 cm de distancia para que haya la posibilidad de usar las láminas enteras o cortadas por la mitad; de esta manera se emplea un mínimo de material y se simplifica la mano de obra.

El fibracel puede dejarse aparente o darle un acabado de yeso o cualquier otro material de decoración que se escoja.

Si se requiere un cancel o pared divisoria más resistente, esto se consigue por medio de un tablado que se acomoda directamente sobre los postes. En esta superficie de madera se afirman las láminas de fibracel y la separación entre postes puede ser más grande.

En caso de usar blocks huecos con objeto de tener un mayor aislamiento acústico, el cancel mismo debe construirse sobre un cimiento de fibracel aislante para evitar que el sonido pase del cancel al piso y viceversa.

Otra modalidad en la construcción de paredes consiste en poner el fibracel aislante pegado a la madera, con la variante de utilizar cartón asfáltico entre la lámina y la madera. Esto proporciona a la pared gran impermeabilidad y permite dar a la lámina exterior un acabado en estucado o yeso.

#### b) PERFOCEL

El perfocel se fabrica con láminas de fibracel extraduro de 3.2 mm. que posee gran resistencia a la humedad al tratarlo con aceite de linaza y templarlo al horno. Estas láminas tienen múltiples perforaciones a lo largo y ancho, las que facilitan sus muchas aplicaciones en la construcción, en la decoración y en la fabricación de muebles.

No obstante que en el proceso de manufactura al perfocel se le da resistencia a la humedad, al utilizarse a la intemperie debe pintarse por ambos lados, cuidando que sus cantos y orillas también estén protegidos.

Cuando se emplea como base de aplanchados de yeso, debe mojarse con abundancia por lo menos doce horas antes de que se aplique éste, poniendo separadas las piezas por un espacio en la orilla y a no más de 10 cm. una de la otra y los refuerzos intermedios también equidistantes a no más de 10 cm.

Cuando las láminas se fijan en posición vertical, ya sea a lo largo o a lo ancho de las mismas, como en su aplicación a marcos, debe evitarse que descansen sobre el piso; se calzan temporalmente. Después se procede a clavarlas en el extremo superior del centro hacia los orillones luego se retira la calza y se continúa clavando de arriba hacia abajo, primero por las costuras inte-

riores y posteriormente por las orillas.

Para colocar las láminas en sentido horizontal, como en el caso de techos y plafones, se soportan primero en posición mediante apuntalamientos, y luego se clavan del centro hacia afuera.

Las láminas se espacian entre sí 3 mm. y nunca se ponen a tope.

Para fijar las láminas se emplean clavos sin cabeza del número 14 o 16, galvanizados, cobrizados o de cobre, de la forma que se quiera, para conseguir el efecto de acabado deseado. Para aplicación de láminas a los techos se usan clavos de cabeza plana.

Para adherirlas a muros pueden introducirse los clavos con un ángulo que se va alternando, y para hacerlo en techos se meten en forma perpendicular. El largo del clavo siempre será de 5 mm.; las separaciones y esquinas se cubrirán con tela de mosquitero.

Usos .- Son múltiples las utilizaciones que pueden dársele. Algunas de ellas son : lambrines para cocina, mamparas divisorias, tableros para herramienta, tableros comerciales con ganchos y ménsulas que se acomodan y cambian de lugar de modo muy sencillo.

Para estos casos el perfofel debe quedar separado por lo menos 1 cm. de la superficie sobre la que se aplique para que los ganchos tengan juego y puedan colocarse fácilmente.

Por su especial textura y apariencia se usa como revestimiento de superficies en las que se quiere obtener un determinado efecto, de acuerdo con la naturaleza del material.

El perfofel, por ser fibrocel, se puede cortar y clavar, así como pintar y barnizar sobre ambas superficies.

### c) TRIPLAY

#### Maderas utilizadas.

Cedro .- Madera sumamente fácil de emplear porque acepta un alto grado de acabado y tiene pocos nudos; muy estimada en el mercado por su olor agradable, que ayuda a repeler la polilla y otros insectos.

Caoba .- La reina de las maderas. Se obtiene un producto de grano finísimo que permite un acabado perfecto, y aun cuando es algo más dura que el cedro, es fácil de utilizar, siendo mucho más vistosa por su veta. Es inmejorable para toda clase de muebles, canoales, lambrines y es frecuentemente empleada en la construcción.

trucción de botes por su estabilidad.

Otras maderas que se utilizan son el Chacah, Pasak, Sac-chacah, Chechem, etc.

Calidades .

A. Chapa obtenida mediante sistema rotatorio; libre en absoluto de defectos de color como manchas o albura, nudos o máculas de resina y perfectamente sólida. El objeto de estas especificaciones es que pueda recibir aspecto de acabado al natural.

AR. Las mismas especificaciones que la anterior, pero con chapa rebanada y veta combinada simétricamente; tiene una albura que la hace vistosa.

B. Triplay en cuya cara no hay inconvenientes de solidez, como grietas, nudos, huecos, picaduras de insectos, etc., pero que puede tener defectos de color: algunas manchas, grano no combinado, etc. Aunque el triplay de esta calidad en determinados casos se usa en acabado natural, se produce para ser pintado.

C. Puede ser defectuosa: agrietada, con nudos, huecos o picaduras; se usa para partes no expuestas. Ninguna de las calidades admite irregularidades de manufactura, como partes despegadas, más o menos grosor, etc.

Dimensiones.

Los largos estándar son 1.52, 2.13 y 2.44 m.; los anchos, 0.76, 0.91 y 1.22 m.; los espesores comúnmente usados son : 3 y 6 mm. y 3 capas, de 9 y 12 mm. y 5 capas, y de 19 mm. y 6 capas.

El triplay debe ser balanceado, es decir, que las capas de ambos lados del plano central deben tener los mismos grosores.

Tipos de pegamento.

Ordinario .- Se emplea en triplay para muebles e interiores, y es ligeramente resistente al agua, pero no puede empaparse en forma prolongada.

Intemperie .- Adhesivo para triplay con resistencia al agua fría, que se usa en exteriores en climas no muy extremos; puede mojarse bastante sin peligro de que se despegue.

Marino .- Pegamento fortificado con resina de malamina de urea, que hace resistir al triplay pruebas sucesivas con agua hirviente y secado rápido, sin lograr separar la línea de unión.

Útil para los climas y condiciones muy rigurosos.

Usos .- Su trabajo puede ser mecánico, así que su aplicación es variable; por ejemplo, en cancelas, lambrines, puertas, cimbras, mostreadoras, etc.

#### d) PERMAPLAY

Material industrializado hecho con astillas de madera seca comprimidas en prensas hidráulicas y con un grado de humedad que permite su aglutinación con resinas sintéticas y aldehído de urea. El porcentaje con respecto al peso determina la dureza, resistencia y propiedades de trabajo. Las astillas deben mantenerse en determinados límites de tamaño para lograr un producto uniforme.

#### Propiedades.

El permaplay es una tabla completamente sólida con una gran estabilidad dimensional en su grosor; cuando es enchapada adquiere mucha resistencia; además, por su uniformidad y por carecer de dirección, o mejor dicho, de continuidad de fibra, es inerte en lo que se refiere a esfuerzos internos. Por esta razón, cuando es enchapada con capas bien balanceadas no sufre torceduras o pandeo, por lo que es muy útil en las industrias de la construcción y mueblera.

#### Fabricación.

En la hechura del permaplay se utiliza material de desperdicio de cualquier tipo de madera, dura, blanda, seca o verde, desde el que dejan las prensas, tornos y rebanadoras de las fábricas de triplay, incluyendo el aserrín y los recortes de madera de todas clases, hasta los productos leñosos que se extraen en los desmontes. Por esta razón la factoría establecida en Colonia Yucatán realiza el aprovechamiento integral de los árboles que se derriban en los bosques de la región y ayuda a las demás industrias de madera de dicha colonia a usufructuar la to-

talidad de sus residuos; en esta forma se contribuye a la conservación de los recursos forestales de la zona y del país.

También se usan las especies tropicales del monte, de las que actualmente, por sus dimensiones no resulta costosa la explotación.

Usos .- El permaplay se emplea de preferencia con chapa de madera en ambas caras. Este material así enchapado tiene la fuerza y la resistencia de la madera y su construcción es semejante a la del triplay, ya que en ella se aplica el mismo principio que consiste en alternar o cruzar el sentido de las fibras de cada lámina en relación con las de la lámina contigua a la cual va pegada, para multiplicar su resistencia.

Las maderas de que se sirve para dar a las chapas aspectos de muy bella apariencia son principalmente el cedro y todas las maderas llamadas tropicales, cuya dureza había restringido su uso en muchos casos; pero en éste, al ser tan sólo una chapa, esa limitación desaparece. Dentro de las primordiales maderas tropicales empleadas se hallan: chacah, que es absolutamente blanca y de grano muy fino; pasak, muy similar a la anterior, pero con un tinte color crema; sac-chacah, de aspecto satinado (estas tres maderas son elaboradas industrialmente con el nombre comercial de Fajucha); chechem, cuya veta varía del color café rojizo al verdoso, y dzalam, de color café oscuro muy parecido al del nogal.

#### Ventajas.

El permaplay es un producto económico tanto por su precio, semejante al de la madera en tabla, como por el rendimiento, muy superior, ya que no necesita saneamiento para rajaduras ni tiene los demás defectos de las tablas; por último, resulta también más económico que éstas porque no requiere estufado, ensambles, etc. Es, además, un material muy fácil de emplear y puede cortarse en ángulos diversos como la madera común. Sus cantos u orillas deben ser siempre cubiertos herméticamente para evitar penetraciones de agua, lo que puede hacerse con madera, chapa o cualquier tipo de cuerpo que se adhiera a ellas de modo adecuado.

El permaplay ha de ser cortado invariablemente con sierras de diente fino. Puede ensamblarse con tabiques, machihembrarse o sujetarse con tornillos (los más apropiados para esto son los que se utilizan para láminas metálicas).

El permaplay ha hecho posible el uso de numerosas maderas tropicales duras de belleza excepcional, de que no podía servirse antes porque su extrema dureza dificultaba muy seriamente su manejo. Ahora estas maderas son usadas como vistas de permaplay, además del cedro y la caoba, ya que son más fáciles de trabajar que cualquier madera suave.

En espesores grandes el permaplay es ligero, pues hay una importante reducción en el peso, ya que al fabricarse con la llamada forma tubular los huecos aminoran aproximadamente la tercera parte de su peso, sin restarle resistencia; y en consecuencia, también bajan el costo, porque menos partículas son utilizadas y es empleada menos resina. El permaplay es un material ya terminado que sólo requiere el sellador, el barniz o la pintura que se decida aplicarle en cada caso.

#### e) MADERA CONTRACHAPEADA

Está formada por diversas capas de madera pegadas, con sus fibras cruzadas por medio de colas especiales a base de caseína y cal imputrescible y de gran resistencia mecánica.

Las maderas para recubrimientos son muchas; entre otras, se hallan el nogal, el arce, el haya y la caoba.

La madera contrachapada es flexible hasta un radio de curvatura igual a 40-50 veces su espesor.

Para su colocación, y a fin de evitar la acción perjudicial de la humedad que siempre existe en los enlucidos, es conveniente aislar los lambrines de madera contrachapada mediante un espacio de uno a dos cm., para lo cual se fijan listones en la pared y sobre ellos las hojas.

Un problema es el de las juntas, aunque hay diferentes soluciones: existen las cubrejuntas de madera que pueden dar un efecto agradable al formar tiras verticales, o superponiendo los bordes de los lambrines, que sería en sentido horizontal, crearían líneas horizontales.

Diferentes maderas para utilizarlas en contrachapas.

Abeto blanco .- fondo amarillo claro, con vetas regulares de color paja.

Abeto rojo .- el vetado tiende ligeramente al rojo.

Arce Maple .- color pardo claro, vetado filiforme muy sinuoso, jaspeados anchos y brillantes, poco acusados.

Ceoba .- color amarillo bronceado, superficie con minúsculas manchas y puntados irregulares.

Olmo .- color pardo con vetados separados y finos en el sentido transversal de la fibra.

Fino .- fondo amarillo ligeramente rosado, y vetado amarillo rojizo.

Roble .- color pardo claro de estructura compacta y fibras paralelas.

#### MADERA EN ACABADOS.

##### Pisos de madera.

La madera empleada para este objetivo, además de su aspecto agradable, debe reunir características especiales, tales como una dureza apropiada, buena estabilidad, y ofrecer la posibilidad de un acabado adecuado. Antes de ser usada, la madera es sometida a un tratamiento para extraerle cierta cantidad de agua que contiene en estado crudo, hasta llegar a un grado de humedad relativa igual a la del ambiente en que va a ser empleada. En el Distrito Federal, aquél es del orden de 8%.

##### Pisos de Duela.

###### Características de la duela :

Labrada por sus dos cantos y sus dos caras. Al cortarse, las duelas reciben un machihembrado que consiste en una saliente o entrante en el canto.

Cada pieza tiene una oquedad (hembra) y un diente (macho) que embonan perfectamente bien y que son objeto de constante control en la fabricación. Se observa que la trasera, o sea el lado que quedará hacia abajo, es un poco más angosta, de manera que hay una junta más adecuada en la cara superior. Además, está provista de ranuras que permiten un mejor asentamiento sobre los elementos en que se colocará. Los largos de la duela varían desde 50 cm. hasta 2.75m. La unión de los extremos, o sean las cabezas, también está machihembrada y no tiene que coincidir de ninguna manera con los apoyos.

#### Calidades.

Se consideran tres calidades :

#### En el encino:

Extra .- No permite impurezas en la madera y se utiliza la parte más clara.

Selecta .- Tiene tonos más oscuros y variados, pero tampoco acepta impurezas.

Común .- permite ligeras impurezas, pequeños nudos y madera más vetada.

#### Modos de colocación.

Duela y tablón .- se puede colocar sobre una cama consistente en un subpiso de madera o sobre polines y vigas, fijada directamente con clavos corrugados.

El segundo caso constituye el sistema normal y habitual en casi todos los pisos.

El primer caso es excepcional, ya que solamente se emplea para darle mayor resistencia al piso cuando se destina a un uso pesado, como por ejemplo gimnasios, bodegas, etc.

Si se trata de colocación en planta baja deberán considerarse los efectos de la humedad, a menos que se eviten por medio de impermeabilización completa.

Para acomodar las vigas y polines tendrán que observarse los siguientes factores : en planta baja se colocarán sobre los cimientos o dadas de desplante, calculando soportes intermedios que eviten la flecha de las vigas a distancias adecuadas y en forma corrida. Usualmente, éstos se hacen de tabique común con un ancorado de concreto que sujeta perfectamente la viga y previene cualquier movimiento o torsión.

Los soportes intermedios se sitúan más espaciados que los empleados en plantas altas, ya que resulta más complicada su ejecución y por esto las secciones de las vigas son por lo general más grandes; se recomiendan de las siguientes medidas; vigas reforzadas de 4" X 8", o sencillas de 3 1/2" X 7 1/2"; polines de 3" X 6", o tablón de 2" X 8". El problema fundamental es la ventilación cruzada de la parte inferior, que sólo se logra con la apertura de amplias ventilas en los rodapié de las fachadas y perforando los muretes de soportes intermedios, ya que de otra manera puede llegar a acumularse un grado de humedad mayor que la normal en esta parte, lo que ocasionaría alteraciones en la

duela. Por la misma razón se usan rejillas en ésta. Si no es posible tener este espacio lo suficientemente amplio y ventilado, lo que pasa cuando el nivel de piso terminado es igual que el nivel exterior, se procede, como ya antes se mencionó, a colocar una capa impermeable compuesta por un firme con dos estratos de fieltro asfalto con traslapes de 5 cm. como mínimo. Esta capa tiene que subir cuando menos a una altura de 3 cm respecto del nivel exterior. Por encima se puede poner un firme en el cual se ahogarán polines de sección trapezoidal que de este modo ya quedan fijos. Ver figura 33.

En plantas altas se elimina el problema de la humedad y, por tanto, no se necesita ventilación. Los muretes de soporte se emplazan sobre la losa o de una vez se cuele una dala de concreto en la que se ahogan los polines, o simplemente se ponen éstos sobre la losa, fijados ya sea por un firme de concreto o por medio de armellas atornilladas en taquetes de la losa o broches empotrados.

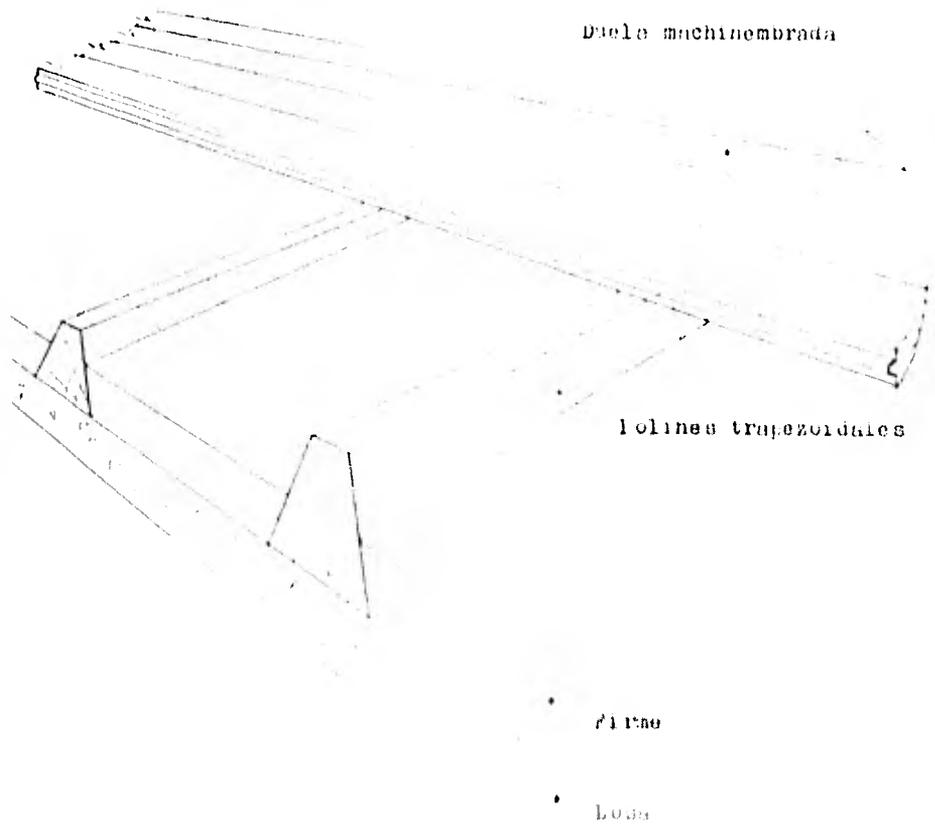
Especialmente los polines deben fijarse muy bien, pues de otra manera el piso empezará a rechinar. Por la misma razón los polines deben estar secos de manera total y tener un canto bien labrado, para que se asiente la duela. La distancia a la que se colocarán los polines deberá ser de 40 cm. cuando la duela va clavada directamente sobre ellos, y de 50 cm. cuando se pone en una cama de madera. Si la duela se emplaza sobre un subpiso de concreto, se deberá cuidar que ésta tenga una superficie nivelada y tersa (lo que se denomina un repellido fino hecho con llana a la losa al colocarla o al firme que se cuele después).

En plantas bajas esta superficie debe estar impermeabilizada de modo apropiado.

#### Pisos de Parquet.

El parquet se obtiene al cortar pedazos del múltiplo del ancho de la duela o del tablón; son machinembrados por cantos y cabezas.

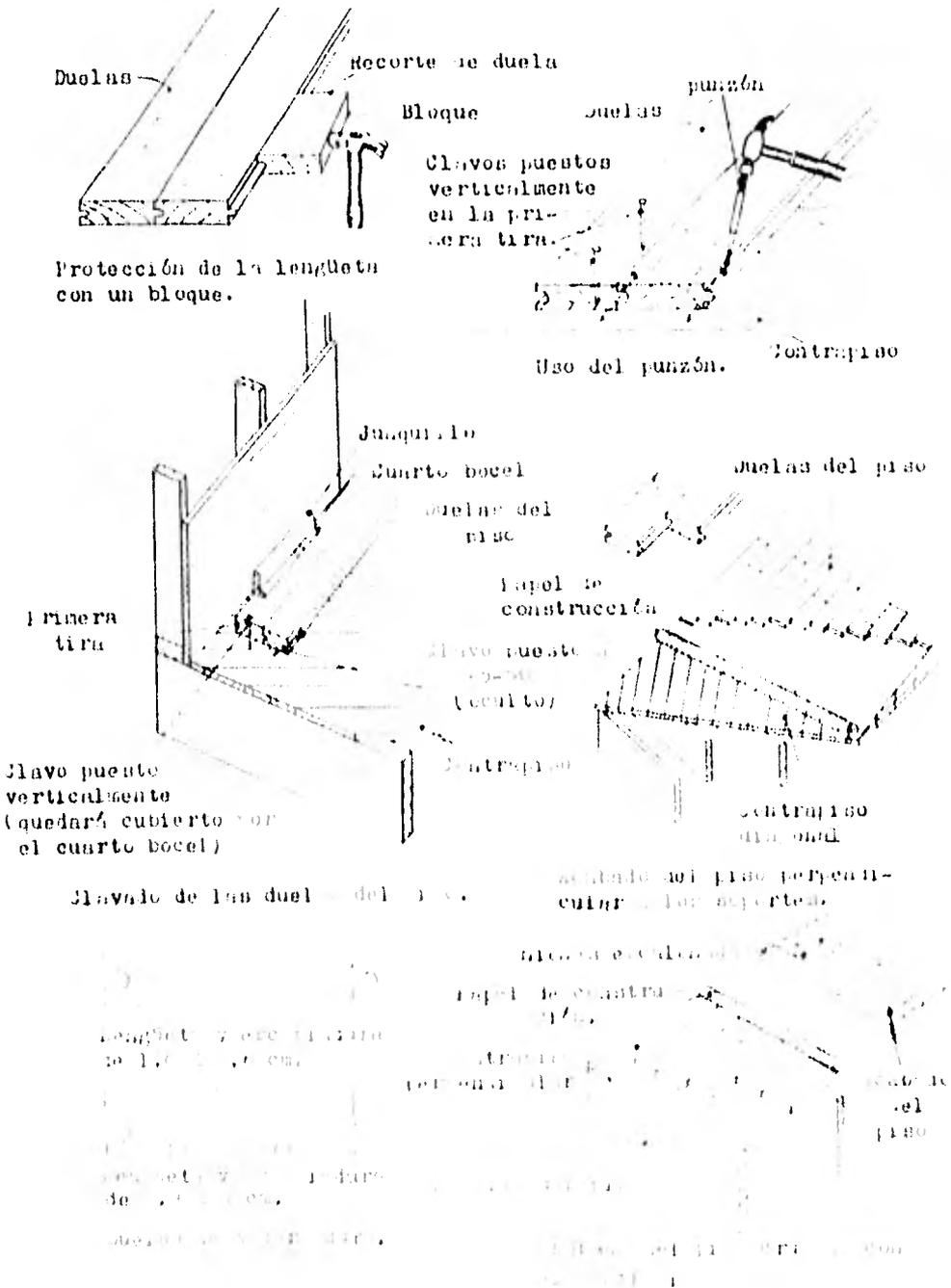
Las medidas usuales en que se fabrica la duela son: grueso de  $3/4"$ , o sea 19 mm.; anchos de  $1\ 1/2"$ ,  $2\ 1/4"$  y  $2\ 1/2"$ . Además se fabrican tableros de  $2\ 5/8"$  y  $3\ 5/8"$ , también machinembrados.



DE DISEÑO MECÁNICO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA  
TRABAJOS REALIZADOS EN LA ESCUELA POLITÉCNICA  
MEXICO

FIGURA NO. 11

Figura No. 34  
FISOS DE DUELA



Hay parquet de duela de las siguientes dimensiones :

- De  $\frac{3}{4}$ " X  $1\frac{1}{2}$ " X 6"
- De  $\frac{3}{4}$ " X 2" X 6"
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $2\frac{1}{4}$ " X  $6\frac{3}{4}$ "
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $1\frac{1}{4}$ " X  $7\frac{1}{2}$ "
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $1\frac{1}{2}$ " X  $7\frac{1}{2}$ "
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $2\frac{1}{2}$ " X  $7\frac{1}{2}$ "
- De  $\frac{3}{4}$ " X 2" X 8"
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $1\frac{1}{2}$ " X 9"
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $2\frac{1}{4}$ " X 9"
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $1\frac{1}{4}$ " X 10"
- De  $\frac{3}{4}$ " X 2" X 10"
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $2\frac{1}{2}$ " X 10"
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $2\frac{1}{4}$ " X  $11\frac{1}{4}$ "

La primera medida indica el grueso, la segunda el ancho de la duela de que está formado el PARQUET y la tercera nos proporciona el tamaño del cuadro.

El PARQUET de tablón se fabrica en las siguientes medidas:

- De  $\frac{3}{4}$ " X  $3\frac{5}{8}$ " X  $7\frac{1}{4}$ "
- De  $\frac{3}{4}$ " X  $3\frac{5}{8}$ " X  $10\frac{7}{8}$ "

#### Colocación.

Se hace sobre una cama de madera o directamente sobre un firme, tomando las mismas precauciones que en el caso de la duela.

Se adhiere por medio de pegamentos que se procura conserven sus cualidades elásticas.

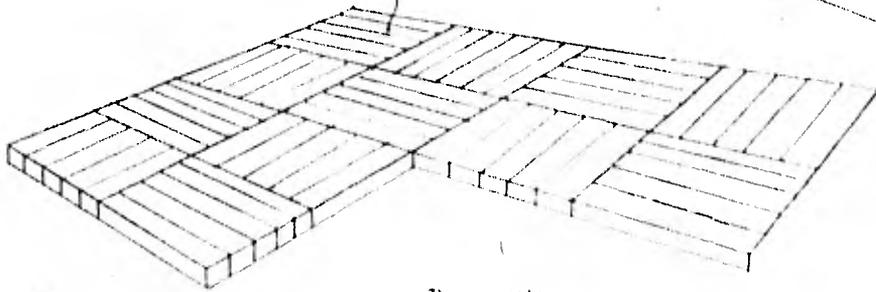
Se pueden considerar tres clases de parquet : uno que es, como antes se dijo, el machihembrado de duela; otro es de tablón y el último el parquet sin machihembrar.

Este se consigue en dimensiones más pequeñas, de cuadrados de 12 cm. de lado y 10 mm. de grueso, incluyendo el pegamento. Se emplazan en cuadros de cuatro piezas que vienen juntas pegadas sobre cartón que se desprende posteriormente. Por sus dimensiones, las contracciones por humedad o temperatura son menores. Influye también en esto la forma de aserrar el tronco. El modo más conveniente de hacerlo es en sentido perpendicular a las fibras, lo que se llama "al cuarteo".

COLOCACION DE PARQUET SIN MACHIHEMBRAR SOBRE FINO DE CEMENTO.

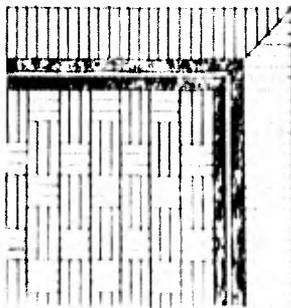


Parquet sin machihembrar

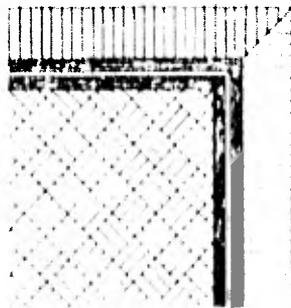


Pegamento

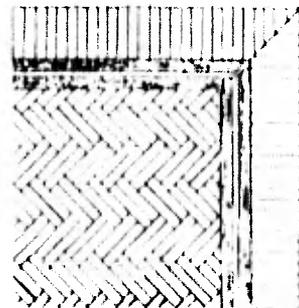
Fino de concreto con fino



PARQUET ALFEBRADO



PARQUET MODERNO INCLINADO



PARQUET PLUMA COMUESTO

COLOCACION DE PARQUET DE DUELA  
SOBRE CANA DE DUELA O TABLON

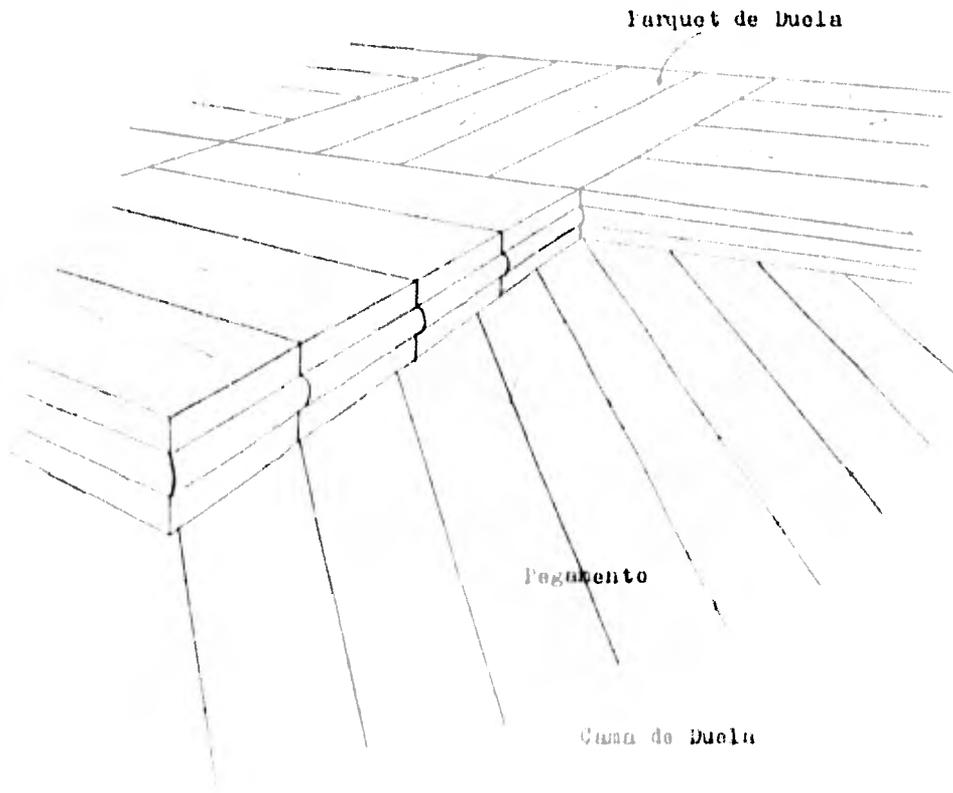


Figura No. 30

El parquet se pega sobre un subpiso de madera o un fino de cemento, que puede ir en la losa misma o en un firme de concreto. Las características que debe reunir aquella o éste son : espesor mínimo de 5 cm., en planta baja la capa debe ir sobre la membrana impermeabilizante, resistencia mínima del concreto de  $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ ; no debe contener aditivos, ya que éstos pueden dañar la madera.

El fino se debe ejecutar con una mezcla seca para evitar que se forme una película superficial de poca adherencia, que se puede desprender en un momento dado. Tampoco se debe rociar la superficie del fino con cemento en polvo, ya que produce el mismo efecto. Se requiere una nivelación a regla.

En plantas bajas se debe colocar una membrana impermeabilizante entre la losa o el firme y el fino de concreto. Estará formada por una o dos capas superpuestas de cartón o fieltro asfaltado, cuyas juntas se traslapan 15 cm. y se pegan con asfalto caliente. La membrana deberá doblar unos 15 cm. sobre todos los muros.

Colocación sobre subpiso de madera .- En plantas bajas se cuidará la ventilación, como en los casos anteriores. El parquet siempre debe formar un ángulo de  $45^\circ$  con la duela o tablonos de abajo, que serán pulidos con máquina después de colocados.

#### Pisos de Adoquines de madera.

Estos forman piezas de mayor espesor ( 2", 2 1/2", 3" y 7 1/2 cm de ancho X 15 cm de largo). La veta en este caso va en sentido vertical, lo que da una resistencia mucho mayor al piso. La clase de madera empleada es pino, que se impregna con aceite de creosota. En los lados lleva biseles que posteriormente se llenan con el mismo pegamento. Se coloca sobre un subpiso de concreto nivelado en forma cuatrapenda. Una vez pegado se le aplica el mismo material adhesivo en la superficie para llenar todas las ranuras y biseles.

Las ventajas de este tipo de piso son : gran resistencia, durabilidad y propiedades acústicas.

### Lambrines (paredes de madera).

Raro es el material que por sí solo reúna todas las peculiaridades indispensables para su utilización en muros: resistencia, impermeabilidad, apariencia, facilidad de conservación, características acústicas, etc.

Así pues, muros hechos a base de tabique común de barro aparentemente tendrán el defecto de ser permeables, defecto que se corregirá poniendo sobre ellos grasa o barniz que disminuya su absorción, o aplicando un aplanado en su parte interior. A estos muros se les acompaña de un material que les proporcione detalles más vistosos, para lo que se cuenta con la madera en su aspecto natural.

El lambrín es un material fabricado con madera maciza, cuyo diseño le permite recubrir superficies planas y curvas (cóncavas o convexas), ya sea en muros, plafones o columnas. El lambrín se presenta en tableros fabricados en tiras de madera maciza, biseladas en sus cantos y cabezas o extremos, por ambas caras y adheridas mediante un pegamento especial a una tela que les sirve como base y les permite tener flexibilidad para seguir superficies curvas, aún de radio pequeño como en el caso de columnas.

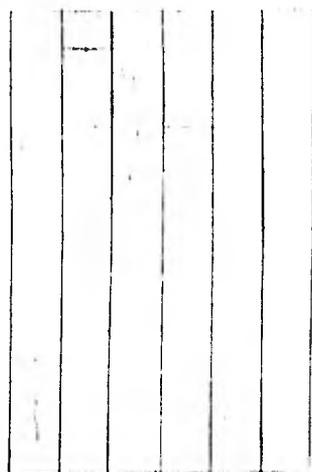
Los tableros de lambrín SIBOPLEX B/ ALFER son de 63 cm. de ancho y sus alturas normales de fabricación son de 2.40m. y 2.70 m., pudiéndose fabricar de mayor altura en casos especiales.

El espesor es de 6 mm.

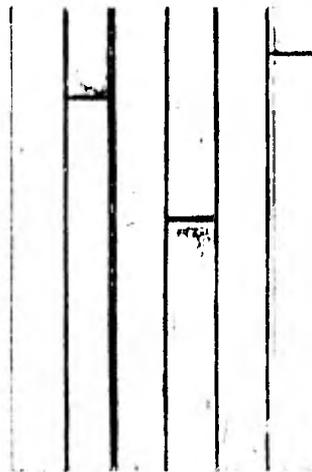
Colocación.- Puede colocarse directamente sobre la superficie del muro, plafón o techo, o sobre un bastidor de madera cuando las condiciones de la superficie que se va a cubrir no permitan la colocación directa.

### Lambrines de duela.

El proceso de fabricación es senciblemente el mismo que el de duela para pisos variando solamente la forma final del producto.



Liso sin bisel



Rústico biselado

## LABRIN DECORATIVO

Figura No. 37

## Ménsulas .

Son elementos que forman escuadras y permiten gran versatilidad en la construcción y en la decoración. Su construcción es de relativa facilidad. Son un adorno de arquitectura que sobresale de un plano y sirve para sostener alguna cosa; por ejemplo las ménsulas de un balcón.

## Madera en Cimentaciones.

### Pilotes de Madera.

Los pilotes son elementos estructurales, que se utilizan para transmitir cargas a través de formaciones de suelo con malas propiedades de apoyo, a formaciones que sean capaces de soportar las cargas. Si la carga se transmite al suelo a través de la fricción entre la superficie lateral del pilote y el suelo, el pilote recibe el nombre de pilote de fricción. Si la carga se transmite al suelo por medio de la punta, el pilote se llama pilote de apoyo por la punta.

Muchos pilotes dependen de una combinación de la fricción lateral y del apoyo por la punta para obtener su resistencia.

Los pilotes de madera se fabrican con troncos de árboles como el pino que se encuentran con razonable facilidad en longitudes hasta de 20 m. y los de abeto con longitudes hasta de 30 m.

Como ventajas del uso de los pilotes de madera se pueden citar: su economía, la facilidad de manejo con poco peligro de romperse, además pueden extraerse con relativa facilidad cuando es necesario retirarlos.

#### Desventajas:

Es difícil obtener pilotes suficientemente largos y derechos.

En algunos casos es sumamente complicado o imposible hincarlos en formaciones duras.

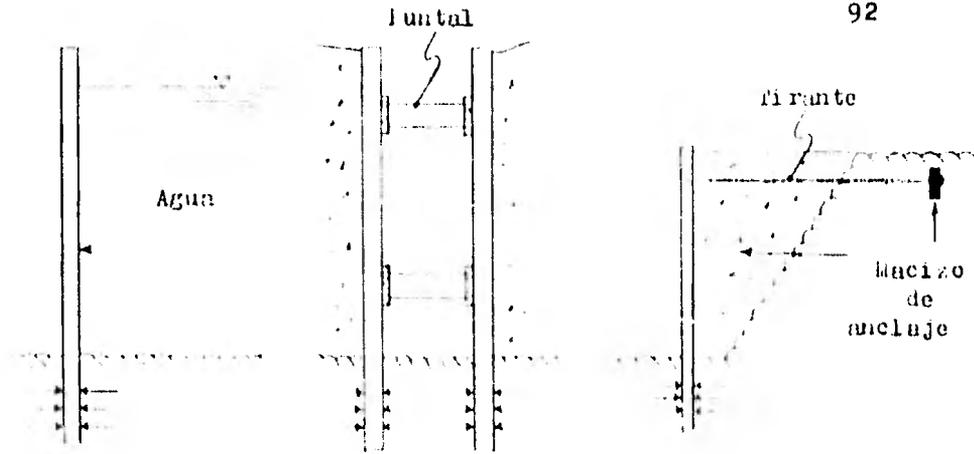
Es difícil unirlos para incrementar su longitud.

Su vida útil es corta a menos que reciba un tratamiento adecuado con preservativos.

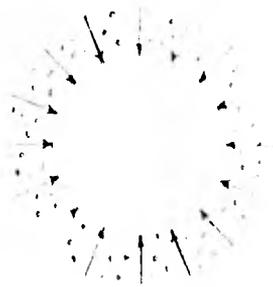
### Tablestacas de Madera.

Las tablestacas son piezas largas y planas de madera, hormigón o metal, que se hunden en el suelo por hincado, unas al lado de otras y en contacto, de forma que constituyan cortinas planas o curvas que a veces se completan mediante pilotes.

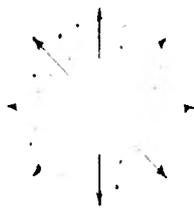
Estas cortinas sirven como estructuras de retención de agua o de tierra (antagunas, muros de contención). Por ello, las tablestacas sufren esfuerzos transversales de empuje y tracción.



a) TABLESTACAS

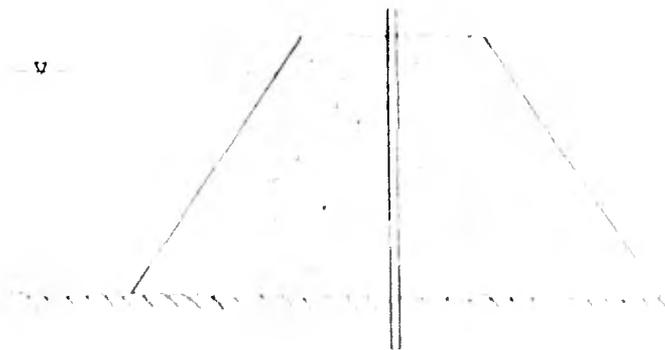


Cortina de compresión.



Cortina de tracción.

b) Tablestacas de pequeño momento de inercia. Cortina circular.



c) Tablestacas de pequeño momento de inercia. Cortina de estanqueidad

Figura no. 2

a flexión . Resisten por empotramiento en el suelo y frecuentemente por la acción de puntales o tirantes de sustentación unidos a macizos de anclaje establecidos en lugares convenientes.

Las tablestacas se calculan como piezas a flexión con uno o varios apoyos (voladizos empotrados o vigas continuas con varios apoyos). Por ello deben presentar cierta inercia transversal, que es función del papel resistente que deben desempeñar.

En ciertos casos, las tablestacas se utilizan formando envoltentes circulares que trabajan a compresión o en tracción por capas horizontales y no necesitan por lo tanto piezas con un elevado momento de inercia transversal (tablestacas planas), vease la figura 38b.

Existen tablestacas que se encuentran totalmente hundidas en el terreno para desempeñar la función de una cortina impermeable sin resistencia propia, ver figura 38c. En este caso pueden emplearse tablestacas planas de pequeña inercia transversal.

Las tablestacas de madera no se emplean ya prácticamente, habiendo sido sustituidas por las metálicas o de hormigón armado.

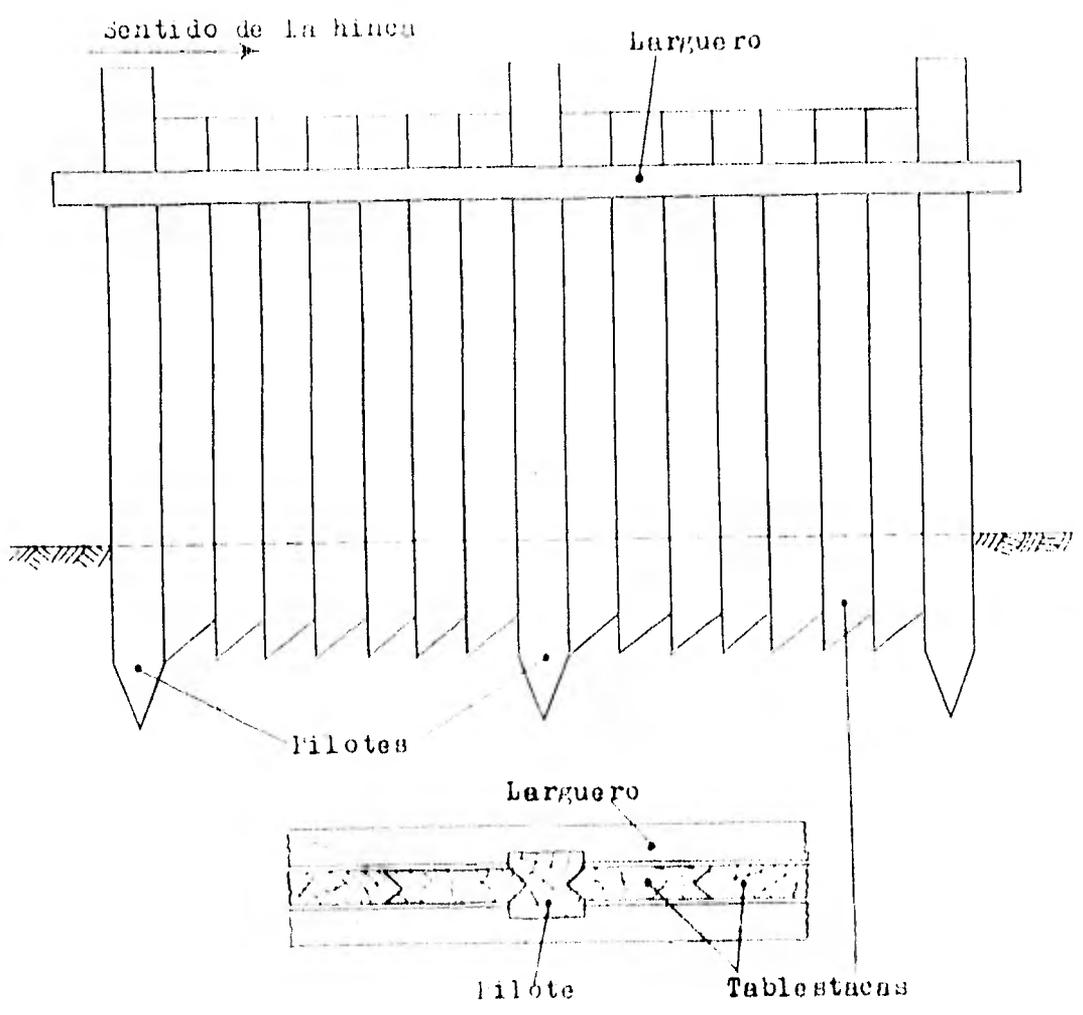
Sin embargo, no se excluye la posibilidad de que en pequeñas obras o para trabajos en lugares alejados y en regiones ricas en madera, pueden resultar una solución conveniente.

Las tablestacas de madera están constituidas por tablonces de 8 a 15 cm. de espesor y 25 a 35 cm. de ancho, que se hincan juntos para constituir tableros continuos (ver figura 39); estos tableros están reforzados generalmente por pilotes que soportan por lo regular vigas continuas entre las que deslizan las tablestacas.

Las tablestacas terminan en cuña o en pico de flauta, de manera que al hincarse aprietan unas con otras. La punta se refuerza mediante una chapa y la cabeza se provee de un zunchito.

Para lograr la impermeabilidad de la cortina, las tablestacas se ensamblan en embiga o con juntas machihembradas (ver figura 39b.).

Después de su ejecución, la cortina puede reforzarse mediante grapas de hierro que impiden a las tablestacas separarse.



n) Cortina de tablestacas de madera.



En espiga



con grapas

## ESTRUCTURAS DE CONCRETO

### INTRODUCCION :

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser : salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de retención, tanques o silos.

La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad, y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Las estructuras de concreto tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos constructivos usados en su fabricación, que las distinguen de las estructuras de otros materiales.

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura se auto soporte. Esta característica exige ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas. Una de estas es su "moldeabilidad", propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas. Gracias a ello, es posible construir estructuras como los cascarones, que en otro material serían muy difíciles de obtener.

Otra característica importante es la facilidad con que puede lograrse la continuidad en la estructura, con todas las ventajas que esto supone. Mientras que en estructuras metálicas el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos implica serios problemas en el diseño y en la ejecución, en las de concreto reforzado el monolitismo es consecuencia natural de las características de construcción.

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Cuando los elementos estructurales se fabrican en su posición definitiva, se dice que la estructura ha sido fabricada en el lugar. Si se fabrican en un lugar distinto al de su

posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

El primer procedimiento obliga a una secuencia determinada de operaciones, ya que para iniciar cada etapa es necesario esperar a que se haya concluido la anterior. Por ejemplo, no puede procederse a la construcción de un nivel en un edificio hasta que el nivel inferior haya adquirido la resistencia adecuada. Además, es necesario a menudo construir obras falsas muy elaboradas y transportar el concreto fresco del lugar de fabricación a su posición definitiva, operaciones que influyen definitivamente en el costo.

Con el segundo procedimiento se economiza tanto en la obra falsa como en el transporte del concreto fresco, y se pueden realizar simultáneamente varias etapas de construcción. Por otra parte, este procedimiento presenta el inconveniente del costo adicional de montaje y transporte de los elementos prefabricados y además, el problema de desarrollar conexiones efectivas entre los elementos.

El proyectista debe elegir entre estas dos alternativas, guiándose siempre por las ventajas económicas, constructivas y técnicas que pueden obtenerse en cada caso. Cualquiera que sea la alternativa que escoja, influye de manera importante en el tipo de estructuración que se adopte. La elección de una forma estructural dada implica la elección del material con que se piensa realizar la obra. Al hacer esta elección, el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y el equipo disponible, así como también el procedimiento de construcción más adecuado para el caso. Es en esta fase del diseño, donde la intuición y la experiencia del ingeniero desempeñan un papel primordial.

#### CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO.

El concreto es un material pétreo, artificial que se obtiene de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agua y agregados (arena y grava). El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión,

pero es débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea refuerzo de acero, en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las cargas de servicio.

El acero restringe el desarrollo de grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

El uso del refuerzo no está restringido a la finalidad anterior, también se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

La combinación de concreto simple con refuerzo se llama CONCRETO REFORZADO.

El concreto presforzado es una modalidad del concreto reforzado, en la que se crea un estado de esfuerzos de compresión en el concreto antes de la aplicación de las cargas. De esta manera se logra reducir o contrarrestar los esfuerzos de tensión producidos por las cargas. La manera más común de presforzar consiste en tensar el acero de refuerzo y anclarlo.

En resumen se pueden señalar como ventajas del concreto las siguientes: alta resistencia a la compresión, durabilidad, resistencia al intemperismo, resistencia a incendios y facilidad de fabricación; además, como el concreto se coloca en estado plástico, es relativamente fácil fabricar elementos de cualquier forma geométrica.

Las desventajas más importantes del concreto son: su alto peso volumétrico, aproximadamente 2.4 ton./m<sup>3</sup>, su baja resistencia a la tensión y los cambios volumétricos que sufre con el tiempo.

#### CARACTERÍSTICAS ESPURZO-DEFORMACION DEL CONCRETO SIMPLE.

El comportamiento del concreto bajo la gama total de condiciones a que puede estar sujeto, se describe claramente mediante curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados bajo distintas condiciones.

El esfuerzo es comúnmente una medida de la acción de las fuerzas

ga ejercida sobre el espécimen, y la deformación es una medida de la respuesta del concreto bajo esa acción.

Así, se han hecho estudios sobre el comportamiento del concreto sujeto a estados uniaxiales de compresión y tensión, a estados biaxiales de compresión y tensión, y a estados triaxiales de compresión.

La prueba de compresión axial se realiza en un cilindro de concreto de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, es decir, con una relación de lado a diámetro igual a dos. La falla suele presentarse a través de planos inclinados respecto a la dirección de la carga como lo muestra la figura 40a. Esta inclinación de la falla es debida principalmente a la restricción que ofrecen las placas de apoyo de la máquina, evitando desplazamientos laterales. Si se engrasan los extremos del cilindro para reducir las fricciones o si el espécimen es más esbelto, las grietas que se producen son aproximadamente paralelas a la dirección de aplicación de la carga, debido a que el concreto tiende a expandirse transversalmente.

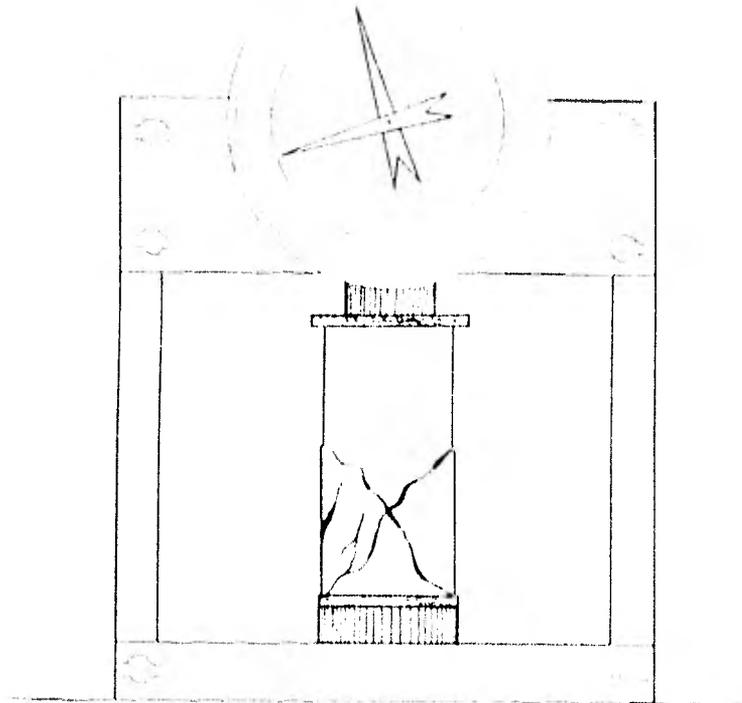
Las curvas obtenidas de este ensaye (curvas esfuerzo-deformación) en el que la carga axial está repartida uniformemente en toda la sección transversal mediante una placa rígida, tienen la forma mostrada en la figura 40b.

Los valores del esfuerzo se obtienen dividiendo la carga total aplicada entre el área de la sección transversal del cilindro ( $P/A$ ) y representan valores promedio bajo la condición hipotética de que la distribución de deformaciones es uniforme y que las características esfuerzo-deformación del concreto, son constantes en toda la masa. El valor de la deformación unitaria que se indica en el eje de las abscisas, se obtiene de dividir el acortamiento total " $\Delta$ " entre la longitud de medición " $L$ ".

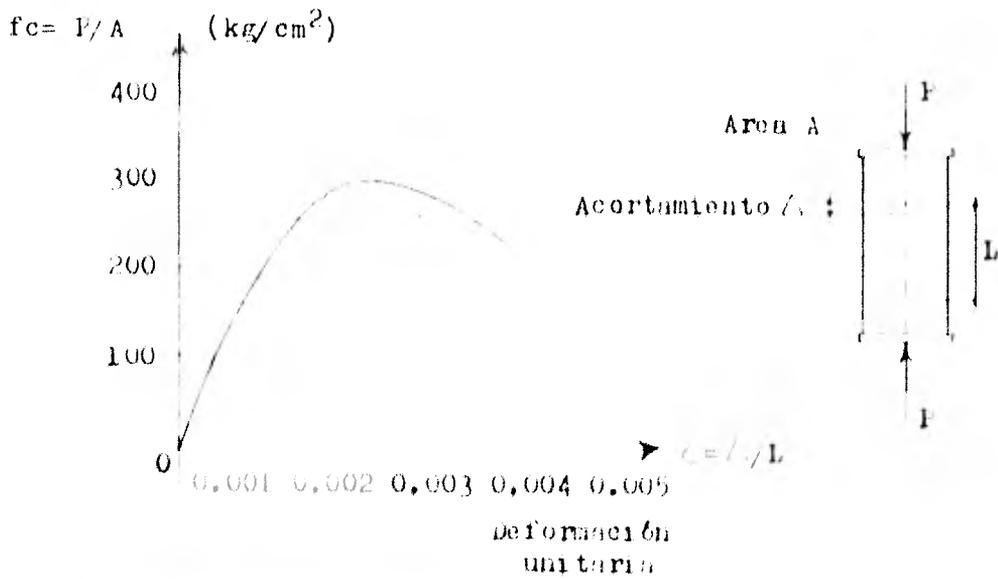
La curva mostrada corresponde a un ensaye realizado en un lapso de tiempo relativamente corto del orden de unos cuantos minutos. Se puede apreciar que el concreto en ningún momento tiene un comportamiento elástico lineal, sin embargo, sin gran error se considera la parte inicial hasta un 40% de la carga máxima aproximadamente como una porción recta.

El esfuerzo correspondiente a la carga máxima es el índice de resistencia a la compresión y se denomina usualmente como  $f_c$ .

Este valor se al enza para una deformación unitaria del orden



a) Falla en compresión de un cilindro de concreto.



b) Curva relación deformación en compresión en cilindro de concreto sometido a una carga de compresión.

de 0.002.

El colapso se produce generalmente a una carga menor que la máxima correspondiente a deformaciones que varían entre 0.003 y 0.007, según las condiciones del espécimen y de la máquina de ensaye.

#### EFEECTO DE LA EDAD.

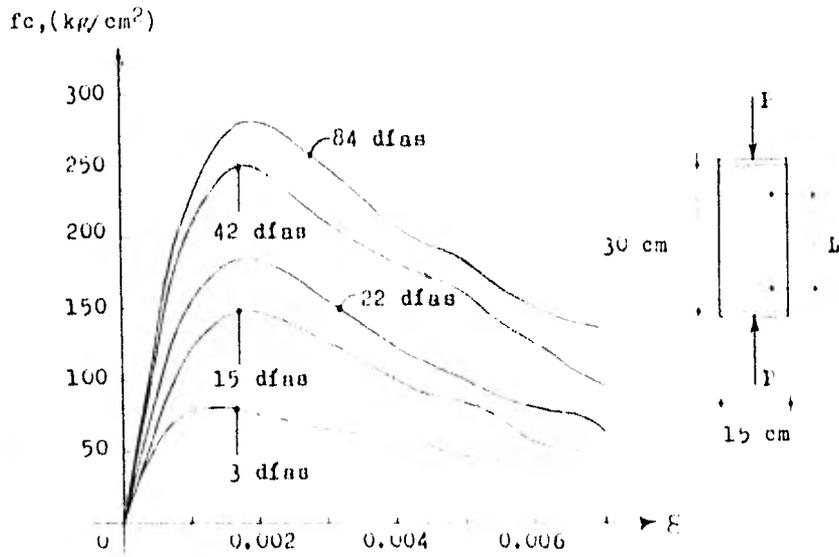
Cuando se mezclan los elementos componentes del concreto (cemento, agua y agregados) se obtiene una consistencia plástica, sin embargo, con el tiempo el cemento y el agua producen una reacción química de tal forma que la mezcla empieza a perder su consistencia plástica a cambio de ganar resistencia. Esta reacción química se desarrolla con desprendimiento de calor que recibe el nombre de calor de hidratación.

Cuando la mezcla ha perdido su consistencia plástica, se dice que ha fraguado. El tiempo de fraguado o lapso que transcurre desde que se mezclan los materiales, varía entre 4 y 6 hrs.

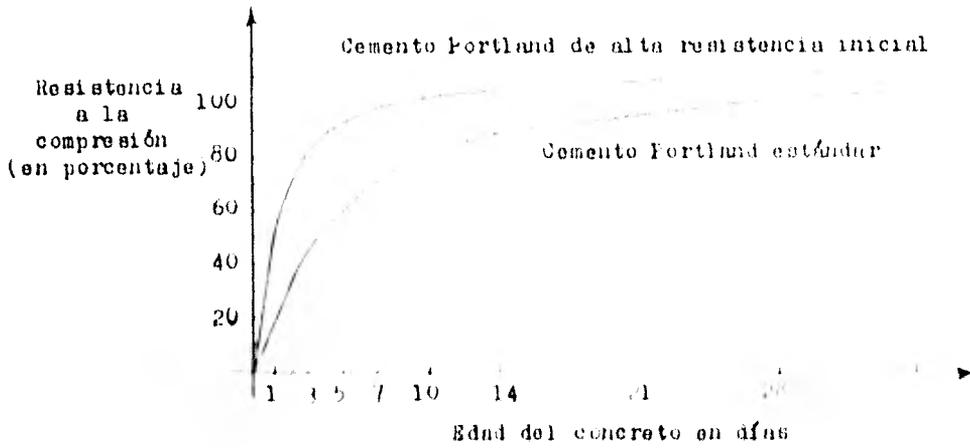
Después del fraguado, la mezcla continúa aumentando su resistencia o endureciendo durante varios meses o inclusive años enteros. Este aumento en la capacidad de carga del concreto con la edad se debe al proceso continuo de hidratación del cemento dependiendo su efectividad, de las condiciones de intercambio de agua con el ambiente después del colado. Por lo que las condiciones de curado a través del tiempo son un factor importante en el aumento de capacidad de carga del concreto simple.

La figura 41a muestra curvas esfuerzo-deformación de cilindros de 15 X 30 cm. fabricados de un mismo concreto y ensayados a distintas edades.

El aumento de resistencia con la edad depende también del tipo de cemento empleado sobre todo a edades tempranas. La figura 41b muestra el aumento de resistencia con la edad para cilindros de 15 X 30 cm. hechos con cemento normal tipo I y de alta resistencia inicial o tipo III que son los dos tipos de cemento más comúnmente empleados en estructuras de concreto reforzado. Después de los primeros tres meses el aumento en la resistencia es relativamente pequeño.



a) Efecto de la edad al ensayar en la resistencia.



b) Variación de la resistencia con la edad.

figura No. 41

#### EFEECTO DE LA RELACION AGUA/CEMENTO.

La resistencia del concreto depende de la relación agua/cemento, es decir, a mayor relación agua/cemento, menor resistencia.

En la figura 42a se muestran curvas esfuerzo-deformación correspondientes a distintas relaciones.

#### EFEECTO DE LA ESBELTEZ.

En la figura 42b se muestra cualitativamente el efecto de esbeltez en cilindros de concreto sometidos a cargas de compresión axial. En la gráfica se ha tomado arbitrariamente como 100% la resistencia de un cilindro con relación de esbeltez igual a dos. La relación de esbeltez se determina como la relación entre la longitud del cilindro medida en la dirección de aplicación de la carga y el lado menor o diámetro del cilindro.

En la curva se puede observar que la resistencia baja hasta llegar al 85% aproximadamente si la relación de esbeltez es mayor que dos, concretamente para esbelteces de seis o más. Por el contrario si los cilindros de prueba tienen esbelteces menores que dos, la resistencia aumenta indefinidamente; en teoría sería infinita para un cilindro de altura nula.

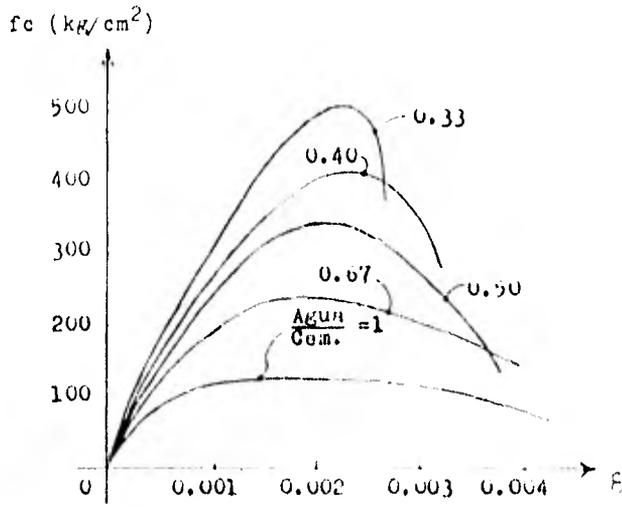
#### COMPRESION TRIAXIAL

Se han realizado numerosas investigaciones sobre resistencia del concreto a esfuerzos combinados, pero los resultados difieren notablemente entre sí, especialmente en el caso de elementos de concreto sujetos a esfuerzos biaxiales.

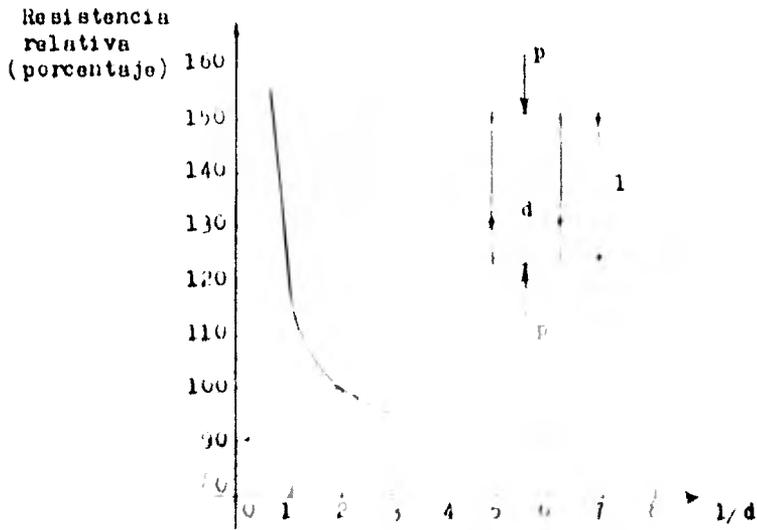
Ensayos efectuados en cilindros de concreto bajo compresión triaxial muestran que la resistencia y la deformación unitaria correspondiente crecen al aumentar la presión lateral de confinamiento.

El estado triaxial de esfuerzos en estas pruebas se logra rodeando el espécimen de aceite a cierta presión y aplicando una carga axial hasta la falla mediante dispositivos como el ilustrado en la figura 43a.

En la figura 43b se presentan curvas esfuerzo-deformación obtenidas de este tipo de ensayos correspondientes a distintas



a) Efecto de la relación agua/cemento.



b) Efecto de la relación de esbeltez.

Figura No. 4.

presiones de confinamiento lateral, desde 38 hasta 286 kg/cm<sup>2</sup>.

Se puede observar que a mayor incremento de la presión de confinamiento, se obtiene mayor resistencia del concreto.

El efecto de la presión lateral sobre la resistencia se ilustra en la figura 43c, que muestra una gráfica del esfuerzo axial  $f_1$ , necesario para producir la falla del cilindro, contra la presión lateral  $f_2$ . Los resultados obtenidos de los ensayos están representados en forma aproximada por la expresión :

$$f_1 = f_c + 4.1 f_2$$

donde  $f_c$  es la resistencia en compresión axial de un cilindro sin presión confinante.

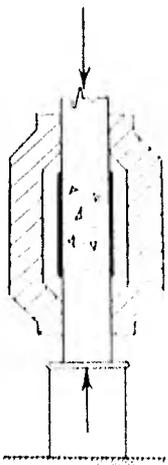
El incremento en el valor de la deformación unitaria correspondiente a la resistencia al incrementar la presión de confinamiento es también notable. Con una presión lateral de 38 kg/cm<sup>2</sup>, se observa que la deformación unitaria correspondiente a la carga máxima aumenta diez veces respecto a la de un cilindro sin confinar.

#### TENSION EN EL CONCRETO.

Es difícil encontrar una manera sencilla de determinar la resistencia a tensión uniaxial del concreto. Siendo el concreto un material frágil, bajo tensión, es necesario que la sección transversal del espécimen varíe gradualmente, para evitar fallas prematuras debidas a concentraciones de esfuerzos.

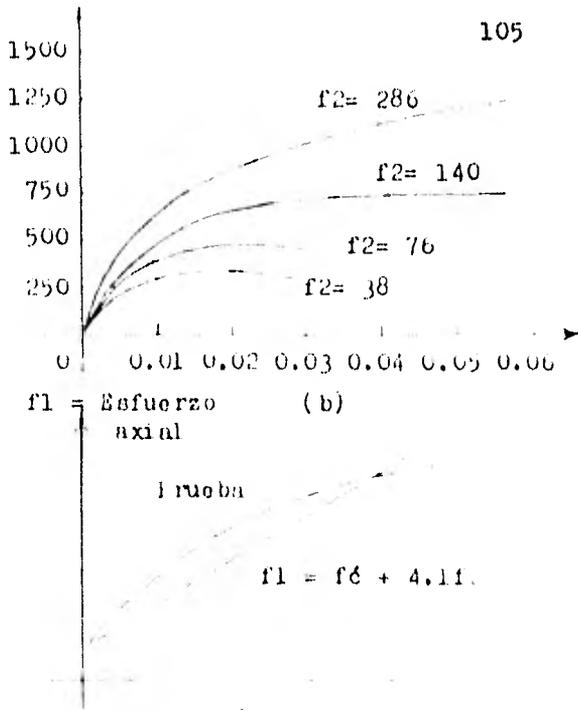
La curva esfuerzo-deformación del concreto a tensión representada en la figura 43d, se obtuvo ensayando un espécimen de sección rectangular, variable a lo largo del mismo. Para fijarlo a la máquina de prueba, se utilizaron placas pegadas con resina en los extremos del espécimen, las que a su vez se atornillaron a la máquina. Este tipo de prueba requiere mucho cuidado para lograr resultados dignos de confianza.

Para concreto sujeto a tensión uniaxial, tanto las resistencias como las deformaciones correspondientes son aproximadamente del orden de una décima parte de los valores respectivos en compresión axial. Sin embargo, la relación no es lineal para toda la escala de resistencias.

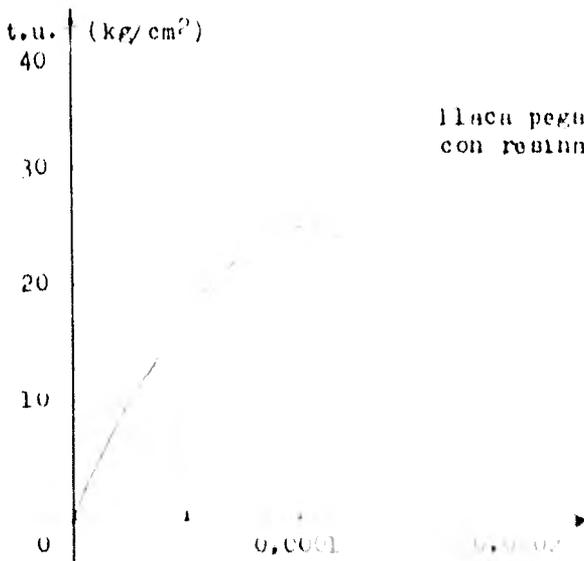


(a)

Compresión triaxial.



Prueba (b)  
Prueba (c)



d) Curva esfuerzo-deformación en tensión uniaxial.



Figura no. 4

## PROPORCIONAMIENTOS.

El proporcionamiento de una mezcla de concreto, consiste en determinar las cantidades adecuadas de cemento, agregados y agua, además de cualquier otro elemento adicionado para producir un concreto que tenga las propiedades deseadas.

Los agregados constituyen del 75 al 80% del volumen de la mezcla, y se consideran en dos grupos: finos y gruesos. Los agregados finos están constituidos por las arenas naturales o manufacturadas con partículas de tamaño menor a  $1/4"$  aproximadamente. Los agregados gruesos o gravas están formados con partículas de tamaño mayor a  $1/4"$ .

El agua en la mezcla cubre dos finalidades: permite la hidratación del cemento y le da al concreto fresco una consistencia plástica que permite su adaptación a cualquier forma deseada.

Si se utiliza una cantidad excesiva de agua, se diluye la pasta y debilita el concreto. Si se utiliza una cantidad muy pequeña de cemento, no habrá la suficiente pasta para unir entre sí todas las partículas del agregado y la resistencia del concreto resultará afectada. Por tanto, es obvio que la correcta cantidad de agua en la elaboración del concreto, debe ser la mínima necesaria para darle al concreto la suficiente plasticidad y resistencia.

Un concreto económico con propiedades adecuadas puede producirse utilizando los tamaños más grandes de agregado grueso y la menor cantidad de agua. Los grandes trozos de agregado ya están unidos por la naturaleza y no requieren del cemento para este fin. Si el contenido de agua se mantiene bajo, la resistencia de la pasta será alta y podrá producirse un concreto fuerte con menos cemento.

Las especificaciones de una obra pueden requerir que el concreto se produzca con un agregado que tenga varios rangos de tamaño. En este caso, la cantidad de material de cada uno de los rangos debe medirse y controlarse cuidadosamente.

Las arenas de acuerdo con el tamaño de sus granos se clasifican en: gruesas, medianas y finas.

Son gruesas si su tamaño es mayor de 75mm pero menor de 0.75mm, medianas si el rango de tamaño varía entre 75mm y 0.75mm, y finas cuando son menores de 75mm.

El tamaño de los granos es muy importante en la dosificación de las mezclas y la proporción en que se encuentran los granos de distinto tamaño constituye la composición granulométrica de la muestra. Una óptima estructura se obtiene cuando se combinan en proporciones adecuadas granos de distintos tamaños que dan lugar a la máxima compacidad (grado de acomodo).

#### AGREGADOS

TAMANO	DENOMINACION
0.02 - 6 mm (1/4") -----	Arenas
6 - 38 mm (1/4"-1 1/2") -----	Confitillo
38 - 89 mm (1 1/2"-3 1/2") -----	Grava
89 - 152 mm (3 1/2"-6") -----	Matatena

La forma de las partículas también es de gran importancia en el comportamiento de los agregados gruesos. De acuerdo a estudios realizados se ha observado que partículas de agregados gruesos de forma aproximadamente esférica o redondeada presentan como ventajas, mayor compacidad o grado de acomodo alcanzado que permite dejar menos espacios vacíos entre las partículas o granos.

Con ello la resistencia de su estructura aumenta, pues el estado más compacto logrado en esta forma permite mayor capacidad bajo carga del conjunto.

Por lo tanto los agregados gruesos que se utilizan en adición con las arenas para la dosificación de los concretos, deben satisfacer estas y otras condiciones tales como : ser agregados limpios de impurezas, de estructura resistente y composición química estable.

El tamaño de los agregados gruesos varía también en función del tipo de obra, generalmente se emplean de 30, 50 y 90 mm. para concretos simples ciclópeos. En el concreto armado, el tamaño depende de la separación del refuerzo y se exige como máximo tamaño la separación mínima entre la cimbra o molde y el refuerzo próximo.

El control de la cantidad de cada uno de los materiales que constituyen el proporcionamiento de las mezclas de concreto, puede

realizarse de dos formas : por peso o por volumen.

El método por volumen no es muy confiable y debe evitarse en obras donde las propiedades del concreto sean de importancia.

El proporcionamiento por peso es mucho más seguro y más común.

#### Medición del agregado por Volumen.

En cualquier método de medición por volumen como en tolvas, etc. la cantidad de material depende del grado de acomodo que logren las partículas, así, si el material se encuentra en un estado tal que los huecos o vacíos entre partículas son mínimos, el volumen absoluto será mayor que si el mismo material se deposita en estado más suelto. De esto se deriva el porque de la inseguridad que se tiene a cerca de este método de proporcionamiento en el que inevitablemente existen variaciones en el volumen absoluto del agregado respecto a el volumen medido o especificado. Sin embargo, este método se usa frecuentemente en obras pequeñas donde la supervisión no es buena y donde no es posible obtener un mantenimiento adecuado del equipo de pesado.

#### Proporcionamiento de agregados por Peso.

El proporcionamiento por peso elimina el error debido a variaciones en las cantidades por los vacíos entre partículas contenidos en un volumen específico de material. La medición por peso es, por lo tanto la adecuada, siempre y cuando se tenga un mantenimiento cuidadoso en las máquinas pesadoras, las cuales deben calibrarse regularmente para confiar en su exactitud.

#### Mediciones del Cemento.

El cemento se mide comúnmente por sacos de 50 kg. pesado en la fábrica, o por medio de máquinas pesadoras instaladas en la obra.

Cualquiera que sea el método usado, deben tomarse precauciones para evitar pérdidas de cemento principalmente en la descarga a las mezcladoras.

Pruebas hechas en obra donde sopla mucho viento, han demostrado que existen pérdidas de cemento considerables durante esta operación.

#### Pureza del Agua.

El agua usada en la fabricación de concreto debe estar razonablemente libre de materias nocivas tales como sedimentos, materias orgánicas, ácidos, álcalis y otras sales.

El objetivo final del proporcionamiento de mezclas, es obtener uniformidad y homogeneidad en el concreto producido, como lo indican propiedades físicas tales como : peso unitario, revenimiento, contenido de aire, resistencia, etc.

TABLA VIII. REQUISITOS APROXIMADOS DE AGUA DE LA MEZCLA Y CONTENIDO DE AIRE PARA DIFERENTES REVENIMIENTOS Y TAMAÑOS MÁXIMOS DE AGREGADOS.

Revenimiento cm	Agua en kilogramos por metro cúbico de concreto para los tamaños máximos de agregado indicados						
	10mm	13mm	20mm	25mm	40mm	50mm	75mm
Concreto sin aire incluido							
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145
8 a 10	225	215	200	195	175	170	160
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170
Contenido de aire, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3
Concreto con aire incluido							
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135
8 a 10	200	190	180	175	160	155	150
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160
Contenido de aire, por ciento	8	7	6	5	4.5	4	3.5

Estas cantidades de agua de la mezcla deben usarse en el cálculo de factores de cemento para revolturas de prueba. Son las máximas para concreto con agregado grueso angular de buena forma, graduado dentro de los límites aceptados por las especificaciones.

Los valores del revenimiento para concreto con agregado mayor de 40 mm se basaron en pruebas de revenimiento hechas después de retirar las partículas mayores de 40 mm mediante cribado.

TABLA IX. CORRESPONDENCIA ENTRE LA RELACION AGUA/CEMENTO Y LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA COMPRESION.

Resistencia a la compresión a 28 días, kg/cm <sup>2</sup>	Relación agua/cemento, en peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0.38	-
400	0.43	-
350	0.48	0.40
300	0.55	0.46
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

Los valores son resistencias promedio estimadas para concretos que contienen aire en porcentajes no mayores que los mostrados en la tabla VIII. Para una relación agua/cemento constante, la resistencia del concreto se reduce a medida que el contenido de aire se incrementa.

La resistencia está basada en cilindros de 15 X 30 cm sometidos a curado húmedo durante 28 días a 28 ± 2°C, de acuerdo con la Sección 9 (b) de la norma ASTM C 31, "Fabricación y curado en el campo de especímenes de concreto para ensayos a compresión y flexión". La resistencia medida en cubos es aproximadamente un 20% más alta.

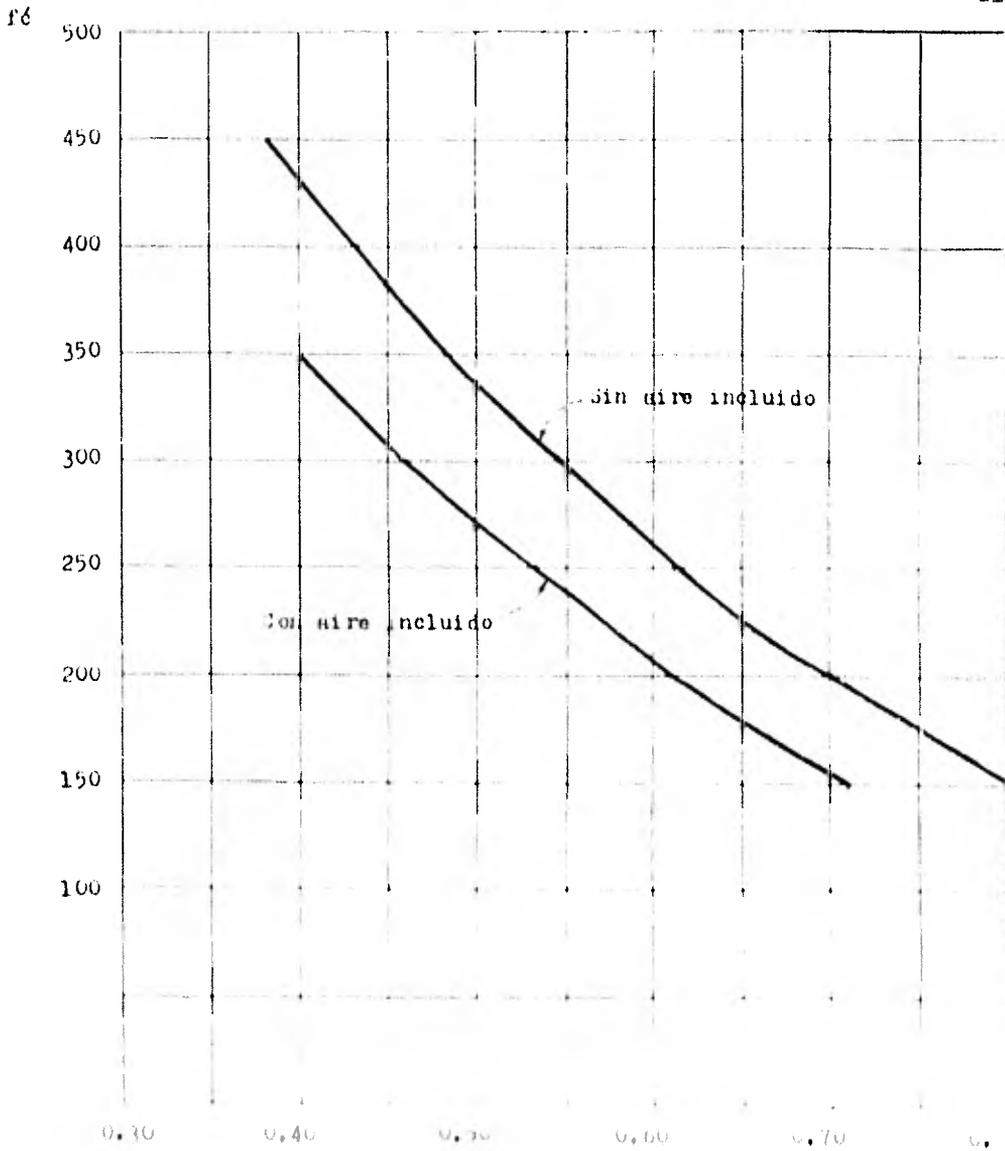
Las relaciones suponen un tamaño máximo de agregado de 20 a 25 mm para agregados de una procedencia determinada, la resistencia producida por una relación agua/cemento dada debe aumentarse cuando disminuya el tamaño máximo.

TABLA X. RELACIONES AGUA/CEMENTO MAXIMAS PERMISIBLES PARA CONCRETO QUE VA A ESTAR SUJETO A CONDICIONES DE EXPOSICION SEVERAS.

Tipo de Estructuras	Estructura continua o frecuentemente húmeda y expuesta a congelación y deshielo.+	Estructura expuesta a agua de mar o a sulfatos.
Elementos de sección delgada (parapetos, guarniciones, umbrales, escalones, obras ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento.	0.45	0.40 †
Todas las otras estructuras	0.50	0.45 †

+ El concreto también debe tener aire incluido

† Si se utiliza cemento resistente a los sulfatos (tipo II o tipo V, ASTM C 150) la relación agua/cemento permisible puede aumentarse en 0.05.



ELASTIC alargamiento  
(A/C) en peso.

Figura No. 44.

TABLA XI. VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO POR VOLUMEN UNITARIO DE CONCRETO.

Tamaño máximo de agregado, mm.	Volumen de agregado grueso, seco y compactado con varilla, por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de la arena.			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10	0.50	0.48	0.46	0.44
13	0.59	0.57	0.55	0.53
20	0.66	0.64	0.62	0.60
25	0.71	0.69	0.67	0.65
40	0.75	0.73	0.71	0.69
50	0.78	0.76	0.74	0.72
75	0.81	0.79	0.77	0.75
150	0.87	0.85	0.83	0.81

Los volúmenes están basados en agregados en condición "secos y compactados, con varilla" como se describe en ASTM C 29, "Peso Unitario de Agregados".

Estos volúmenes se han seleccionado de relaciones empíricas que producen concretos con grados de manejabilidad convenientes para la construcción reforzada usual. Para concretos menos manejables, tal como los que se requieren en la construcción de pavimentos de concreto, estos valores se pueden incrementar en un 10%. Para concretos más manejables, como los que se requieren cuando la colocación se va a realizar con bomba, deberán reducirse en un 10%.

El módulo de finura de la arena es igual a la suma de las partes proporcionales (acumuladas) retenidas en tamices con aberturas cuadradas de 0.149, 0.297, 0.595, 1.19, 2.38 y 4.76 mm.

## COLOCACION DEL CONCRETO.

La colocación del concreto se efectúa empleando tolvas, carros propulsados a mano o con motor, conductos o tubos de caída, bandas transportadoras, aire comprimido, bombeo, tubos-embudo, y el más rústico por boteo.

El requisito básico del equipo y método de colocación, es el de conservar la calidad del concreto, en lo que se refiere a relación agua/cemento, revenimiento, contenido de aire, homogeneidad, etc.

La selección del equipo debe basarse en su capacidad para manejar eficientemente el concreto en las condiciones más ventajosas, de tal modo que pueda ser fácilmente consolidado en su destino final mediante vibración. No debe emplearse equipo en el que sea necesario ajustar las proporciones de la mezcla fuera de los límites previamente establecidos.

El concreto debe colocarse en capas horizontales que no excedan de 60 cm. de espesor, evitando capas inclinadas y juntas de construcción. Para construcción monolítica, cada capa debe colocarse cuando la capa subyacente todavía responda a la vibración; además las capas deben ser lo suficientemente delgadas para permitir su unión eficiente mediante una vibración apropiada. El concreto debe depositarse en su posición final o cerca de ella, para evitar la tendencia a la segregación cuando tiene que ser movido lateralmente. En superficies inclinadas el concreto debe colocarse primero en la porción más baja de la pendiente, continuando hacia arriba, para aumentar la consolidación natural del concreto. Debe evitarse la descarga a alta velocidad, que origina también la segregación.

Las superficies acabadas del concreto fresco, deben protegerse con pañillos o coberturas, para evitar daños ocasionados por el tránsito al que será expuesto.

El acero de refuerzo debe estar limpio, en posición correcta y bien sostenido o asegurado antes de iniciar la colocación del concreto.

Cuando se coloca concreto de manera monolítica en una viga peraltada, un muro o una columna bajo una losa, debe programarse

una demora que permita el asentamiento del concreto inferior antes de colocar el concreto en la losa. El tiempo de demora dependerá de la temperatura y las características de fraguado del concreto, pero el colado debe continuar en un lapso tal que permita la liga de la capa nueva con la anterior.

El método escalonado de colocación se emplea en estructuras masivas donde se cubren grandes áreas, para impedir la ocurrencia de juntas frías. El método consiste en colocar el concreto por medio de capas horizontales escalonadas que varían de 45 a 60 cm de espesor.

#### Colocación del concreto en climas fríos.

Si el concreto se coloca en lugares fríos, por lo general será necesario precalentar el agua, el agregado o ambos, a fin de que la temperatura inicial asegure un pronto fraguado. El precalentamiento del agua es el método más eficiente para proporcionar la temperatura requerida. En estos casos es necesario equipar la obra con un tanque de agua y serpentines de tubo a través de los cuales se hace circular el agua para distribuir el calor en forma uniforme.

En ocasiones se especifica que el concreto recientemente colado debe mantenerse a no menos de 20°C durante 3 días, o a 10°C, 5 días después del colado.

#### Colocación del concreto en climas cálidos.

Cuando el concreto se coloca en climas cálidos puede ser necesario preenfriar el agua o los agregados para mantener la temperatura dentro de los límites prescritos. En estos casos el sistema de enfriamiento puede ser a base de hielo o a través de un sistema de refrigeración.

#### Colocación del concreto dentro del agua.

En algunas ocasiones es necesario construir estructuras bajo el agua, tal es el caso de cimentaciones de obras marítimas, pilas para puentes, muros de contención, etc.

En estos casos la dosificación del concreto es más cuidadosa. Se recomienda el uso de cementos con mayor poder agluti-

nante para lograr mayor compacidad del concreto dentro del agua. Los mejores son los cementos puzolánicos; a falta de ellos es necesario añadir puzolanas muy finas a los cementos normales.

También es recomendable el uso de aire para aumentar el poder aglutinante y de aditivos acelerantes de fraguado fabricados especialmente para oponerse a toda difusión del agua en el concreto.

Se requiere en estos casos utilizar un laboratorio bien equipado y personal especializado para analizar y estudiar las especificaciones y dosificaciones adecuadas.

#### EQUIPO DE COLOCACION.

##### Cubos y Tolvas.

El empleo de cubos con descarga por la parte inferior, diseñados apropiadamente, permiten la colocación del concreto con el más bajo revenimiento práctico, compatible con la consolidación mediante vibración. Las puertas de descarga deben tener una salida libre que equivalga a no menos de una tercera parte del área máxima horizontal interior o cinco veces el tamaño máximo del agregado que se está empleando. Las paredes laterales deben ser inclinadas, por lo menos  $60^\circ$  respecto a la horizontal. Los controles en las puertas deben permitir que el personal que trabaja en la colocación las abra o las cierre durante cualquier etapa del ciclo de descarga.

Con el empleo de tolvas se aplican criterios similares de diseño, con paredes laterales inclinadas y suficientemente amplias en su abertura, de acuerdo con el tamaño máximo del agregado y el revenimiento del concreto.

En ambos equipos deben seguirse los principios de llenado y descarga evitando obstrucciones en las caídas verticales libres. En caso de concreto derramado, no debe recogerse con palas y devolverse a los cubos y tolvas para su uso subsecuente.

##### Carros manuales o motorizados.

Es importante el empleo de pistas planas y rígidas para impedir la segregación del concreto durante el tránsito. Las máxi-

mas de recepción en cantidades para carros motorizados es aproximadamente 120m y 60m para carros manuales y carretillas.

#### Canaletas y tubos de caída.

Las canaletas se emplean con frecuencia para trasladar el concreto de elevaciones superiores a inferiores. Deben ser de fondo curvo y construidas o forradas de metal con suficiente capacidad para evitar derrames. La inclinación debe ser constante y suficiente para permitir que el concreto dé el revenimiento requerido en el sitio y fluya continuamente por la canaleta sin segregarse. También debe controlarse el flujo del concreto en el extremo de la canaleta para impedir la segregación; las canaletas demasiado largas y descubiertas deben cubrirse para evitar la evaporación y la pérdida del revenimiento.

Los tubos de caída que se emplean para trasladar verticalmente el concreto desde niveles altos son circulares. El tubo debe tener un diámetro de por lo menos 5 veces el tamaño máximo del agregado. Deben ser firmes, a plomo y colocados de tal manera que el concreto fluya verticalmente, con una caída libre no mayor de 1 m. Un método satisfactorio para disipar la energía acumulada de caída libre es hacer que el concreto pase sobre un colchón de concreto en el extremo del tubo. Esto se logra fijando un saco de tipo reforzado al final del tubo y efectuando la descarga lateral del concreto por medio de aberturas justamente arriba del saco.

#### Bandas transportadoras.

El empleo de bandas transportadoras en la colocación del concreto a dado resultados satisfactorios.

Las bandas se clasifican en tres tipos:

- a) Bandas portátiles o autosuficientes.
- b) Bandas alimentadas en serie.
- c) Bandas de descarga lateral o esparcidora.

El tipo de banda alimentada en serie funciona a altas velocidades, generalmente más de 150 m/min. y las tipo portátiles y de descarga lateral operan a velocidades menores.

El tipo de banda portátil se usa para lograr la colocación del concreto.

El concreto debe suministrarse a la banda por medio de una tolva para obtener un listón uniforme de material a lo largo de la banda. Las bandas transportadoras deben estar apoyadas adecuadamente para lograr un viaje suave sin vibración a lo largo del trayecto y el ángulo de inclinación debe controlarse para evitar la tendencia del agregado grueso a separarse. Existen bandas con corrugados pequeños rectos o costillas en la superficie que lleva la carga, que permiten mayores inclinaciones.

Bombeo del concreto.

El concreto bombeado puede definirse como concreto transportado mediante presión a través de tubos rígidos o mangueras flexibles y descargando directamente dentro del área deseada.

El bombeo puede emplearse en casi todas las construcciones de concreto, pero es especialmente útil donde el espacio o el acceso para el equipo es limitado. Las grúas y montacargas quedan libres para entregar otros materiales de construcción simultáneamente a la colocación del concreto y otras operaciones pueden seguir adelante sin ser estorbadas por el colado del concreto.

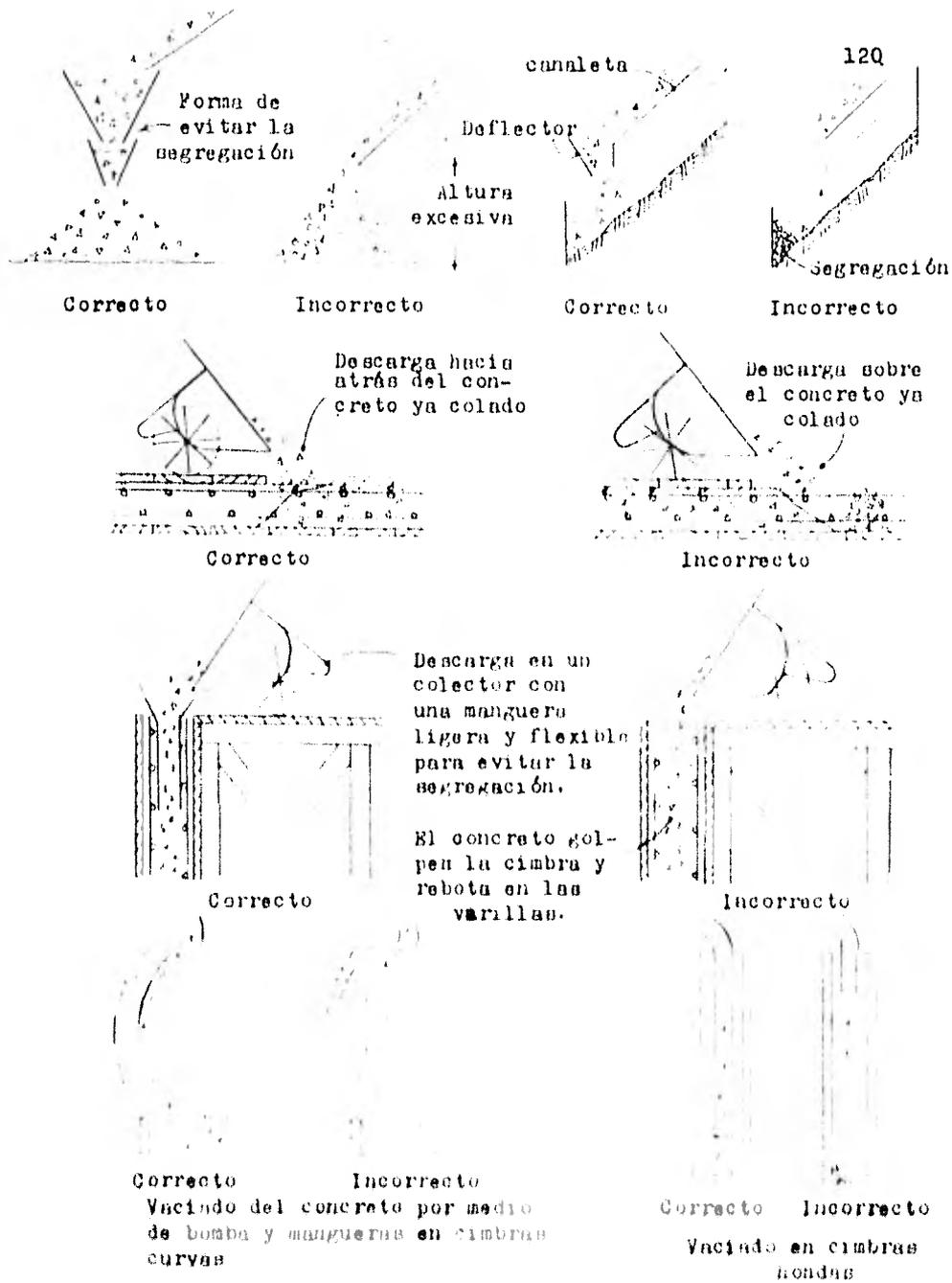


Figura No. 49

## CARACTERISTICAS DE LOS ACEROS DE REFUERZO.

El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas. La más común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío. En las figuras 46a y 46b se muestran curvas esfuerzo-deformación de ambos tipos de acero, típicas de varillas europeas.

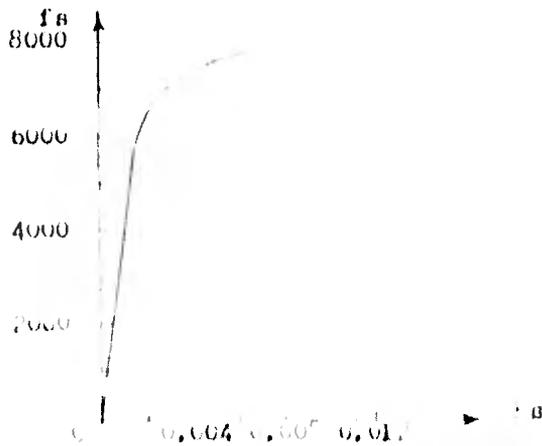
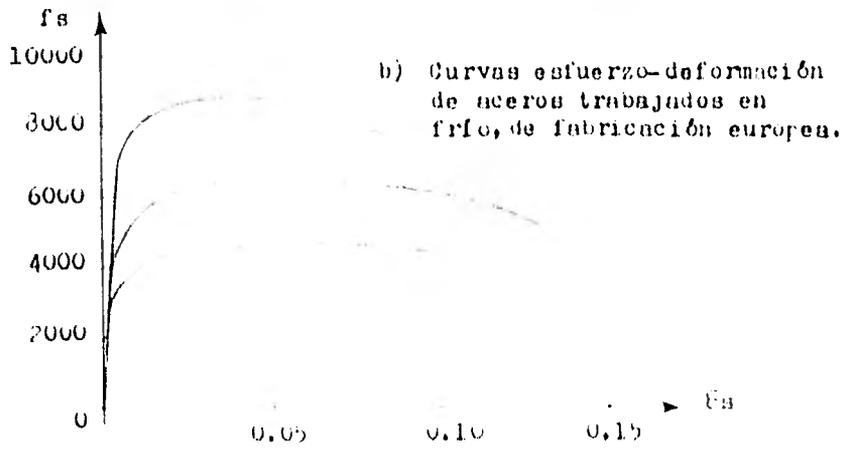
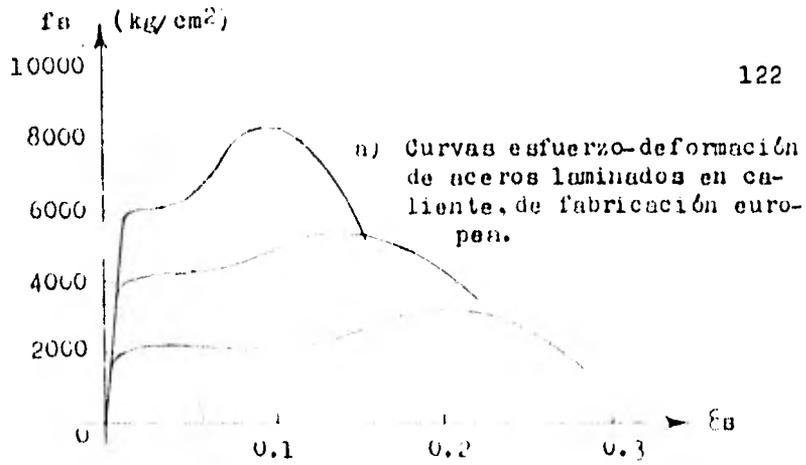
Los diámetros usuales de las varillas producidas en México varían de 1/4" a 1 1/2". (Algunos productores han fabricado varillas corrugadas de 5/16"). En otros países se usan diámetros aún mayores. Todas las varillas con excepción del alambrocón de 1/4", tienen corrugaciones en la superficie, para mejorar su adherencia al concreto. La tabla XII proporciona datos sobre las características principales de varillas de refuerzo, así como la nomenclatura usada para identificarlas.

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia. Este límite se aprecia claramente en las curvas esfuerzo-deformación de varillas laminadas en caliente, como se ve en la figura 46a. El acero trabajado en frío no tiene un límite de fluencia bien definido (figura 46b). En este caso, el límite de fluencia suele definirse trazando una paralela a la parte recta de la curva esfuerzo deformación desde un valor de la deformación unitaria de 0.002; la intersección de esta paralela con la curva define el límite de fluencia.

En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las varillas laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2300 hasta 4200  $\text{kg/cm}^2$ .

El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4000 a 6000  $\text{kg/cm}^2$ . En la figura 46c se representa la gráfica esfuerzo-deformación de un acero trabajado en frío, fabricado en México.

Una propiedad importante que debe tenerse en cuenta en refuerzos con detalles soldados es la soldabilidad. La soldadura de aceros trabajados en frío debe hacerse con cuidado. Otra propiedad importante es la facilidad de doblado, que es una medida indirecta de ductilidad y un índice de su trabajabilidad.



c) Gráfico esfuerzo-deformación de un acero de alta resistencia, su límite de fluencia definido, de fabricación nacional.

FIGURA No. 4.

Se ha empezado a generalizar el uso de mallas como refuerzo de losas, muros y algunos elementos prefabricados. Estas mallas están formadas por alambres lisos unidos por puntos de soldadura en las intersecciones. El acero es del tipo trabado en frío, con esfuerzos de fluencia del orden de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

El espaciamiento de las varillas varía de 5 a 40 cm. y los diámetros de 2 a 7 mm., aproximadamente. En algunos países, en lugar de alambres lisos, se usan alambres con algún tipo de irregularidad superficial, para mejorar la adherencia.

El acero que se usa en estructuras prefabricadas es de resistencia francamente superior a la de los aceros descritos anteriormente. Su resistencia última varía entre 14000 y 22000 kg/cm<sup>2</sup> y su límite de fluencia, definido por el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.002, entre 12000 y 19000 kg/cm<sup>2</sup>.

TABLA XII. Diámetros, pesos, áreas y perímetros de varillas.

Varilla Núm.	Diámetro		Peso kg/m	Área cm <sup>2</sup>	Perímetro cm.
	Flg.	mm.			
2	1/4	6.3	0.248	0.32	1.99
2.5	5/16	7.9	0.384	0.49	2.48
3	3/8	9.5	0.566	0.71	2.98
4	1/2	12.7	0.994	1.27	3.99
5	5/8	15.9	1.552	1.98	5.00
6	3/4	19.0	2.235	2.85	6.00
7	7/8	21.2	3.042	3.86	6.97
8	1	25.4	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	28.6	5.033	6.42	8.99
10	1 1/4	31.8	6.225	7.94	9.99
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	11.97

## JUNTAS EN EL CONCRETO.

Una junta de construcción es una superficie del concreto que se ha endurecido por razones de limitación o retardos en la construcción y en la cual el concreto fresco no puede ser incorporado integralmente.

Las juntas son normalmente las zonas más débiles de la estructura por lo que su localización debe obligarse a sitios de mínimo esfuerzo.

Antes de reanudar el colado en las juntas, es necesario tomar ciertas precauciones como eliminar basuras, aceites, pedazos de madera, virutas etc. El método más efectivo para la limpieza de la superficie, consiste en la aplicación de chorros de arena húmeda seguidos por chorros de agua o aire comprimido. El cepillado con alambre es eficiente, si el concreto ha sido colocado recientemente, uno o dos días antes. En caso contrario será necesario martillar o cincelar el concreto para mejorar la adherencia del nuevo concreto.

El ingeniero supervisor debe realizar una inspección final antes de colocar el concreto para asegurarse de que todas las materias extrañas estén retiradas, de que las formas están en su posición correcta y que el acero de refuerzo esté fijado firme y correctamente.

Antes de comenzar el colado, debe aplicarse una capa de mortero graso sobre la superficie limpiada. La primera capa del nuevo concreto debe compactarse bien para asegurar una buena adherencia y evitar que el mortero aplicado se observe como una capa diferente entre el viejo y el nuevo concreto.

### Posición de las juntas.

En muros exteriores y columnas, las juntas de construcción deben ser horizontales y en sitios tales que sean compatibles con el aspecto arquitectónico general.

Las juntas verticales deben formarse con tabloncillos de retención bien construidos, de preferencia en puntos donde la longitud sea menor.

Es incorrecto permitir que el concreto tome su pendiente natural.

En columnas, vigas o losas deben seguirse las siguientes reglas para la posición de juntas de construcción:

1.- Las columnas deben colarse hasta un nivel localizado unos centímetros por debajo de la unión con alguna trabe, o alternativamente hasta la base de cualquier ménsula.

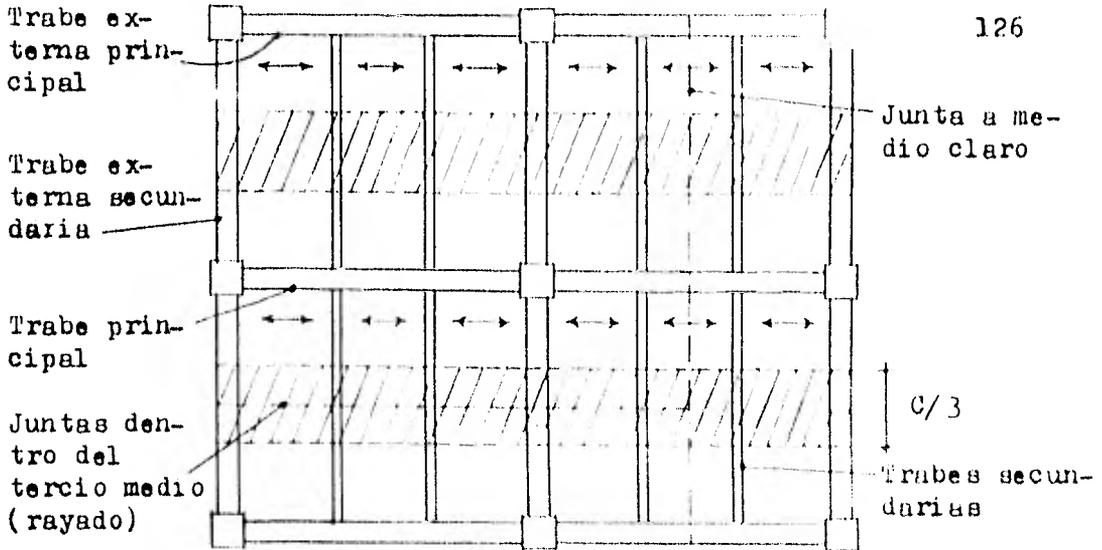
2.- Las juntas en vigas y losas deben formarse en los puntos de esfuerzo cortante mínimo. Así, para vigas, las juntas deben localizarse en el centro del claro o dentro del tercio medio.

Las losas apoyadas en una dirección, y de claro corto, deben tener sus juntas a la mitad del claro si las juntas están paralelas al apoyo. Las juntas en ángulo recto con los apoyos deben estar dentro del tercio medio. Las juntas en losas apoyadas en dos direcciones, deben estar dentro de los tercios medios. Ambos casos se ilustran en las figuras 47a y 47b.

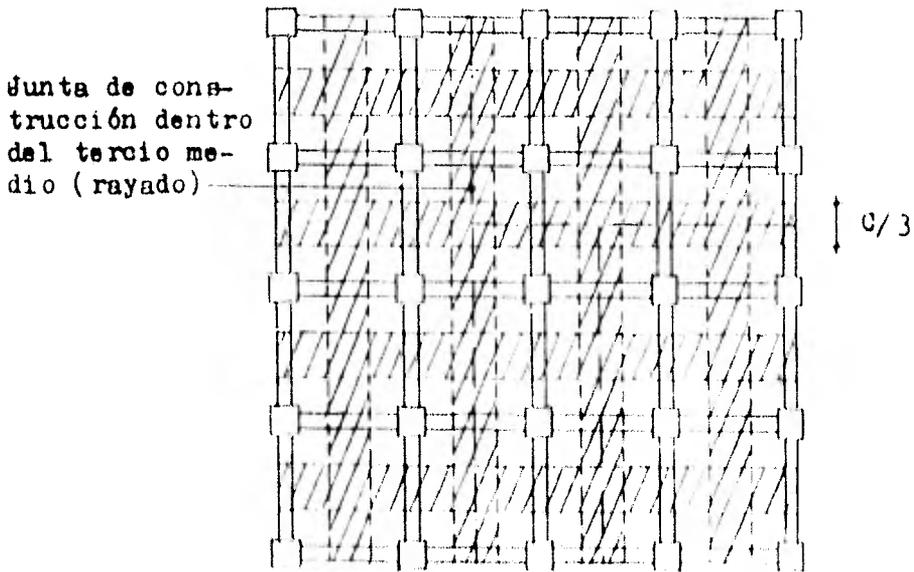
3.- Si por algún motivo es necesario hacer una junta entre una losa y una trabe, debe proveerse cierta forma de amarre y agregarse refuerzo para resistir el esfuerzo cortante en cualquier punto débil de la junta.

Las juntas de construcción pueden ocultarse por medio de ranuras como se muestra en la figura 47c.

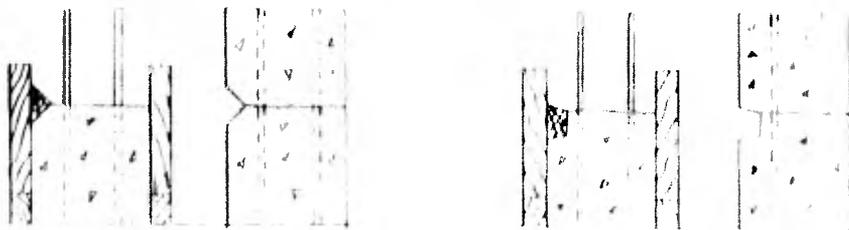
Figura No. 47



a) Juntas de construcción en vigas y losas diseñadas para apoyarse en una dirección.



b) Juntas de construcción en losas apoyadas en dos direcciones.



c) Formación de ranuras para ocultar las juntas de construcción.

## ADITIVOS PARA CONCRETO.

Un aditivo es : "Un material distinto del agua, agregados y cemento hidráulico que se usa como ingrediente en concretos o morteros y se añade a la mezcla inmediatamente antes o durante su mezclado"

Los aditivos son usados para modificar las propiedades del concreto en tal forma que lo hagan más adecuado para las condiciones de trabajo o por economía. Se debe usar un aditivo solamente después de una evaluación adecuada de sus efectos que demuestre efectividad en ese concreto en particular y bajo las condiciones en que se intenta usarlo. Es requisito que los aditivos cumplan con las especificaciones correspondientes establecidas por ASTM u otras apropiadas.

Al usar un aditivo, debe ponerse especial atención en las instrucciones que suministre el fabricante del producto, con el objeto de saber cuál es el proceso para dosificarlo, adicionarlo, controlarlo, etc. a fin de obtener buenos resultados.

### Usos de los aditivos.

Los aditivos pueden usarse para los siguientes fines :

1. Aumentar la trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua o para reducir el contenido de agua, logrando la misma trabajabilidad.
2. Acelerar la velocidad de desarrollo de resistencia a edades tempranas.
3. Aumentar la resistencia.
4. Retardar o acelerar el fraguado inicial.
5. Retardar o reducir el desarrollo de calor.
6. Modificar la velocidad o la aptitud de sangrado o ambos.
7. Aumentar la durabilidad o la resistencia a condiciones severas de exposición incluyendo la aplicación de sales para quitar el hielo.
8. Controlar la expansión causada por la reacción de los álcalis con ciertos constituyentes de los agregados.
9. Reducir el flujo capilar del agua.

10. Reducir la permeabilidad a los líquidos.
11. Para producir concreto celular.
12. Mejorar la penetración y el bombeo.
13. Reducir el asentamiento, especialmente en mezclas para rellenos.
14. Reducir o evitar el asentamiento o para originar una leve expansión en el concreto o mortero, usados para rellenar huecos y otras aberturas en estructuras de concreto y en rellenos para cimentación de maquinaria, columnas o trabes, o para rellenar ductos de cables de concreto postensionado o vacíos en agregado precolado.
15. Aumentar la adherencia del concreto y el acero.
16. Aumentar la adherencia entre concreto viejo y nuevo.
17. Producir concreto o mortero de color.
18. Obtener concretos o morteros con propiedades fungicidas, germicidas o insecticidas.
19. Inhibir la corrosión de metales sujetos a ella embebidos en el concreto.
20. Reducir el costo unitario del concreto.

#### Clasificación de los aditivos.

A pesar de las muy diversas propiedades de los innumerables productos que se conocen como aditivos, se ha podido establecer grupos entre ellos, bien definidos, atendiendo al efecto que causan en el concreto.

a) Mejoradores de la manejabilidad del concreto o plastificantes :

Inclusores de aire  
Dispersantes o Fluidizantes  
Densificadores  
Otros Plastificantes

b) Modificadores de los tiempos de fraguado y de endurecimiento :

Retardantes  
Acelerantes

c) Impermeabilizantes integrales :

Repelentes a la absorción capilar  
Reductores de la permeabilidad

## d) Agentes de expansibilidad :

Generadores de  $\mu$ as  
Estabilizadores de volumen  
Concreto celular

## e) Materiales pulverizados :

Inertes  
Cementantes  
Puzolanas  
Agentes de cristalización

## f) Agentes de adherencia :

Resinas  
Hule sintético "Látex" reemulsionables  
Polímeros no reemulsionables  
Emulsiones

## g) Aditivos inhibidores de la corrosión

## h) Colorantes, floculantes, fungicidas, germicidas e insecticidas.

Fuera de la clasificación de los aditivos se tienen productos protectores del concreto, ya sea en la primera etapa de su manufactura, como los "Agentes de curado" o en la etapa final, como endurecedores químicos de superficie y por último los repelentes superficiales, como silicones.

## Concreto en elementos estructurales.

### Columnas de Concreto Reforzado.

Una columna es un miembro estructural más o menos esbelto, que está sujeto a cargas de compresión en la dirección paralela a su eje longitudinal.

La mayoría de las columnas de concreto reforzado utilizadas en la construcción de edificios se conocen como columnas cortas y su longitud no debe ser mayor que 10 veces la dimensión de su lado menor. Esto es para evitar reducciones en la resistencia del elemento por efecto de esbeltez o la falla por pandeo.

Las columnas principales de edificios deben tener un diámetro mínimo de 25 cm o, en caso de ser rectangulares, un ancho mínimo de 20 cm. y un área total mínima de 620 cm<sup>2</sup>; los apoyos intermedios que no son continuos de piso a piso pueden tener un diámetro o ancho mínimo de 15 cm.

Una columna de estribos es aquella en la que el refuerzo consta de varillas longitudinales verticales y estribos (refuerzo transversal) separados entre sí, como puede verse en la figura 48a. El diámetro mínimo de los estribos es 1/4" y su separación máxima deberá ser la menor de las tres distancias siguientes: 16 veces el diámetro del refuerzo principal, 48 veces el diámetro del propio estribo o la mínima dimensión transversal de la columna.

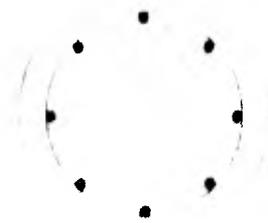
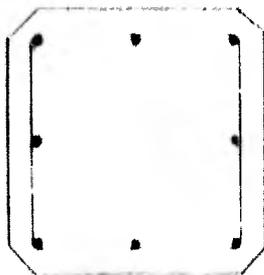
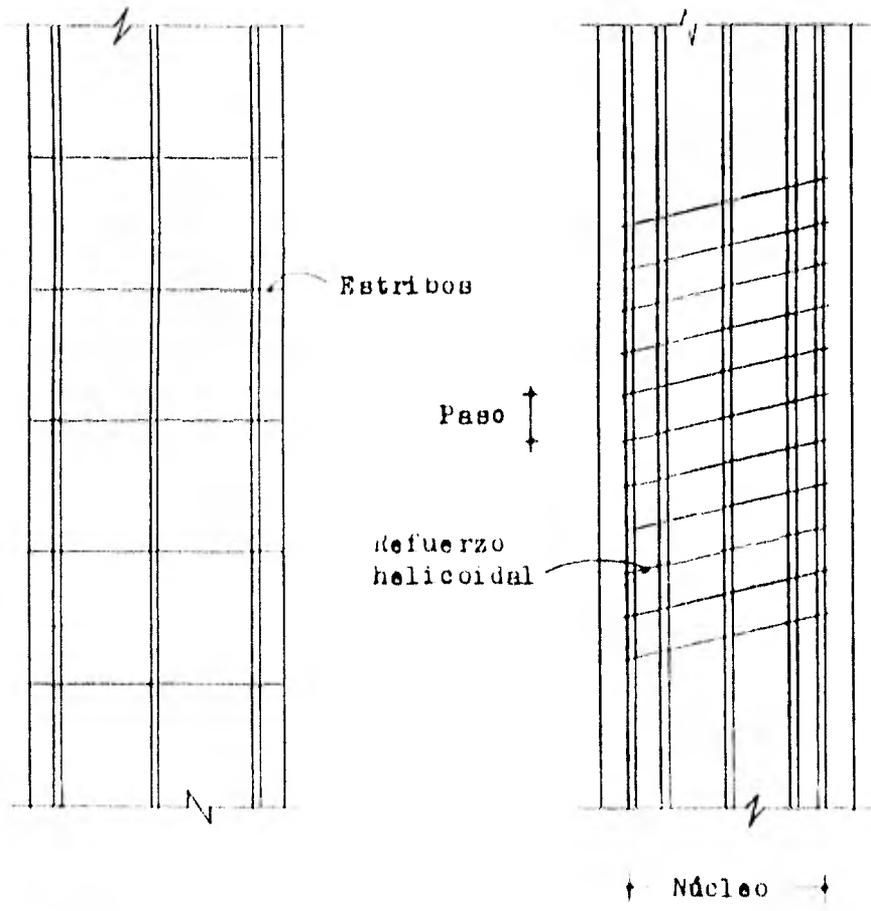
El refuerzo de las columnas con estribos debe protegerse con un recubrimiento de concreto, colado monolíticamente con el núcleo y cuyo espesor no debe ser menor de 4 cm.

El refuerzo longitudinal constará cuando menos de 4 varillas cuyo diámetro mínimo es de 5/8".

Las columnas zunchadas tienen refuerzo longitudinal análogo a las columnas de estribos y una espiral continua (refuerzo helicoidal) con un paso muy pequeño, como indica la figura 40b.

El diámetro mínimo de las varillas longitudinales es también de 5/8" y la cantidad mínima es de 6 varillas.

La carga que soporta una columna de concreto reforzado, es la combinación de cargas que soportan el concreto y el acero de refuerzo longitudinal (vertical) ya que los dos materiales se comportan como una unidad.



a) Columna de estribos

b) Columna zunchada

Figura No. 48

### Vigas de Concreto Reforzado.

Una viga es un elemento estructural que descansa sobre apoyos situados generalmente en sus extremos y que soporta cargas transversales a su eje longitudinal. Las cargas aplicadas en estos miembros tienden a producir flexión que se presenta acompañada de fuerza cortante.

Las vigas se clasifican según la forma de apoyarse en :  
 Viga libremente apoyada .- Este tipo de viga descansa sobre un apoyo en cada extremo, sin ninguna restricción a la flexión en dichos extremos que están simplemente apoyados.

Viga en voladizo .- es una viga que sobresale de su apoyo o apoyos y está cargada, sobre la parte libre.

Viga con extremos en voladizo .- Este tipo descansa sobre dos o más apoyos sobresaliendo de éstos uno o ambos extremos.

Viga continua .- Es aquella que descansa en más de dos apoyos.

Viga empotrada .- Se caracteriza por tener uno o ambos extremos restringidos al giro.

Las vigas de concreto pueden ser de dos tipos : simplemente armadas o doblemente armadas.

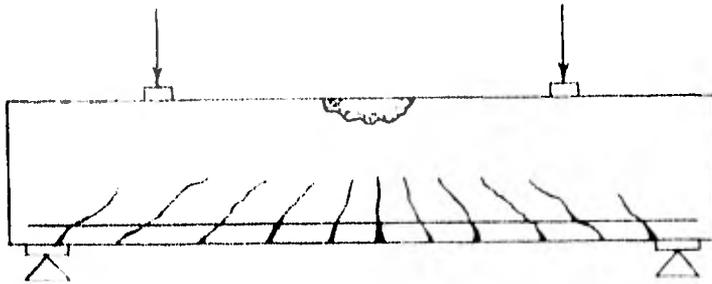
Las vigas simplemente armadas son aquellas en que el refuerzo longitudinal se localiza en la zona de tensión únicamente. Si además del acero de tensión, existe acero longitudinal en la zona de compresión, la viga será doblemente armada.

### Comportamiento de vigas a flexión.

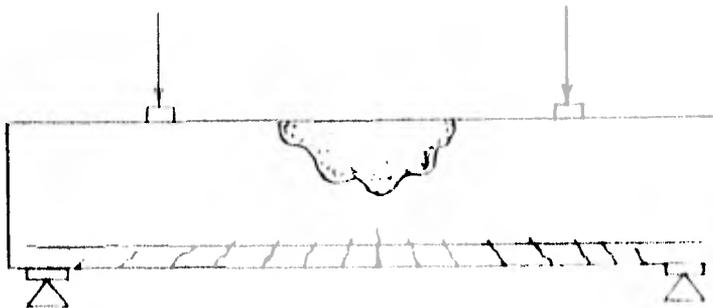
Al empezar a cargar una viga, el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir la carga. Cuando la tensión en la fibra más esforzada de alguna sección de la viga excede la resistencia del concreto, empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, longitud y abertura. Es claramente observable en la figura 49 la zona de la pieza sujeta a tensión, en la que se presentan las grietas y la zona sujeta a compresión.

A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y por lo tanto, las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En esta

Figura No. 49

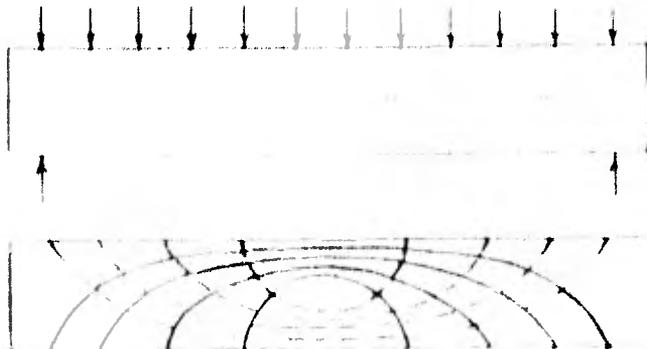


a) Viga Sub-reforzada



b) Viga Sobrerreforzada

Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión.



Trayectorias de esfuerzos de compresión  
Trayectorias de esfuerzos de tensión

c) Trayectorias de esfuerzos en vigas rectangulares

etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta alcanzar su valor de fluencia. Desde el momento en que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable, sin que apenas aumente la carga. A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto en esa zona es incapaz de tomar la compresión y se aplasta.

El primer indicio de aplastamiento se manifiesta por el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. A partir de este momento la carga disminuye con mayor o menor rapidez dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga hasta que se produce el colapso final.

Según la cantidad de acero longitudinal con que está reforzada la pieza, éste puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima.

Cuando el acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil, es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final. En este caso se dice que el elemento es subreforzado (falla dúctil). Por otra parte si la cantidad de acero longitudinal en la zona de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento del concreto en la zona de compresión y se dice entonces que el elemento es sobreforzado (falla frágil). Puede suceder que el elemento alcance su resistencia (se aplaste el concreto en la zona de compresión) precisamente cuando el acero en tensión empieza a fluir. En este caso, se dice que el elemento es balanceado. Generalmente se prefiere diseñar elementos subreforzados.

En la figura 49 se presentan esquemas de agrietamiento correspondientes a vigas con diferentes porcentajes de acero. En el caso de un elemento sobreforzado, la zona de aplastamiento del concreto es mayor que en el caso de otro subreforzado. Las grietas del primero son de longitud y aberturas menores.

En vigas doblemente armadas el efecto principal del acero en la zona de compresión es aumentar notablemente la ductilidad del elemento; la adición de acero en la zona de compresión en cantidad suficiente a un elemento sobreforzado puede hacer que éste se convierta en subreforzado, aumentando su ductilidad y resistencia, al lograr que el acero en la zona de tensión desarrolle su esfuerzo de fluencia. Es importante hacer

notar que la ductilidad que se logra con la adición de acero en la zona de compresión no se obtiene si éste no está adecuadamente restringido por medio de refuerzo transversal (estribos), ya que de otro modo, para compresiones muy altas y cuando hay poco recubrimiento, el acero de compresión puede pandearse lo que causaría un colapso súbito.

En la figura 49c se muestran las trayectorias de los esfuerzos de compresión y tensión en vigas de sección rectangular.

La figura 50 muestra la variación en el comportamiento de los elementos según el porcentaje de acero. Cada curva de trazo lleno representa la gráfica carga-deflexión de un elemento reforzado con una cantidad diferente de acero en la zona de tensión, desde una viga de concreto simple, hasta otra con porcentaje muy alto de acero.

En la tabla XIII se dan las características de los elementos representados por cada curva de la figura 50.

#### Comportamiento de vigas a cortante.

En las figuras 51a y 51b, se muestran dos tipos de elementos sujetos a fuerza cortante.

a) Vigas sin refuerzo transversal en el alma, sujetas a combinaciones de fuerza cortante, momento flexionante y carga axial.

b) Vigas con refuerzo transversal en el alma, mostrados esquemáticamente en la figura por estribos verticales.

#### Elementos sin refuerzo en el alma de sección rectangular.

En los primeros incrementos de carga no existe diferencia en el comportamiento de un elemento que falle por efecto de fuerza cortante y otro que falle por flexión. Antes de que aparezcan las primeras grietas en la parte inferior, el comportamiento del elemento es esencialmente elástico. Al aumentar las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte.

Estas grietas pueden aparecer súbitamente en puntos donde no exista una grieta en flexión o, muy frecuentemente, pueden presentarse como continuación de una grieta en flexión que gradualmente cambia de inclinación.

A partir de este momento, el comportamiento del elemento difiere en forma importante del correspondiente a un miembro que

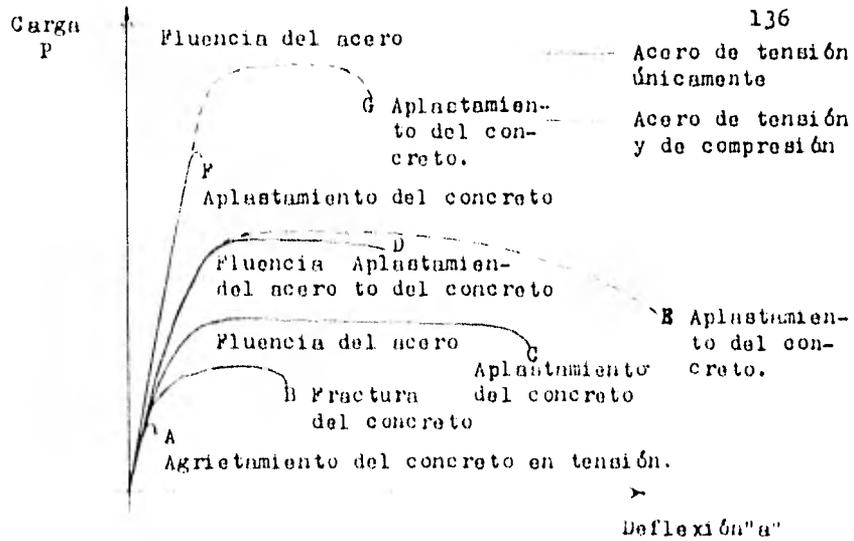


Figura No.50 Gráficas carga-deflexión de elementos con porcentajes variables de acero sujetos a flexión simple.

TABLA XIII. Características de elementos con distintos índices de refuerzo.

Curva típica de la figura No.50	Porcentaje de acero		Índice de refuerzo (a)	Tipo de elemento	Modo de falla	Grado de ductilidad.
	f	c				
A	Nulo	Nulo	Nulo	Concreto simple	Concreto en tensión	Frágil
B	Muy pequeño.	Nulo	Muy pequeño	Muy sobry reforzado	Fractura de acero frágil	Poco dúctil
C	Normal bajo	Nulo	Normal bajo	Sobrefor.	Aplastamiento después de fisuración	Muy dúctil.
D	Normal alto	Nulo	Normal alto	Sobrefor.	"	Dúctil
E	Normal alto	Del orden del de tensión.	Normal bajo	"	"	Muy dúctil
F	Muy alto	Nulo	Muy alto	Sobrefor.	"	Frágil
G	Muy alto	Del orden del de tensión.	Normal bajo	Sobrefor.	"	Dúctil

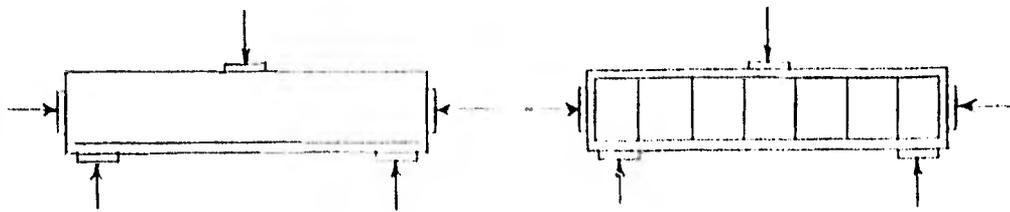
falle por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente, sin señal previa, y extenderse inmediatamente hasta causar el colapso de la pieza, como se muestra en la figura 51c. En este caso la falla se denomina de TENSION DIAGONAL. Por otra parte, puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión. En este caso, la falla se denomina de COMPRESION POR CORTANTE (figura 51d). La diferencia esencial entre ambos tipos de falla consiste en que, en una falla por tensión diagonal, el agrietamiento inclinado es súbito y causa de inmediato el colapso de la pieza, mientras que en una falla de compresión por cortante la pieza puede soportar cargas mayores que la que produce el agrietamiento inclinado.

Existe otro tipo de falla denominada de ADHERENCIA POR CORTANTE. Este tipo se caracteriza porque la resistencia se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, como se muestra en la figura 51e.

Desde el punto de vista de resistencia, cuando la falla se produce súbitamente al aparecer la primera grieta inclinada importante se dice que el elemento falla en tensión diagonal.

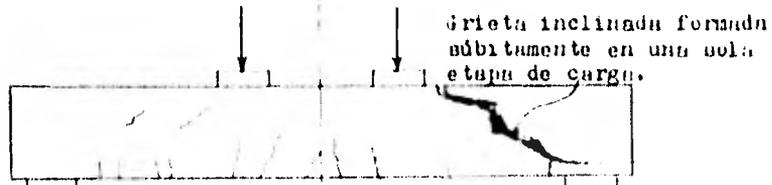
Cuando la falla ocurre después de la aparición de una grieta inclinada importante y la resistencia es mayor que la carga que originó esta grieta, se dice que el elemento tuvo una falla en compresión por cortante o en adherencia por cortante, según sea el caso.

Desde el punto de vista del comportamiento de una estructura es muy desventajoso que un elemento alcance su resistencia debido a uno de estos tipos de falla antes de que se presente la fluencia del acero longitudinal, ya que estas fallas se producen rápidamente a deformaciones pequeñas. En consecuencia, la estructura resulta poco dúctil.



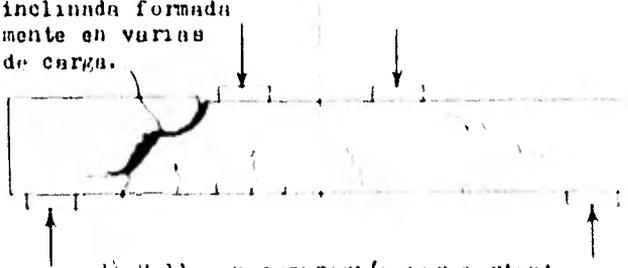
a) Elemento sujeto a M, P y V, sin refuerzo transversal

b) Elemento sujeto a M, P y V, con refuerzo transversal



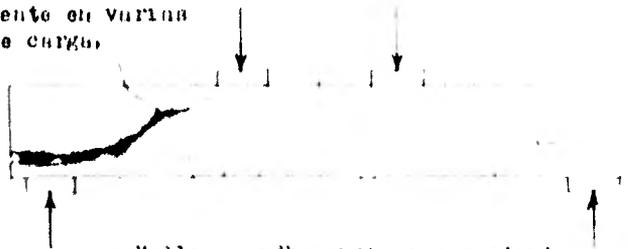
c) Falla en tensión diagonal

Grieta inclinada formada gradualmente en varias etapas de carga.



d) Falla en compresión por cortante

Grieta inclinada formada gradualmente en varias etapas de carga.



e) Falla en adherencia por cortante

### Elementos con refuerzo en el alma.

El refuerzo transversal, o refuerzo en el alma, que se utiliza en elementos de concreto para aumentar su resistencia a los efectos de la fuerza cortante puede ser de distintos tipos. En algunos casos, se aprovecha parte del acero principal de flexión, doblándolo en zonas donde ya no es requerido para tomar esfuerzos longitudinales, de manera que atraviese las regiones donde pueden aparecer grietas inclinadas. Estas barras, para que sean efectivas, deben anclarse en la zona de compresión, véase la figura 52a.

El tipo de refuerzo transversal de uso más común es el estribo (figura 52b). En la figura 52d, se ilustran las formas más usuales de este tipo de refuerzo. Comúnmente los estribos son de dos ramas, en U o cerrados, siendo los cerrados los más frecuentes. Sin embargo, en algunos casos se utilizan también estribos de 4 ramas. El tipo de estribo más eficiente es aquel que tiene sus extremos doblados a  $135^\circ$ , ya que de esta manera quedan mejor anclados dichos extremos. Generalmente los estribos se colocan en posición vertical, pero también es usual colocarlos inclinados con respecto al eje del elemento con un ángulo que varía entre  $30^\circ$  y  $60^\circ$ , siendo  $45^\circ$  la inclinación más común, observar la figura 52c. Frecuentemente se utilizan en un mismo elemento combinaciones de los diversos tipos de refuerzo transversal mencionados.

El comportamiento bajo carga de elementos con refuerzo en el alma es similar al descrito para miembros sin él, hasta la aparición de las primeras grietas inclinadas. A partir de ese momento, la presencia del refuerzo transversal restringe el crecimiento de las grietas inclinadas. Si no tiene refuerzo transversal en cantidades suficientes, las grietas inclinadas serán pequeñas y de poca consideración y la falla se producirá en flexión, antes o después de la fluencia del acero longitudinal.

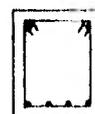
Es importante tener en cuenta que, para que el refuerzo transversal sea realmente efectivo, debe colocarse a espaciamientos tales, a lo largo del eje de la pieza, que cualquier grieta inclinada potencial que pudiera formarse en el elemento sea cruzada cuando menos por una barra de refuerzo en el alma.



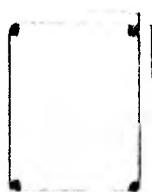
n) Varillas dobladas



b) Estribos verticales



c) Estribos inclinados



d) Tipos de estribos

Figura No. 52

## LOSAS DE CONCRETO.

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

Las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas. El aligeramiento se logra incorporando bloques huecos o tubos de cartón, o bien, formando huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales. Las losas aligeradas reciben a veces el nombre de losas encasetonadas o reticulares.

En algunos sistemas estructurales las losas se apoyan sobre muros o sobre vigas que a su vez se apoyan sobre columnas (ver figura 53a), mientras que en otros, las losas se apoyan directamente sobre columnas (figuras 53b y 53c). Las primeras reciben el nombre de LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS, y las segundas, el de LOSAS PLANAS. En las losas planas se utilizan a veces ampliaciones en la zona de unión de la columna con la losa, como se muestra en la figura 53b, llamadas CAPITEL y ABACO.

El capitel es la ampliación del extremo de la columna, diseñada y construida para actuar como una unidad integral con la columna y la losa plana.

El abaco es una porción de la losa plana que se aumenta de espesor en la zona que rodea a la columna, o bien al capitel.

Como el tamaño de las vigas de apoyo de losas perimetralmente apoyadas puede ser cualquiera, las losas planas pueden considerarse como un caso particular de las losas perimetralmente apoyadas en el que las vigas se han ido reduciendo de sección hasta desaparecer. Análogamente, las losas perimetralmente apoyadas pueden visualizarse como losas planas en las que se han rigidizado los ejes que unen las columnas. Las losas apoyadas sobre muros también pueden considerarse como un caso particular de losas perimetralmente apoyadas sobre vigas infinitamente rígidas.

## LOSAS ALIGERADAS CON TUBOS SNOVOID.

El SNOVOID, es un tubo de cartón comprimido con la resisten-

cia adecuada para colados, está impermeabilizado con parafina y tiene sus extremos cerrados para evitar la entrada del concreto dentro de los mismos. En los extremos existe una perforación que evita alteraciones en los tubos por cambios de temperatura.

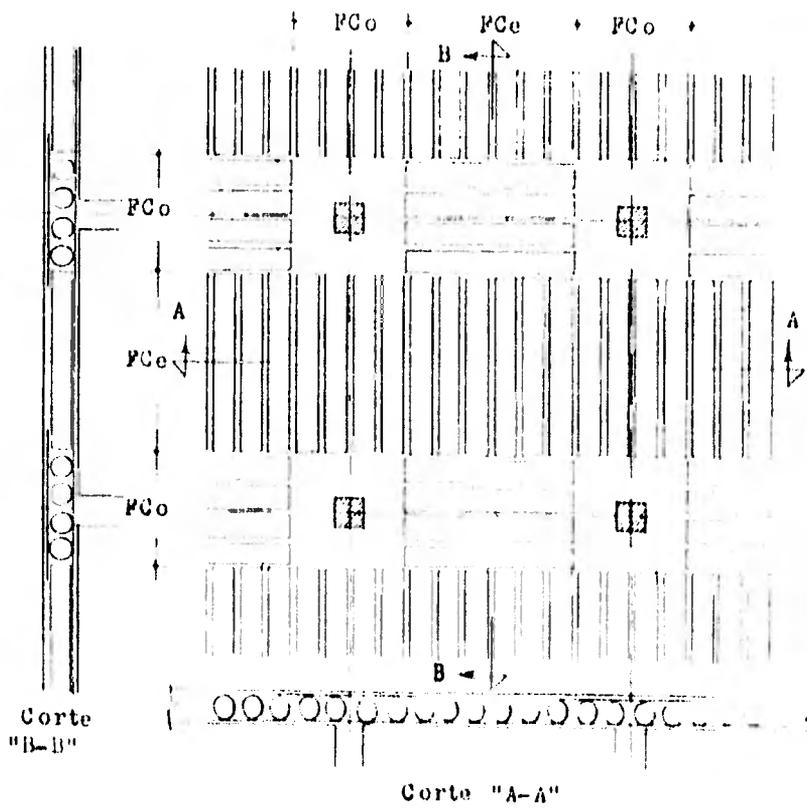
Deben almacenarse en forma de pirámide, en lugares protegidos de la lluvia y de cambios bruscos de temperatura.

También pueden cortarse con serrucho, sequeta o sierra, teniendo cuidado de que la capa superior no se desprenda. Los sobrantes se utilizan para formar otros tubos uniendo los pedazos por medio de coples y tapando sus extremos con bolsas de cemento impregnadas con aceite o grasa y amarradas con alambre recocido. Esto permite maximizar su aprovechamiento.

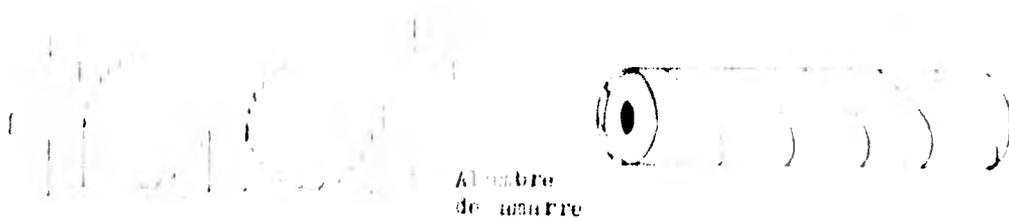
Los tubos se colocan aproximadamente al centro del peralte de la losa, excepto en aquellas zonas donde el esfuerzo cortante es crítico.

Ventajas más importantes que se obtienen con el uso de este sistema:

- a) Reducción del peso propio de la losa. Esta reducción en el peso se refleja en una economía considerable en la cimentación, sobre todo en edificios de varios pisos.
- b) Reducción en la cantidad empleada de acero de refuerzo. Al disminuir el peso propio de la losa, se reduce también la carga total de diseño.
- c) El mayor peralte de este tipo de losas, reduce las deflexiones naturales de las mismas al descimbrar y los efectos de las vibraciones.
- d) Usando este sistema se simplifica mucho la colocación del acero de refuerzo ya que se eliminan totalmente las varillas dobladas.
- e) Es ideal cuando se buscan superficies lisas aparentes tanto en la parte superior como en la inferior de la losa.
- f) El mayor peralte económico y los espacios de aire dentro de las losas, mejora las características de aislamiento tanto térmicas como acústicas.
- g) Con este sistema existe la posibilidad de colocar los ductos para instalaciones de calefacción y ventilación dentro de las losas.



Colocación típica de los tubos de cartón comprimido para el aligeramiento de losas.



Detalle de colocación de tuber

Tubos SCHWED.

Nomenclatura:

PCo : Paja Columnar

PCe : Paja Central

Figura 5. 53

### LOSAS NERVURADAS, ENCASETONADAS O RETICULARES.

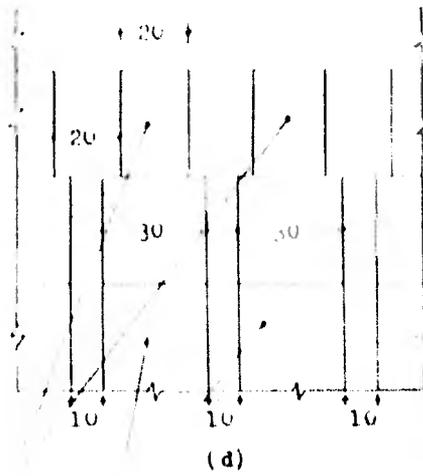
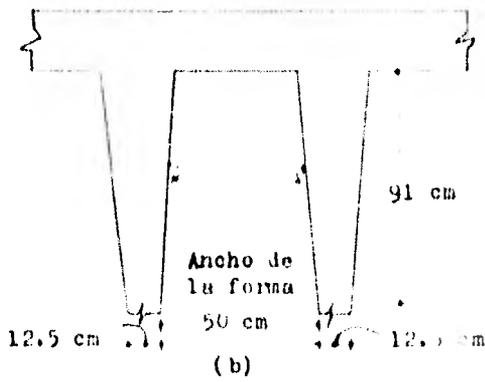
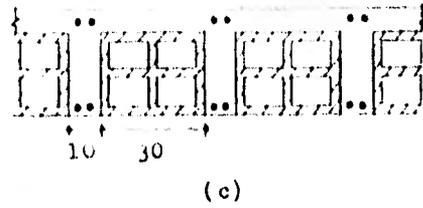
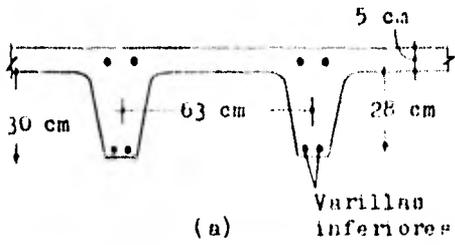
Uno de los métodos más económicos para la construcción de pisos de claro relativamente largo y cargas ligeras, consiste en utilizar formas metálicas de relleno, colocadas entre nervaduras de concreto; estas formas son por lo general de 50 a 75 cm de ancho, con peraltes de 15, 20, 25, 30, 35, 40 y 50 cm., y se colocan a una separación suficiente para que el alma de las nervaduras tenga de 10 a 18 cm de ancho en su punto más bajo.

Una construcción común se hace con formas de 50 cm de ancho colocadas a 63 cm entre centros, con lo que se tiene un alma de 12.5 cm en la parte inferior, según se muestra en la figura 54a; la losa superior es por lo general de 5, 6, 7.5 u 11.5 cm de espesor.

En las losas nervuradas no se utiliza refuerzo en el alma y los esfuerzos cortantes los resiste el concreto, por lo que, si al revisar estos esfuerzos se advierte que son mayores que los que puede resistir el concreto, debe suministrarse un área mayor en los apoyos; esto se hace utilizando formas estándar de metal de sección variable en el sentido horizontal, como lo ilustra la figura 54b.

Otro tipo de losa nervurada se hace utilizando bloques de barro o de yeso para relleno entre las nervaduras, en vez de las formas metálicas; estos bloques son por lo general de 30 X 30 cm en planta, con peraltes de 10, 15, 20, 25 y 30 cm. Se acostumbra colocarlos a una separación de 40 cm entre centros, con lo cual se obtienen almas de 10 cm de ancho (ver figura 54c). Para reducir los esfuerzos cortantes en los apoyos, se colocan bloques de 20 cm de ancho en vez de los de 30 cm, con lo cual se tiene mayor ancho del alma. Al usar bloques de barro o de yeso puede tenerse un plafón liso con aplanado de yeso (ver figura 54d).

Una losa nervurada consiste básicamente de varias vigas "I" pequeñas colocadas lado a lado, según puede verse en las figuras 54a y 54c. El refuerzo de tensión se suministra generalmente con dos varillas y el refuerzo por temperatura puede ser a base de malla de alambre o varillas #2 colocadas en ángulo recto con respecto al alma.



\* Cimbra estandar de sección variable

bloque de 30 x 30 cm

bloque de 20 x 30 cm

Losas nervadas

FIGURA NO. 24

## LOS CASCARONES.

CASCARÓN es un elemento estructural o estructura generalmente de forma curva, cuyo espesor es pequeño en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

### CLASIFICACION.

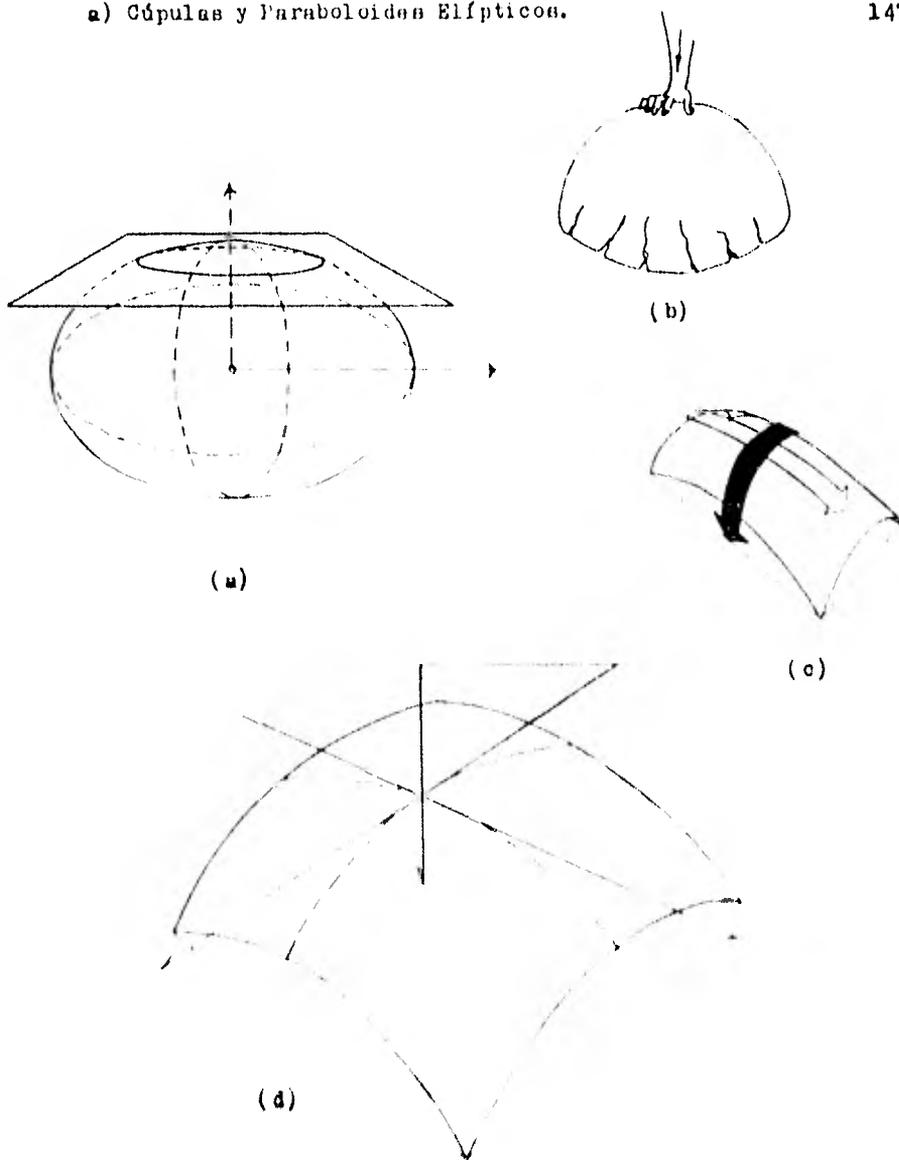
#### TIPOS :

- a) Cúpulas y paraboloides elípticos  
Curvatura gaussiana positiva.  
(Sinclásticas)
  - b) Cilíndricos y cónicos  
Curvatura gaussiana nula.
  - c) Paraboloides hiperbólicos  
Curvatura gaussiana negativa.  
(Anticlásticas)
- a) Cúpulas y paraboloides elípticos.- Son cascarones formados por dos familias de curvas con la misma dirección,(figura 55).
  - b) Cascarones cilíndricos y cónicos .- Cascarones formados por una sola familia de curvas,(figura 56).
  - c) Paraboloides hiperbólicos .- Son cascarones formados por dos familias de curvas de direcciones opuestas,(figura 57)

#### Cúpulas y paraboloides elípticos.

Las cúpulas se engendran por la rotación de una línea curva cualquiera, a la que se designa como meridiano, alrededor de un eje. La línea se apoya en el eje por uno de sus extremos. Si la línea se interrumpe antes de llegar al eje, entonces engendra las cúpulas con lintemilla. Si la línea es recta, engendra entonces el cascarón cónico o tronco cónico.

Con este tipo de cascarones se han cubierto plantas de más de 100 m de diámetro; el claro más grande obtenido hasta la aparición del concreto armado era el del panteón de Roma (40 m).



PARABOLOIDE ELÍPTICO

Figura No. 55

b) Cascarones cilíndricos y cónicos.

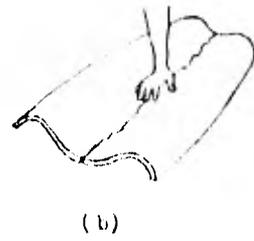
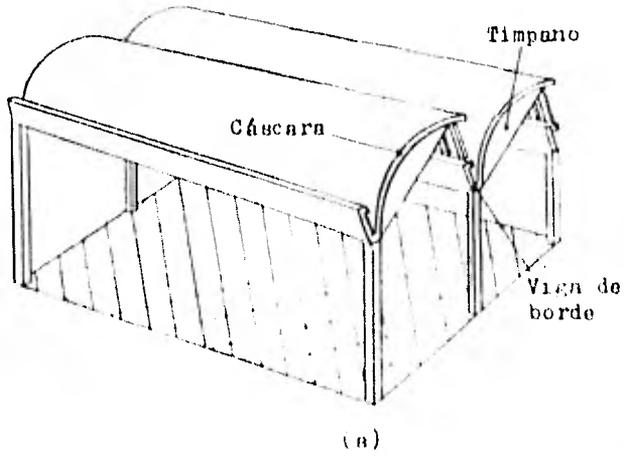


Figura No. 56

c) Paraboloides hiperbólicos.

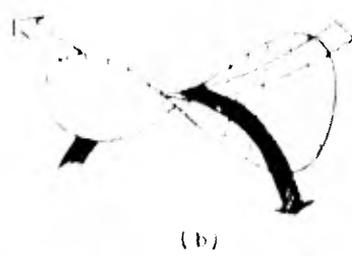
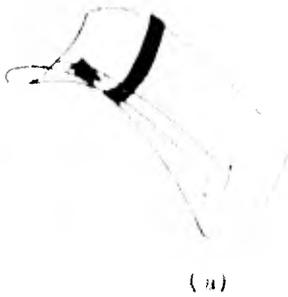
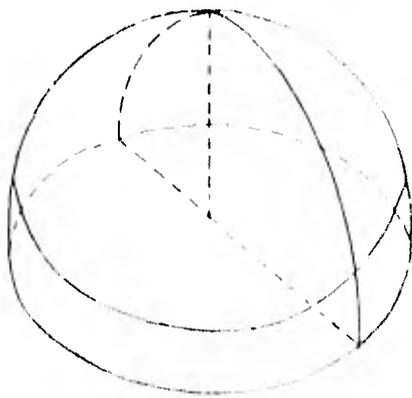
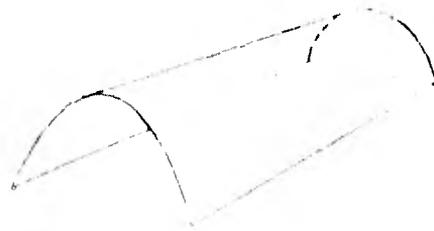


Figura No. 57

## DIFERENTES FORMAS DE CASCARONES



a) Cascarón esférico



b) Cascarón cilíndrico



c) Paraboloide



d) Paraboloides hiperbólico

Son las cúpulas cascarones de doble curvatura (curvatura gaussiana positiva) "sinclástica", cuyos elementos resistentes son anillos que siguen la dirección de los paralelos y arcos que siguen la dirección de los meridianos.

Generalmente este tipo de cascarones está constituido por dos elementos: la cáscara y el anillo de borde, este último no es necesario si la cúpula es de media esfera ( $180^\circ$ ).

El funcionamiento elemental de la cúpula consiste en que las cargas verticales se transmiten en la dirección de los meridianos y se producen esfuerzos también en la dirección de los paralelos.

Los esfuerzos en la dirección de los meridianos son de compresión; los paralelos transmiten esfuerzos de compresión o tracción.

En la cúpula esférica los paralelos transmiten esfuerzos de compresión arriba del paralelo colocado a  $51^\circ 49'$  (ángulo formado con la vertical que pasa por el centro), más abajo de éste se producen esfuerzos anulares de tracción. Esto ocurre para carga uniformemente repartida en la superficie de la cúpula esférica; además, está apoyada en su parámetro, (figs. 59b y 59c).

Si la cúpula es de concreto armado, las compresiones en la cáscara las toma el concreto y las tracciones el refuerzo metálico.

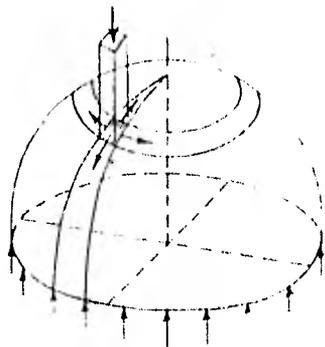
Las fuerzas de compresión que tienen la dirección de los meridianos se transmiten hasta el apoyo del borde en dirección tangente a la cáscara; naturalmente pueden o no ser verticales, dependiendo del tipo de curva que tenga la cúpula, si es semi-esférica las tangentes serán verticales.

Si la curva no llega verticalmente, la tangente será inclinada, caso general, ya que las cúpulas hemisféricas se han empleado casi únicamente en planetarios (Jena, Chicago, Berlín, México, etc.).

Si la cúpula llega a su apoyo verticalmente (caso de una cúpula esférica de medio punto), entonces las cargas que actúan en ella llegarán al borde verticalmente y, por lo tanto, no habrá empujes horizontales en el apoyo, ver la figura 59d.

Si la cúpula no llega verticalmente, entonces aparecerán coceos en el borde, los cuales deberán tomarse con esfuerzo de tracción en dicho borde, (figura 59e).

Si el apoyo no es continuo (caso de apoyo en puntos separados), entonces se producirían alteraciones de la distribución

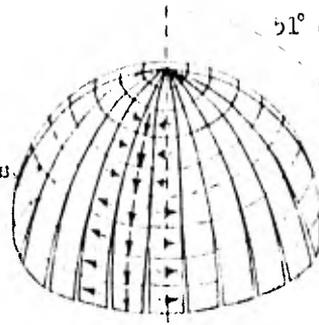


(a)

CUPULAS

Paralelos

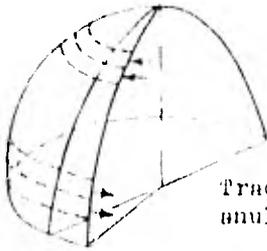
Meridianos



$51^{\circ} 49'$

151

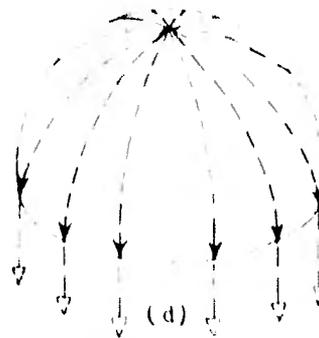
(b)



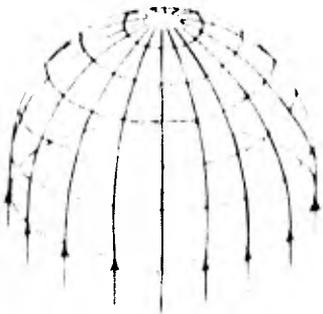
Compresión  
anular

Traacción  
anular

(c)

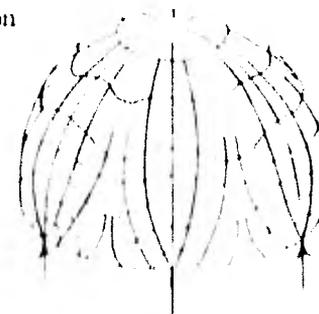


(d)



(e)

Compresión  
Traacción



(f)



(g)



(h)

de esfuerzos, tanto más importantes cuanto mayor sea la separación entre ellos. La figura 59f. muestra las curvas de esfuerzo. Nervi resolvió este problema construyendo dovelas de forma triangular que producen apoyo continuo para el casquete por un lado y por el otro dirigen los esfuerzos a los apoyos aislados (transmiten cargas concentradas a las columnas), figura 59h.

Los paraboloides elípticos se engendran por el desplazamiento de una parábola (generatriz) a lo largo de otra parábola (directriz); véase las figuras 59c y 59d.

#### Cascarones cilíndricos.

Este tipo de cascarones se engendra por el desplazamiento de una recta (generatriz) a lo largo de una curva cualquiera (directriz), ésta puede ser arco de círculo, elipse, parábola, catenaria, cicloide, etc., y el número de formas y tipos que se pueden obtener es enorme; con ellos se han cubierto superficies de más de 100 m. de largo.

Los tipos mostrados en la figura 60a y 60b, se han empleado en iglesias, gimnasios, hangares, etc. Los tipos (c) y (d) se han utilizado en techumbres de laboratorios, bodegas y talleres, lográndose claros de más de 40 m.

Los tipos (e) y (f) se han empleado en mercados, talleres, etc., construyéndose con ellos techumbres de más de 20 m. El tipo (g) se ha utilizado en andenes.

En su forma general, los cascarones cilíndricos están constituidos, principalmente, por tres elementos fundamentales:

- 1) Viga o tensor de borde;
- 2) cáscara propiamente dicha; y
- 3) tímpanos atiesadores.

#### 1) Viga o tensor de borde.

Se designa como viga de borde, a un ensanchamiento del cascarón en sus bordes longitudinales. Durante años, ha sido la viga de borde motivo de preocupación, ya que siendo ésta de menor rigidez que la cáscara, se colgaba de ella induciéndole esfuerzos que perturbaban su trabajo membranar. Entonces, lógicamente, se ha tratado de eliminar gran parte de dicha trabe, pues además de lo ya expresado, el peso de la misma en cascarones de gran claro longitudinal es exagerado con necesidad de aumentar grandemente el refuerzo en todo el cascarón para lograr un funcionamiento adecuado.

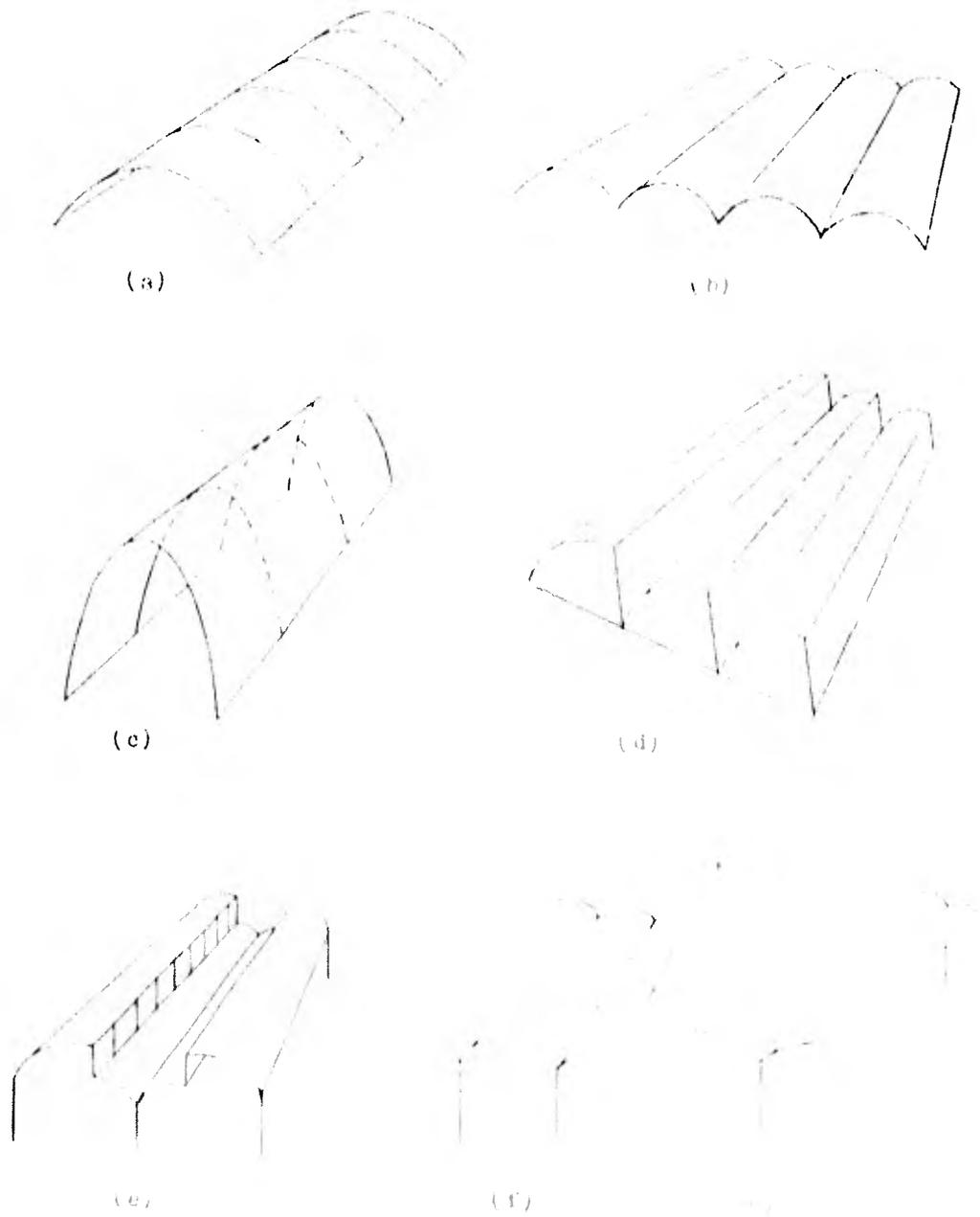


FIGURE 50.13

## 2) Cáscara.

La forma de la cáscara ha sido construida de tal cantidad de tipos que es prácticamente imposible describirlos a todos.

A continuación se enumeran algunos de los tipos más usados:

- a) Bóvedas de cañón, las cuales transmiten las cargas a los muros, como en las iglesias de corte antiguo.
- b) Cascarones paralelos para lograr grandes claros libres; se emplean en bodegas, garajes, oficinas, etc.
- c) Dientes de sierra, cuando se pretende iluminar grandes superficies cubiertas, fábricas, talleres, etc.
- d) Alas de mariposa, se emplean en mercados y andenes.
- e) Combinaciones de varios de estos tipos, lo que produce una variedad infinita de formas.

La sección transversal de la cáscara puede ser también muy variada, circular, elíptica, parabólica, en forma de catenaria, cicloide, etc. Su espesor puede variar de 2 hasta 20 cm. En cascarones de hasta 30 m de claro como máximo y hasta 5 m como mínimo, no es económico emplear cáscaras de espesor menor de 7 cm, por las razones siguientes:

a) Para lograr espesores de 4 o 5 cm hay necesidad de seleccionar cuidadosamente los agregados.

b) Hay necesidad de que la cimbra sea de la mejor calidad, pues cualquier imperfección, dado el pequeño espesor de la cáscara, perjudica notablemente la forma.

c) Es más difícil lograr una impermeabilización eficiente.

Todo esto indiscutiblemente se traduce en un aumento en el costo de la obra.

## 3) Típanos.

Se ha designado con el nombre de típanos, los apoyos transversales, los cuales pueden ser extremos o intermedios y cuyas formas pueden ser como muro macizo, arco, armadura u otra cualquiera que resulte de la forma de la cáscara.

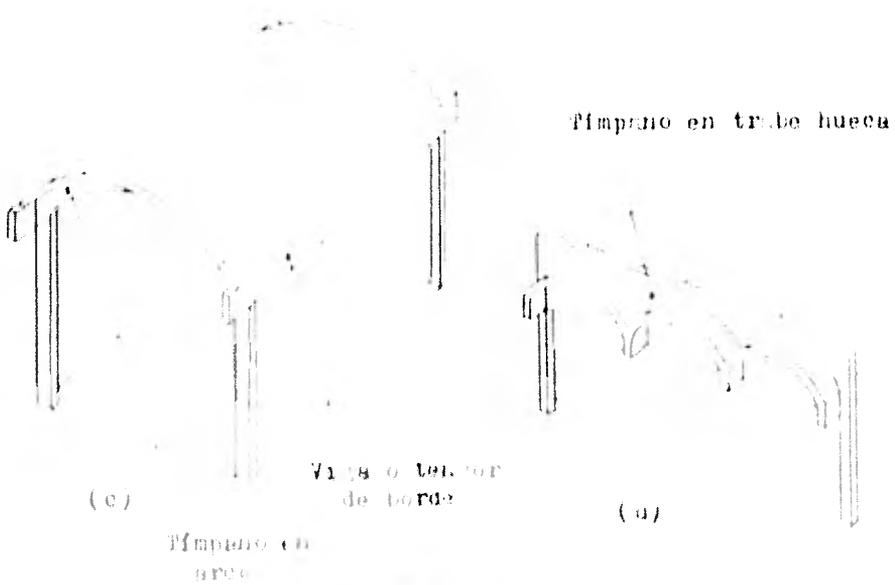
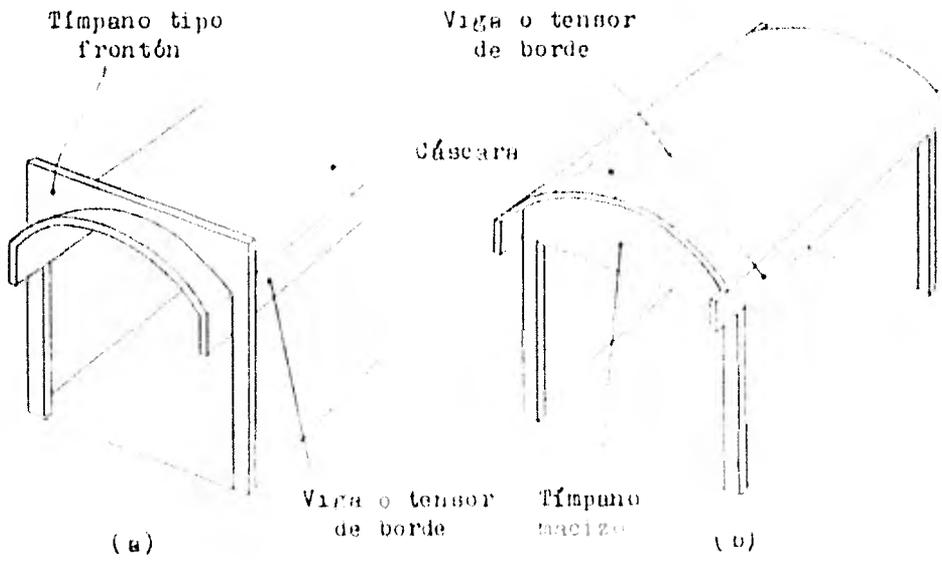


Figura 30. 31

### Cascarones de doble curvatura (Paraboloides Hiperbólicos).

Entre los diferentes tipos de cascarones de doble curvatura, son los paraboloides hiperbólicos los que en los últimos años se han desarrollado más, construyéndose con ellos techumbres de mercados, iglesias, fábricas, talleres, bodegas y hasta cimentaciones.

Los paraboloides hiperbólicos son cascarones de doble curvatura gaussiana negativa, anticlástica, que se forman por dos familias de curvas de dirección opuesta.

Este tipo de cascarones está formado por la cáscara cuyos espesores varían de 2 hasta 20 cm., y los engrosamientos en los bordes, los cuales trabajan a tracción o compresión dependiendo de la forma y de la dirección de las cargas aplicadas. Con ellos se han cubierto claros hasta de 30 m.

### Materiales.

Los materiales más empleados en la actualidad para la construcción de cascarones son :

Concreto amado  
 Concreto ligero y presfuerzo  
 Acero  
 Plásticos

Concretos .- Durante los primeros años de la construcción de cascarones de este material, se siguió la costumbre de emplear concretos con resistencias mayores a  $250 \text{ kg/cm}^2$ . Al pasar el tiempo se vió que la alta calidad de los concretos no se justifica, puesto que en la mayoría de los casos los esfuerzos de trabajo que se presentan no pasan de  $30 \text{ kg/cm}^2$  en cascarones cilíndricos y de  $10 \text{ kg/cm}^2$  en los de revolución y de doble curvatura.

La magnitud de los esfuerzos que se pueden presentar en cascarones hasta de 30 m de claro, si la forma ha sido elegida adecuadamente no pasarán de 25 a  $40 \text{ kg/cm}^2$ .

Por otra parte, el empleo de concretos con resistencias altas exigía una selección más rigurosa de los materiales, posible necesidad de lavado de los agregados y un control más riguroso de la calidad de las revolturas empleadas. Naturalmente, todo esto

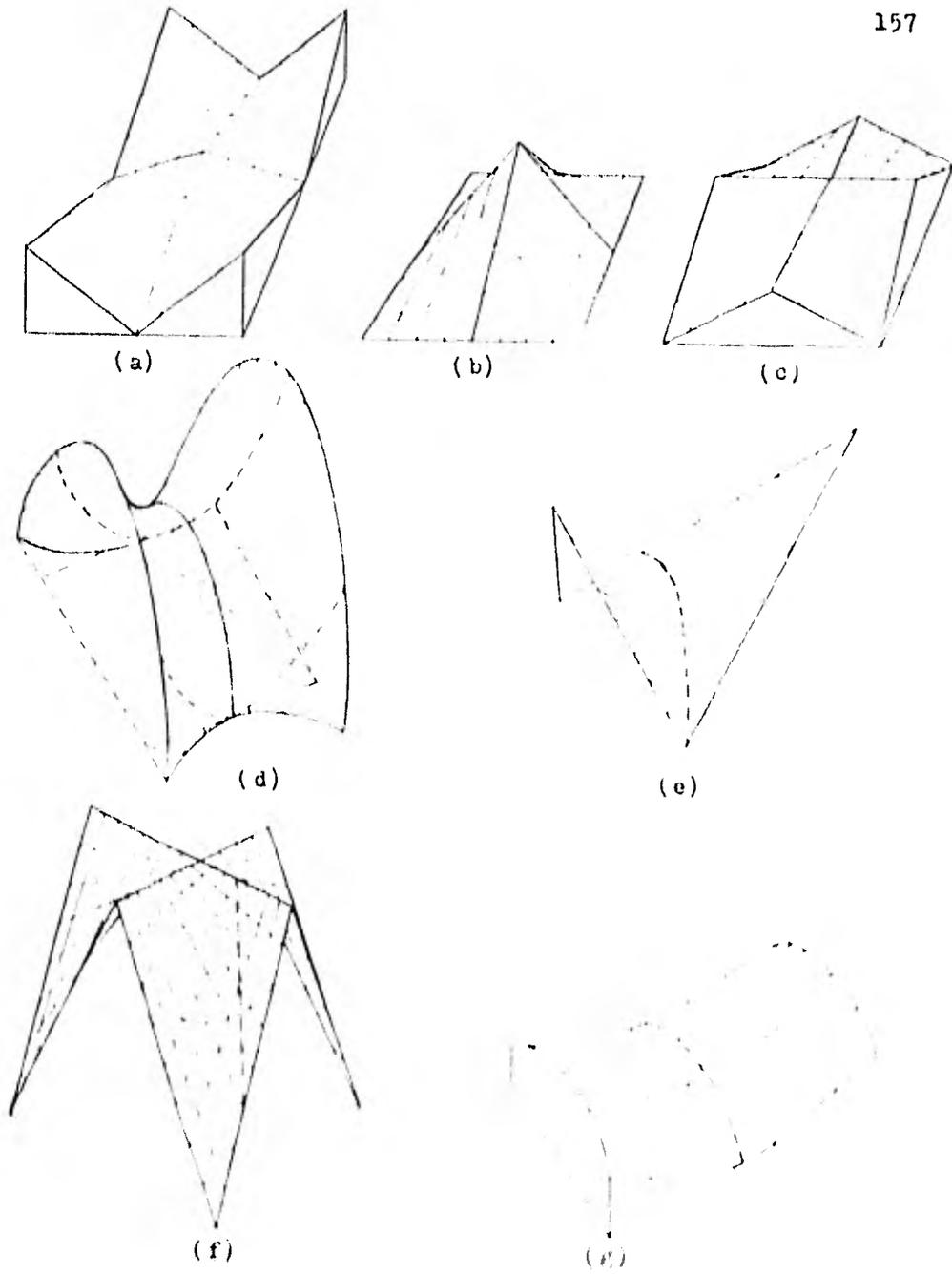
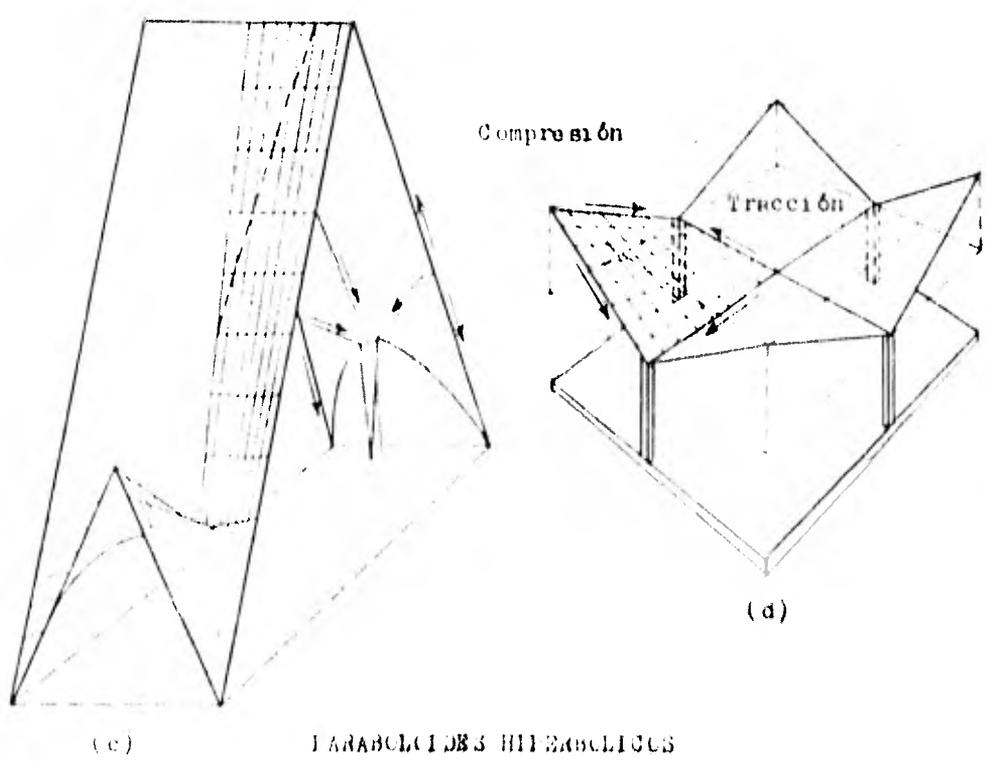
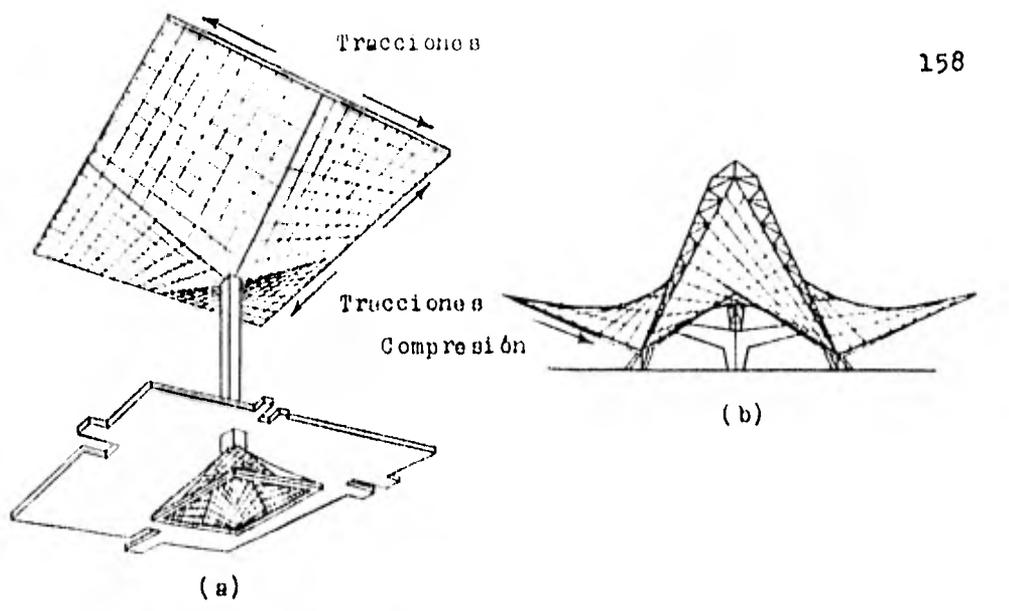


Figura no. 12



PARABOLOIDES HIPERBOLICOS

FIGURA No. 62

se puede realizar con relativa facilidad en las poblaciones importantes; sin embargo, es necesario hacer posible la construcción de los cascarones en cualquier lugar, por lo que es recomendable el empleo de concretos normales con resistencias no mayores de 180 a 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Posiblemente una de las razones por las que se usaron durante muchos años concretos de altas resistencias, fué que en los concretos normales el escurrimiento plástico era de gran magnitud aumentando exageradamente la flecha, y por lo tanto poniendo en peligro la estructura. En la actualidad este efecto ha sido eliminado en cascarones construidos con longitudes hasta de 30 m de claro y de concretos normales, dándoles a dichos cascarones la contraflecha adecuada.

También se han empleado, con buen éxito, concretos ligeros tanto para cascarones cilíndricos como para cascarones de doble curvatura. (Es recomendable que cuando se empleen estos concretos, se tomen en cuenta las deformaciones diferidas.)

Cada día se incrementa más la construcción de cascarones de concreto preesforzado, esto se debe a que su empleo ofrece las siguientes ventajas:

Enorme posibilidad de fabricación en serie, eliminando las grandes cantidades de formas que se suelen emplear, disminución de deformaciones, esfuerzos y armados y, por lo tanto, disminuciones notables en los costos.

Acero .- Este material se ha empleado principalmente en la construcción de tuberías a presión, tanques elevados, submarinos, etc. y en general en todos aquellos cascarones que van a someterse a grandes cargas.

Plásticos .- Estos materiales, por su ligereza y resistencia, se emplean cada vez más en este tipo de construcciones, aunque todavía no puede decirse que se estén empleando ya con éxito comercial.

#### Armado del refuerzo.

El tipo de refuerzo empleado con más frecuencia en los cascarones, es acero de grado estructural, excepto en los elementos preesforzados en los cuales se emplea acero de alta resistencia.

La separación mínima y máxima entre los diferentes elementos

metálicos está sujeta a las especificaciones del reglamento, recomendándose que la máxima no pase de tres veces el peralte del cascarón o 30 cm. Los diámetros más empleados son varillas de 1/4", 3/8" y 1/2", excepto en las vigas de borde donde es posible emplear varillas hasta de 1 1/2".

En cuanto a la dirección de colocación de las varillas, es conveniente indicar que no resulta práctico en los cascarones cilíndricos reforzar siguiendo las trayectorias de los esfuerzos principales; han dado buenos resultados armar formando una parrilla (armado en retícula ortogonal) cuyos ejes principales son el longitudinal y el transversal del cascarón. Actualmente este tipo de armado se ha extendido por su facilidad de ejecución y por que con éste la mano de obra baja en forma notable.

En el caso de cascarones de revolución (esféricos) puede colocarse el refuerzo siguiendo las direcciones de meridianos y paralelos.

En aquellos cascarones con áreas donde las tracciones diagonales sean fuertes (cascarones cilíndricos cerca de los apoyos), es conveniente agregar refuerzo inclinado siguiendo las tracciones diagonales. También es posible y algunas veces conveniente, incrementar el espesor de la cáscara en dichas zonas.

Espesores mínimos.

La experiencia en la construcción de gran número de cascarones cilíndricos de concreto armado y preesforzado, ha demostrado la ventaja de no emplear espesores menores de 6 cm, en cascarones de doble curvatura, no menores de 4 cm.

Cimbrado.

Durante mucho tiempo la cimbra empleada para los cascarones se construyó casi perfecta en lo que a forma se refiere, pues se pensaba que la menor irregularidad en la misma producía alteraciones peligrosas en el funcionamiento del cascarón. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que pequeñas diferencias en la forma de la cimbra no producen cambios peligrosos en las distribuciones de esfuerzos de los cascarones. En cáscaras de espesores menores de 5 cm sí se hace necesaria la perfección en el trabajo de moldeo. En cascarones de más de 6 cm puede emplearse con tranquilidad cimbra de tipo normal. (De todo lo ex-

presado no se concluye que debe descuidarse el trabajo de cimbra en cascarones de más de 6 cm de espesor). Sin embargo, es conveniente hacer notar que, posiblemente, el empleo de concretos de alta calidad, como el uso de cimbra muy costosa, por su perfección limitaron durante mucho tiempo el desarrollo de los cascarones en la construcción normal.

Desde el punto de vista económico es conveniente que las formas puedan ser empleadas un buen número de veces, por lo tanto, el cuidado de las mismas es importante. Cada vez se presta más atención al acabado de las superficies de los cascarones, ya que una superficie lisa reduce los trabajos y gastos de conservación, limitándose a pintar ocasionalmente con pintura a base de cemento.

#### Prefabricación.

Cada vez se emplean más los métodos de prefabricación en los cascarones, ya que presentan las ventajas siguientes :

- a) Mejor control de calidad y homogeneidad en los materiales empleados.
- b) Gran economía en las formas.
- c) Reducción en los tiempos de construcción
- d) Mayor flexibilidad en los procedimientos constructivos.

Al mismo tiempo que las ventajas enumeradas, los elementos prefabricados presentan problemas de transporte y colocación; sin embargo, la experiencia obtenida indica que se logran grandes ahorros con el empleo de dichos elementos prefabricados.

La composición de materiales empleada en los cascarones es con relación de 1:3, en volumen, 1 de cemento, 2 de arena y 1 de confitillo. La máxima dimensión del confitillo es de 3/16".

### Concreto en cimentaciones.

Se entiende por cimentación, el medio que hace posible transmitir y distribuir las cargas de una estructura al terreno.

De acuerdo con la forma y distribución de las cargas, las cimentaciones pueden ser :

- a) Cimentaciones poco profundas o superficiales.
- b) Cimentaciones profundas.

#### a) Cimentaciones superficiales.

En general esta expresión se refiere a cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento. Sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación superficial de una cimentación profunda.

Los tipos de cimentaciones superficiales son:

- Zapatas aisladas.
- Zapatas corridas.
- Losas de cimentación.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales que generalmente se construyen de concreto reforzado y pueden ser cuadradas o rectangulares. Se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una mayor área.

Este tipo de cimentación es apropiado para terrenos de gran resistencia; no es recomendable para columnas que transmitan cargas considerables.

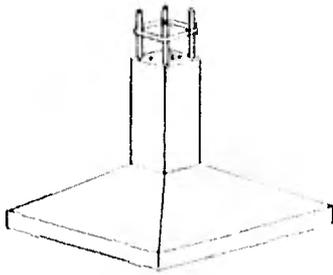
Las zapatas corridas son elementos análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera en mucho al ancho.

Las zapatas corridas se emplean en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue el empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

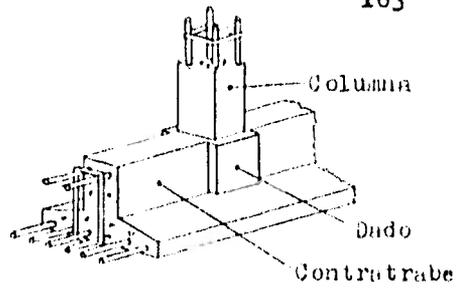
Cuando la resistencia del terreno es muy baja o las cargas demasiado altas, es necesario aumentar el área de apoyo, llegando a ocupar incluso toda la superficie de construcción. En tal caso es apropiado el empleo de las losas de cimentación.

Factores que determinan el tipo de cimentación :

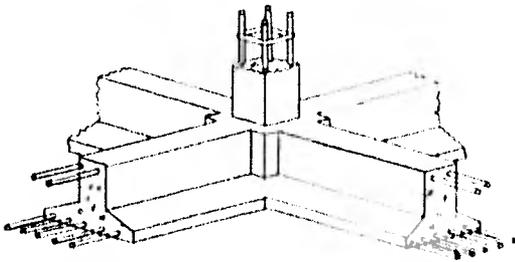
- 1) Los relativos a la superestructura, que engloban su función,



a) Zapata Aislada



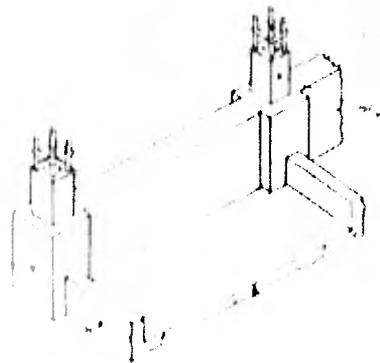
b) Zapata corrida en un sentido



c) Zapata corrida en dos sentidos

Dado de la columna

Trabe de cimentación



(d) Losa de orientación

magnitud de las cargas que se transmiten al suelo, materiales que la constituyen, etc.

2) Los relativos al suelo, que se refieren a su capacidad mecánica, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.

3) Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

b) Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas transmiten las cargas a estratos más profundos y resistentes; las más comunes son:

**Pilotes** .- son elementos esbeltos con dimensiones transversales que varían entre 30 cm y 1 m. La inmensa mayoría de los pilotes que se usan tienen un diámetro o ancho comprendido entre 0.30 m y 0.60 m.

Los pilotes de concreto son los más usados y pueden ser de concreto reforzado ordinario o pretensado.

Según el procedimiento de construcción y colocación, los pilotes de concreto pueden ser :

Prefabricados e hincados a golpes o a presión.

Colados en el lugar en una excavación realizada previamente a su construcción.

**Pilotes hormigonados "in situ"** (colados en el lugar).

Se distinguen los siguientes :

a) Pilotes con camisa hincados por golpeo o roscado, tales como:

Pilote Simplex

Pilote marítimo

Pilotes Franki y Rodsol

Pilote Zenith

Pilote Standard

Pilote express

b) Pilotes excavados. Evitan los inconvenientes de hincadura con martinete; comprenden los siguientes tipos :

Pilote Rodio

Pilote Forum

Pilote de rosca Grimaud.

**Filas** .- son elementos cuyo ancho sobrepasa 1 m, pero no excede del doble de este valor.

Para muchos una pila es un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite las cargas a mayor profundidad; un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es mayor o igual a 4, en tanto que una zapata suele tener una relación del orden de 1.

Cilindros .- Los cilindros son secciones circulares de concreto reforzado, que por su mayor diámetro (superior generalmente a los 3 m) se construyen huecos. Cuando son paralelepípedos en su forma geométrica, se les denominan cajones de cimentación.

Los diámetros de los cilindros varían entre 3 y 6 m.; se construyen huecos para ahorro de material y de peso.

ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO

INTRODUCCION :

Preesforzado significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o armadura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

El principio básico del preesfuerzo se puede observar cuando se atan cintas o bandas metálicas alrededor de duelas de madera para formar los barriles (figura 65a). Al apretar los cinchos, se crea un preesfuerzo de tensión en ellos que provoca un preesfuerzo de compresión entre las duelas y las habilita para resistir la tensión en arco producida por la presión interna del líquido. En otras palabras, tanto las duelas como los cinchos son preesforzados antes de ser sometidos a cualesquier cargas de servicio.

El principio básico del preesfuerzo se aplicó al concreto en sus inicios, basándose en el concepto de que el concreto, aunque resistente a la compresión, era bastante débil a la tensión, y preesforzando el acero contra el concreto pondría al concreto bajo un esfuerzo de compresión que podría ser utilizado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión producido por cargas vivas o muertas.

Los primeros métodos que se aplicaron no tuvieron éxito porque el bajo preesfuerzo, producido entonces en el acero, pronto se perdía como resultado de la contracción y escurrimiento plástico del concreto. Considérese una barra preesforzada de acero estructural ordinario a un esfuerzo de trabajo de  $1265 \text{ kg/cm}^2$  (figura 65b). Si el módulo de elasticidad del acero es  $2\ 100\ 000 \text{ kg/cm}^2$ , el alargamiento unitario de la barra está dado por :

$$\epsilon = \frac{f}{E}$$

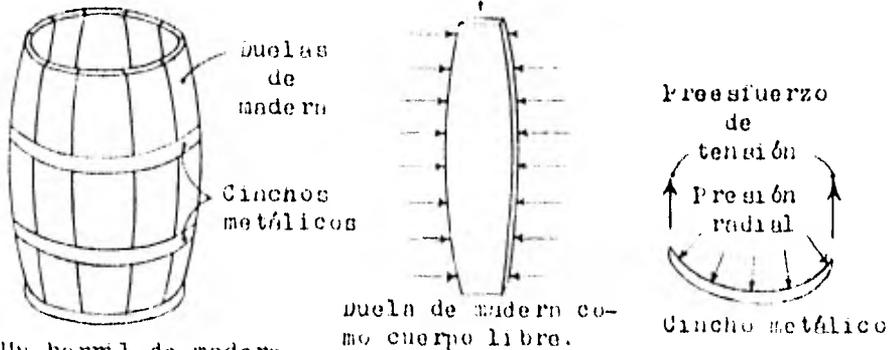
$$\epsilon = \frac{1\ 265}{2\ 100\ 000}$$

$$\epsilon = 0.0006$$

Figura No. 65

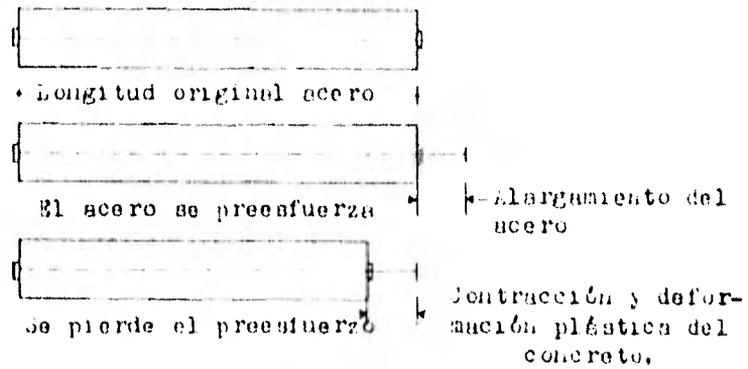
Preesfuerzo de  
compresión

167

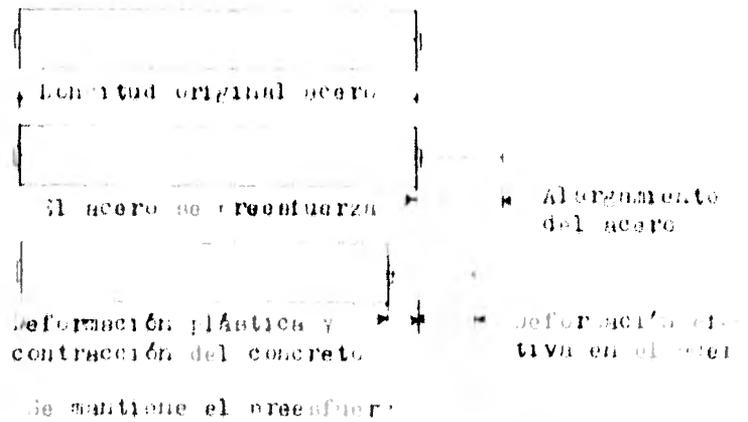


Un barril de madera

a) Principio del preesfuerzo aplicado a la construcción de un barril.



b) Preesfuerzo del concreto con acero estructural ordinario



c) Preesfuerzo del concreto con acero de alta resistencia en tensión.

Puesto que la contracción y escurrimiento plástico finales inducen a menudo cantidades comparables de acortamiento en el concreto, este alargamiento unitario inicial del acero podría perderse totalmente en el curso del tiempo. Cuando mucho, sólo una pequeña porción del preesfuerzo se podía retener, con lo que los primeros métodos no podían competir económicamente con el refuerzo convencional del concreto.

El desarrollo moderno del concreto preesforzado se logró gracias al empleo de acero de alta resistencia para el preesforzado, y su amplia aplicación fué posible una vez que fueron ideados métodos para tensar y anclajes de los extremos dignos de confianza y económicos.

El preesforzado lineal, es el nombre dado a vigas y losas de concreto preesforzado; análogamente el preesforzado circular es especialmente aplicado a tanques de almacenamiento.

Fuera del campo de los tanques, puentes y edificios que constituyen el potencial en el que se apoya el uso y desarrollo del concreto preesforzado, también se ha aplicado ocasionalmente a presas, anclando varillas de acero preesforzado a la cimentación, Piletas, postes y tubos se han construido de concreto preesforzado. En ciertas estructuras es posible preesforzar el concreto sin usar cables o tendones para ello. Por ejemplo el método de Freyssinet, de compensación de arco, introduce esfuerzos compensadores en los nervios del arco por un sistema de gatos hidráulicos introducidos en el arco. Tales esfuerzos tratan de neutralizar los efectos de la contracción, acortamiento de los nervios y caída de temperatura en el arco.

El principio básico del preesforzado no se limita a las estructuras de concreto; también ha sido aplicado a la construcción con acero. Cuando se unen dos placas por ramaches calientes o por pernos de alta resistencia las conexiones están altamente preesforzadas en tensión y las placas en compresión, capacitando así a las placas para soportar cargas de tensión entre ellas.

Si el preesforzado se aplica al acero o al concreto, su último objeto es doble: primero, inducir deformaciones y esfuerzos deseables en la estructura; segundo, equilibrar las deformaciones y esfuerzos indeseables. En el concreto preesforzado, el acero

se prealarga con el fin de evitar un alargamiento excesivo bajo la carga de servicio, mientras que el concreto es precomprimido para evitar grietas bajo el esfuerzo de tensión. Así se obtiene una combinación ideal de los dos materiales. La utilidad básica del concreto preesforzado casi es autoevidente, pero su amplia aplicación dependerá finalmente del desarrollo de nuevos métodos de diseño y ejecución, los cuales realzarán su economía con relación a tipos de estructuras más convencionales.

#### Principios generales del concreto preesforzado.

El concreto preesforzado se define como concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente, el preesfuerzo dando tensión al refuerzo de acero.

El concreto preesforzado se puede visualizar como esencialmente concreto, el cual es transformado de un material frágil en un material elástico por la precompresión que se le da. El concreto, que es débil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime (generalmente, por acero bajo alto esfuerzo de tensión) de modo que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión. De este concepto nació el criterio de no esfuerzos de tensión. Generalmente, se cree que si no hay esfuerzo de tensión en el concreto, no puede haber grietas, y que el concreto ya no es un material frágil sino que se convierte en un material elástico.

Desde este punto de vista el concreto se visualiza como sujeto a dos sistemas de fuerzas: el preesfuerzo interior y la carga externa, con los esfuerzos de tensión debidos a la carga externa balanceados por los esfuerzos de compresión debidos al preesfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a las cargas se previene o se demora por la precompresión producida por los tendones.

Por otra parte se puede considerar al concreto preesforzado como una combinación de acero de alta resistencia y concreto, similar al concreto reforzado, con el acero absorbiendo la tensión y el concreto la compresión, así que los dos materiales

forman un par resistente contra el momento exterior. (fig. 66a).

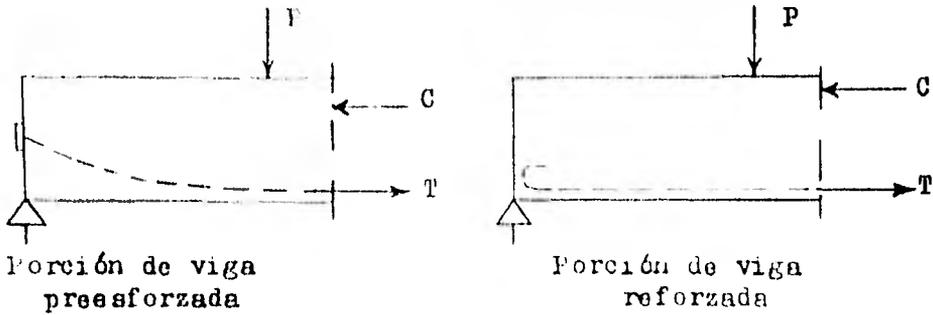
En el concreto preesforzado, se utiliza el acero de alta resistencia, el cual se tendrá que alargar una gran cantidad antes de que se utilice totalmente su resistencia. Si el acero de alta resistencia se ahoga únicamente en el concreto, como el refuerzo ordinario del concreto, el concreto circundante se agrietará seriamente antes de que se desarrolle la resistencia total del acero (figura 66b). Por consiguiente, es necesario preestirar al acero con respecto al concreto. Preestirando y anclando al acero contra el concreto, se producen esfuerzos y deformaciones deseables en ambos materiales: esfuerzos y deformaciones de compresión en el concreto, y esfuerzos y deformaciones de tensión en el acero. Esta acción combinada permite el empleo seguro y económico de los dos materiales, lo cual no se puede conseguir ahogando simplemente el acero en el concreto como se hace para el concreto reforzado ordinario.

#### Clasificación y tipos.

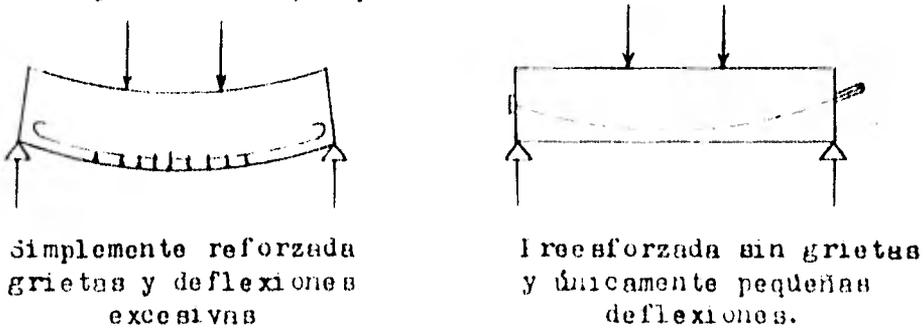
Las estructuras de concreto preesforzado pueden clasificarse de diversas formas, dependiendo de sus características de diseño y construcción.

Preesforzadas exteriormente o interiormente .- El preesforzado de estructuras de concreto interiormente se logra como se ha mencionado ya, es decir, empleando acero de alta resistencia el cual es tensado para provocar el preesfuerzo.

Algunas veces es posible preesforzar una estructura de concreto ajustando sus reacciones exteriores. Se mencionó previamente el método de compensación de arco, en donde un arco de concreto era preesforzado aplicando los gatos contra sus estribos. Teóricamente, una viga simple de concreto también puede preesforzarse exteriormente con la aplicación de gatos en los lugares apropiados para producir compresión en las fibras inferiores y tensión en las fibras superiores (fig. 66c), evitando así aun el refuerzo de acero en la viga. Tal disposición ideal, sin embargo, no se puede obtener fácilmente en la práctica, porque, aun si se obtienen estribos favorables para tal objeto, la contracción y el escurrimiento plástico en el concreto pueden arruinar completamente las deformaciones artificiales u



a) Momento interno resistente en vigas de concreto preesforzadas y reforzadas, respectivamente.



b) Viga de concreto utilizando acero de alta resistencia



c) Preesforzado de una viga de concreto simple al colocar gatos contra los estribos.



d) Preesforzado de una viga continua aplicando gatos en sus reacciones

Figura No. 66

nos que puedan reajustarse. Además, tal sitio probablemente se adaptaría mejor para un puente de arco.

Para una estructura estáticamente indeterminada, como una viga continua, es posible ajustar el nivel de los apoyos, insertando gatos, por ejemplo, para producir así las reacciones más deseadas (fig 66d). Esto es práctico algunas veces, pero debe tenerse en cuenta que la contracción y el escurrimiento plástico del concreto modificarán los efectos del preesfuerzo por lo que deberá ajustarse el preesfuerzo de vez en cuando.

**Preesforzado lineal o circular .-** El preesforzado circular es un término aplicado a estructuras circulares preesforzadas, tales como tanques redondos, silos y tubos, en donde los tendones del preesfuerzo están enrollados en círculo. Para distinguirlo del preesfuerzo circular, el término preesfuerzo lineal se emplea a menudo para incluir todas las otras estructuras, como vigas y losas. Los tendones de preesfuerzo (alambres, cables o varillas) en las estructuras preesforzadas en forma lineal, no son necesariamente rectos; pueden estar doblados o ser curvos, pero no dan vueltas alrededor en círculos como en el preesfuerzo circular.

**Pre-tensado y Post-tensado .-** El término pre-tensado se emplea para describir cualquier método de preesfuerzo en el cual se tensan los tendones antes de vaciar el concreto. Es evidente que los tendones deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o plataformas de esfuerzo en donde son tensados y se transfiere el preesfuerzo al concreto después de que ha fraguado por adherencia. Este procedimiento se utiliza en plantas de precolado o en laboratorios en donde existen plataformas permanentes para tal tensado; también se aplica en el campo en donde pueden ser construidos económicamente dichos cabezales o contrafuertes. En contraste con el pre-tensado, el post-tensado es un método de preesfuerzo en el cual se tensa el tendón después de que ha endurecido el concreto, así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él inmediatamente después del preesfuerzo. Este método puede aplicarse a miembros precolados o colados en el lugar (in situ).

**Tendones anclados en los extremos o no anclados en los extremos .-** Cuando los tendones son post-tensados se anclan en sus

extremos por medio de artificios mecánicos para transmitir el preesfuerzo al concreto. Tal clase de miembro se llama anclado en los extremos. Aunque muy rara vez, un miembro postensado puede tener sus tendones sujetos por la lechada o el mortero sin un anclaje mecánico en sus extremos. En el pretensado los tendones transmiten, por lo general, su preesfuerzo al concreto simplemente por su acción de adherencia cerca de los extremos.

La efectividad de tal transmisión de esfuerzos está limitada a alambres y cables de diámetro pequeño. Recientemente se han producido anclajes para pretensado que permiten el uso de tendones de diámetros menores.

**Tendones adheridos y sin adherir .-** Los tendones adheridos son aquellos que se adhieren al concreto circundante en toda su longitud. Los tendones no anclados en sus extremos son, necesariamente tendones adheridos; los tendones anclados en sus extremos pueden ser adheridos o no adheridos al concreto. En general, la adherencia de los tendones postensados se logra por la inyección subsecuente de la lechada; si es no adherido, el tendón deberá protegerse de la corrosión galvanizándolo, engrasándolo o por algún otro medio. Algunas veces los tendones adheridos se dejan a propósito sin adherir en ciertas porciones de su longitud.

**Precolado, colado en el lugar (in situ), construcción mixta.-** El precolado implica la colocación del concreto lejos de su posición final, siendo colados los miembros ya sea en una planta permanente o en un lugar cercano al sitio de la estructura, y se levanta finalmente en la localización final. El precolado permite un mejor control de la producción en masa y a menudo es económico. El concreto colado in situ requiere más moldes y cimbras por unidad de producto, pero ahorra el costo del transporte y de erección, y es una necesidad para los miembros grandes y pesados. A menudo, es económico precolar parte de un miembro, erigirlo y colar después in situ la porción restante; este procedimiento se llama construcción mixta. Los elementos precolados en una estructura de construcción mixta pueden unirse más fácilmente que aquellos en una estructura del todo precolada. Por construcción mixta es posible ahorrar mucho de los moldes y de las cimbras que se requirieron para una construcción de colado in situ total. Sin embargo, debe estudiarse la conveniencia de cada tipo con respecto a las condiciones particulares de una estructura determinada.

Preesfuerzo parcial o total .- Una distinción posterior entre los tipos de preesfuerzo se hace dependiendo del grado de preesfuerzo al cual se sujeta un miembro de concreto. Cuando un miembro se diseña para que bajo la carga de trabajo no existan esfuerzos de tensión, se dice que el concreto es completamente preesforzado. Si se producirán algunos esfuerzos de tensión en el miembro bajo la carga de trabajo, entonces se dice que es preesforzado parcialmente. Para un preesfuerzo parcial se suministran frecuentemente varillas adicionales de acero medio para reforzar la parte en tensión. En la práctica, a menudo es difícil clasificar una estructura como preesforzada parcial o totalmente, puesto que mucho dependerá de la magnitud de la carga de trabajo usada en el diseño.

Concreto preesforzado contra concreto reforzado.

La diferencia más notable entre los dos es el empleo de materiales de mayor resistencia para el concreto preesforzado. Con el objeto de utilizar la resistencia total del acero de alta resistencia, es necesario recurrir al preesforzado para preestirarlo. El preesforzar el acero y anclarlo contra el concreto produce deformaciones y esfuerzos deseados que sirven para reducir o eliminar las grietas en el concreto. Así la sección completa del concreto se vuelve efectiva en el concreto preesforzado, mientras que solamente la porción de la sección de arriba del eje neutro se supone que actúa en el caso del concreto reforzado.

El uso de tendones curvos ayudará a soportar algo del esfuerzo cortante en un miembro. Además, la precompresión en el concreto tiende a reducir la tensión diagonal. Así es posible emplear una sección menor en el concreto preesforzado para soportar la misma magnitud de esfuerzo cortante exterior en una viga.

El concreto de alta resistencia, el cual no se puede utilizar económicamente en la construcción de concreto reforzado, es deseable y aun necesario en el concreto preesforzado. En el concreto reforzado, el utilizar concreto de alta resistencia resultará en una sección menor necesitando más refuerzo y terminará con un diseño más costoso. En el concreto preesforzado se requiere concreto de alta resistencia para armonizar con el acero de alta resistencia a fin de obtener proporciones económicas.

También es necesario el concreto más resistente para resistir los altos esfuerzos de los anclajes y para dar resistencia a las secciones más delgadas que frecuentemente se emplean para el concreto preesforzado.

#### Utilidad.

El diseño de concreto preesforzado es más adecuado para estructuras de claros grandes y para aquellas que soporten cargas pesadas, principalmente debido a las resistencias más elevadas de los materiales empleados. Las estructuras de concreto preesforzado son más esbeltas y, por consiguiente, más susceptibles a un diseño artístico. Producen mayores claros cuando es necesario; no se agrietan bajo cargas de trabajo y, cuando pudieran aparecer grietas bajo las sobrecargas, se cerrarían tan pronto como se elimine la carga, a menos que la carga sea excesiva. Los elementos preesforzados son más adaptables al precolado debido a su peso más ligero.

En cuanto se refiere a la utilidad, el único defecto del concreto preesforzado es su falta de peso. Aunque en la práctica se encuentran pocas veces las situaciones en donde se desea peso y masa en vez de resistencia. Para estas situaciones, el concreto simple o el reforzado pueden servir igual y a un costo menor.

#### Seguridad.

Es difícil decir que un tipo de estructura es más seguro que otro. La seguridad de una estructura depende más de su diseño y construcción que de su tipo. Sin embargo, ciertas características inherentes de seguridad pueden mencionarse en el concreto preesforzado. Hay una prueba parcial, tanto para el acero como para el concreto, durante las operaciones de preesforzado. Para muchas estructuras y durante el preesforzado, tanto el acero como el concreto están sujetos a los esfuerzos más altos que exigirán en ellos durante su vida de servicio. Por consiguiente, si los materiales pueden soportar el preesfuerzo, seguramente poseen la resistencia suficiente para las cargas de servicio.

Cuando están diseñados apropiadamente por los métodos convencionales actuales, las estructuras de concreto preesforzado tienen capacidades de sobrecarga similares y quizás ligeramente superiores a las del concreto reforzado. Para los diseños usuales, deflexión apreciable antes de la ruptura, proporcionando así, una amplia advertencia antes de que suceda el colapso. La

habilidad para resistir las cargas de choque e impacto y las cargas repetidas de trabajo es tan buena en el concreto preesforzado como en el reforzado. La resistencia a la corrosión es mejor que la del concreto reforzado para la misma cantidad de recubrimiento, debido a la ausencia de grietas. Si aparecieran las grietas, la corrosión puede ser más seria en concreto preesforzado. Con respecto a la resistencia al fuego, el acero de alta resistencia es más sensible a las altas temperaturas; pero para la misma cantidad de recubrimiento mínimo, los tendones preesforzados pueden tener un promedio mayor de recubrimiento debido a la amplitud y curvatura de los tendones individuales.

Los miembros de concreto preesforzado requieren más cuidado en el diseño, construcción y erección que aquellos de concreto ordinario, debido a la mayor resistencia, a la sección menor y algunas veces, a los aspectos delicados de diseño involucrados.

Aunque la construcción de elementos y estructuras de concreto preesforzado es relativamente reciente, es posible concluir de la experiencia que la vida de tales estructuras puede ser tan larga o mayor que la del concreto reforzado.

#### Economía.

Desde el punto de vista económico, es evidente, desde luego, que cantidades menores de materiales, acero y concreto, se requieren para soportar las mismas cargas puesto que los materiales son de mayor resistencia. También hay un ahorro definido en los estribos, puesto que el esfuerzo cortante en el concreto preesforzado se reduce por la inclinación de los tendones y la tensión diagonal se disminuye aún más con la presencia del preesfuerzo. El peso reducido del miembro ayudará para economizar las secciones; la menor carga muerta y profundidad de los miembros resultará en un ahorro de materiales de otras porciones de la estructura. En los miembros precolados, una reducción de peso ahorra costos de maniobras y transportes.

A pesar de las economías anteriores, posibles con el concreto preesforzado, su uso no puede invocarse para todas las condiciones. Primero que todo, los materiales de resistencia mayor tendrán un costo unitario más alto. Se requieren más materiales auxiliares para el preesfuerzo, anclajes en los extremos, conductos y lechadas. También se necesitará una obra más complicada,

puesto que a menudo son necesarias para el concreto preesforzado formas no rectangulares. Se requiere más trabajo para colocar un kilogramo de acero en el concreto preesforzado, especialmente cuando la cantidad de trabajo involucrada es pequeña; se requiere más atención en el diseño y es necesaria más supervisión; la cantidad de trabajo adicional dependerá de la experiencia del ingeniero y de la cuadrilla de construcción, pero no será importante si se repite muchas veces el mismo diseño típico.

De la discusión anterior, se puede concluir que el diseño del concreto preesforzado puede ser económico cuando se va a repetir muchas veces la misma unidad o cuando se encuentran cargas pesadas en claros largos.

#### Materiales.

Concreto .- Generalmente se requiere un concreto más fuerte para el trabajo preesforzado que para el reforzado. La práctica actual pide una resistencia a los cilindros de 28 días que varíe de 280 a 350 kg/cm<sup>2</sup> para el concreto preesforzado, mientras que el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 175 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente.

Por varias razones es necesaria una resistencia más alta en el concreto preesforzado. Primera, a fin de minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero del preesfuerzo siempre se diseñan basándose en concreto de alta resistencia. Por consiguiente, el concreto más débil, o requerirá anclajes especiales, o fallará bajo la aplicación del preesfuerzo. Tales fallas pueden aparecer en el apoyo o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en tensión cerca de los anclajes. Además, el concreto de resistencia alta a la compresión ofrece alta resistencia a la tensión y al corte, así como a la adherencia y al empuje, lo cual es deseable para las estructuras de concreto preesforzado, cuyas diversas partes están bajo esfuerzos mayores que los del concreto reforzado ordinario. Otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del preesfuerzo. También tiene un módulo de elasticidad mayor y una deformación menor por plasticidad, resultando en una pérdida menor del

preesfuerzo en el acero.

En el concreto preesforzado, es tan importante conocer las deformaciones como los esfuerzos. Esto es necesario para estimar la pérdida del preesfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento del concreto.

El concreto puede sufrir esencialmente cuatro tipos de deformaciones:

Deformaciones elásticas correspondientes a la porción inferior de la curva esfuerzo deformación instantánea que es relativamente recta. Estas deformaciones son casi enteramente recuperables.

Deformaciones laterales las cuales se calculan por la relación de Poisson y que provocan una ligera pérdida del preesfuerzo en el preesforzado biaxial. La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.22 para el concreto.

Deformaciones plásticas.- La plasticidad o escurrimiento plástico del concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Deformaciones por contracción.- La contracción en el concreto es una deformación debida al secado y a cambios químicos que dependen del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos.

Cemento autoesforzado.

Los tipos de cemento que se expanden químicamente después del fraguado y durante el endurecimiento se conocen como cementos expansivos o autoesforzados. Cuando se usan estos cementos para hacer concreto con acero embebido, el acero se alarga por la expansión del concreto. Así, el acero es preesforzado en tensión, el cual en cambio produce preesfuerzo de compresión en el concreto, resultando en lo que se conoce como preesfuerzo químico o concreto autoesforzado.

Acero para preesfuerzo.

El acero de alta resistencia es casi el material universal para producir el preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto preesforzado.

El acero de alta resistencia para el preesforzado toma usualmente una de las tres formas: alambres, cables, o varillas. Para

el postensado, se usan ampliamente los alambres, los cuales se agrupan en cables. Los cables o torones se fabrican en la planta torciendo los alambres todos juntos, disminuyendo así el número de unidades a manejar en las operaciones de tensado. Los cables, así como las varillas de alta resistencia se utilizan también para el postensado.

Para el pretensado, casi se usan exclusivamente los cables de 7 alambres en E. U., y en muchos otros países han reemplazado el pretensado con alambres. Aunque los cables o torones cuestan un poco más que los alambres de la misma resistencia a la tensión, sus mejores características de adherencia los hacen especialmente adaptables para el pretensado.

#### Alambres de acero.

Los alambres para el preesforzado, (Alambre sin recubrimiento aliviado de esfuerzo para el concreto preesforzado) se hacen de barras producidas por el proceso de hogar abierto o de hogar eléctrico. Después de estirados en frío hasta el tamaño, los alambres se alivian de esfuerzo por un tratamiento de calor continuo para producir las propiedades mecánicas prescritas.

La resistencia a la tensión y la resistencia mínima al punto de cedencia se describen en la tabla XIV para los tamaños comunes de alambres.

#### Cables de acero.

Los cables para el preesforzado (Cables sin recubrimiento de siete alambres aliviados de esfuerzo para concreto preesforzado) usados para construcción pretensada, con adherencia, también son aplicables a la construcción del postensado, ya sea del tipo adherido o sin adherencia. Estos cables de siete alambres tienen todos un alambre central ligeramente mayor que los seis alambres exteriores que lo encierran fuertemente en una hélice con un paso uniforme entre 12 y 16 veces el diámetro nominal del cable. Después de trenzados, todos los cables se someten a un tratamiento térmico aliviador de esfuerzo para producir las propiedades mecánicas prescritas.

Los cables de siete alambres utilizados comúnmente para el preesfuerzo tienen una resistencia a la ruptura garantizada de 17 577 kg/cm<sup>2</sup>. Sus propiedades se describen en la tabla XV.

TABLA XIV. RESISTENCIA A LA TENSION Y AL PUNTO CEDENTE PARA ALAMBRES DE PREEFUERZO.

Diámetro nominal plg	Observaciones	Area cm <sup>2</sup>	Resistencia mín. Tensión kg/cm <sup>2</sup>	Punto de fluencia mínimo kg/cm <sup>2</sup>
0.192	Calibre No.6	0.18676	17 577	14 060
0.196	5 mm	0.19463	17 577	14 060
0.250	6.2 mm	0.31668	16 874	13 499
0.276	7 mm	0.38596	16 523	13 218

TABLA XV. CABLES DE SIETE ALAMBRES SIN RECUBRIMIENTO ALIVIADOS DE ESFUERZO PARA PRETENSADO.

Grado A-416 ASTM				
Diámetro nominal plg	Peso por 1000 pies, lb.	Area aproxima- da plg <sup>2</sup>	Resistencia a la ruptura lb	Carga de tensado lb
1/4	122	0.0356	9 000	6 300
5/16	198	0.0577	14 500	10 150
3/8	274	0.0799	20 000	14 000
7/16	373	0.1082	27 000	18 900
1/2	494	0.1438	36 000	25 200
Grado 270K				
3/8	292	0.085	23 000	16 100
7/16	400	0.117	31 000	21 700
1/2	525	0.152	41 300	28 910

Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima de ruptura garantizada de 270 000 lb/plg<sup>2</sup> (18 983 kg/cm<sup>2</sup>). Para el mismo tamaño nominal, el grado 270K tiene más área de acero que el grado ASTM A-416 y es aproximadamente 15% más resistente. (vease la tabla XV).

#### Varillas de acero.

Son varillas de acero con aleación de alta resistencia.

Usualmente se requiere que tales varillas se prueben al 90% del esfuerzo a la ruptura. Aunque, la resistencia real a la ruptura alcanza hasta 11249 kg/cm<sup>2</sup> (160 000 lb/plg<sup>2</sup>), el mínimo especificado generalmente es de 10 194 kg/cm<sup>2</sup> (145 000 lb/plg<sup>2</sup>).

Las varillas de alta resistencia están disponibles con una longitud hasta de 24.38 m (80 pies). En caso de necesitarse mayores longitudes, hay disponibles acoplamientos de casquillo para unir las varillas hasta cualquier longitud deseada. Estos acoplamientos tienen rosca cónica con el objeto de desarrollar muy cercanamente la resistencia total de las varillas. Tienen diámetros exteriores aproximadamente del doble de la varilla y una longitud de cuatro veces su diámetro.

Comúnmente se emplean en la construcción del preesforzado como refuerzo auxiliar (no preesforzado).

#### Tendones de fibra de vidrio.

La fibra de vidrio se fabrica al conducir el vidrio fluido en filamentos delgados. El posible uso de la fibra de vidrio para el preesforzado ha estado bajo investigación por algunos años.

Aunque la fibra de vidrio aún no se ha aplicado comercialmente en la construcción de concreto preesforzado, posee ciertas cualidades superiores que indican altas promesas para el preesforzado. Comúnmente se obtiene una resistencia a la ruptura por tensión de 70 310 kg/cm<sup>2</sup> (1 000 000 lb/plg<sup>2</sup>). Se han reportado valores tan altos como 51 550 kg/cm<sup>2</sup> (5 000 000 lb/plg<sup>2</sup>) para fibras individuales de sílice de 0.00304 mm de diámetro, sabiéndose que la resistencia varía aproximadamente con la inversa del diámetro de la fibra.

La fibra de vidrio puede hacerse en tres formas: cuerdas paralelas, cables trenzados, y fibras paralelas embebidas en plástico. La última forma es tipo de varillas de fibra de vidrio

se considera la más adecuada para el preesforzado, debido a su relativa simplicidad de manejo, amordazamiento y anclaje.

Otra ventaja de la fibra de vidrio es su módulo de elasticidad tan bajo, que fluctúa entre 421 860 y 703 100 kg/cm<sup>2</sup>.

Con un alto esfuerzo y módulo bajo, el porcentaje de pérdida de preesfuerzo podría ser muy pequeño. Otras ventajas de este material son su alta resistencia a los ácidos y álcalis y la capacidad de soportar altas temperaturas. Sin embargo, deben resolverse algunos problemas mayores antes de que se pueda aplicar en la práctica. Tales problemas son :

El límite estático de fatiga, que es, la resistencia a la ruptura a largo plazo de las varillas de fibra de vidrio en comparación con la resistencia a la ruptura en corto plazo. Este es un problema importante, puesto que se conoce que la duración de la carga tiene un efecto pronunciado en la resistencia a la ruptura.

El límite dinámico de la fatiga de las varillas de fibra de vidrio, aunque hay evidencia que indica que esto no es un problema serio.

La estabilidad química de la fibra de vidrio tal como su reacción al concreto circundante, especialmente bajo condiciones húmedas.

Los mejores métodos de fabricación de cuerdas de fibra de vidrio para obtener una distribución uniforme de esfuerzo para incrementar la relación de la resistencia de las cuerdas a la resistencia de las fibras individuales.

El diseño de anclajes adecuados en los extremos, puesto que el material frágil puede fallar en la mordaza bajo el efecto de las concentraciones de esfuerzo y los esfuerzos combinados.

Finalmente la economía de la aplicación del material en competencia con el acero de alta resistencia, el cual se produce en grandes cantidades y a un costo relativamente bajo.

#### Materiales auxiliares - Lechadeo.

Entre los materiales auxiliares especiales requeridos para el concreto preesforzado están aquellos para la provisión de conductos apropiados para los tendones. Para el pretensado, no son necesarios tales conductos. Para el postensado, hay dos tipos de conductos, uno para el preesfuerzo con adherencia, y otro para aquel sin adherencia.

Cuando los tendones van a tener adherencia, generalmente por lechadeo, los conductos se pueden hacer de aluminio, acero, estaño, u otra clase de tubos o láminas metálicas. Para cables pequeños, frecuentemente se emplean tubos de metal en láminas corrugadas.

También es posible formar el ducto removiendo el tubo de acero o la barra antes de que se endurezca el concreto. Más frecuentemente, se forma el ducto retirando núcleos de hule extractables que estaban ahogados en el concreto. Varias horas después de completar el colado, se pueden extraer estos núcleos sin mucho esfuerzo, debido a la contracción lateral del hule bajo un jalón que ayuda a despegarlo del concreto circundante. Con el objeto de que los núcleos de hule puedan permanecer rectos durante el colado, se rigidizan internamente intersectándoles tubos de acero..

Cuando los tendones no van a ser adheridos, se utiliza frecuentemente una cubierta de plástico o papel grueso y se engrasan adecuadamente los tendones para facilitar el tensado y prevenir la corrosión.

Para adherir los tendones al concreto después del tensado (en el caso del postensado), se inyecta lechada de cemento, la cual también sirve para proteger al acero contra la corrosión.

La entrada para la lechada dentro del ducto del cable se proporciona por medio de perforaciones en las cabezas de los anclajes y en los conos, o por tubos ahogados en los miembros de concreto.

Se puede aplicar la inyección en un extremo del miembro hasta que sale por el otro o bien por ambos extremos en el caso de miembros más largos.

La lechada se elabora con cemento portland ordinario o bien cemento de alta resistencia a corta edad, mezclado con arena tosca y fina para adherencia y resistencia.

Sistemas de preesforzado.

Sistemas de pretensado y anclajes en los extremos.

**Sistema Hoyer** .-- Es un método simple de esforzar un miembro pretensado que consiste en estirar los tendones entre dos cabezales a cierta distancia. Los cabezales pueden anclarse independientemente al piso o pueden conectarse a los extremos de una plataforma de esforzado. Esta plataforma diseñada debidamente permite tensar cables cortos insertando cabezales intermedios y preesforzar tendones doblados. Cuando el concreto ha endurecido suficientemente para soportar el preesfuerzo, se liberan los alambres de los cabezales, y se transmite el preesfuerzo a los miembros a través de la adherencia entre el acero y el concreto o a través de anclajes especiales de pretensado en los extremos de los miembros.

Los artificios para amordazar los alambres de pretensado a los cabezales se hacen usualmente bajo el principio de cuña y fricción. En la figura 67a, se muestra una cuña cónica típica cortada, hecha de un pasador cónico ahusado. El pasador, perforado axialmente y ahusado, se corta a la mitad longitudinalmente para formar un par de cuñas. Estas mordazas pueden usarse tanto para alambres simples como para cables de alambre torcido. En la figura 67b, se muestra otra mordaza hecha de un pasador cónico en el cual se ha maquinado una superficie plana y dentado posteriormente. El pasador entra dentro de una perforación cónica en un dado y sostiene al cable entre la cara dentada y el dado. Además, existen mordazas de "alivio rápido", las cuales son más complicadas y más costosas, pero producen un gran ahorro en tiempo. Si los alambres van a sostenerse en tensión solamente por periodos cortos, estas mordazas de alivio rápido pueden ser más económicas.

La necesidad de la adherencia para transmitir el preesfuerzo entre el acero y el concreto necesita del uso de alambres pequeños para asegurar buenos anclajes. Solamente se usan alambres mayores de  $1/8$ " si se curvan a lo largo de su longitud o si son corrugados. Para asegurar más la adherencia se puede agregar anclaje mecánico a los alambres pretensados. El anclaje Dornier es un método eficiente que consiste en amordazar los cables en cualquier punto por medio de straps bajo alta presión.

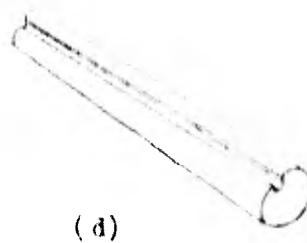
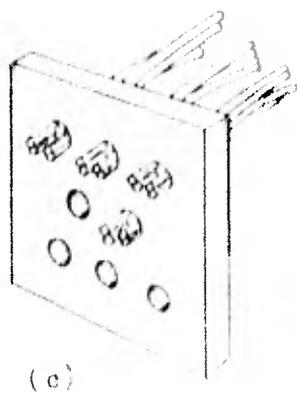
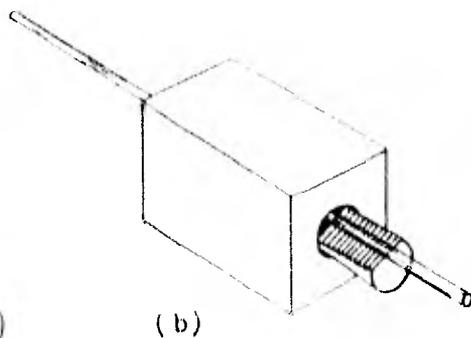
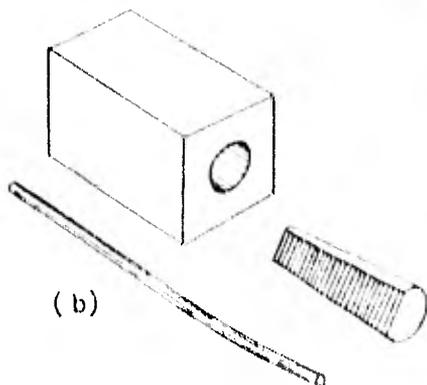
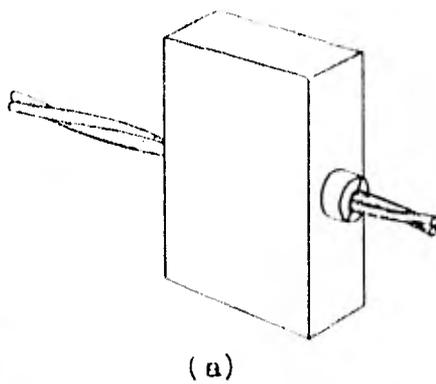
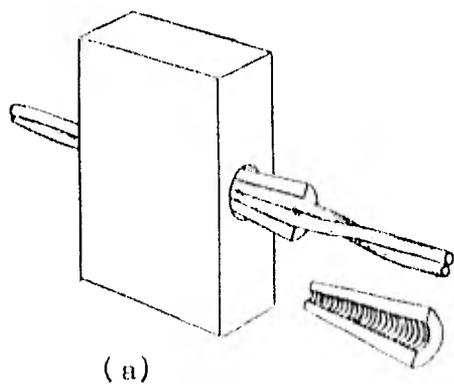


Figura No. 67

Sistema Shorer .- Este sistema emplea un artificio ingenioso, prescindiendo de las plataformas de esforzado y de los cabezales. En su lugar, emplea un tubo central de acero de alta resistencia que soporta el preesfuerzo de los alambres circundantes, y el conjunto completo se coloca en posición y se cuela.

Después de que el concreto ha fraguado y obtenido cierta resistencia, se remueve el tubo y el preesfuerzo es transmitido al concreto por adherencia. La perforación dejada por el tubo se llena con lechada. En Francia, el método se le acredita a Chalos y se conoce como el sistema Chalos.

Método de molde individual .- El método de molde individual para pretensado, se adapta a patrones relativamente complicados en la trayectoria del preesforzado, tales como preesforzado en dos direcciones para losas o para armaduras. También es conveniente para pequeños productos tales como durmientes de ferrocarril.

El preesforzado de molde individual también llamado continuo, esencialmente se efectúa con dos tipos de máquinas: una tiene una tornamesa con una cabeza alimentadora estacionaria y la otra consiste en una mesa estacionaria con una cabeza alimentadora móvil. El alambre de preesforzado se alimenta al molde bajo una fuerza de tensión controlada y se coloca en un modelo predeterminado al ser enrollado alrededor de espigas de acero fijas al molde.

Postensado, métodos de tensado.

Los métodos de tensado pueden clasificarse bajo cuatro grupos: (1) preesforzado mecánico por medio de gatos; (2) preesforzado eléctrico por aplicación de calor; (3) preesforzado químico mediante expansión del cemento; (4) diversos.

Preesforzado mecánico .- Tanto en el pretensado como en el postensado, el método más común para esforzar los tendones es el empleo de gatos. En el postensado, los gatos se usan para jalar el acero contra el concreto endurecido; en el pretensado, para jalarlo contra algunos cabezales o moldes. A menudo se usan gatos hidráulicos, debido a su alta capacidad y a la fuerza relativamente pequeña requerida para aplicar la presión.

La capacidad de los gatos hidráulicos varía desde 3 ton. hasta 100 ton. o aún más.

Los sistemas de los gatos varían desde jalar uno o dos alambres hasta varios cientos de ellos a la vez.

El sistema Clifford-Gilbert en Inglaterra emplea un pequeño gato de tornillo que pesa cerca de 10 kg., el cual jala un alambre cada vez y puede manejarse fácilmente. El sistema Magnel efectúa el tensado de dos alambres al mismo tiempo. El gato de doble acción Freyssinet jala hasta 18 alambres o doce cables a un mismo tiempo. Los alambres se acúan alrededor de la caja del gato y son estirados por el pistón principal, el cual reacciona contra el anclaje empotrado. Cuando se alcanza la tensión requerida, un pistón interior empuja un tapón dentro del anclaje para asegurar los alambres; la presión en el martinete o pistón principal y en el pistón interior se deja escapar gradualmente, y se quita el gato. Los gatos para el sistema Roebling están equipados con barras roscadas para atornillarlas en el accesorio para tensado del cable. Los gatos para el sistema Lee-McCall o Stress-teeel están provistos de una conexión ajustable para acomodar varillas de diferentes diámetros.

En vez de aplicarse los gatos al acero, algunas veces se insertan entre dos porciones de concreto para forzarlas hasta apartarse, una contra otra. Notablemente se usa este procedimiento en dos sistemas, el sistema Leonhardt y el sistema Billner.

Los gatos hidráulicos tienen adaptados manómetros, ya sea para leer la presión en el pistón, o para leer directamente la cantidad de tensión aplicada al tendón.

**Preesforzado eléctrico .-** El método eléctrico de preesforzado evita completamente el uso de los gatos. El acero se alarga al calentarlo con electricidad. Este proceso eléctrico es un método de postensado en donde se permite que el concreto endurezca completamente antes de la aplicación del preesfuerzo. Emplean varillas lisas de refuerzo barnizadas con un material termoplástico tal como azufre, o aleaciones con punto de fusión bajo y enterradas en el concreto como varillas de refuerzo ordinario, pero con extremos sobresalientes roscados. Después que ha fraguado el concreto se pasa una corriente eléctrica de bajo voltaje, pero de alto amperaje a través de las varillas. Cuando las varillas de acero se calientan y alargan, se aprietan las tuercas de los extremos sobresalientes contra unas planchuelas resistentes. Una vez que las varillas se enfrían, se desarrolla el preesfuerzo y se restablece la adherencia por la resolidificación del barniz.

**Preesforzado químico .-** Como se describió previamente, las reacciones químicas toman lugar en los cementos expansivos y pueden esforzar al acero dentro de él, el cual en cambio comprime al concreto. Esto es comunmente llamado autoesforzado, pero también puede llamarse preesforzado químico.

**Diversos .-** Aún otro método de preesforzado, que no pertenece a ninguno de los grupos anteriores, se desarrolló y aplicó en Bélgica; se conoce como el método Preflex. El procedimiento consiste en cargar en la fábrica una viga de acero de alta resistencia a la tensión con una carga igual a aquella que va a soportar en el uso. Mientras la viga se dobla o flexiona considerablemente bajo esta carga, su cuerda a la tensión se rodea con concreto de alta resistencia a la compresión. Después de que el concreto endurece, se suprime la carga en la viga, y el concreto se comprime cuando la viga recupera una medida de su forma original. Entonces se transporta la viga al lugar para formar parte de la estructura, generalmente con la cuerda superior y el alma también forradas de concreto. Esta sección compuesta se obtiene así, combinando la resistencia del acero de alta resistencia con la rigidez del concreto.

**Anclaje de postensado para alambres por acción de cuñas.**

Hay esencialmente tres principios por los cuales los alambres de acero están anclados al concreto.

Por el principio de acción de cuñas que producen una mordaza de fricción en los alambres.

Por apoyo directo de las cabezas de remaches o pernos formados en el extremo de los alambres.

Enrollando los alambres alrededor del concreto.

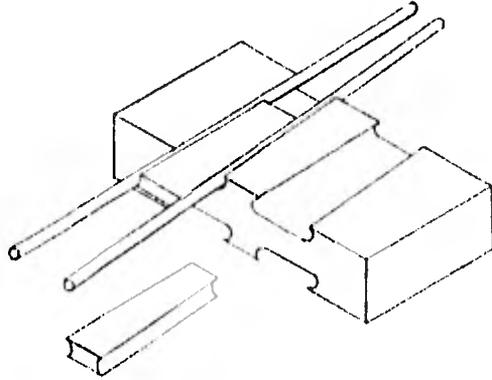
**Anclaje de postensado para las varillas.**

El anclaje adecuado para las varillas de alta resistencia en el concreto preesforzado, se logra por medio de tuercas y rondanas conectadas a los extremos de las varillas que tienen rosca que aprieta directamente sobre placas de apoyo.

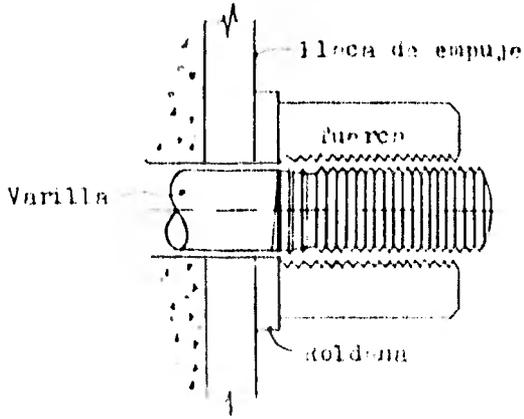


TABLA XVI. SISTEMAS DE FRESQUERZO LINEAL.  
(CONTINUACIÓN).

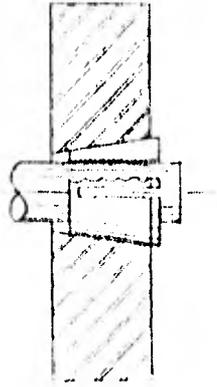
Tipo	Clasificación	Descripción	Nombre sistema	País origen	
Postensado	Método de anclaje	Varillas por empuje y por mordazas.	Lee-McCall	Inglaterra	
			Streussteel	EE.UU.	
			Streus rods	EE.UU.	
			Finsterwalder	Alemania	
			Dywidag	Alemania	
			Karl	Alemania	
			Iolensky and Zoller	Alemania	
			Göts	Bélgica	
			Bakker	Holanda	
			Roebling	EE.UU.	
		Conyas and Freytag	Alemania		
		Cables, por empuje	Cables, por mordaza de fricción.	CSL	Inglaterra
				Freyssinet	EE.UU.
				Anderson	EE.UU.
				Atlas	EE.UU.



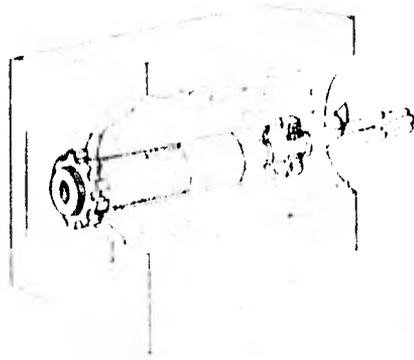
a) Una placa canal con cueros (para alambres de 9 mm)



b) Anclaje para el sistema Lee- McColl o Prestressed



c) Tipo para anclar las varillas.



d) Anclaje de un extremo para el sistema de acoplamiento.

Figura 10.10

Pilotes de concreto pretensado.

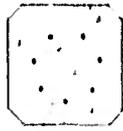
Luego que los pilotes están sujetos a esfuerzos de tensión durante el transporte, posicionamiento, y bajo ciertas condiciones de servicio, es evidente, el deseo del pretensado. Los pilotes de concreto postensado, esencialmente del tipo cilíndrico se han producido desde 1949. Hacia 1953, se desarrollaron los pilotes de concreto pretensado. En común con muchos materiales y técnicas de construcción, los pilotes de concreto pretensado, han sido desarrollados en mayor grado por la industria que por la profesión. Durante su desarrollo se empleó más bien un proceso de tanteos que una aproximación racional. En la actualidad se ha acumulado suficiente experiencia para permitir el empleo seguro y económico de estos pilotes.

En la figura 69a se dan algunas secciones típicas de pilotes de concreto pretensado. Usualmente, estos pilotes son pretensados con cables de 7 alambres de 0.95 a 1.27 cm de diámetro ( $3/8"$  a  $1/2"$ ). El espaciamiento del espiral de acero, también ha sido establecido por la experiencia. Su diseño no se ha racionalizado, pero generalmente se admite que el acero del calibre No. 5 de cerca de 0.5 cm de diámetro, a un paso de 15.2 cm, es suficiente para la parte central del pilote, mientras que un paso de 7.6 cm se utiliza para las porciones extremas. Usualmente se extienden 4 o 5 vueltas apretadas con un paso aproximado de 2.5 cm a 2.5 cm del extremo.

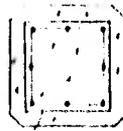
Los pilotes pretensados usualmente se fabrican por el método de producción en línea (figura 69b); se vuelan secciones múltiples en una línea sencilla de esforzado hasta de 183 m. El pretensado se utiliza para los pilotes con una sección transversal hasta de 76.2 cm, aunque es posible pretensar secciones mayores si es económico hacer una plataforma más pesada del tendido y colocar el equipo auxiliar. La plataforma de pretensado debe ser lo suficientemente fuerte para resistir la fuerza máxima de esfuerzo que va a ser aplicada, suficientemente rígida para evitar las deflexiones excesivas, y precisamente al nivel para que los cables y el producto final estén alineados verdaderamente. Los cables se pueden esforzar como un grupo, con gatos de gran capacidad, o individualmente con gatos para alambres simples.

Los pilotes de concreto pretensado han comprobado ser capaces de admitir una gran cantidad de castigo sin un daño estructural durante las operaciones de hincado. Son muy fuertes a la flexión pero no son indestructibles.

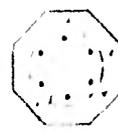
La cabeza del pilote debe estar perpendicular al eje del pi-



7 cables

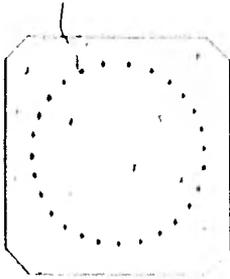


8 cables

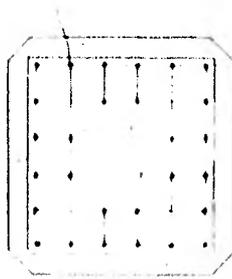


6 cables

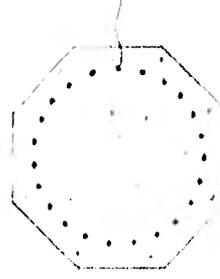
27 cables



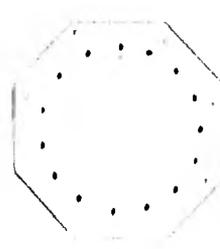
28 cables



23 cables



Pilotes sólidos de concreto pretensado



Pilotes huecos de concreto pretensado

a) Secciones típicas de pilotes pretensados.



b) Un pilote típico de concreto pretensado.

Figura 3.3.3

lote y ser razonablemente plana. Las cabezas irregulares o inclinadas tienden a concentrar el golpe de hincado y pueden causar el astillamiento o el agrietamiento en la cabeza. Ayuda a evitar este astillamiento un borde biselado o achaflanado.

Uno de los detalles más importantes en conexión con la operación del hincado, es el bloque amortiguador. Generalmente se ha obtenido el mejor servicio con 10 a 20 cm de madera suave laminada, como el abeto Douglas, colocado directamente entre la cabeza del pilote y la armadura de hincado. Deben reponerse frecuentemente los bloques amortiguadores, ya que una vez que se han comprimido totalmente, cesan de realizar su función.

Se construyen también pilotes huecos cuyo núcleo se forma utilizando tubos de cartón parafinado o mandriles inflables de hule. La mayoría de los pilotes pretensados tienen una sección transversal cuadrada u octagonal. La sección cuadrada se prefiere porque es más fácil de formar y de colar. El pilote octagonal requiere un proceso ligeramente más complicado de forma, pero generalmente requiere amarres espirales menos complicados.

Los pilotes de concreto preesforzado diseñados apropiadamente se pueden utilizar económicamente para casi todos los tipos de cimentaciones, muelles, atracaderos, amarres de puerto y muelles de defensa, caminos marítimos, cabezales, muros marítimos y otras estructuras.

Quando se usan pilotes muy largos, el problema del manejo y transporte puede ser crítico, en cuyo caso los pilotes de núcleo central hueco se pueden utilizar para reducir el peso.

### Tipos estructurales.

El concreto preesforzado se puede aplicar económicamente a muchos tipos de edificios, ya tengan claros largos o cortos, ya sean edificios de departamentos de múltiples pisos, o edificios industriales de un solo piso. Sin embargo, no es posible concluir que es la construcción más económica para todos los edificios.

Cada estructura individual debe estudiarse por sí misma, con respecto a sus funciones particulares, la zona donde está ubicada, sus facilidades y otros requisitos.

### Losas preesforzadas.

Las losas de concreto se pueden postensar económicamente en el lugar para los edificios. Las losas sólidas postensadas en el lugar son económicas para claros desde 6 m hasta 10 m. Es posible hacer también losas reticulares para cubrir claros de hasta 30 m sin concreto o acero excesivos, si se puede obtener un peralte estructural adecuado. Sin embargo, la contracción, la deformación plástica y el acortamiento elástico del concreto deben tomarse en cuenta cuando se preesfuerza en el lugar. Esto se puede conseguir disponiendo los elementos verticales para que permitan movimiento en la dirección del acortamiento: haciendo los elementos esbeltos, o proporcionando juntas deslizantes y articulaciones.

Ocasionalmente se emplean losas sólidas pretensadas sobre claros continuos. Tales losas largas y delgadas sobre varios claros reducen el número de juntas y pueden ser económicas cuando es posible transportarlas e izarlas sin un equipo especial.

### Losas levadizas.

El tipo de construcción de losa levadiza resultó de un esfuerzo para reducir el costo de la construcción de concreto eliminando el gasto de la formación del plafón y el apuntalamiento.

Estas losas se vuelan y preesfuerzan al nivel del piso y después se elevan hasta su posición por medio de gatos hidráulicos montados en la parte superior de las columnas. El preesforzado de la losa reduce el espesor de la misma, controla la deflexión, elimina las grietas y baja el costo.

### Losas de un sentido.

Una losa de un sentido tiene el refuerzo principal solamente a lo largo de la longitud de la misma. Todos sus apoyos se extienden en el ancho completo de la losa (figura 70a), no habiendo apoyos aislados en puntos o apoyos que corren a lo largo de la longitud de la losa. Ocasionalmente, los apoyos pueden interrumpirse antes de alcanzar el ancho completo, en cuyo caso la porción restante debería diseñarse para una condición diferente de apoyo.

El procedimiento usual para diseñar una losa preesforzada de un sentido es considerar un ancho tipo de un metro de losa y tratarlo como si fuera una viga, como se hace para una losa de concreto reforzado de un sentido. Ya sea simple, en voladizo o continua, la losa se diseña como una viga, con idénticos apoyos y articulaciones.

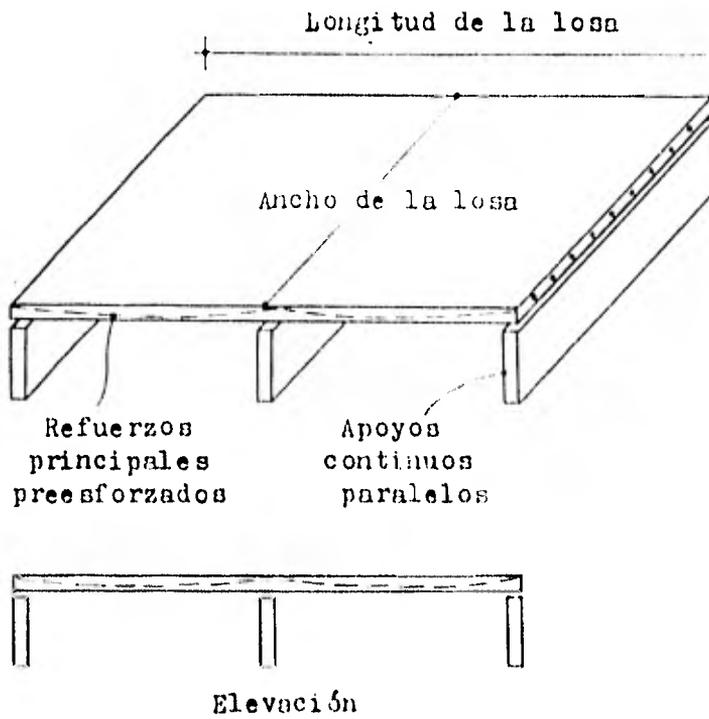
Aunque el acero del preesfuerzo principal se coloca solamente en el sentido longitudinal y en toda la longitud de la losa, también se coloca acero en el sentido transversal, ya sea preesforzado o no, para impedir el agrietamiento y para distribuir cualquier concentración de cargas.

### Losas de dos sentidos y losas planas simples.

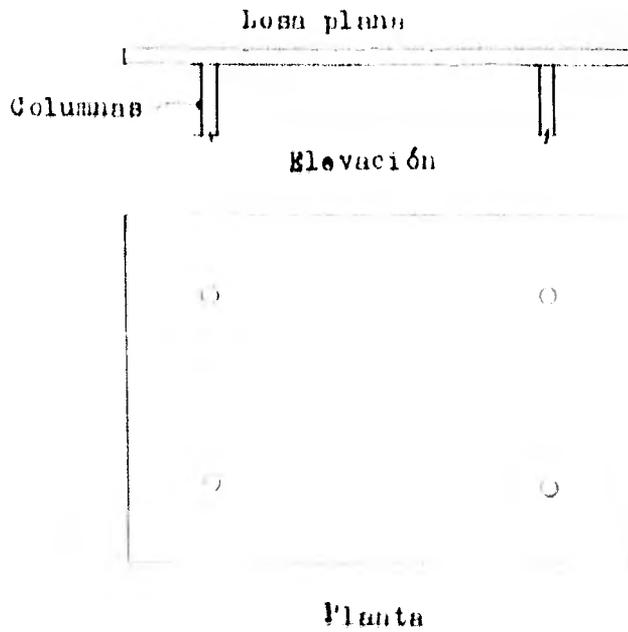
Aunque una losa de un sentido puede preesforzarse en dos direcciones, no es una losa de dos sentidos, porque el preesfuerzo transversal sólo sirve para fortalecer localmente el concreto, pero no se intenta para soportar ninguna porción de la carga hacia los apoyos. Una losa preesforzada de dos sentidos, es una cuyos aceros de preesfuerzo en dos direcciones perpendiculares sirven ambos para transmitir la carga hacia los apoyos. Así una losa de dos sentidos descansa en apoyos continuos en la forma de vigas o paredes que corren en dos direcciones perpendiculares. Cuando una losa está sostenida por una red de columnas, tengan capiteles o no los tengan, se pueden llamar apropiadamente una losa plana preesforzada, utilizando tal término como en la construcción de concreto reforzado.

### Vigas.

Las vigas postensadas en el lugar sólo son económicamente cuando soportan grandes cargas sobre claros largos. Se encontrará que en más de 90 por ciento de las vigas en un edificio en el lugar, si se pueden transportar y elevar hasta su posición.



a) Losa continua de un sentido de dos claros preesforzada.



b) Losa plana simple.

Se pueden precolar viguetas de secciones rectangulares y elevarse para recibir una losa colada en el lugar. También es posible emplear económicamente las vigas I para soportar losas de pisos colados en el lugar. Uno de los aspectos interesantes es la relativa simplicidad con la cual se pueden proporcionar en el núcleo de las vigas preesforzadas un número de orificios grandes para ductos y conductos, sin perjudicar su resistencia al esfuerzo cortante, esto si se diseña apropiadamente.

Con el objeto de proporcionar apoyos para tableros precolados e integrarlos, algunas veces solamente es precolada y preesforzada la porción inferior de la viga. Entonces se apoyan en puntales temporales, y después se colocan en posición los tableros. Después se cuele el concreto para la porción superior de la viga, sirviendo también para conectar los tableros entre sí.

También se puede lograr la continuidad para las vigas postensadas sobre las columnas. Se han empleado muchos métodos, incluyendo el traslape de cables incrustados previamente en las vigas.

#### Columnas.

Aunque raramente es necesario preesforzar columnas de edificación coladas en el lugar, hay casos cuando un diseño así puede ser deseable y económico. Si una columna soporta solamente compresión directa, no hay necesidad para el preesfuerzo. Sin embargo, hay columnas que sirven como anclas - por ejemplo, de un brazo de ancla en voladizo - entonces el preesfuerzo da un apoyo definitivo y limita las deflexiones del voladizo. Algunas columnas soportan grandes cargas laterales y, por consiguiente, están sujetas a la flexión, resultando esfuerzos de tensión en ciertas porciones. El preesfuerzo es entonces deseable tanto para resistencia como para rigidez.

Al preesforzar una columna tal, relevará frecuentemente otros elementos de soporte contra laterales y resultará en una economía general. Las columnas precoladas que están sujetas a la flexión durante el transporte o después de su elevación, también se pueden construir económicamente de concreto preesforzado.

#### Armaduras.

Las armaduras se han utilizado para edificios, puentes y retención de tierras. Se emplea un gran ahorro en el material, en el costo, en el tiempo, tanto como en el tamaño de pretensa-

do, es costosa y no se puede justificar, a menos que haya repeticiones suficientes del mismo diseño. En la U.R.S.S., en donde se producen en masa armaduras estandarizadas, las hay pretensadas con alambres continuos.

Las armaduras postensadas son económicas cuando se utilizan para claros medios y largos, digamos unos 30 m o más. Los miembros de la armadura y las juntas son precolados y unidos en el lugar posteriormente.

También se pueden hacer arcos unidos de elementos, recordados postensados al mismo tiempo (figura 71a). La cuerda inferior se hace de un tirante postensado, mientras que las péndolas verticales son también de concreto postensado. Los tableros precolados se pueden colocar, ya sea en la cuerda superior o inferior.

Así se puede construir un almacén con un ancho de 60m o más, sin columnas interiores. Esto resulta en el ahorro de columnas y zapatas.

También se pueden postensar, económicamente, armaduras en voladizo del tipo Vierendeel para hangares de aeroplanos con claros largos. Tales armaduras no se pueden diseñar económicamente cuando la carga viva es fuerte, pero para carga ligera en las azoteas, los esfuerzos secundarios son limitados en los miembros.

#### Cascarones.

El preesfuerzo de techos de cascarones delgados abre un campo completamente nuevo para la construcción de edificios, en los cuales, y con ingenio, se puede desarrollar una gran economía. Es posible utilizar el espesor mínimo práctico de cascarones, digamos 8 cm., para cubrir 60 m en claros sencillos o 30 m en voladizos, eliminando completamente las interferencias estructurales.

La economía resulta de equilibrar las fuerzas de la gravedad por el preesfuerzo, anulando así todas las cargas verticales, dejando solamente la compresión directa en el cascarón de concreto. Así, el único costo adicional para claros largos es el acero de preesfuerzo, el cual, cuando está diseñado apropiadamente, forma solamente una menor parte del costo.

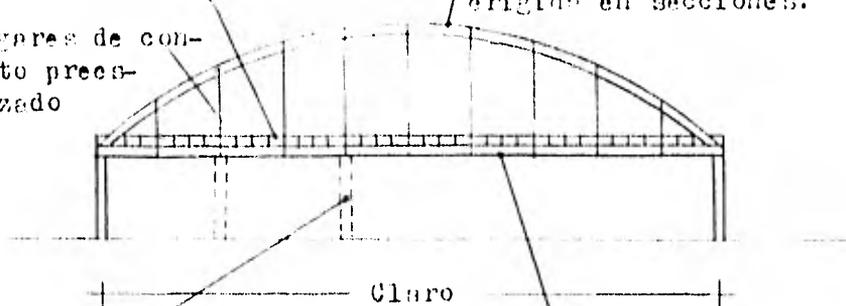
La mayor parte del costo de un cascarón delgado preesforzado, está en su cimbra. Deben idearse medios para reducir su costo si se desea obtener economía en la construcción.

Hay tres métodos para economizar el costo de la cimbra. En el primero, los cascarones pueden precolarse en el piso de tal manera que un juego de formas puede usarse docenas de veces. Esto, de hecho,

Miembros preefuerzo para el techo

Hangares de concreto preefuerzo

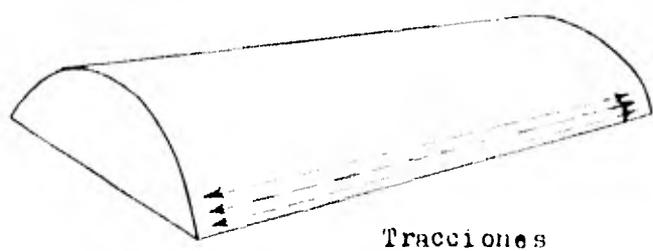
Guerra superior del arco de concreto reforzado, colada y erigida en secciones. 200



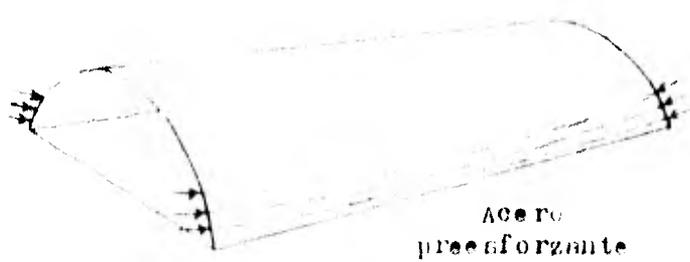
Obra falsa que se removerá después de la erección

Tirante del arco de concreto preefuerzo, colado y erigido en secciones

a) Arco precolado atirantado, postensado.



Tracciones



Acero preefuerzo

c) Caserones cilindricos preefuerzo.

luego, limita el claro del cascarón a dimensiones que se puedan manejar e izar. Algunas veces se puede precolar en partes un cascarón largo y unirlo por postensado.

Después, se puede utilizar cimbra deslizante. Se propone tal esquema para cascarones cilíndricos, con la cimbra moviéndose a lo largo de la longitud del cañón. En tal caso se instalan estibadores temporales a intervalos para soportar las vigas de borde antes de que se aplique el postensado final.

Las cúpulas también se pueden precolar con elementos preesforzados. Aquí nuevamente se logra la economía al reusar las formas y con la simplificación de la cimbra.

Los cascarones del tipo paraboloide hiperbólico pueden utilizar para la cimbra vigas rectas; los claros más cortos pueden ser precolados o colados con cimbra movable. Los claros largos simples, necesariamente incluyen un gran costo de cimbrado, pero aún pueden ser más baratos al compararse con diseños similares que utilizan otros materiales. Para claros largos, el preesfuerzo es también esencial, ya que las grietas y deflexiones en un cascarón reforzado ordinario aparecerían sin control.

El empleo del preesforzado en los cascarones de concreto le da a éstos posibilidades inmensas de incrementar notablemente su claro y hacerlos más económicos cada vez.

En los cascarones cilíndricos (largos) los esfuerzos que se presentan siguen en forma muy aproximada la distribución de esfuerzos que se presentarían en una viga, cuya sección fuera la misma sección transversal del cascarón; es decir que las tracciones y las compresiones más intensas se presentarían en las fibras más alejadas. Entonces, sería posible eliminar las tracciones si abajo del eje neutro colocáramos cables que produjeran fuerzas preesforzantes de compresión, de intensidad tal que redujeran los efectos de las cargas exteriores. (figura 71b y 71c).

Ahora bien, los cascarones cilíndricos pueden o no tener viga de borde; por lo tanto, el preesfuerzo puede realizarse en ellos de tres maneras diferentes:

- a) Si la viga de borde es de gran peralte, pueden alojarse los cables en ella únicamente (figura 72a)
- b) Si la viga de borde no es muy peraltada, entonces pueden colocarse cables en ella y en el cuerpo, propiamente dicho del cascarón (figura 72b).

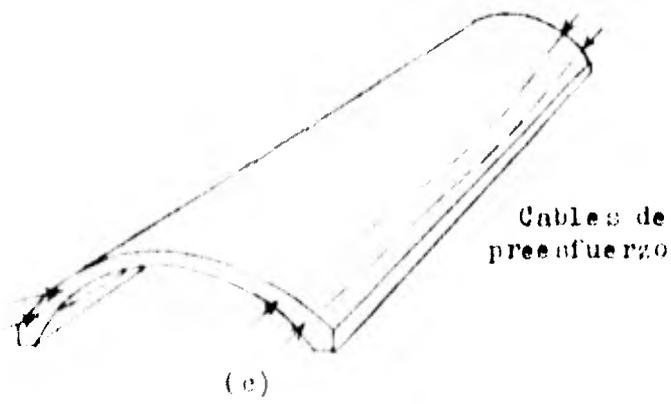
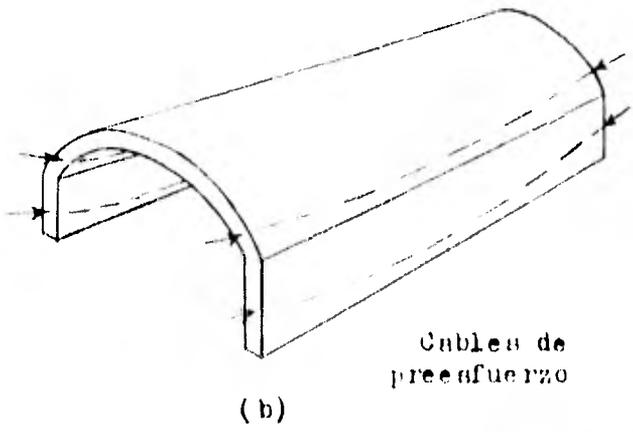
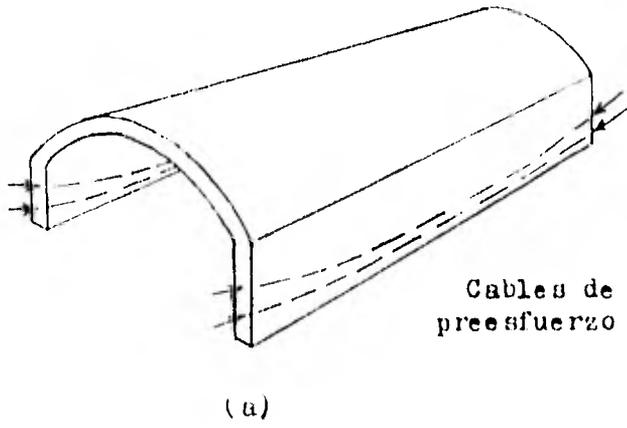


Figura no. 72

c) Si no existe viga de borde, entonces los cables preesforzantes se colocarán siguiendo la curva del cascarón (figura 72c)

En el caso (a) no se está aprovechando la posibilidad resistente de la curva, ya que únicamente se preesforzan las vigas de borde, empleando la cáscara sólo para transmitir las cargas a dichas vigas.

En el caso (b) ya se aprovecha la cáscara para preesforzar; por lo tanto, se obtiene mayor economía.

En el caso (c), naturalmente, se aprovecha toda la cáscara para el preesforzado.

En todos los casos señalados, se obtiene, debido a la curvatura de los cables una serie de esfuerzos cortantes de sentido contrario a los producidos por las cargas exteriores, incluyendo el peso propio; por lo tanto, las tracciones diagonales, tanto en las vigas de borde como en la cáscara, se reducirán (según el caso de que se trate).

En las cúpulas esféricas, cónicas o de cualquier otro tipo, se presentan, en su parte inferior, esfuerzos de tracción, los cuales siguen la dirección de los paralelos; por lo tanto, es lógico pensar en que para preesforzar este tipo de cascarones será necesario colocar cables que produzcan una fuerza preesforzante de compresión que compense las tracciones producidas por las cargas exteriores, incluyendo el peso propio.

## ESTRUCTURAS DE ACERO

### INTRODUCCION :

El propósito fundamental en el diseño de estructuras es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Este objetivo sólo se puede alcanzar si se tiene un conocimiento completo de las propiedades y comportamiento estructural de los materiales, de la mecánica y análisis estructural, y de la relación entre la distribución y la función de una estructura. Estos conocimientos se podrán aprovechar adecuadamente, si además se cuenta con habilidad creativa, imaginación y experiencia.

Clasificación de las estructuras de acero.

Las estructuras de acero se dividen en dos grupos principales; a) Estructuras de cascarón, hechas principalmente de placas o láminas, tales como tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, carros de ferrocarril, aeroplanos y cubiertas de cascarón para edificios grandes.

b) Estructuras reticulares, las cuales se caracterizan por estar constituidas de conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos, traveses, tetraedros o estructuras reticuladas tridimensionales.

En el caso de estructuras de cascarón, la lámina o placa utilizada desempeña el doble papel de cubierta funcional y de elemento principal de carga; para ello se le rigidiza mediante bastidores que pueden o no soportar las cargas principales.

Los miembros principales de las estructuras reticulares se usan únicamente para la transmisión de las cargas; esto obliga a colocar elementos adicionales que le dan funcionalidad, tales como muros, pisos, techos y pavimentos.

Las estructuras de cascarón aún no han sido utilizadas ampliamente, esto se atribuye principalmente a los siguientes factores;

a) La economía que puede obtenerse con este tipo de estructuras, estriba principalmente en el peso y son efectivas únicamente para ciertos claros y distribuciones.

b) Los ahorros en peso pueden ir acompañados de correspondientes aumentos en los costos de construcción.

c) Para poder reducir los costos de construcción de estas estruc-

turas, se requiere una reorganización y una renovación del equipo, tanto en los talleres como en las cuadrillas de construcción.

Sin embargo, estos problemas se están resolviendo en la actualidad, con lo que se podrá obtener una gran variedad de sistemas estructurales metálicos.

#### Miembros estructurales y conexiones.

Una estructura reticular convencional está compuesta de miembros unidos entre sí por medio de conexiones. Un miembro puede ser un perfil laminado estándar o bien estar formado por varios perfiles unidos por soldadura, remaches o tornillos (ver la figura 73a). Los miembros pueden transmitir cuatro tipos fundamentales de cargas y se les clasifica de acuerdo con ellas en :

- a) Tensores, los cuales transmiten cargas de tensión.
- b) Columnas, que transmiten cargas de compresión.
- c) Trabes o vigas, que transmiten cargas transversales.
- d) Ejes o flechas, que transmiten cargas de torsión.

En la práctica, es raro que un miembro transmita cargas de un solo tipo; aún en el caso de un miembro horizontal o diagonal sometido a tensión y conectado por medio de pasadores, éste se ve sujeto a una pequeña flexión, debida a su propio peso. Por consiguiente, la mayoría de los miembros transmiten una combinación de flexión, torsión y tensión o compresión axial. Generalmente en los miembros sometidos a cargas combinadas, una de ellas es más importante y gobierna el diseño; por tanto, los elementos estructurales pueden clasificarse y estudiarse, de acuerdo con sus cargas predominantes.

Existen cuatro tipos principales de conexiones : remachadas, atornilladas, con pasadores y soldadas (con soldaduras de arco o de resistencia). Aunque las conexiones remachadas se han empleado con mucha frecuencia, los adelantos modernos de soldaduras y tornillos han dado lugar a que jueguen un papel cada vez más importante en las conexiones de miembros de acero. En la figura 74 se muestran los cuatro tipos de conexiones estructurales.

Además de los cuatro tipos principales, se usan otros tipos en aplicaciones especiales, tales como pernos, horquillas de ojo, templadores y remaches-tornillo.

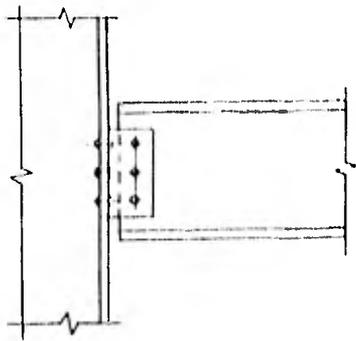
#### Procedimiento de diseño.

El procedimiento que se sigue al diseñar una estructura, está basado en los siguientes pasos :

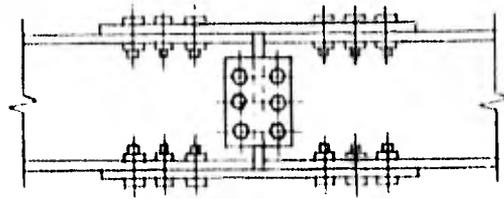
- a) Selección del tipo y distribución de la estructura, con base en funcionales, económicas, estéticas y de servicio.



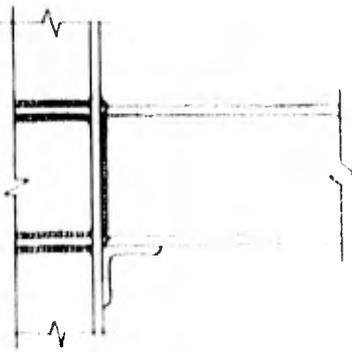
Figura No. 74



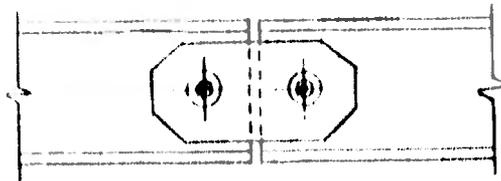
a) Conexión remachada



b) Conexión atornillada



c) Conexión soldada



d) Conexión con pasadores

Conexiones estructurales típicas

- b) Determinación de las cargas que actúan sobre ella.
- c) Determinación de los momentos y fuerzas internas en los componentes estructurales.
- d) Selección del material y dimensionamiento de los miembros y conexiones para lograr seguridad y economía.
- e) Revisión del comportamiento de la estructura en servicio.

#### Fabricación.

La facilidad de fabricación y montaje de las estructuras de acero tienen influencia importante en la economía. El costo de fabricación proviene del empleo de mano de obra, herramientas y maquinaria; por consiguiente, para reducir los costos de fabricación es necesario reducir al mínimo la cantidad de trabajo requerido para fabricar la estructura. En el caso de disminuirse el peso del acero empleado en la fabricación, deben balancearse los costos obtenidos, con el aumento ocasionado por un proceso de fabricación más complicado.

En algunos casos puede ser ventajoso el uso de aceros de alta resistencia, ya sea para reducir el peso, para usar secciones arquitectónicas menores o bien por requisitos de resistencia.

Esto no implica necesariamente que los costos de fabricación y montaje se reducen, puesto que la mayoría de las operaciones de fabricación son relativamente independientes del peso o espesor de la parte trabajada. Además en aceros de alta resistencia, se requieren menores velocidades de trabajo en taladros y punzadoras, así como precauciones adicionales para las operaciones de soldadura, lo que puede incrementar el costo.

Otros conceptos a considerar en la fabricación son los siguientes:

- a) Exactitud y tolerancias en las dimensiones de las piezas. Si éstas son excesivamente rigurosas, el costo aumentará necesariamente.
- b) Rigidez de miembros grandes. Debido al gran tamaño de los miembros, no es posible conservarlos exactamente rectos; las desviaciones con respecto a su forma teórica pueden conservarse dentro de ciertos límites que no afectarán su utilidad estructural, pero los miembros rígidos no pueden conectarse fácilmente a otras piezas.
- c) Métodos para el enderezado del material y de los miembros fabricados. El método común es usar una prensa que trabaje el ma-

terial a temperatura ambiente; lo cual se define como "enderezado en frío"; la aplicación de calor en un área reducida de la pieza, por medio de un soplete de oxígeno, es un método menos usado. Ambos métodos originan esfuerzos residuales en el miembro enderezado.

Basados en planos y especificaciones de diseño, varios fabricantes seleccionados pueden preparar propuestas para la fabricación de una estructura; para determinar el importe de estas propuestas, se deben estimar los costos de: materia prima en la laminadora, transporte desde la laminadora hasta el fabricante, planos de taller y plantillas, fabricación en el taller, transporte del material terminado desde el taller al lugar de la obra, montaje (si éste se incluye en el contrato), gastos indirectos y utilidad. La propuesta debe establecer el tiempo de entrega y el precio, ya sea éste por el total de la obra o bien por precios unitarios. Generalmente se otorga el contrato al concursante responsable cuyo precio sea más bajo, aunque en ocasiones se paga un precio mayor con objeto de asegurar una entrega más rápida.

Al otorgarse el contrato, el cuerpo de ingenieros del fabricante recibe los planos y especificaciones; una vez que la información está completa, se preparan planos de taller, en los que se detallan todas las piezas de la estructura. Estos planos muestran los números de parte o marcas de identificación, cantidad de piezas requeridas, longitud de las mismas, localización y tamaño de agujeros, detalles de cortes y conexiones de taller.

Partiendo de los planos de taller se elaboran plantillas de cartón o madera a escala natural, las cuales muestran la localización de todos los agujeros y cortes en la pieza; se prepara una lista de materiales y se envía a la laminadora. La práctica usual es pedir a la laminadora que entregue el material para los miembros principales de la longitud exacta requerida, mientras que el material para los demás miembros y piezas secundarias se pide de longitudes estándar.

Al recibirse el material en el patio del fabricante, se revisa contra la orden de compra y se almacena hasta que se necesita para la fabricación. El taller de fabricación puede estar dividido en varias naves, según las operaciones que se realicen; por ejemplo, en un taller organizado para fabricar estructuras para edificios puede haber una nave para columnas, otra para traveses y una nave en la cual se hagan traveses y vigas secundarias, traveses

armadas y detalles. En cada nave se localiza la maquinaria apropiada para llevar a cabo las operaciones especiales de dicha nave en una secuencia adecuada.

La primera operación que se efectúa en el taller es la de "trazo"; se marca cada pieza con el nombre de la obra, número de parte, cantidad de piezas requeridas y cualesquiera instrucciones especiales referentes al procedimiento de fabricación; las piezas se cortan a la longitud requerida, en caso necesario, y se hacen los cortes en las almas y patines que así lo requieran.

A continuación se barrenan o maquinan las piezas si así lo indican los planos. Una vez que se han fabricado todas las partes de un ensamble se llevan al lugar de armado. Es aquí donde se ensamblan entre sí, ya sea por medio de remaches, tornillos o soldadura, haciendo coincidir los agujeros y rimándolos si es necesario. El ajuste y ensamble de las piezas es un trabajo de gran importancia, ya que la corrección de los errores cometidos en esta etapa resulta muy costosa; por consiguiente, en la misma son muy importantes la inspección de los ajustes correctos y contar con una mano de obra adecuada en el soldado y remachado.

Una vez terminados los ensambles se transportan al patio de almacenamiento, donde se limpian, pintan y almacenan, quedando listos para su traslado al lugar de la obra.

El transporte del material de una operación a otra representa una gran parte del trabajo en el taller; para ello se emplean grúas viajeras, mientras que para dar servicio al área adyacente a cada operación se usan malacates o grúas de brazo giratorio.

Muy a menudo, la economía de fabricación depende de la mayor o menor cantidad de manejo del material en el taller; por ejemplo, una ventaja de la construcción soldada es la eliminación del punzonado y rimado de agujeros, o del taladrado de los mismos, con la consiguiente reducción de operaciones de manejo.

#### Montaje.

La etapa siguiente a la fabricación es el transporte de las partes estructurales y ensambles al lugar de la obra, por medio de camiones, góndolas de ferrocarril o bargeas. Al llegar son descargadas y almacenadas, o bien colocadas directamente en su posición definitiva, por medio de gatos, malacates o rodillos, ajustándolas a sus soportes o a las partes adyacentes de la estructura; por último se fijan permanentemente en su lugar. Pueden considerarse más importantes al llevar a cabo estas operaciones

la seguridad de los trabajadores y de los materiales, así como la economía y la rapidez de montaje.

Para realizar con seguridad la construcción de estructuras de grandes dimensiones, se requiere a menudo un análisis detallado de los esfuerzos y las deformaciones que se presentarán durante las diferentes etapas del montaje; frecuentemente deben construirse equipos especiales de manejo, y hay que suministrar marcos temporales de contraventeo y de rigidez durante el montaje.

Los métodos usados en el montaje de estructuras de acero varían según el tipo y tamaño de la estructura, las condiciones del lugar, disponibilidad de equipo y la preferencia del montador; los procedimientos de montaje no pueden regularizarse completamente, ya que cada problema tiene características especiales, que deben tomarse en cuenta al desarrollar el plan de montaje más ventajoso.

#### Montaje de edificios de varios pisos.

Generalmente estos edificios se montan en tramos de 2 pisos cada uno. Después de terminada la cimentación se levantan las columnas, se colocan sobre las placas de base y se atornillan en su lugar; es costumbre contraventear lateralmente las columnas durante el montaje, hasta que se completa la estructura. Una vez instaladas las columnas se izan las vigas y trabeas para ajustarlas a éstas y se atornilla provisionalmente. Tan pronto como se colocan en su lugar las trabeas de toda una planta, se plomean las columnas, se nivelan las trabeas, y se conectan permanentemente las partes entre sí por medio de remaches, tornillos de alta resistencia o soldadura. Cuando se completa un tramo se comienza el siguiente, repitiendo la secuencia del primero. Los edificios de 30 a 40 m de altura se pueden montar usando grúas montadas sobre camión, pero para edificios de mayor altura se necesitan plumas o grúas especiales, las cuales son izadas al nivel superior de cada tramo terminado a medida que progresa la construcción del edificio.

#### Montaje de edificios industriales.

Los edificios industriales de uno o dos pisos se montan generalmente con arnés. Se ensambla y conecta cada nave según se va elevando la arnés en la parte del edificio. Los miembros de contraventeo se colocan también en arnés, en piezas de cambio conveniente para el montaje de arnés.

### Montaje de puentes de armaduras.

Un procedimiento común para el montaje de este tipo de puentes es ensamblar la armadura en el lugar, usando una obra falsa por debajo de ella y erigiéndola miembro por miembro. Se colocan primero las cuerdas inferiores a las que se fija a continuación el sistema de piso, y se continúa después con los miembros del alma, cuerda superior y contraventeo. A veces resulta más económico el uso de una armadura auxiliar ligera que puede colocarse en posición en cada uno de los claros mediante barcazas, en vez de construir obras falsas para todos ellos. Otra alternativa es ensamblar cada claro de armadura en tierra y llevarlo en barcazas a su posición final para montarla.

### Montaje en voladizo para puentes.

Para claros largos de puentes en arco o con voladizos a menudo resulta económico montarlos en voladizo, partiendo de las orillas o de las rampas de acercamiento. Se construye el puente desde los soportes hacia afuera, miembro por miembro. La omisión de la obra falsa sobre desfiladeros profundos o corrientes de agua produce grandes ahorros, aunque a veces se tengan que reforzar los miembros del puente para soportar los esfuerzos de montaje.

### Protección contra el fuego.

Las estructuras metálicas de los edificios deben protegerse contra los riesgos de incendio, aunque usualmente se clasifican como incombustibles y proporcionan una seguridad razonable en ciertos tipos de edificios.

Los objetivos de esta protección contra el fuego son: permitir la evacuación rápida y segura de los ocupantes durante el incendio, contribuir a la seguridad de los bomberos que lo combaten y a la de las propiedades adyacentes, evitar la propagación del fuego, y reducir al mínimo las pérdidas económicas de las propiedades afectadas por éste.

En general, los diferentes tipos de construcción pueden clasificarse como sigue:

- a) Construcciones a prueba de fuego.- mampostería, concreto reforzado, acero con revestimiento especial a prueba de fuego.
- b) Construcciones no combustibles.- acero sin protección exterior.

c) Construcción ordinaria .- armazón de madera y otros materiales combustibles.

El grado de seguridad de los tipos de construcción mencionados se mide en términos de horas de resistencia al fuego, basándose en procedimientos normalizados de prueba. La construcción de acero se clasifica como incombustible y suministra una seguridad razonable para construcciones en las que haya pocos ocupantes.

La resistencia del acero al fuego puede aumentarse mediante la aplicación de revestimientos protectores como concreto, yeso, vermiculita, rociaduras de asbesto y pinturas especiales.

Las especificaciones establecen el número de horas de protección al fuego (clasificación al fuego) que se requieren para las diferentes partes de la estructura, tales como pisos, trabes, vigas, columnas, divisiones, etc.

#### Protección contra la corrosión.

Los factores más importantes para determinar la resistencia a la corrosión incluyen el ambiente físico y químico en que se encuentra el material, la composición de dicho material, y la defensa o protección que tiene contra el contacto con los elementos dañinos del medio ambiente.

Los elementos de acero delgados son más susceptibles de ser corroídos que los elementos convencionales relativamente gruesos, sin embargo, el espesor no detiene la corrosión una vez que ésta ha comenzado a atacar al acero. Aunque un espesor mayor puede aumentar en cierto grado la durabilidad de una estructura de acero en presencia de la corrosión, los únicos medios efectivos de evitarla son el uso de elementos de aleación tales como cromo o cobre y/o pintura de plomo, cromato o aluminio, o bien el uso de revestimientos especiales tales como zinc o asfalto.

En lugares donde el acero esté expuesto a condiciones severas de corrosión debe protegerse con un revestimiento especial, el cual debe aplicarse periódicamente. Cuando los miembros de acero no estén expuestos a los efectos alternados de humedecimiento y secado y a cambios extremos de temperatura, una capa delgada de pintura aplicada adecuadamente es suficiente para asegurar una durabilidad excelente.

## Pintura.

Las pinturas son mezclas líquidas generalmente coloreadas que forman una capa o película sobre la superficie en que se aplican, con el propósito de proteger y decorar los materiales de construcción.

Están constituidas por dos elementos que son : el vehículo y los pigmentos. El vehículo es la porción líquida que lleva en suspensión los pigmentos y que da a la mezcla características tales como adherencia, flexibilidad, brillo, facilidad de aplicación y resistencia a los agentes del medio ambiente. Los pigmentos son cuerpos sólidos finamente pulverizados insolubles en el vehículo, cuyo objetivo es el de colorear, dar consistencia y facilitar el secado de la pintura.

## Pintura anticorrosiva.

La corrosión ataca a toda superficie de acero que se encuentra expuesta a la intemperie, especialmente en ambientes húmedos como las costas y en zonas industriales, debido a la presencia de ácidos y álcalis. La pintura anticorrosiva es comúnmente un producto efectivo en la protección de elementos metálicos.

Se distinguen dos grupos : Anticorrosivos primarios y Anticorrosivos de terminación.

**Anticorrosivos primarios .-** Estas pinturas están compuestas de pigmentos con reconocidas propiedades anticorrosivas, como el plomo y el cromato de zinc, para ser aplicadas directamente sobre el metal, absolutamente limpio y seco. Un anticorrosivo primario aplicado sobre una superficie ya pintada o sucia, no podrá cumplir con su objetivo de evitar la corrosión, porque no llega a estar en contacto directo con el metal. A fin de obtener la máxima eficiencia de estas pinturas, las superficies deberán estar limpias y libres de óxidos, grasas, aceites, pintura suelta, y otras impurezas. Podrán ser limpiadas con chorros de arena a presión, con disolventes orgánicos o por medio de cepillos con cordas de alambre, hasta llegar al metal limpio y brillante. En esta forma se logra que los pigmentos anticorrosivos de la pintura penetren en los poros abiertos del metal, sellando la superficie en tal forma, que es imposible que pueda presentarse la oxidación.

**Anticorrosivos de terminación .-** Este grupo está formado por aquellos anticorrosivos a base de esmalte sintético o aceite de linño, que se aplican como terminación sobre los anticorrosivos

primarios, proporcionando una protección a los primeros. De esta forma, sólo es necesario repintar de vez en cuando el anticorrosivo de terminación, para que el anticorrosivo primario se conserve siempre en perfectas condiciones.

Todas las pinturas anticorrosivas deben cumplir con los siguientes requisitos :

- a) Adherencia .- Deberá ser tal que la película no se desprenda de la superficie ni se produzcan separaciones entre capas.
- b) Flexibilidad.- Tendrán la propiedad de conservar elasticidad suficiente para no agrietarse con la variación de la temperatura en el medio ambiente.
- c) Resistencia a la abrasión.
- d) Resistencia química .- Tal que al aplicarse algún producto químico ésta no se ampolle, agriete o quemé.
- e) Resistencia a la gasolina y alcohol.
- f) Acabado .- Deberá ser continuo, sin agrietamientos, ampolladuras, escurrimientos o plegamientos.

#### Fallas estructurales.

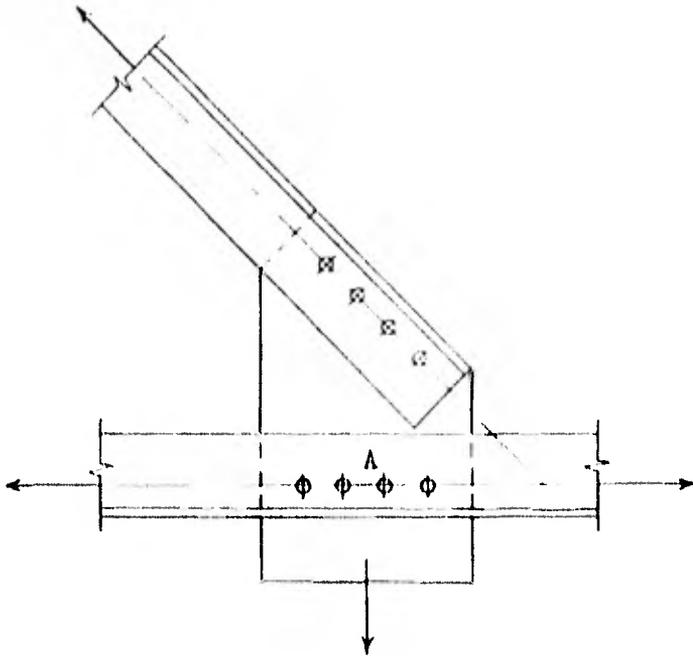
El término falla estructural no siempre significa colapso total. Las deformaciones excesivas de una estructura impiden a menudo su funcionamiento adecuado y constituyen una falla tan seria como el colapso. El colapso o ruptura de la estructura tiene lugar cuando ocurren fallas de algunos miembros principales o conexiones por deslizamiento (cortante), arrancamiento (tensión), pandeo o aplastamiento. El colapso total puede ocurrir bajo cargas severas de impacto o explosión, o bien, como resultado de fatiga después de un gran número de ciclos de carga o después del pandeo de los miembros principales. Las deformaciones excesivas se presentan bajo condiciones de sobrecarga excesiva mantenidas durante largo tiempo o bajo impactos moderados, y provienen de la fluencia exagerada del material en tensión o compresión, o por pandeo en compresión. Algunas deformaciones locales pueden ser, en ocasiones, lo suficientemente serias como para clasificarse como fallas estructurales, aunque frecuentemente la resistencia última de la estructura no se ve reducida en forma importante por esas deformaciones locales.

De forma general, la falla estructural y por consiguiente la vida útil de las estructuras depende de un gran número de fue-

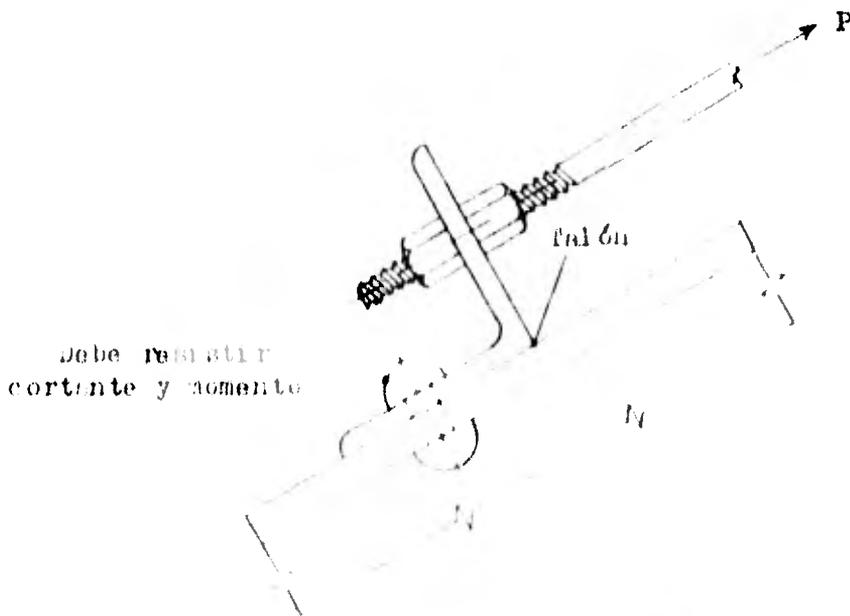
tores tales como tipo de edificio, resistencia del material de protección contra el fuego, detalles de construcción, durabilidad, probabilidad de falla de los miembros estructurales y conexiones (que puede ser provocada por materiales de mala calidad, errores en la fabricación y montaje, o diseño defectuoso), métodos de inspección para control de calidad, y calidad y tipo de supervisión.

Desde el punto de vista de las incertidumbres implícitas en las consideraciones de diseño, las causas más frecuentes de fallas estructurales se pueden clasificar en :

- a) Movimientos de cimentación.- son fallas causadas por asentamientos de las cimentaciones, cuando no se pone especial cuidado en valorar los efectos de los asentamientos en el comportamiento de la estructura. El movimiento violento del terreno es causa también de fallas de este tipo, cuando una estructura no ha sido diseñada adecuadamente para resistir fuerzas sísmicas.
- b) Resonancia dinámica e inestabilidad dinámica .- Estos son fenómenos distintos que pueden ocurrir bajo cargas dinámicas. La resonancia es un incremento en las vibraciones, que se presenta cuando un movimiento periódico impuesto a una estructura tiene aproximadamente la misma frecuencia que uno de sus modos naturales de vibración. El crecimiento gradual o súbito de un movimiento oscilatorio catastrófico en una estructura ocurre bajo cargas de viento y es conocido como fenómeno de inestabilidad aerodinámica.
- c) Conexiones inadecuadas .- El error más importante en el diseño de conexiones es el de despreciar algunas de las fuerzas que actúan sobre ellas, por ejemplo, si los miembros del nudo de una armadura (figura 75a) se diseñan para soportar cargas axiales únicamente, los remaches en A están sujetos a una carga excéntrica. Si no se considera ésta excentricidad en el diseño, el resultado será una conexión inadecuada. En una barra a tensión conectada por medio de un ángulo (figura 75b) el no revisar la flexión del ángulo en la esquina ni diseñar para resistir tanto corte como momento debido a la fuerza P, provocará también una conexión inadecuada.
- d) Valoración incorrecta de la resistencia al pandeo.- La determinación de la resistencia de un miembro aislado a compresión, cuyas condiciones de carga y de apoyo en los extremos son conocidas, es un problema relativamente simple, pero cuando el miembro se considera como parte de la estructura en conjunto, es muy difí-



a) Carga excéntrica aplicada en una conexión de armadura.



b) Momento flexionante en la conexión de un ángulo.

cil establecer el valor de la excentricidad de la carga, la rigidez de los apoyos en los extremos y la efectividad de los soportes laterales. Además de los problemas relacionados con la resistencia a la compresión de las columnas, a veces debe considerarse el pandeo de los patines de compresión de vigas o trabes, el pandeo de placas bajo diferentes condiciones de carga y apoyo y el pandeo por torsión de columnas ligeras, a fin de evitar fallas serias en la estructura.

e) Falta de contraventeo adecuado contra el movimiento lateral o pandeo .- Es necesario contraventear adecuadamente las estructuras contra movimientos laterales o pandeo. En edificios terminados, el piso y los muros suministran este contraventeo, si son suficientemente fuertes para ello y se conectan adecuadamente al marco. Sin embargo, durante la construcción debe suministrarse un contraventeo temporal para estabilizar marcos y columnas.

f) Sobrecarga .- Las sobrecargas ocurren frecuentemente como resultado de cambios en el uso de la estructura. Un ejemplo típico son las fallas de puentes viejos, debidas principalmente a que el tránsito se hizo más denso y pesado de lo supuesto en el diseño original.

g) Fatiga .- Las fallas por fatiga ocurren cuando se incrementa el número de ciclos de carga en una estructura.

### Aceros Estructurales .

Los diversos aceros estructurales disponibles actualmente, se les agrupa por tipos y resistencias. Estos grupos son : aceros estructurales al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros al carbono tratados y templados, y aceros de aleación para construcción.

Aceros estructurales al carbono .- Estos aceros dependen de la cantidad de carbono usado para desarrollar su resistencia, a través de un rango amplio de espesores. El primer tipo dentro de esta categoría, el A7, fue durante muchos años el principal acero empleado para la construcción de puentes y edificios; aunque se desarrolló principalmente para usarse en construcciones remachadas y atomilladas, también se le empleó en edificios soldados en los que las cargas podían considerarse estáticas o no dinámicas. Más tarde las exigencias del diseño estructural obligaron a la industria metalúrgica a desarrollar un tipo de acero designado A373, más estrictamente controlado en cuanto al contenido de carbono, y con características mejoradas de soldabilidad.

En 1960 la industria del acero anunció un acero al carbono mejorado, el ASTM A36, con un punto de fluencia más elevado y un contenido de carbono adecuado para propósitos de soldadura. Desde la aparición de este tipo de acero, los aceros A7 y A373 fueron anulados por la ASTM y, por lo tanto, ya no se especifican en el diseño de estructuras.

Los valores mínimos de los esfuerzos correspondientes al punto de fluencia y a la resistencia a la tensión de los tipos de aceros estructurales al carbono mencionados se indican en la tabla XVII. Estos valores mínimos de las resistencias se obtienen por medio de pruebas realizadas en las laminadoras, de acuerdo con procedimientos de ensayo establecidos por la ASTM. Los especímenes de prueba de los perfiles laminados son tomados del alma de la sección.

Aceros de alta resistencia y baja aleación .- Este grupo de aceros incluye varios niveles de resistencias y también aceros cuyas composiciones químicas se varían para adaptarse a los diferentes requisitos de construcción. La resistencia deseada se obtiene por medio de elementos de aleación. Así, según el caso, puede existir una necesidad específica de un acero para construcción.

remachada o atornillada o para construcción soldada, o para mayor resistencia a la corrosión y que tenga, al mismo tiempo, características de soldabilidad adecuadas.

El punto de fluencia de estos aceros varía de acuerdo con los diferentes espesores del material, y sus niveles de altas resistencias se derivan de la aplicación de diferentes cantidades de elementos de aleación.

Los puntos de fluencia y las resistencias a la tensión mínimos de estos tipos de aceros se indican en la tabla XVIII.

De los tipos ASTM, se recomienda el A440 como el acero económico para construcción remachada y atornillada. El A441 se recomienda para construcción soldada, aunque también puede usarse en aplicaciones remachadas y atornilladas.

El tipo ASTM A242 se considera generalmente como un acero cuya resistencia a la corrosión, bajo condiciones atmosféricas, es igual o mayor del doble que la del acero estructural al carbono.

**Aceros al carbono tratados y templados.** - Se ha introducido un nuevo tipo de acero estructural, desarrollado para cubrir los requisitos de resistencia comprendidos entre los 3515 y los 7030 kg/cm<sup>2</sup>. Se pueden obtener de condición normalizada o templados y tratados, y su resistencia depende de la cantidad de carbono, a través de un proceso de templado y tratamiento térmico. Su resistencia mínima de fluencia, medida por efecto de su alargamiento bajo carga, es de 5625 kg/cm<sup>2</sup> y su resistencia mínima a tensión es de 7030 kg/cm<sup>2</sup>, inclusive para placas con espesores hasta de 3/4 de pulgada.

**Aceros de aleación tratados y templados.** - Estos aceros requieren, además del carbono, de varios elementos de aleación y de tratamientos térmicos para obtener sus elevadas resistencias de fluencia y de tensión. De manera similar a los aceros de alta resistencia y baja aleación, estos aceros tienen diferentes niveles de resistencia para diferentes espesores.

En la tabla XIX se indican estos tipos de aceros y sus niveles mínimos de resistencia.

Los aceros de aleación templados y tratados son soldables y tienen una resistencia a la corrosión atmosférica equivalente al doble de la del acero estructural al carbono; también se usan, con ligeras modificaciones en su composición química, en condiciones

TABLA XVII. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES AL CARBONO.

Tipo ASTM	Espesor, pulgs.	Punto de fluencia mínimo kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión kg/cm <sup>2</sup>
A7		2320	4220-5275
A373	hasta 4	2250	4080-5275
A36	hasta 8	2530	4080-5625

TABLA XVIII. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION.

Tipo ASTM	Espesor, pulgs.	Punto de fluencia mínimo kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión kg/cm <sup>2</sup>
A242, A440	3/4 y menores	3515	4920
y A441	3/4 a 1 1/2	3235	4710
	1 1/2 a 4	2955	4430
A272-42	hasta 4	2955	4220
45	hasta 1 1/2	3165	4220
50	hasta 1 1/2	3515	4570
55	hasta 1 1/2	3865	4920
60	hasta 1	4220	5275
65	hasta 1/2	4570	5625

TABLA XIX. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS DE ALEACION TRATADOS Y TEMPLADOS.

Tipo ASTM	Espesor, pulgs.	Punto de fluencia mínimo kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión kg/cm <sup>2</sup>
A514	hasta 3/4 incl.	7030	8085-8440
A514	más de 3/4 a 2 1/2 incl.	7040	7635-8440
A514	más de 2 1/2 a 4 incl.	6530	7385-8440

que requieran resistencia a la abrasión por impacto.

Pueden conseguirse en placas, perfiles laminados y barras.

Otros tipos de aceros.

Existe una infinidad de aceros que se producen para servir a las muchas y variadas necesidades especiales de las industrias de manufactura y de construcción; sin embargo, muchos de estos aceros no son adecuados para propósitos de construcción, debido al alto costo del material y de la fabricación, o a que no tienen la suficiente ductilidad. Se han desarrollado algunos aceros para aplicaciones específicas, tales como el HY-80 para cascos de submarinos, proyectiles y equipo espacial, o aplicaciones en ferrocarriles, etc.

Un grupo de estos aceros, denominados "aceros maraging", deriva sus elevadas resistencias de fluencia y tensión de un alto contenido de aleación de níquel, el cual es tratado después térmicamente para envejecer la martensita hierro-níquel. Estos aceros pueden tener resistencias de fluencia entre 14,100 a 21,100  $\text{kg/cm}^2$ .

Aceros de calibre delgado.

Existe otro grupo de aceros para el diseño de estructuras (miembros estructurales de lámina delgada formados en frío).

Estos aceros se presentan en láminas y tiras de calidad estructural y son definidos, en general, por las especificaciones estándar de la ASTM.

Los aceros específicos son: Láminas de Acero al Carbono de Calidad Estructural Laminadas en Plano, ASTM A240; Tiras de Acero al Carbono de Calidad Estructural Laminadas en Caliente, ASTM A303; Láminas y Tiras de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación Laminadas en Frío, ASTM A374; Láminas y Tiras de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación Laminadas en Caliente, ASTM A375, y Láminas de Acero de Calidad Estructural Recubiertas de Zinc (Galvanizadas), en Rollos y de Longitudes Recortadas, ASTM A446.

Estos aceros de calibre delgado tienen puntos de fluencia mínimos que varían de 1,700 a 3,515  $\text{kg/cm}^2$ .

Alambres y cables.

Los alambres y cables se aplican estructuralmente en edificios como soportes de pisos y techos suspendidos.

Los cables se definen como miembros flexibles a tensión, consistente de uno o más grupos de alambres, torones o cuerdas. El torón es un arreglo de alambres colocados helicoidalmente alre-

dedor de un alambre central para obtener una sección simétrica; y un cable es un conjunto de torones colocados también helicoidalmente alrededor de un núcleo formado, a su vez, ya sea por un torón, por otro cable de alambres, o por un cable de fibras. Los cables con núcleo de fibra se emplean casi totalmente para propósitos de izaje.

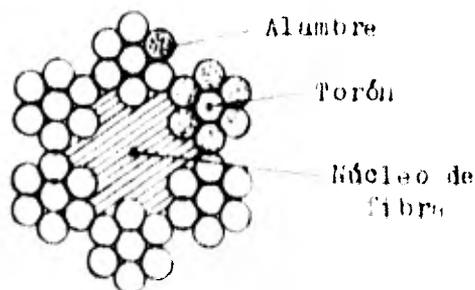
Un alambre se define como una extensión simple y continua de metal, obtenida por estirado en frío a partir de varillas de acero de alto contenido de carbono laminadas en caliente y cuya composición química es estrictamente controlada. Los alambres se recubren de zinc, ya sea por el proceso de inmersión en caliente o por el proceso electrolítico. Aunque pueden usarse varios tipos de acero, el más común para aplicaciones estructurales es el alambre galvanizado para puentes, el cual también se usa para hacer torones y cables para puentes.

En la tabla XX se muestran las resistencias de fluencia y de tensión, del alambre galvanizado para puentes.

TABLA XX. ALAMBRE GALVANIZADO PARA PUENTES: RESISTENCIA DE FLUENCIA, Y RESISTENCIA A LA TENSION.

Recubrimiento, clase	Diámetro plgs.	Resistencia mín. a la tensión $\text{kg/cm}^2$	Resistencia mínima de fluencia a 0.7% de extensión bajo carga.
A	0.041 y mayores	15 470	11 250
B	Todos los diám.	14 770	10 550
C	Todos los diám.	14 060	9 840

Sección transversal de un cable de alambre.



### Aceros para remaches.

Existen tres tipos de aceros para remaches que son : Acero Estructural para Remaches A141, Acero Estructural de Alta Resistencia para Remaches A195 y Acero Estructural de Aleación de Alta Resistencia para Remaches A502. En la tabla XXI se indican las propiedades mecánicas de estos aceros.

Las especificaciones ASTM para remaches, describen la aplicación recomendable de cada tipo; el A141 se emplea con fines estructurales, el A195 es adecuado para usarse con acero estructural al silicio (A94) y aceros equivalentes, y el A502 es adecuado para acero A242 y equivalentes.

TABLA XXI. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS PARA REMACHES.

Tipo ASTM	Punto mínimo de fluencia kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión kg/cm <sup>2</sup>
A141	1970	3655-4360
A195	2670	4780-5765
A502 Grado 1	1970	3655-4360
A502 Grado 2	2670	4780-5765

### Aceros para tornillos.

Existen cuatro tipos de aceros para tornillos que se usan con propósitos estructurales, designados por la ASTM como : Tornillos de Acero de Alta Resistencia para Juntas Estructurales A325; Tornillos y vástagos con tuercas adecuadas de Acero de Aleación Templado y Tratado A354 Grado BC; Sujetadores de Acero al Bajo Carbono, Roscados Internamente y Externamente A307 y Tornillos de Acero de Aleación Templado y Tratado para Juntas Estructurales de Acero A490. Las propiedades de resistencia de estos aceros son iguales o mayores que las del tipo de acero estructural para el cual se recomiendan.

### Conexiones Atornilladas, Remachadas y con Pasadores.

Existen muchos tipos de sujetadores, cada uno de los cuales se utiliza cuando mejor satisface los requisitos de diseño.

Las consideraciones que influyen en su elección son: resistencia requerida de la conexión, limitaciones de espacio de ésta, disponibilidad de personal calificado para fabricar y montar la estructura, condiciones de servicio, y finalmente, costo total de instalación.

Las conexiones a base de tornillos, remaches o pasadores efectúan esencialmente la misma función, que es la de transmitir cargas de un elemento a otro, por lo que las consideraciones de su análisis y diseño son similares; sin embargo, la capacidad de carga de cada tipo de sujetador o conector es diferente.

#### Tipos de Sujetadores.

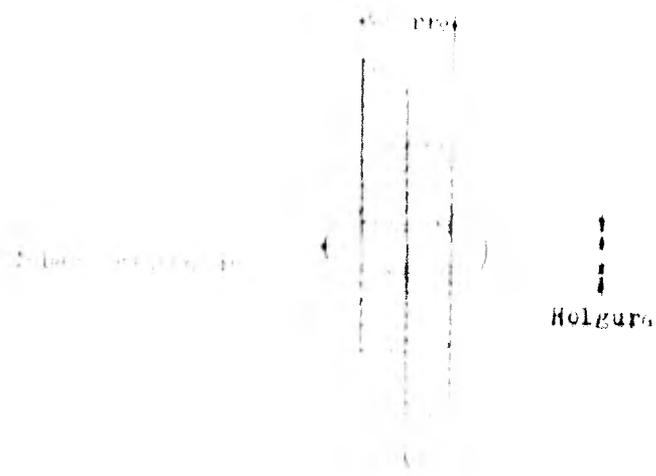
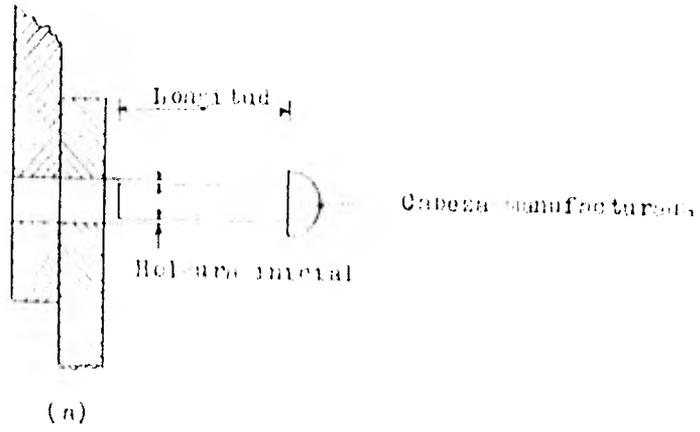
##### Remaches.

Se llama remache a una pieza de sección transversal circular de acero dúctil forjado en el sitio para unir entre sí varias piezas de acero.

El remache se fabrica con una cabeza especial, que se denomina cabeza manufacturada, y se instala mediante una pistola remachadora la cual forma otra cabeza, durante la instalación. El proceso completo se llama remachado, y los pasos esenciales se ilustran en la figura 76.

El remachado es esencialmente un proceso de forja, que se ha desarrollado partiendo de un proceso de martillado a mano hasta llegar al método actual de colocación a máquina.

Los remaches se describen según la manera y el lugar donde se colocan. Por ejemplo, la mayoría de los remaches que se usan en trabajos de acero estructural se colocan en caliente, ya sea en el taller o en el campo, por lo que se conocen como remaches de campo o de taller colocados en caliente. Los remaches se calientan mediante un horno o fragua de carbón o de gas, o bien con un calentador eléctrico; ya calientes se insertan en los agujeros punzonados o barrenados de las piezas de acero que se van a conectar, y la pistola remachadora forma la cabeza mientras se ejerce presión en el lado opuesto para mantener el remache en su sitio. Como el remache caliente está en estado plástico, cuando se



coloca usualmente se expande bajo la presión del martillo y llena totalmente el agujero; después, al enfriarse, tiende a encogerse, tanto longitudinal como diametralmente. La tendencia del remache a encogerse en longitud es cortada en gran parte por las placas; de esta manera se produce tensión en el vástago del remache y compresión entre las placas. Esta acción de compresión se denomina "acción de apriete" y origina una resistencia por fricción contra el deslizamiento de las placas. La disminución en el diámetro del remache se debe en parte al encogimiento a medida que se enfría y en parte al efecto de Poisson del material en tensión longitudinal. De este modo, los remaches hincados en caliente pueden quedar de un tamaño menor que el del agujero, aunque en muchos casos el encogimiento es imperceptible.

Los remaches colocados en frío se instalan a temperatura ambiente y requieren de grandes presiones para formar la cabeza y completar el proceso. El proceso de hincado en frío es aplicable en forma más conveniente a remaches de tamaños pequeños, entre  $1/2"$  y  $7/8"$  de diámetro. Aunque el hincado en frío aumenta la resistencia del remache y elimina la necesidad de calentarlo, el proceso se ve limitado por el equipo necesario y la inconveniencia de usarlo en el campo.

Los diámetros nominales de los remaches para propósitos estructurales varían de  $1/2"$  a  $1 1/2"$ , con incrementos de  $1/8"$ . Los tamaños que se usan más frecuentemente en estructuras son de  $3/4"$  para edificios y  $7/8"$  para puentes. Se usan tamaños mayores en conexiones especialmente pesadas.

Los remaches de taller y de campo hincados adecuadamente deben estar bien ajustados, y deben apretar entre sí, de una manera segura, las partes conectadas. Sus cabezas deben ser de tamaño completo, formadas nítidamente y concéntricas con el vástago. Los remaches sueltos o con algún otro defecto pueden localizarse golpeándolos con un martillo ligero y escuchando el sonido o "repique" del metal suelto bajo el golpe. Los remaches defectuosos, sueltos o con cabezas mal formadas, deben quitarse retaladrándolas, y reemplazarse.

## Tornillos.

Un tornillo es un pasador de metal con una cabeza formada en un extremo y el vástago roscado en el otro, para recibir una tuerca. Los tornillos se usan para unir entre sí piezas de metal, insertándolos a través de agujeros hechos en dichas piezas, y apretando la tuerca en el extremo roscado. Los tornillos estructurales pueden clasificarse de acuerdo con las siguientes características: tipo de vástago (sin acabar o maquinado); material y resistencia (acero estructural ordinario o de alta resistencia); forma de la cabeza y de la tuerca (cuadrada o hexagonal, normal o pesada); paso y tipo de la rosca (estándar, gruesa o fina).

Los tornillos sin acabar se forjan partiendo de varillas redondas de acero laminado y tienen grandes tolerancias en las dimensiones del vástago y de la rosca; por lo tanto, se usan en agujeros punzonados o taladrados con diámetros de 1/16 de pulgada mayores que el diámetro nominal del tornillo. En algunas estructuras, cuando se desea tener un buen ajuste entre tornillos y agujeros, éstos se riman o taladran, y los tornillos se maquinan o terminan al tamaño necesario para el ajuste requerido.

Los tornillos estructurales ordinarios se hacen de acero dulce (A307) con una resistencia última a la tensión de aproximadamente 4,570 kg/cm<sup>2</sup>; sin embargo, los tornillos de alta resistencia a la tensión se están usando cada vez más en conexiones estructurales. Estos tornillos se hacen de aceros tratados y templados (ASTM A307 y A490), con una resistencia última a la tensión de 7,385 a 10,545 kg/cm<sup>2</sup>, y una resistencia de fluencia de 5,415 a 8,730 kg/cm<sup>2</sup>.

Los tornillos estructurales tienen usualmente cabezas cuadradas o hexagonales y pueden obtenerse en tamaños "regulares" y "pesados". Las cabezas cuadradas cuentan un poco menos y son las que se usan más comúnmente, pero las cabezas hexagonales son más fáciles de apretar o sujetar con una llave, requieren menos espacio para girar y ocasionalmente pueden ser preferibles; las tuercas también son cuadradas o hexagonales y se pueden encontrar en tamaños "regulares" y "pesados". La práctica común es usar tornillos con cabeza hexagonal y tuercas cuadradas o hexagonales.

Pueden requerirse tuercas pesadas para tornillos sometidos a cargas de tensión, cuando se desarrolla una tensión inicial al-

ta en el tornillo, debido al apriete, como en el caso de tornillos de alta resistencia.

Bajo la cabeza del tornillo y bajo la tuerca se usan comúnmente rondanas de acero, para distribuir la presión de apriete en el miembro atornillado y para evitar que la parte roscada del tornillo se apoye directamente sobre las piezas conectadas.

Para tornillos de alta resistencia puede ser necesario el uso de rondanas con superficies endurecidas.

Para asegurar el funcionamiento adecuado bajo carga de las conexiones atornilladas, las partes conectadas deben estar perfectamente apretadas entre la cabeza del tornillo y la tuerca.

Cuando las conexiones atornilladas ordinarias se sujeten a cargas alternadas o a vibraciones, pueden aflojarse las tuercas, con lo que se reduce la resistencia de la conexión; para evitar esto las tuercas deben asegurarse definitivamente en su posición.

Para esto se usan ampliamente tuercas acastilladas con tornillos con un agujero taladro en el vástago, a través del cual se hace pasar una chaveta, que evita que la tuerca gire y se afloje.

Las tuercas de cuña (tuerca pasada por la parte exterior) realizan el mismo propósito. Se dispone comercialmente de varios tipos especiales de tuercas llamadas generalmente tuercas de cierre que evitan el aflojamiento de la conexión. Una alta tensión inicial en los tornillos sirve también para evitar que se aflojen las tuercas, como en el caso de los de alta resistencia.

Los tornillos de alta resistencia basan su capacidad en la acción de apriete producida al ajustar el tornillo a la tuerca hasta producir una fuerza de tensión previamente determinada.

Esta tensión se desarrolla al apretar la tuerca con llaves de torsión calibradas, o bien por el método del giro de la tuerca.

#### Pasadores.

Algunas veces se usa un solo pasador cilíndrico de acero para conectar miembros que deben tener una rotación relativa entre uno y otro. Se supone que el pasador gira libremente en la conexión; por tanto, no es deseable la acción de apriete debida a la tensión inicial. Como se emplea un solo pasador en una conexión que de otro modo requeriría varios tornillos o remaches, su tamaño es generalmente mayor que el de los tornillos o remaches.

Los pasadores para propósitos estructurales se hacen por

ro estructural al carbono, forjado y maquinado a dimensiones exactas; a veces se emplean pasadores laminados en frío con superficies adecuadas, especialmente en acero de aleación. Los diámetros comunes de los pasadores estructurales varían de 1 1/2" a 2", aunque hay tamaños mayores disponibles, hasta de 24".

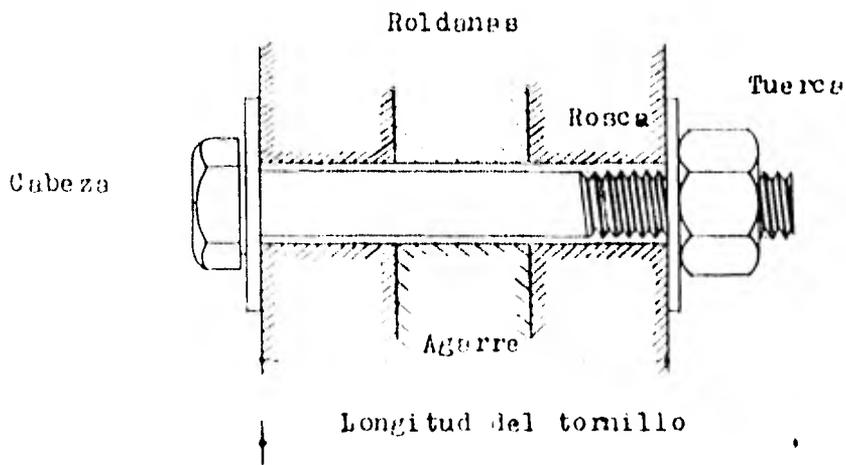
El tipo más común de pasador tiene extremos roscados y dos tuercas remetidas, atornilladas en los extremos para mantenerlo en su sitio. Para pasadores mayores de 10" de diámetro es preferible usar un perno largo que pase a través de él y de unas tapas remetidas, fijándolos de esta manera entre sí (figura 77c).

Esto elimina el uso de grandes tuercas de cierre. Para pasadores más pequeños, que llevan cargas ligeras, puede forjarse una cabeza en un extremo e insertarse una chaveta en el otro (ver la figura 77d), o bien pueden usarse dos chavetas, una en cada extremo.

Los pasadores estructurales pueden clasificarse en dos tipos: aquellos en los que los miembros conectados giran ángulos grandes, y aquellos en los cuales los miembros conectados pueden girar sólo ángulos pequeños, debido principalmente a las deformaciones elásticas de los miembros.

El primer tipo de pasador, llamado a veces *muñón*, se usa en puentes basculantes, grúas de pluma, etc. Estos pasadores deben lubricarse constantemente para evitar la oxidación y reducir el desgaste. El segundo tipo de pasador se usa para articulaciones de arcos, para articulaciones de placas, como en puentes en voladizo, juntas de expansión, etc.

Figura No. 77



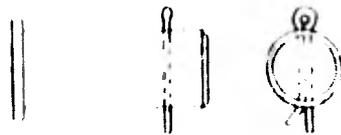
a) Conjunto de un tornillo.



b) Pasador con tuercas remetidas



c) Pasador con tapón y perno



d) Pasador con chaveta.

TIPOS DE PASADORES.

### Tipos de conexiones.

Las conexiones pueden clasificarse de acuerdo con el modo de transmisión de la carga. Las conexiones cargadas según se muestra en las figuras 78a, 78b y 78c tienden a cortar los sujetadores por lo que se denominan "conexiones a cortante"; las que están cargadas como se muestra en la figura 78d, tienden a hacer fallar los sujetadores por tensión y se llaman "conexiones a tensión".

Si la transmisión de la carga en una conexión a cortante se efectúa únicamente por la fricción producida entre las placas por grandes fuerzas de aprieta, a la conexión se le denomina "conexión por fricción" y no puede admitirse ningún deslizamiento entre las placas. En caso de existir deslizamiento entre éstas, y si la carga se transmite por apoyo entre las placas y los sujetadores, ocasionándose esfuerzos de corte en éstos, se le llama "conexión por aplastamiento". Comúnmente se clasifican como conexiones de este tipo todas las remachadas y las hechas con tornillos A307. Los tornillos de alta resistencia se usan tanto en conexiones por fricción como en conexiones por aplastamiento.

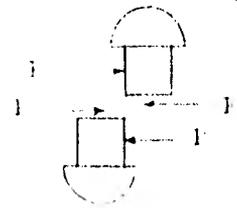
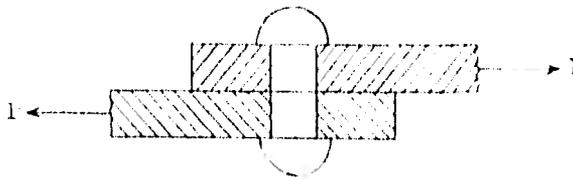
Las conexiones atornilladas y remachadas pueden clasificarse también de acuerdo con la naturaleza y localización de la carga con respecto al grupo de sujetadores (figura 79). Cuando la carga pasa por el centroide de las áreas transversales de los sujetadores, se dice que la conexión está bajo carga directa. Cuando la carga no pasa por dicho centroide, la conexión se llama de carga excéntrica. Cuando la carga transmitida consiste en un momento flexionante o de torsión puro, se denomina conexión a momento puro.

En ocasiones, una conexión transmite carga de tal forma que los sujetadores trabajan tanto a cortante como a tensión. En una conexión ordinaria de viga a columna, por lo general existe un cortante en el extremo de la viga y también una cierta cantidad de momento entre el extremo de la viga y la columna. Una conexión de este tipo se denomina conexión a momento o conexión a cortante y momento.

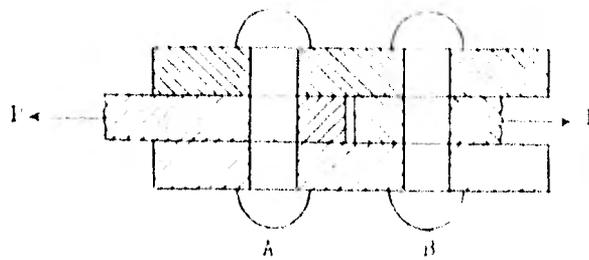
### Tipos de fallas en las conexiones.

Los tipos de fallas que pueden presentarse en una conexión con su estado son los siguientes:

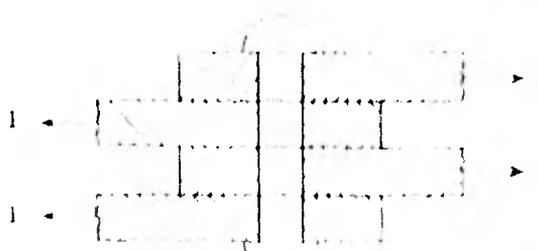
FIGURE 69. 73  
 TIPOS DE SCHEMIO. 49



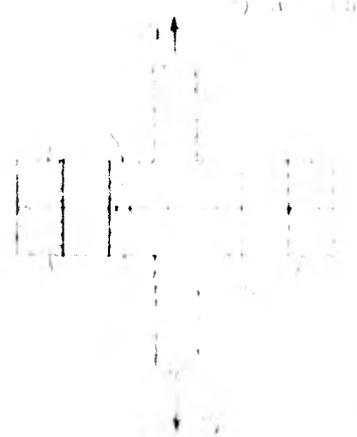
a) Junto de tripla, resaca en cortante simple



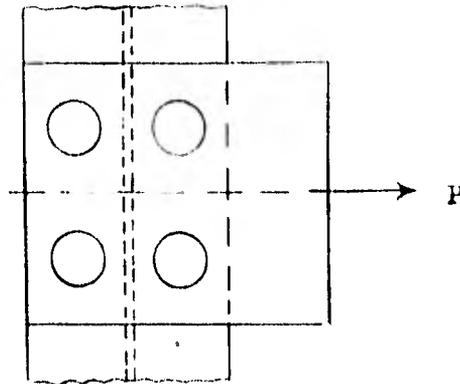
b) Junto de topo, resaca en cortante simple.



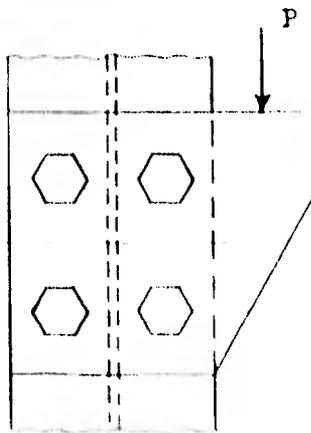
c) Junto de tripla con resaca en cortante simple



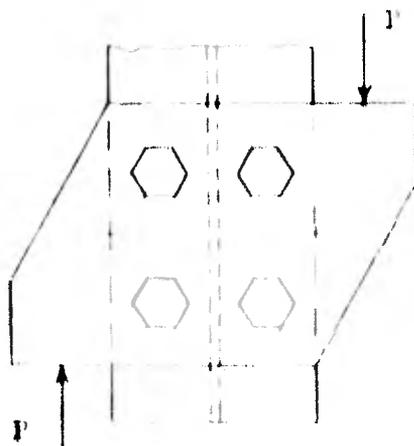
d) Junto de tripla con resaca en cortante simple



a) Conexión a carga directa.



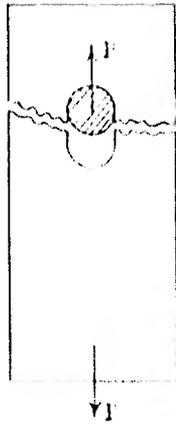
b) Conexión a carga excéntrica.



c) Conexión a momento puro.

- a) Falla por tensión en las placas (figura 80a).
  - b) Falla por cortante a través de uno o más planos del sujetador (figura 80b).
  - c) Falla por aplastamiento entre las placas y el sujetador; ésta puede ser una falla por aplastamiento de las placas, del sujetador o de ambos (figura 80c).
  - d) Falla por "desgarramiento" en las placas (figura 80d); esto, sin embargo, se evita generalmente suministrando una distancia suficiente del sujetador al borde, y no se calculan los esfuerzos de "desgarramiento".
- Generalmente el diseño de las juntas remachadas y atornilladas se basa esencialmente en la consideración de las fallas anteriores.

TIPOS DE FALLA EN CONEXIONES.



a) Fallo por tensión en las placas.



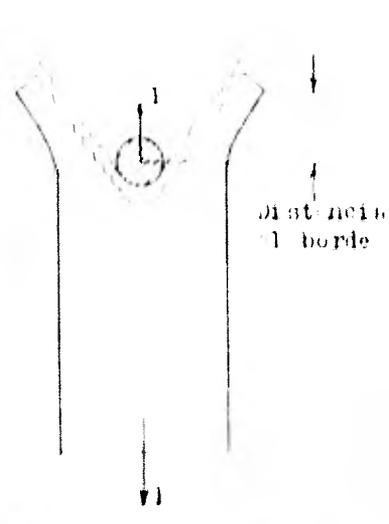
b) Fallo por cortante en el sujetador.



Fallo de la placa



Fallo del sujetador



Distancia al borde

d) Fallo por desgarro de las placas.

e) Fallo por aplastamiento.

### Conexiones soldadas.

Con un diseño adecuado, una elección correcta del material y de la técnica de soldadura y una buena mano de obra, el uso de la soldadura puede proporcionar conexiones confiables y económicas. Las principales ventajas de las estructuras soldadas son lo compacto de las conexiones, la economía de material y la reducción del manejo de las piezas durante su fabricación en el taller.

### Procesos de soldadura.

La soldadura es el proceso de conectar piezas de metal entre sí por medio de la aplicación de calor, ya sea con o sin presión.

Esta definición se aplica a una gran variedad de procesos, que varían desde las soldaduras simples por calentamiento y fusión de metales blandos, hasta las soldaduras bajo el agua; en la tabla XXII se muestra un resumen de estos procesos. El tipo de soldadura más común en trabajos de acero estructural es la soldadura por fusión, que es un método para conectar piezas por medio de metal fundido. Se sujeta un alambre o varilla especial a un calor intenso en su extremo, el cual se funde y deposita el metal fundido en el punto donde se desea efectuar la conexión (figura 81). El metal base también se funde localmente y se une con el metal depositado formando una conexión soldada. Puede obtenerse también una conexión mediante un proceso en que no hay fusión y que consiste simplemente en calentar las piezas por encima de una cierta temperatura y martillar las juntas en un yunque. El antiguo proceso de forjado puede clasificarse como una forma de soldadura que no es por fusión; sin embargo, en la soldadura por fusión, tanto la varilla de aportación como el metal base se funden, requiriéndose temperaturas de soldadura de aproximadamente  $1,420^{\circ}\text{C}$ . En trabajos de acero estructural se usa casi exclusivamente la soldadura de arco metálico. Para estructuras especiales, tales como estructuras a base de lámina de acero, puede usarse la soldadura de resistencia y la de gas, y la soldadura por calentamiento y fusión de metales blandos, pueden usarse para partes especiales y para accesorios que requieren soldaduras peculiares.

TABLA XXII. PROCESO DE SOLDADURA.

---

Soldadura a presión.

Soldadura de forja.

Soldadura Thermit a presión.

Soldadura de resistencia (corriente alterna).

Soldadura de resistencia (corriente continua) .- soldaduras de costura y de punto.

Soldadura de fusión (sin presión).

Soldadura de arco metálico (corriente alterna y continua) .- con protección, sin protección, sumergida; manual y automática.

Soldadura de arco de carbono .- con y sin protección.

Soldadura de arco en gas inerte.

Soldadura de arco en hidrógeno atómico.

Soldadura de gas (aire u oxiacetileno).

Soldadura Thermit.

Soldaduras por calentamiento y fusión de metales blandos.

De fusión eléctrica.

De fusión al horno.

De fusión con gas.

Por inmersión.

---

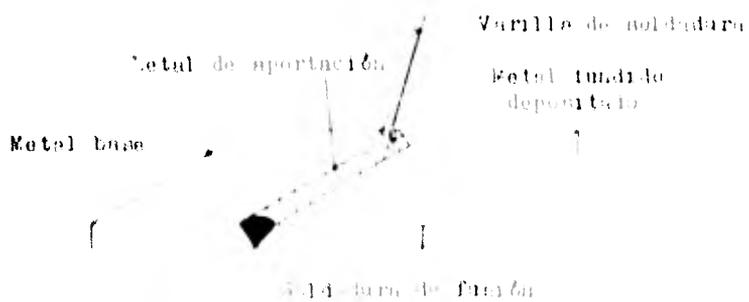
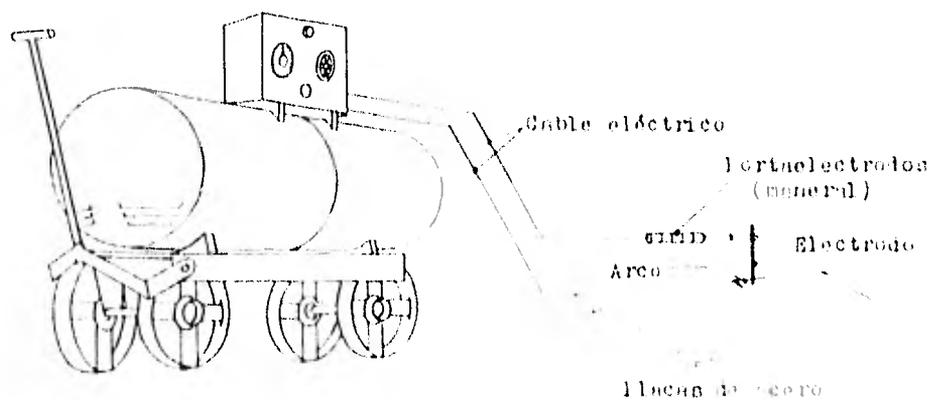


FIGURA NO. 23. SOLDADURA

FIGURA NO. 24

### Soldadura de arco metálico.

La figura 81 muestra un arreglo esquemático del proceso de soldadura de arco metálico. El calor se genera por medio de un arco eléctrico formado entre un electrodo de acero y las partes que se van a soldar. El calor del arco funde simultáneamente el metal base y el electrodo, y el campo electromagnético conduce el metal fundido de la varilla de soldadura (electrodo) hacia el metal base, mientras que el operador mueve el electrodo, manual o automáticamente, a lo largo de la soldadura con una velocidad adecuada y depositando la cantidad necesaria de metal de aportación. Por lo común, la soldadura se efectúa en cuatro posiciones: plana, horizontal, vertical y sobre cabeza (observar la figura 82). Las soldaduras verticales y sobre cabeza son posibles debido a que el metal fundido es conducido de la varilla a la conexión por el campo electromagnético y no por la acción de la gravedad. La posición de la soldadura afecta la facilidad y la velocidad de ésta, por lo que es de una importancia práctica considerable al determinar la calidad y el costo de la soldadura.

Los electrodos usados para la soldadura de arco pueden ser varillas de acero desnudas (figura 83a) o bien recubiertas con distintos compuestos minerales (figura 83b); en la soldadura con electrodos recubiertos parte del recubrimiento se funde, formando una capa fluida de escoria, y otra parte forma una atmósfera gaseosa protectora alrededor del arco metálico. La protección gaseosa sirve para estabilizar el arco y para protegerlo de los gases atmosféricos. La escoria fundida, de menor densidad que el metal fundido, sube a la superficie, retardando la rapidez de enfriamiento del metal de soldadura y protegiéndolo de una exposición indeseable a los gases atmosféricos. La composición química del metal de la soldadura puede controlarse por medio de la composición del recubrimiento. El uso de electrodos recubiertos resulta en soldaduras de mejor calidad que las que pueden obtenerse con electrodos desnudos, por esta razón casi toda la soldadura de arco moderna se hace con electrodos recubiertos.

Aunque mediante el proceso manual se obtienen soldaduras de alta calidad, tanto en el taller como en el campo, pueden obtenerse resultados mejores y más económicos en algunas aplicaciones usando equipo de soldadura semiautomático o automático.

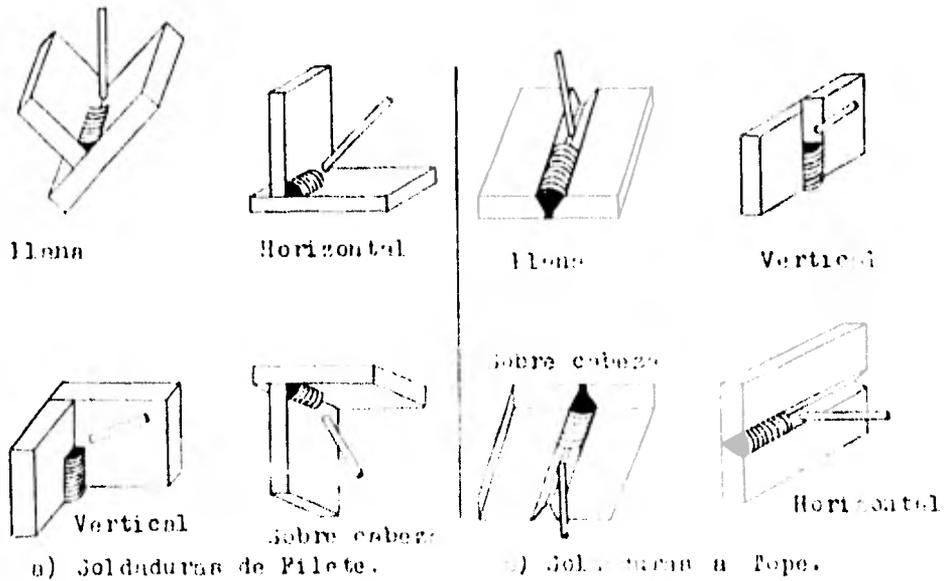


Figura 52. Posiciones para soldar

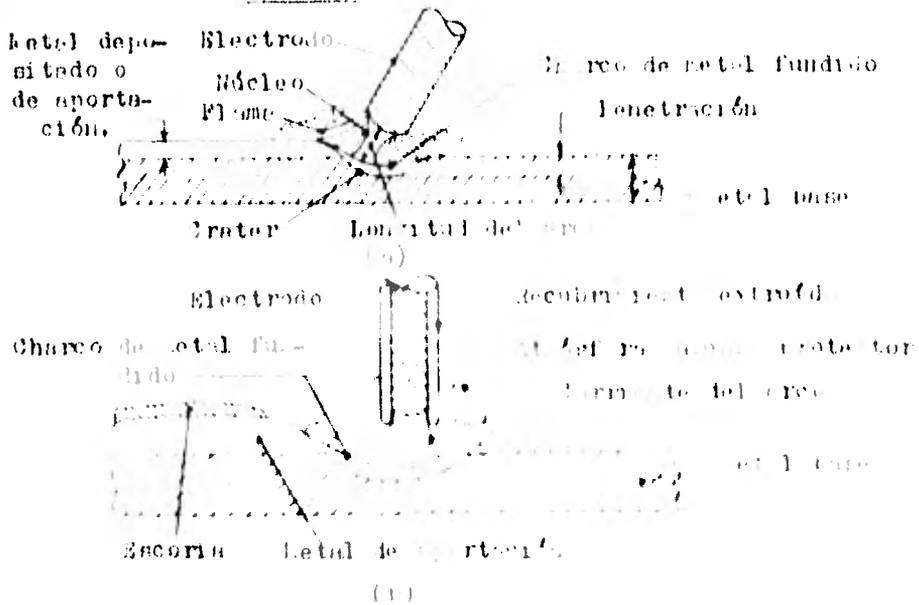


Figura 53. Soldadura de arco con metal de aporte. (a) Unión horizontal; (b) Unión vertical.

### Soldadura de gas.

En la soldadura de gas, el calor se obtiene por medio de la combustión de un gas; se usa comúnmente una mezcla de oxígeno y acetileno y se llama entonces al proceso soldadura de oxiacetileno. El metal fundido se obtiene de una varilla de soldadura separada, ya sea desnuda o recubierta. Los componentes principales que intervienen en el proceso de soldadura de oxiacetileno se muestran en la figura 84.

### Soldadura de resistencia.

Este proceso es esencialmente un proceso de soldadura a presión, el cual es una versión moderna del antiguo proceso de forja. El calor se genera por medio de la resistencia eléctrica a una corriente de alto amperaje y bajo voltaje, que pasa a través de una pequeña área de contacto entre las partes a conectar. El calor desarrollado en este proceso ocasiona un estado plástico en el metal y se efectúa la soldadura aplicando presión y uniéndolo localmente de este modo ambas piezas. Se usan en la industria varias formas de soldadura de resistencia; las más comunes son la soldadura de punto y la de costura. En la figura 85 se muestran las particularidades principales de este proceso.

### Tipos de conexiones soldadas.

Existen cinco tipos básicos de juntas soldadas: a tope, de traslape, en "T", de borde y de esquina, así como cuatro tipos básicos de soldaduras: de preparación, de filete, de tapón y de ranura, como se puede observar en la figura 86. Las soldaduras de preparación se usan siempre cuando las partes a conectar están alineadas en el mismo plano; también pueden usarse para una junta en "T". Las soldaduras de filete se usan para juntas de traslape, en "T" y de esquina; ocasionalmente pueden usarse soldaduras de tapón o de ranura para juntas de traslape. Las formas de las soldaduras de preparación varían, dependiendo del modo en que se preparan los extremos de las piezas. En la figura 87 se muestran algunas formas comunes.

La selección de un tipo adecuado de soldadura de preparación para una junta a tope es determinada por el requisito de lograr

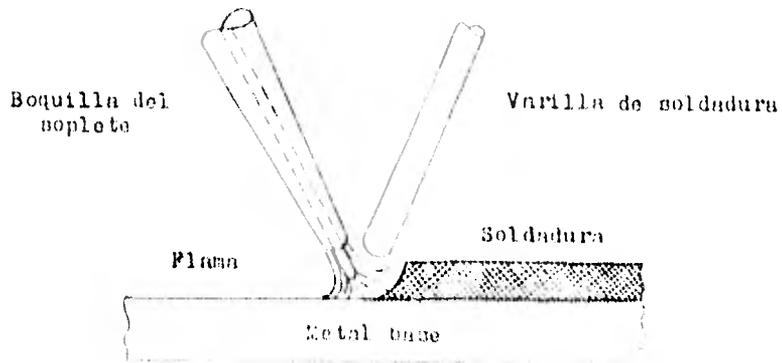
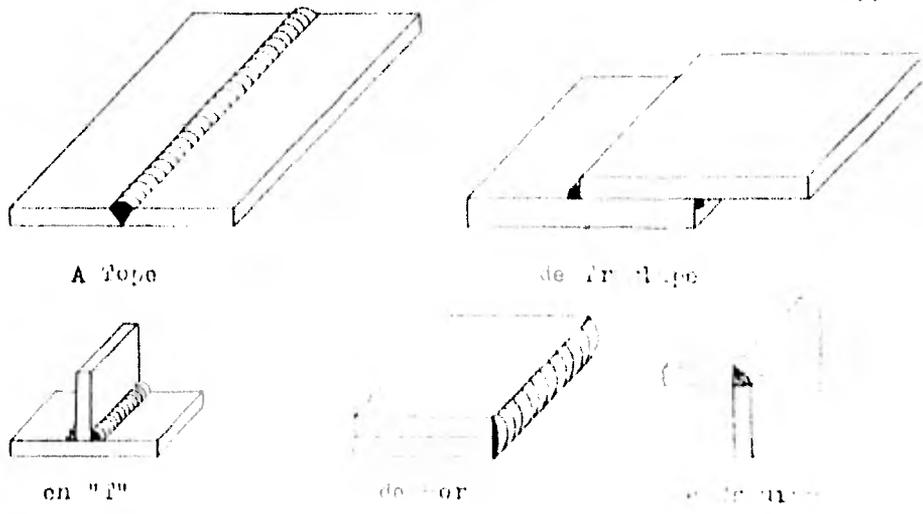


Figura 4. Soldadura de Oxi.



Figura 5. Soldadura de arco.



a) Tipos de juntas.



b) Tipos de soldadura.

Figura 16. Juntas con soldadura.

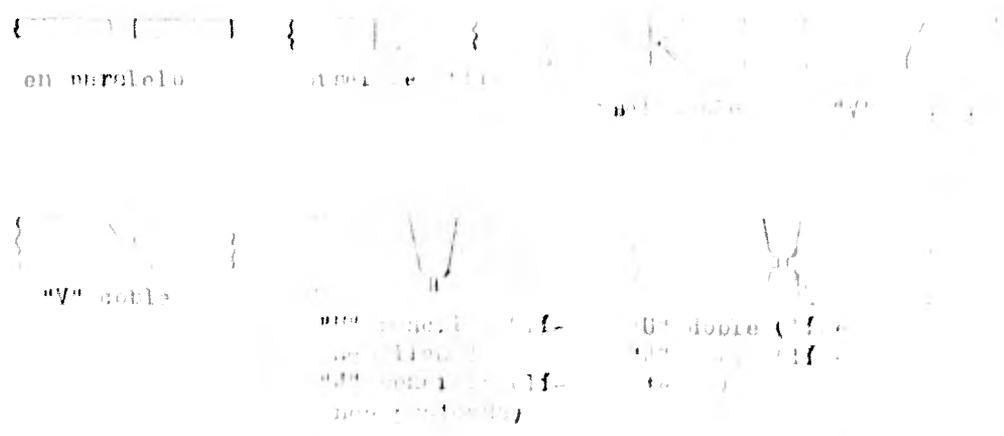


Figura 17. Formas de juntas con soldadura.

un costo mínimo de la preparación y de la soldadura de la conexión, siempre y cuando se satisfagan otros requisitos tales como resistencia, distorsión mínima y esfuerzos residuales mínimos. La economía de un tipo particular de soldadura depende del espesor de la placa y de las instalaciones del taller de soldadura para la preparación y ajuste de las placas a unir, así como de las posibilidades de soldar la junta por un solo lado o por los dos.

La sección transversal de una soldadura de filete se caracteriza por su forma triangular y por lo común, tiene sus lados iguales. Las soldaduras de tapón y de ranura se usan cuando no puede obtenerse una longitud suficiente de soldadura de filete, o cuando se desea una conexión local adicional entre placas trapeadas.

Con el objeto de establecer designaciones estándar para los diferentes tipos de soldaduras, la Sociedad Americana de Soldadura (AWS) ha establecido un conjunto de símbolos que proporcionan los medios para dar, en los dibujos, una información completa en cuanto a la soldadura, de una manera concisa. Los símbolos son ideográficos e indican el tipo de soldadura requerido (tabla XXIII).

TABLA XXIII. SÍMBOLOS DE SOLDADURA.

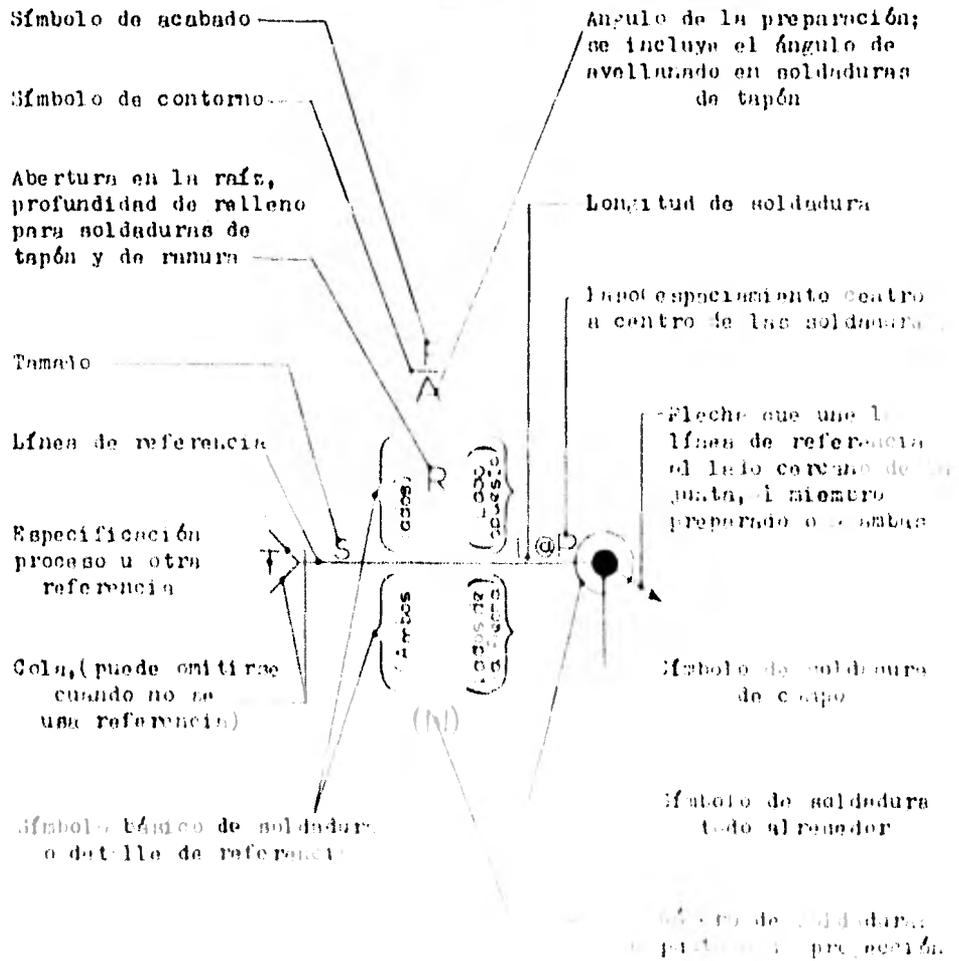
## Símbolos básicos de soldadura

Tipo de soldadura									
Canto	Filete	Topón o ranura	Preparación de las piezas						
			Rec- tan- gular	V	Bisel	U	J	Bocel doble	Bocel simple
									

## Símbolos complementarios

Soldar todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno	
		Al ras	Convexo
			

Localización estándar de los elementos de un símbolo de soldadura



### Calidad de las soldaduras.

La buena calidad de una conexión soldada depende de la selección del tipo de soldadura más favorable para las cargas a transmitir y de una buena mano de obra en el taller y en el campo.

El tamaño y composición química correctos del electrodo, la secuencia y el número de pasos en la soldadura, la velocidad, voltaje y corriente adecuados para la soldadura en cuestión, una preparación adecuada de la junta antes de soldar y el uso juicioso de elementos auxiliares para el armado son algunos de los factores que influyen en la calidad de la mano de obra, y por lo tanto en la calidad de la soldadura.

Para lograr la selección de la mejor soldadura para una cierta aplicación particular, es necesario tener ciertos conocimientos de los principios básicos de la metalurgia de la soldadura, de los efectos térmicos de la soldadura sobre el metal base, y de las propiedades de los materiales y las técnicas usadas en el proceso.

**Metalurgia .-** Son tres los factores metalúrgicos de interés en la soldadura de arco metálico: la estructura cristalina, la solubilidad de gases y la oxidación.

Cuando se calienta el acero a una temperatura crítica de aproximadamente  $815^{\circ}\text{C}$ , tiene una estructura cristalina casi uniforme (austenita). Cuando se enfría lentamente desde esta temperatura, la estructura granular cambia a un material dúctil llamado perlita. Cuando se enfría muy rápidamente, la austenita cambia a un material quebradizo con poca perlita, compuesto en su mayor parte de martensita. Las temperaturas críticas y las velocidades de enfriamiento que determinan si el acero será dúctil o frágil después de la soldadura varían con su composición química, particularmente con su contenido de carbono.

En conclusión, las composiciones químicas del metal base y del metal de aportación deben considerarse cuidadosamente en el diseño de conexiones soldadas; sin embargo, el factor más crítico es la rapidez de enfriamiento; un enfriamiento lento produce usualmente un acero dúctil; un enfriamiento rápido produce un acero duro y frágil.

Otra reacción metalúrgica de importancia en soldadura es la solubilidad de gases. El metal fundido, a altas temperaturas, puede retener una mayor cantidad de gases en solución que a temperaturas más bajas. Por lo tanto, es importante mantener la temperatura del metal fundido para evitar que el gas escape.

atmósfera, ya que éstos, al desprenderse durante el enfriamiento, pueden ocasionar la formación de soldaduras porosas (bolsas de gases), o bien pueden quedar retenidos en solución ocasionando cambios químicos y físicos en el metal de soldadura. Así también los materiales usados en la soldadura (metal base y recubrimiento del electrodo) no deben contener elementos que puedan producir gases al tiempo de soldar, o bien aumentar la solubilidad de los gases en el metal fundido. La protección del metal fundido contra los gases atmosféricos se logra mediante electrodos recubiertos (el recubrimiento se funde, formando una atmósfera gaseosa protectora para el arco y una capa de escoria para la protección del metal fundido).

Las reacciones de oxidación durante la soldadura pueden producir óxidos gaseosos o sólidos. Tales reacciones son altamente indeseables, ya que los óxidos gaseosos pueden producir bolsas o porosidades, y los sólidos inclusiones de escoria, o bien ocasionar que la soldadura se haga quebradiza y reduzca su resistencia.

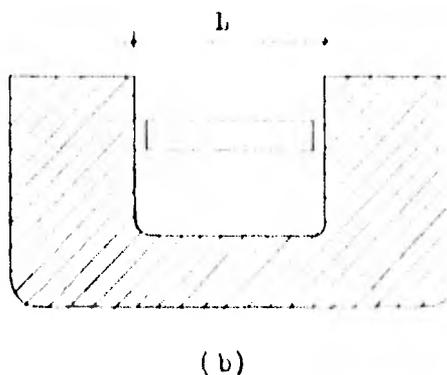
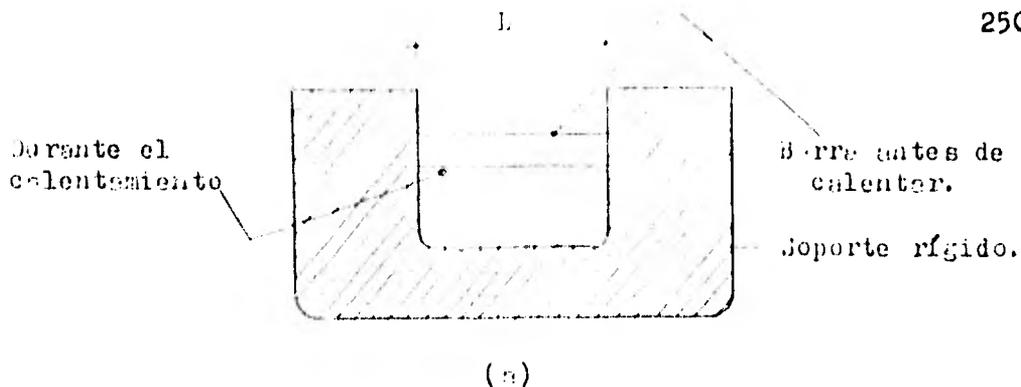
**Efectos térmicos .-** Son dos los efectos de las temperaturas de soldadura que tienen un interés principal : uno es la expansión y contracción de los metales con el cambio de temperatura y el otro la rapidez de enfriamiento.

La rapidez de enfriamiento es de fundamental importancia en cuanto a su efecto sobre la estructura cristalina de las partes soldadas, comentada anteriormente.

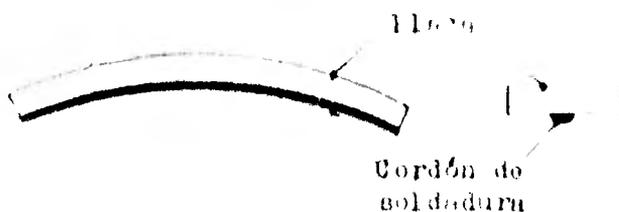
Las expansiones y contracciones son en gran parte las responsables del desarrollo de esfuerzos residuales y distorsiones en las conexiones soldadas. (ver figura 5).

#### Propiedades de los materiales.

La mayoría de los tipos de acero adecuados para trabajos estructurales pueden soldarse; la economía relativa y el grado de facilidad para soldar un acero en particular se denomina generalmente "soldabilidad". En acero estructural ordinario, el contenido de carbono es el factor más importante en la determinación de la soldabilidad; los aceros con un contenido de carbono por debajo de 0.1% tienen una alta absorción de gases, lo cual es una gran desventaja al soldarse por arco. Los aceros con un contenido de carbono mayor de 0.25% tienen un enfriamiento rápido



Distorsión de una barra debida al calentamiento: (a) antes y durante el calentamiento; (b) al enfriarse después del calentamiento.



Distorsión ocasionada por un cordón de soldadura.

Los esfuerzos residuales producidos por la soldadura son indeseables por dos razones principales: las distorsiones, que están usualmente asociadas con los esfuerzos residuales, y la posibilidad de una fractura frágil si esos esfuerzos son altos,

pidamente y, para una rapidez de enfriamiento dada, la fragilidad aumenta con el incremento en el contenido de carbono.

#### Técnicas de soldadura.

La técnica de soldadura se refiere al conjunto de detalles implicados en el proceso, tales como : la posición al soldar, la preparación del metal antes de soldar, el ajuste de las juntas, el tipo y tamaño del electrodo, el uso de equipo de corriente alterna o directa y la polaridad adecuada del metal base, el ajuste de la corriente y del voltaje para cada soldadura en particular, la velocidad de depósito del metal de aportación, el número de pasos para formar una soldadura, el mantenimiento de un arco estable y de la forma adecuada de la soldadura. En la tabla XXIV se muestran los requisitos dimensionales de las juntas calificadas por la AWS.

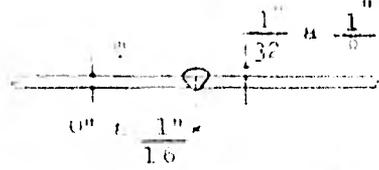
Los defectos más importantes ocasionados por el uso de una técnica inadecuada de soldadura son : la socavación, la falta de fusión y penetración, la inclusión de escoria y la porosidad. La mayoría de estos defectos tienen como resultado concentraciones de esfuerzos bajo cargas que reducen la resistencia de la soldadura.

La socavación se define como el quemar excesivamente al metal base (figura 89a y 89b). La tendencia a la socavación depende de las características del electrodo y de la posición al soldar. La socavación, fácilmente detectable por inspección visual, puede corregirse depositando metal de aportación adicional después que la superficie se ha limpiado adecuadamente.

La falta de fusión se define como la falla del metal base y del metal de aportación para fundirse en algún punto de la junta (que no sea la raíz) ver la figura 89c y 89d. Este defecto no es común en las soldaduras de arco, a menos que las superficies que se sueldan estén recubiertas con materiales extraños que eviten la fusión en ese punto. Si las superficies están adecuadamente limpias y se seleccionan correctamente el tamaño del electrodo, la velocidad y la corriente, se asegurará una completa fusión.

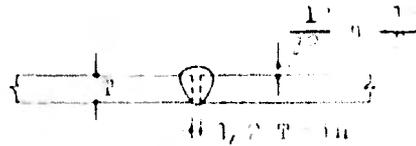
La penetración incompleta se define como la falla del metal base y del metal de aportación para fundirse en la raíz (figuras 89e y 89f). Este defecto puede deberse a un mal diseño de la preparación, tal como una dimensión excesiva de la cara de la raíz, una abertura insuficiente en la raíz o un ángulo insuficiente de

TABLA XIV. JUNTAS SOLDADAS.



Espesor efectivo de la junta =  $1/2 t$   
 $T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} t$

Junta a tope en paralelo soldada por un solo lado



Espesor efectivo de la junta =  $3/4 t$   
 $T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} t$

Junta a tope abierta en paralelo soldada por los dos lados



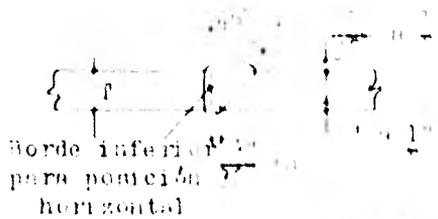
Espesor efectivo de la junta =  $3/4 t$   
 $T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} t$

Junta a tope en paralelo soldada por los dos lados



Espesor efectivo de la junta =  $3/4 t$   
 $T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} t$

Junta a tope en V sencillo soldada por un solo lado



Borde inferior para posición horizontal

Espesor efectivo de la junta =  $3/4 t$   
 $T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} t$

Junta a tope en V sencillo soldada por los dos lados



Borde inferior para posición horizontal

Espesor efectivo de la junta =  $3/4 t$   
 $T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} t$

Junta a tope en V sencillo soldada por los dos lados

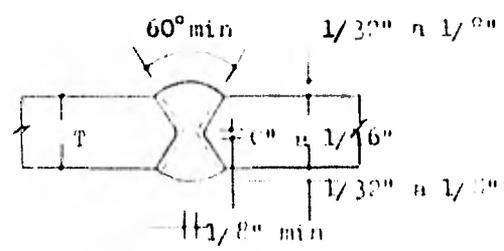


Junta a tope en V sencillo soldada por un solo lado en estructura de acero

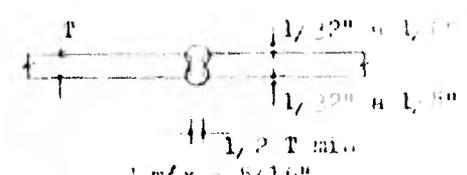


Junta a tope en V sencillo soldada por un solo lado en estructura de acero

Tabla XXIV. (Continuación).



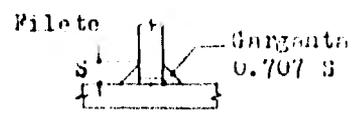
Junta a tope en "V" doble  
T ilimitado



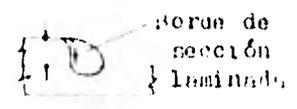
Junta a tope abierta en paralelo  
Soldada por ambos lados



Junta a tope en "V" sencilla  
Soldada por ambos lados



Filote máx. efectivo :  
 $T - 1/16"$

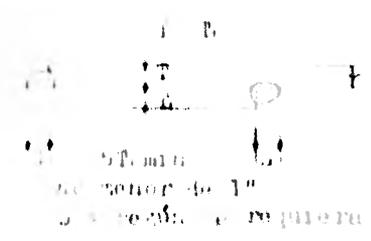


Filote máx. efectivo :  
 $\sqrt{4T}$



Filote máx. efectivo =

Soldaduras de filote en los bordes.



Junta soldada traslapada de todo filote.

la preparación, o puede deberse a una técnica inapropiada, como el uso de un electrodo de diámetro excesivamente grande, velocidad excesiva, o corriente insuficiente.

La penetración incompleta es particularmente indeseable, ya que causa concentraciones de esfuerzos bajo cargas y puede ser la causa de grietas debidas a la contracción.

Las inclusiones de escoria se definen como los óxidos metálicos y otros componentes sólidos encontrados en ocasiones como inclusiones alargadas o globulares (figura 89g). Estos óxidos son el resultado de reacciones químicas entre el metal, el aire y el recubrimiento del electrodo durante el depósito y solidificación del metal de aportación. Como la escoria tiene una densidad menor que el metal fundido, usualmente tiende a subir a la superficie y por lo tanto rara vez presenta dificultades en soldaduras horizontales; las inclusiones de escoria representan un problema particular en las soldaduras verticales y sobre cabeza.

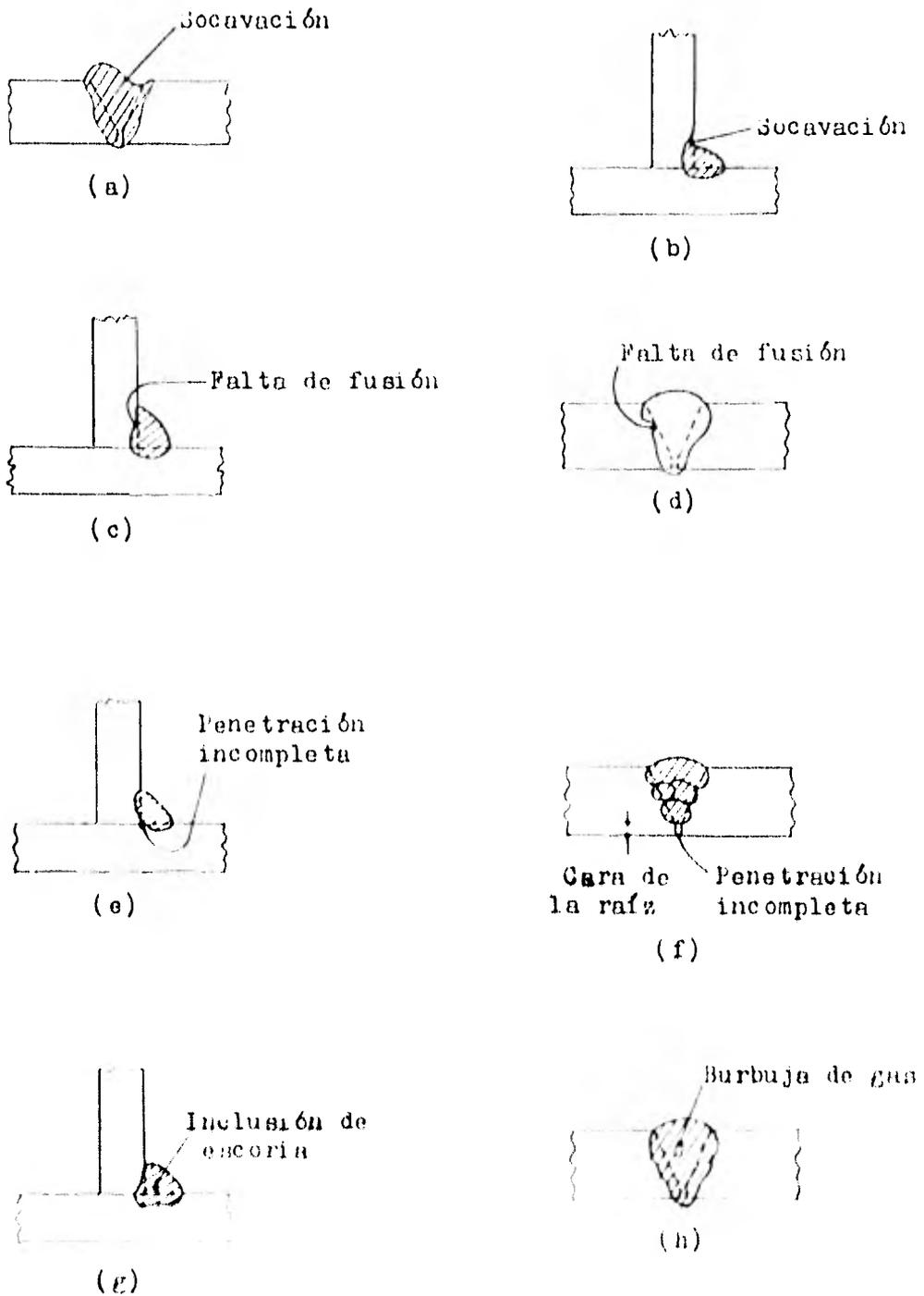
La porosidad se define como la presencia de vacíos globulares o bolsas de gas en el metal de soldadura (figura 89h). El gas puede quedar atrapado en el metal de soldadura como resultado de una solubilidad reducida al enfriarse la soldadura, o por la formación de gases debido a reacciones químicas.

Para lograr un control en la calidad de las soldaduras, existen varios métodos de inspección, como son el visual, el de partículas magnéticas, el de la tinte penetrante, el ultrasónico y el radiográfico. Todos ellos requieren que la supervisión sea efectuada por personal competente que pueda interpretar los resultados.

Método visual .- Es el método más simple y requiere una persona competente que observe al soldador en operación mientras lleva a cabo su trabajo. Puede ser el método más rápido y económico.

Método de las partículas magnéticas .- En este método se colocan limaduras de hierro sobre la soldadura, y se sujetan a una corriente eléctrica; las configuraciones adoptadas por las limaduras indicarán la presencia de grietas a un observador experimentado.

Método de la tinte penetrante .- Se aplica una tinte a la superficie de la soldadura, la que penetra en las grietas que pueden existir. Se limpia el sobrante y se coloca un material absor



Defectos de Soldaduras

bente sobre las soldaduras. La cantidad de tintura que brote fuera de las grietas indicará su profundidad.

Método ultrasónico .- Un desarrollo reciente en la fabricación del acero también es aplicable a la inspección de soldaduras, aunque se requiere un equipo de alto costo. En este método se envían ondas de sonido a través del material, y los defectos afectan el intervalo de tiempo de la transmisión del sonido, el cual identificará los mencionados defectos.

Método radiográfico .- Este método utiliza rayos X o rayos gamma para producir la figura de la soldadura sobre una película. Se aplica mejor esta técnica en las soldaduras a tope, en donde la fotografía mostrará únicamente el material de aportación.

No es adaptable a soldaduras de filete, porque el metal base también se proyectaría en las fotografías. El uso de esta técnica en el campo está limitado por los espacios libres que se requieren para el equipo y la película.

### Miembros en tensión.

Un miembro simple en tensión, es un miembro recto sujeto en sus extremos a dos fuerzas que tratan de estirarlo. Se aplican en el diseño de edificios como colgantes para pisos y cables para techos.

En general existen cuatro grupos de miembros en tensión: alambres y cables, varillas y barras, perfiles estructurales y placas simples y, por último, miembros armados.

**Alambres y cables.**.- Los cables de alambre con núcleo de fibra se utilizan casi exclusivamente para propósitos de izaje; los cables de alambre con núcleos de torones o núcleos independientes de cable de alambre, se utilizan para "líneas de sustentación" o cables de izaje; los cables de alambre se emplean para malacates, grúas o como cables de suspensión para puentes. Los cables principales de los puentes colgantes se hacen de alambres paralelos, sin torcer. Las ventajas de los cables de alambre y los torones son su flexibilidad y su resistencia; requieren accesorios especiales para las conexiones de sus extremos (figura 90).

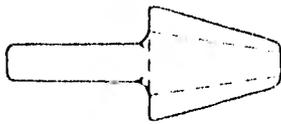
Aunque ocasionalmente los cables de alambre se usan para miembros de contraventeo, su aplicación es limitada, debido a su incapacidad para soportar fuerzas de compresión, a la necesidad de accesorios especiales de conexión y a su alargamiento excesivo cuando se utiliza toda su resistencia.

**Varillas y barras.**.- Las varillas y las barras se emplean como miembros a tensión en sistemas de contraventeo, tales como contraventeos diagonales o contraflambeos, o bien como miembros principales en estructuras muy ligeras, como torres de radio.

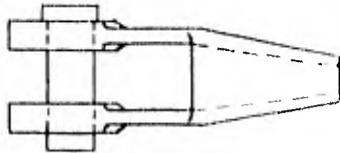
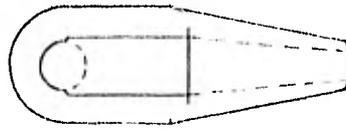
Las conexiones en los extremos de las varillas o barras pueden ser soldadas, también es posible roscarse y atomillarse los extremos de las varillas, usando diferentes detalles de conexión, o bien conectarse por medio de horquillas de ojo, o forjarse haciéndoles un ojo en el extremo. (ver figura 91).

La principal desventaja de las varillas y barras es su falta de rigidez, lo cual tiene como resultado flechas apreciables debidas a su peso propio, además, es casi imposible el fabricarlas de manera que existan perfectamente en la estructura. Si son demasiado largas, se doblarán al forzarlas a su posición; si son de-

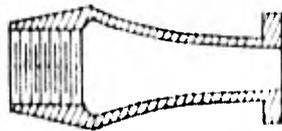
Figure No. 90



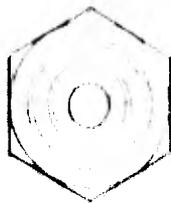
(a)



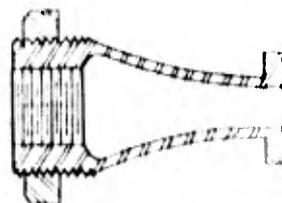
(b)



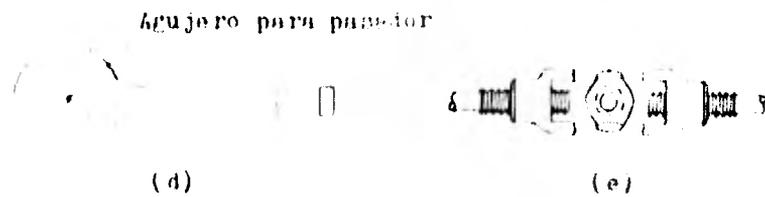
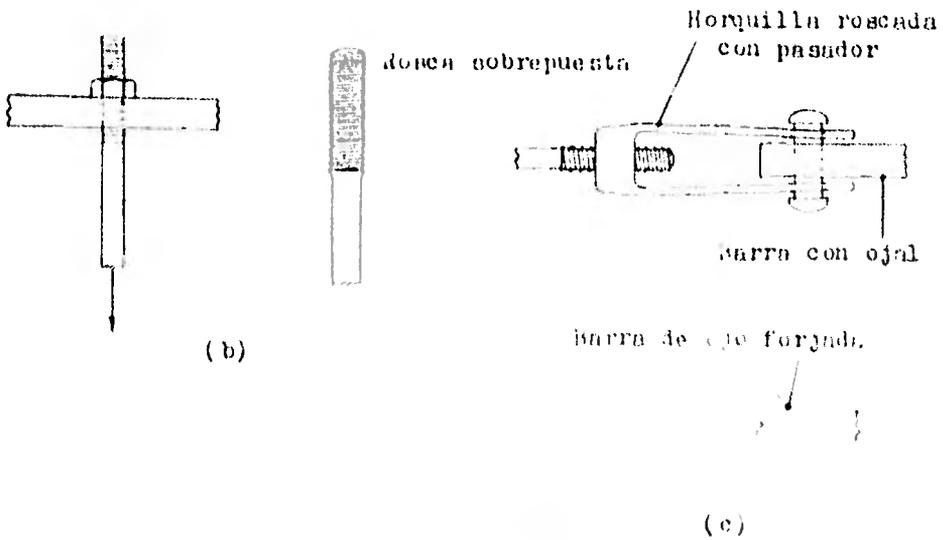
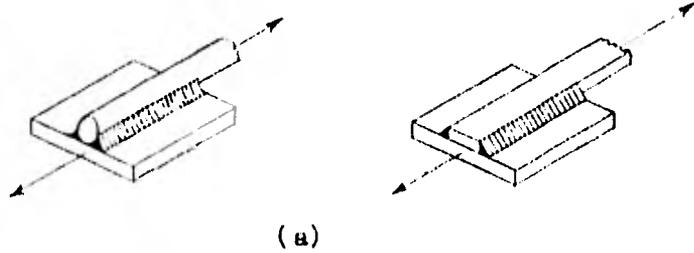
(c)



(d)



Аксессуары для кабелей. (а) зажим для кабелей с закрытым конусом, (б) зажим для кабелей с открытым конусом, (в) зажим для кабелей с опорой - резьбой внутренней, (г) зажим для кабелей с опорой - резьбой внутренней и внешней.



Conexiones para miembros en tensión. (a) conexiones soldadas, (b) conexiones roscadas y atornilladas, (c) horquilla roscada con barra de ojo, (d) extremo de una barra con ojal, (e) templador.

masiado cortas, tendrán que jalararse para colocarlas y pueden producirse esfuerzos iniciales no deseables en la estructura y en ellas mismas. Por esta razón, se requieren a menudo templadores o tuercas ajustables para absorber las variaciones en la longitud de las varillas.

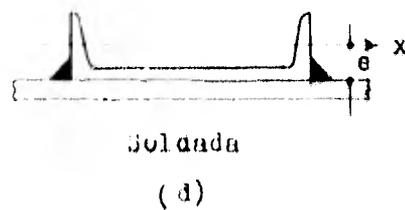
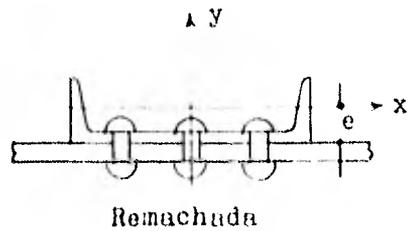
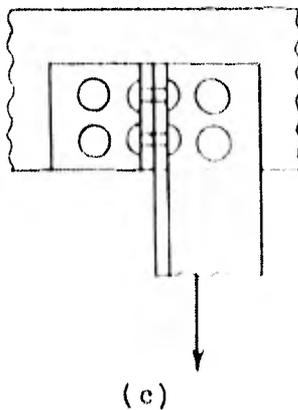
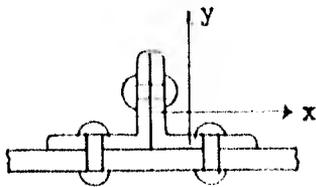
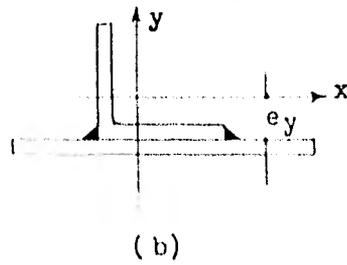
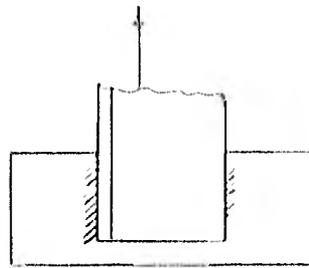
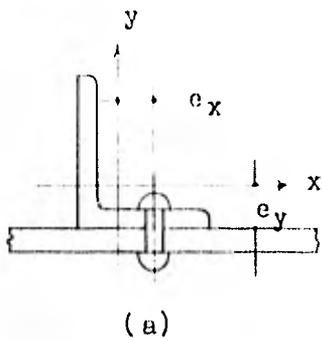
Perfiles estructurales simples .- Cuando se requiere una cierta rigidez, o cuando un miembro diseñado para tensión puede estar sometido a ciertas compresiones, los cables, varillas y barras no cumplirán con las necesidades del caso; en tal situación deben emplearse perfiles estructurales, sencillos o armados. El perfil laminado más sencillo y que se usa más a menudo como miembro a tensión es el ángulo; una objeción sería al uso de un solo ángulo es la presencia de excentricidades en la conexión. Las figuras 92a, b y c muestran conexiones empleadas para un solo ángulo, remachadas, soldadas y con un ángulo auxiliar en nudos.

Los ángulos tienen una rigidez considerablemente mayor que los cables, las varillas o las barras planas, pero pueden ser todavía muy flexibles si los miembros son de gran longitud; por lo tanto los ángulos sencillos se usan principalmente para contraventeos, miembros a tensión en armaduras ligeras, y en casos donde la longitud de los miembros no es excesiva.

Algunas veces las canales sencillas se emplean también en forma efectiva como miembros en tensión. La rigidez de una canal en la dirección del alma es alta, pero es baja en la dirección de los patines, por lo que no puede utilizarse para miembros largos, a menos que se le provea de armostramientos intermedios en la dirección débil.

Ocasionalmente se usan secciones estándar I y WF como miembros a tensión. Usualmente las secciones laminadas simples son más económicas que las secciones armadas y deben usarse, siempre y cuando pueda obtenerse la rigidez y la resistencia adecuadas, así como las conexiones convenientes.

Miembros armados .- Los miembros armados se obtienen conectando entre sí dos o más placas o perfiles, de modo que actúen como un miembro único (figura 93). Estos miembros pueden ser necesarios debido a requisitos de área, la que en ocasiones no puede suministrarse con un perfil laminado sencillo, o bien por requisitos de rigidez, ya que para una misma área puede obtenerse un momento de inercia mucho mayor con secciones armadas que con perfiles laminados sencillos; otra razón puede ser la necesidad de



Conexiones de extremo para perfiles estructurales sencillos, (a) conexión de ángulo, remachada o atornillada, (b) conexión de ángulo soldada, (c) conexión con un ángulo auxiliar, (d) conexión de una canal.

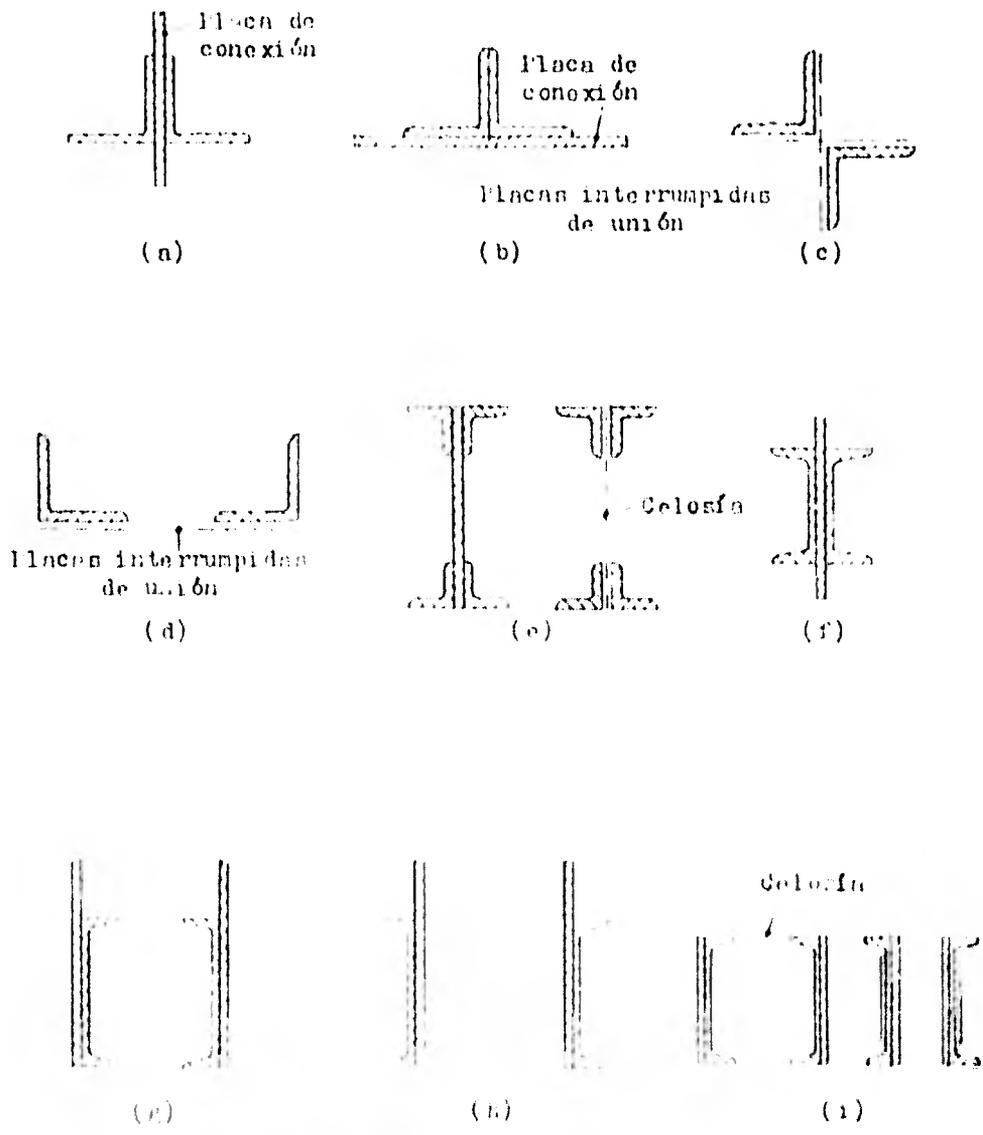
una conexión adecuada, cuando el ancho o el peralte requeridos para la conexión del miembro no puedan obtenerse con una sección laminar estándar. Otra ventaja de los miembros armados es que pueden hacerse suficientemente rígidos para que soporten compresión tanto como tensión.

Un miembro armado de uso común es una sección de dos ángulos los que pueden colocarse espalda con espalda, a ambos lados de una placa de conexión (figura 93a). Cuando se conectan a la misma cara de la placa (figura 93b), existe excentricidad en uno de los planos, sometiéndose simultáneamente a los ángulos a tensión y flexión. Una distribución en estrella (figura 93c) suministra una conexión concéntrica y simétrica, así como una rigidez un poco mayor. Cuando se desea tener una mayor área y simetría, en miembros principales, pueden usarse cuatro ángulos para formar un miembro (figura 93e). Estos ángulos se ligan entre sí por medio de celosías y/o placas de unión.

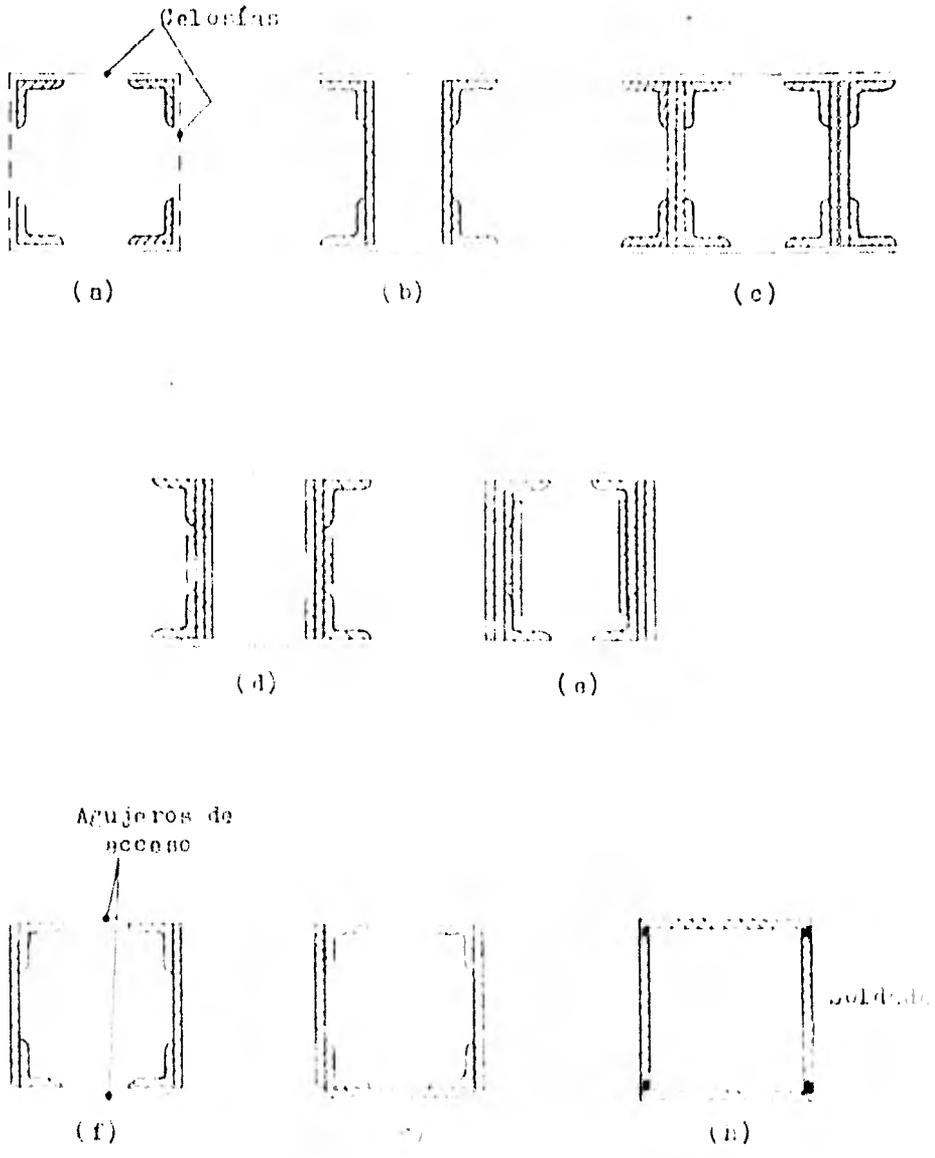
Para cargas medianas en armaduras de un solo plano pueden usarse dos canales espalda con espalda unidas entre sí por una placa central (figura 93f); este tipo de miembro no es muy común, ya que las cargas en las armaduras de un solo plano son usualmente ligeras y rara vez se requieren dos canales. En armaduras de dos planos frecuentemente se usan dos canales (figura 93g) con los patines hacia adentro, con objeto de simplificar las conexiones transversales y de reducir al mínimo las celosías; ocasionalmente se colocan los patines hacia afuera para suministrar una mayor rigidez lateral (figura 93h); este arreglo es común para los miembros a compresión. Cuando se requiere una mayor área, se agregan placas en las almas de los canales, como se muestra en la figura 93i.

Cuando se necesitan miembros más robustos, como en armaduras para puentes medios y pesados, se emplean frecuentemente secciones a base de ángulos y placas. Estas comienzan desde un mínimo de cuatro ángulos (figura 94a), y pueden requerir muchas placas y ángulos adicionales para canales de miembros sumamente robustos (figuras 94b, c, d, y e); las ventajas de estos miembros armados son su flexibilidad para adaptarse a cualquier peralte, ancho o área requeridos, la simplicidad de los empalmes y de las conexiones a las placas de unión, su capacidad para soportar compresión y su alta resistencia a la flexión.

Los miembros pequeños en sección son eficientes, pero difíciles de remachar o de soldar y requieren de agujeros de acceso en las placas (figura 94f); el uso de una cara de celosía facilita la



Muestran el uso de placas de conexión o de unión.



Diagramas de vigas cerradas hechas con *laminas y placas*.

fabricación y el montaje del miembro y frecuentemente es aceptable (figura 94g), aunque elimina la ventaja de la simetría del miembro. Por eso se más frecuente el uso de las celosías en ambos lados (figura 94e). La práctica actual es usar cuatro placas soldadas en las esquinas, sin agujeros de acceso (figura 94h).

#### Miembros en compresión.

Existen dos tipos de secciones disponibles para miembros en compresión : (a) secciones estándar laminadas y (b) secciones armadas.

a) Los tubos se usan para miembros en compresión que soportan cargas pequeñas y medianas; generalmente varían de 3 a 12" de diámetro y se fabrican en clasificaciones estándar, extrafuertes y doble extrafuertes, con áreas transversales que varían de 2 a 21 plg<sup>2</sup>.

En armaduras pequeñas y en contraventeos se usan miembros formados por un solo ángulo; los ángulos de dos lados iguales son los más convenientes, pero se usan también ángulos de lados desiguales. En armaduras en un solo plano, esto es, donde se emplean placas de conexión en un plano solamente, se usan comúnmente ángulos, con el objeto de simplificar las conexiones en los extremos.

Las canales sencillas, así como las secciones estándar, rara vez se usan como miembros en compresión, debido al valor pequeño de su radio de giro con respecto al eje paralelo al alma; sin embargo, si se suministran soportes adicionales en la dirección débil, pueden volverse secciones económicas.

Para edificios de acero, el tipo de sección más común para columnas es el perfil WF, ya que su conexión a las vigas es relativamente fácil y puede diseñarse de modo que sea bastante fuerte. La sección "T" es adecuada para armaduras pequeñas y se adapta bien a la soldadura. Otras secciones, tales como la Z, no se usan por lo general como miembros en compresión a causa de sus valores bajos del radio de giro y de las dificultades para diseñar conexiones adecuadas para ellas.

b) Cuando las secciones laminadas no pueden usarse satisfactoriamente para un miembro en compresión, deben fabricarse secciones armadas especiales. Estas pueden usarse por una o más de las siguientes razones :

- 1) Para suministrar una área transversal suficientemente grande que no podría obtenerse con ninguna sección laminada.
- 2) Para suministrar un perfil y un paraleleto especiales, que pueden facilitar las conexiones entre los diferentes miembros.

3) Para obtener un radio de giro suficientemente grande, o una relación más conveniente entre los radios de giro en las dos direcciones, que no pueda obtenerse con ningún perfil laminado.

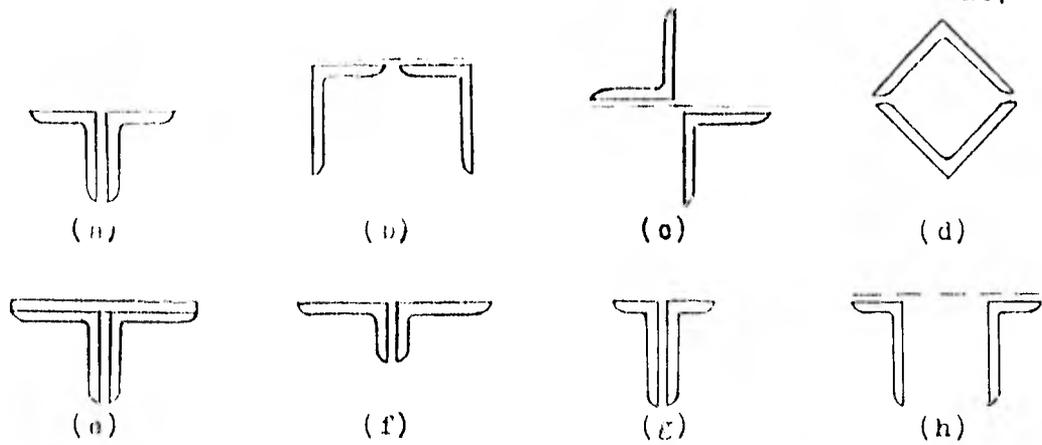
Por lo general, el uso de secciones armadas se restringe a estructuras de gran tamaño, en donde los miembros en compresión son largos y soportan cargas grandes.

La forma de la sección armada debe permitir facilidad de fabricación, de conexión y de mantenimiento, tal como pintura, así como también reducir al mínimo el material de la celosía.

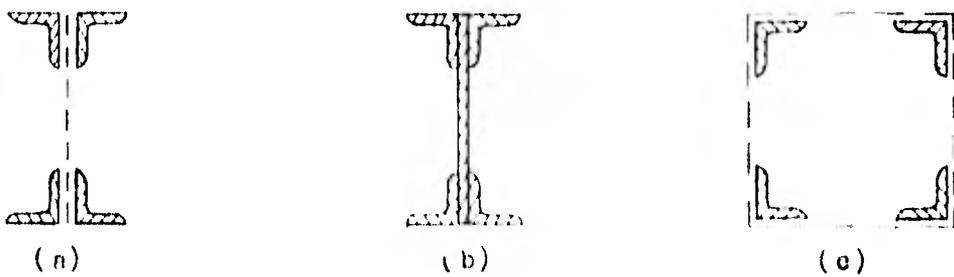
En las figuras 95 y 96 se muestran los tipos de secciones armadas para miembros en compresión.

#### Ménsulas.

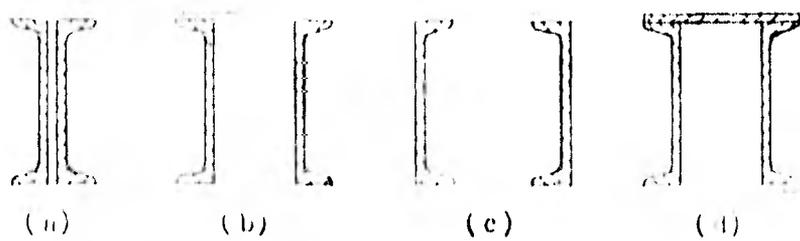
Las ménsulas son elementos estructurales que soportan cargas localizadas excéntricamente con respecto al centro de una columna. Para cargas ligeras, hasta de 16 toneladas, puede ser suficiente utilizar como ménsula un ángulo de asiento sin atiesar, remachado o soldado a la columna (figura 97a). Para cargas más pesadas puede usarse un ángulo de asiento atiesado o una "T" recortada (figuras 97b, c y d). Cuando las excentricidades son grandes, puede ser necesario diseñar ménsulas en voladizo, tales como las de las figuras 97e y f.



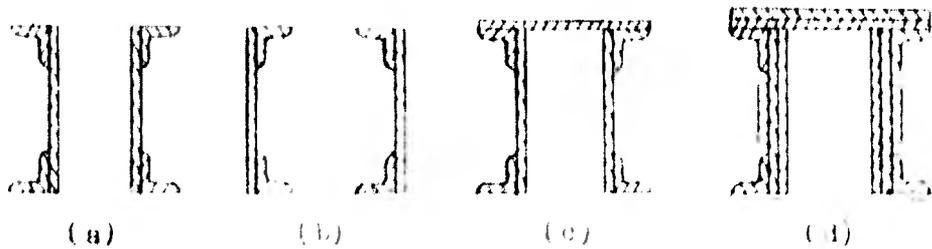
Miembros en compresión de ángulos dobles (las líneas punteadas indican las celosías).



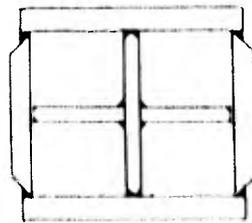
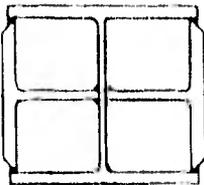
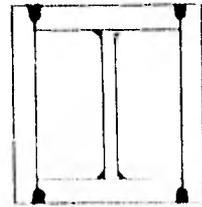
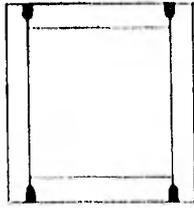
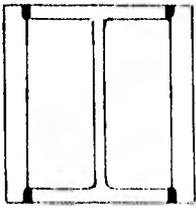
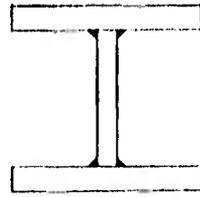
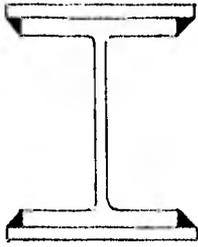
Columnas de cuatro ángulos.



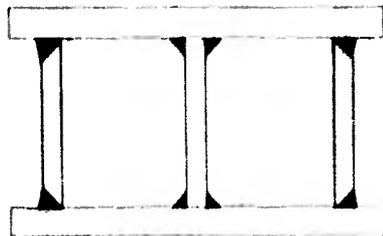
Columnas de dos canales.



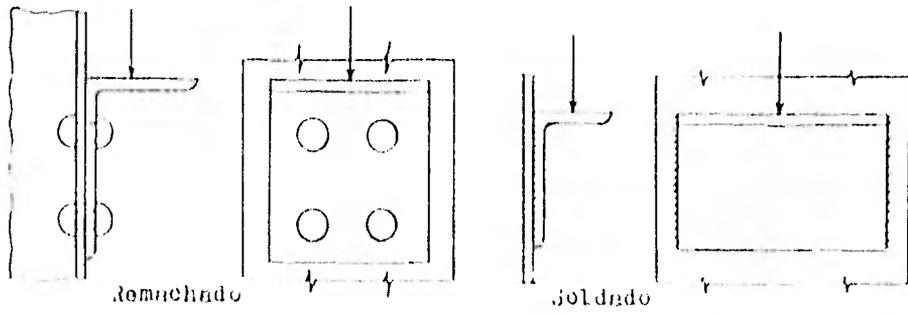
Columnas de placas y ángulos.



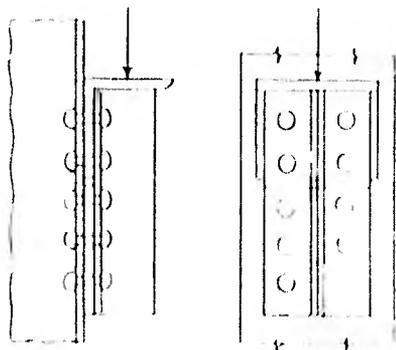
Columnas armadas



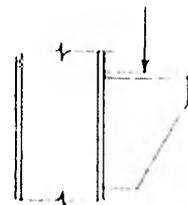
Columna pesada para un edificio  
de sección armada,



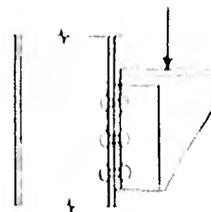
(a)



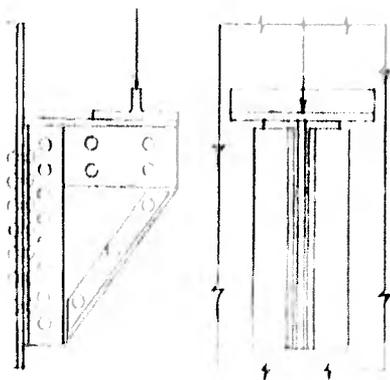
(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Resúmenes de columnas para vigas y trabes.

### Vigas o Traves.

Uno de los principales miembros de carga de los marcos de acero es la viga o trabe.

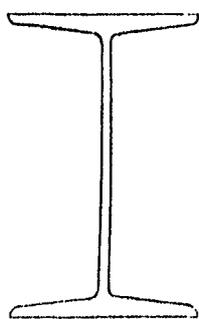
Las varillas, barras, ángulos y secciones "T" rara vez se utilizan como vigas, debido a su debilidad inherente para resistir flexión. Las secciones canal pueden utilizarse para soportar cargas pequeñas pero, debido a su debilidad en la dirección lateral, por lo general es necesario soportarlas o arriostrarlas lateralmente de alguna manera. Por lo común los perfiles más eficientes son los perfiles I, ya sea laminados o armados.

Actualmente se laminan dos tipos de vigas: los llamados perfiles estándar americanos (American Standard) y las secciones de alas o patines anchos (ver figura 98a y 98b). Las vigas estándar americanas, que fueron las primeras secciones para vigas laminadas, se fabrican en tamaños que varían de 3 a 24 plg. de peralte; para cada peralte hay de dos a cinco secciones de pesos diferentes, los que dependen del espesor del alma. Su variedad no es tan grande como la de los perfiles WF, los cuales varían en peralte de 4 a 30 plg., con 2 a 39 pesos distintos para cada peralte.

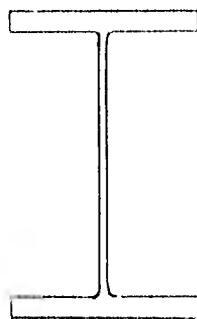
Mientras que las vigas estándar de un determinado peralte tienen la característica de conservar constante su distancia de extremo a extremo de los patines, los perfiles WF conservan constante la distancia entre los bordes interiores de los patines. El peso de las vigas estándar se aumenta mediante la separación de los rodillos con los que se lamina el alma, incrementándose así el espesor de ésta, sin un aumento apreciable en el de los patines. Por otra parte, el espesor de los patines de las secciones WF se pueden incrementar sustancialmente, en virtud de que pueden separarse tanto los rodillos que laminan los patines como los que laminan el alma.

Además de suministrar una variedad más amplia de secciones, los perfiles WF poseen muchas otras cualidades, en comparación con las vigas estándar. Las secciones WF son más ligeras que las vigas estándar para un mismo módulo de sección, en virtud de que se concentra mayor cantidad de material en los patines, que es donde puede resistir el momento flexionante más eficientemente que en el alma. Como su nombre lo indica ("patinea anchos"), se

Figura No. 39



(a)



(b)

Secciones laminadas para vigas. (a) Sección estándar americana  
(b) Sección de patines anchos.



Configuración cortada a golpe



Viga expandida

Extremo recortado

b) Viga corrugada.

patines de los perfiles WF son más anchos, de lo que resulte una mayor estabilidad lateral y una mayor facilidad para conectarlos a otros miembros. Estos patines mantienen un espesor uniforme en todo su ancho, mientras que el grueso de los de las secciones estándar de vigas varía gradualmente. El espesor uniforme de los patines facilita el remachado o la soldadura de las conexiones.

Además de los perfiles WF normales, existen también las llamadas Vigas Misceláneas (Miscellaneous beams), las cuales son más livianas que las secciones normales y pueden emplearse económicamente para construcciones ligeras. Otro tipo de viga liviana, llamada viga expandida o "acastillada", es la que se obtiene recortando el alma de una sección estándar en una forma predeterminada y uniendo después los segmentos en forma tal que se obtiene una configuración regular de agujeros en el alma (Figura 38c).

#### Trabes Armadas.

Las trabes armadas de alma llena son trabes formadas con elementos de placas y perfiles de acero, unidos entre sí por medio de remaches, soldaduras o tornillos.

Las trabes armadas pueden construirse con cualquier dimensión deseada, para ajustarse a los requisitos particulares de cada caso.

Se usan en construcciones pesadas, en donde las vigas laminadas disponibles no tienen la resistencia suficiente para soportar las cargas.

En trabes soldadas generalmente se usan sólo placas para formar los patines, mientras que en las trabes remachadas casi siempre se requieren ángulos para éstos. Una trabe remachada requiere estrechadores de ángulo, con una de sus laterales remachados al alma.

En una trabe soldada, sólo se requieren placas para estrechar, ahorrándose en esta forma el material de uneste los lados del ángulo. Los estrechadores en las trabes soldadas pueden ser perfiles, placas cortadas a cizalla, no requiriéndose ni cepillarlos, ni hacerlos dobleses o utilizar placas de relleno. En las trabes remachadas se necesita cepillar el espaldar y hacer dobleces bajo los ángulos estrechadores cuando las especificaciones así lo requieren, o cuando los talleres no tienen máquinas para ferrillar.

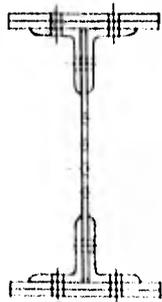
En las trabes remachadas el espaldar de los patines y el alma requieren material adicional para las placas de estrechar, o para

trabes soldadas, el uso de soldaduras a tope para empalmar patines y almas origina ahorros en el material y, por lo general, una reducción en el costo.

Además de las secciones típicas que se muestran en las figuras 99a y 99b, se pueden utilizar otras secciones tales como las de las figuras 99c, d y e.

La figura 99c es una trabe armada remachada construida con vigas y canales laminadas. El uso de trabes laminadas ahorra parte del trabajo de remachado, mientras que el uso de canales incrementa la rigidez lateral, lo que es conveniente, sobre todo si la trabe no está soportada lateralmente o si existe flexión en el plano horizontal. La figura 99d ilustra una trabe de sección especial denominada trabe delta, y la figura 99e muestra una trabe en cajón, que puede emplearse cuando se tengan cargas pesadas y esté limitado el peralte de la trabe.

Figura No. 19



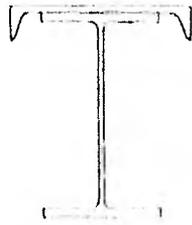
(a)

Trabe armada con chavetas  
(elevación y corte).

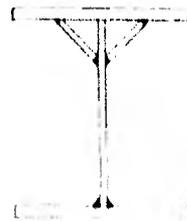


(b)

Trabe armada soldada  
(elevación y corte).



(c)



(d)



(e)

### Tipos de edificios con estructura de acero.

Los edificios de acero pueden subdividirse en tres categorías: edificios de un solo piso, edificios comerciales de varios pisos y edificios especiales, caracterizados por claros muy grandes. Algunos edificios industriales, como las plantas de energía y las plantas químicas o de proceso, son de un tipo intermedio, ya que requieren una estructura de varios pisos en una parte del edificio y una estructura de un solo piso en el resto.

Por muchos años, los edificios industriales de un solo piso fueron de los llamados "edificios tipo fábrica". Se caracterizaban por usar armaduras para soporte del techo, por los grandes claros entre columnas, por las pocas divisiones o muros interiores, si es que existían algunas, y por la existencia de equipo industrial dentro del edificio, tal como las máquinas.

En la actualidad se construyen muchos edificios industriales del tipo de marco rígido. La principal ventaja del edificio convencional tipo fábrica es la economía del techo, ya que las armaduras pueden construirse a un costo relativamente bajo. Tienen, por otro lado, numerosas desventajas, como son las condiciones desfavorables de iluminación, la necesidad de arriostamiento excesivo y una apariencia que por lo general no es agradable; muchas de estas desventajas pueden eliminarse utilizando diseños a base de marcos rígidos.

Los muros exteriores de los edificios industriales pueden ser de concreto precolado o colado en sitio, de bloques de concreto, de mampostería de tabique, o de lámina metálica. Si se usa lámina metálica, ésta es soportada mediante largueros de pared conectados a las columnas; por lo general, los muros metálicos no son de carga, pero deben ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas laterales ocasionadas por el viento o los sismos. En edificios ordinarios de un solo piso es sencillo cumplir con este requisito; si se usan largueros de pared, deben diseñarse para transmitir las cargas laterales a las columnas o a otros elementos de soporte.

Los muros interiores se hacen a menudo de bastidores de madera o de metal, recubiertos con yeso u otro tipo de acabado. Cualquiera que sea el sistema de revestimiento seleccionado, éste deberá ser hermético, resistente a la corrosión, a prueba de fuego y económico.

Los edificios típicos de varios pisos se caracterizan por una estructuración uniforme en planta, con crujeías rectangulares; son representativos de los edificios de apartamentos, edificios de oficinas, hoteles, edificios públicos y otros tipos similares. El piso o las losas de piso se soportan, en cada nivel, sobre vigas (o largueros de celosía) y trabes; las trabes y algunas de las vigas se apoyan sobre columnas, las cuales generalmente son continuas a través de los pisos. Algunas veces, una área grande de los niveles inferior debe estar libre de columnas, como en los teatros, auditorios y otros edificios públicos; en tales casos es necesario discontinuar algunas de las columnas de los pisos superiores y soportarlas mediante grandes trabes o ramaduras.

Algunos edificios especiales, tales como gimnasios, auditorios, terminales de transportes y hangares, requieren a menudo áreas grandes, sin obstrucciones causadas por columnas; estas estructuras pueden realizarse a base de arcos, armaduras de claros grandes, marcos rígidos, trabes o bien sistemas suspendidos.

#### Armaduras.

El tipo de armadura de techo escogido para un edificio determinado depende en gran parte de la pendiente requerida del techo y de las condiciones de iluminación.

La armadura Fink es adecuada para pendientes grandes, las armaduras Howe o Pratt, para pendientes medianas, y la Warren para pendientes pequeñas. Cuando se desea, pueden montarse tragaluces o linternillas en la parte alta de la mayoría de las armaduras.

A menudo se emplea una estructura en "diente de sierra" para diseños asimétricos que deban recibir iluminación natural.

El espaciamiento entre armaduras queda determinado por la separación requerida entre columnas y por consideraciones de costo mínimo de la estructura en conjunto; el espaciamiento económico entre armaduras varía por lo general entre 4.50m y 10m., tomándose el límite menor para armaduras de claro corto y el mayor para claros grandes, de 30m o más.

La distribución de los tableros de una armadura dependerá del espaciamiento entre los largueros, y que es económico colocar éstos en los nudos de la armadura, para evitar flexión en la parte superior.

La sección más común para los miembros de una armadura de

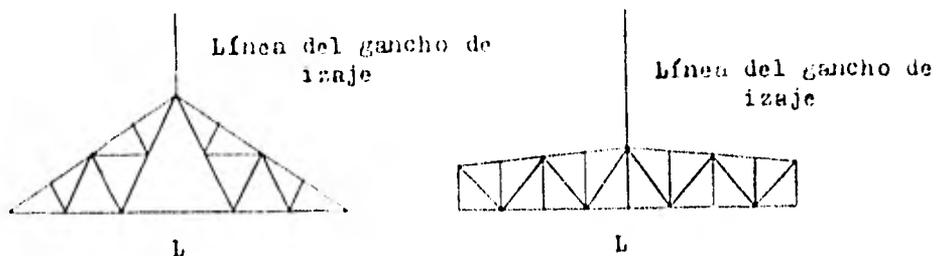
techo está formada por dos ángulos, espalda con espalda, o por una T estructural. Cuando la carga es ligera y el claro es corto, a menudo es suficiente una sección de un solo ángulo, la que puede usarse pese a su falta de simetría; esto es cierto especialmente para los miembros de alma que soportan sólo esfuerzos nominales. Para armaduras pesadas de techo pueden requerirse algunas de las secciones armadas tales como las mostradas en las figuras 93 y 94.

Por conveniencia de fabricación, a menudo es económico conservar la misma sección en una cuerda de armadura, a lo largo de varios paneles, aunque los esfuerzos calculados difieran apreciablemente para dichos paneles. En armaduras pequeñas que se fabrican en taller y que se embarcan al lugar de montaje en una sola pieza, a menudo no existen empalmes en las cuerdas, excepto en la cumbra o partesaguas. Tanto las armaduras de tamaño mediano como las grandes se embarcan en varias partes; de este modo, es frecuentemente conveniente cambiar la sección de la cuerda aprovechando los puntos de empalme para montaje. Las armaduras Fink se embarcan frecuentemente en cuatro partes (figura 100b); dos secciones mayores (1) y (2), la porción central de la cuerda inferior (3), y el montante central (4) de la armadura. Así, la cuerda superior se hace de una sola sección uniforme, y la cuerda inferior de dos secciones distintas.

Por lo general, las armaduras ligeras y medianas de diseño simétrico se izan de la cumbra para el montaje (figura 100b). Para evitar el pandeo de la cuerda inferior, es necesario darle una dimensión adecuada para que soporte los esfuerzos de compresión que se desarrollan durante el izaje. Existe una relación empírica dada por  $b/L = 1/125$ , en donde  $b$  es el ancho de la cuerda inferior en el centro de la misma y  $L$  es la longitud del claro.

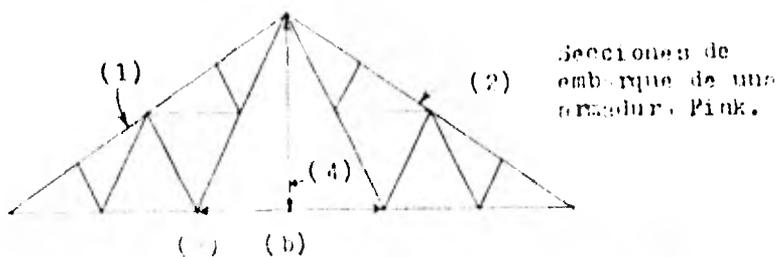
Los largueros son vigas secundarias que cubren el claro entre las armaduras para transmitirles las cargas que provienen de la cubierta del techo. Se colocan con separaciones de 0.60 a 1.50 m o mayores, según el material de cubierta. Por lo general, se hacen de vigas I o canales (figura 100c y 100d), aunque ocasionalmente se emplean largueros de ángulos y de dos barras redondas en colofía.

Los largueros se diseñan como vigas libremente apoyadas, continuas, o en voladizo.



(a)

Montaje de una armadura en una sola pieza.



(b)



Soldar el listuero de  
techo al fuste  
colector



elevarla

(c)

Quedar superior de  
la armadura

Soldar el listuero de techo a  
la armadura.

Detalles de fabricación: (a) Llave de los cables, (b) Llave de  
acción.

### Tipos de miembros de lámina delgada de acero.

Los miembros de lámina delgada se usan ampliamente en estructuras sometidas a cargas ligeras y moderadas, o bien en claros cortos. Para tales estructuras a menudo es antieconómica la utilización de perfiles laminados convencionales, porque sería muy pequeño el esfuerzo que se desarrollaría en el perfil mínimo disponible. La ventaja de los miembros de lámina delgada estriba en la facilidad que hay para formar una gran variedad de perfiles, diseñados para utilizar el material con efectividad y para simplificar y acelerar las operaciones de construcción. Puede obtenerse una economía considerable mediante la producción en serie de elementos estructurales estandarizados.

La forma de los miembros de calibre delgado varía según su aplicación, como es el caso del diseño de paneles de techo y de piso, de largueros y de otros miembros estructurales individuales.

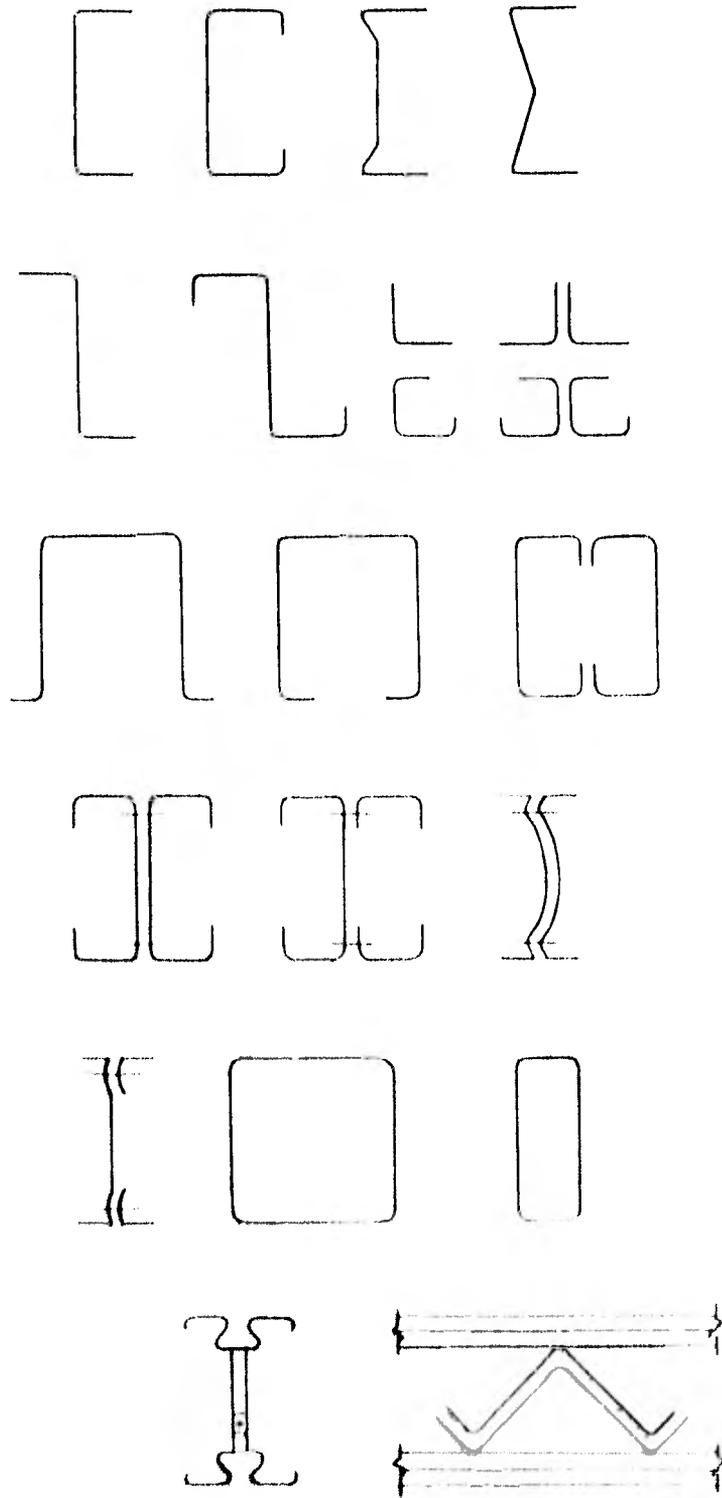
Los miembros estructurales de lámina delgada se forman en frío, a partir de láminas o tiras de acero, con espesores que fluctúan de un calibre 18 (0.047 plg = 1.2 mm) a corvo de 1/4 plg (6.35 mm).

Los perfiles comunes son canales, zetas, ángulos, secciones de "hombrera", miembros tubulares, tees, y secciones I (ver la figura 101).

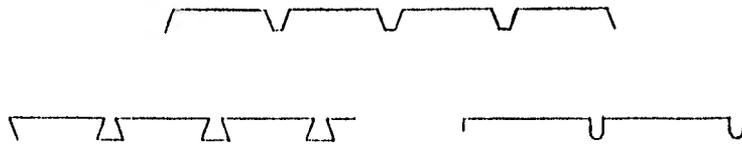
Estas secciones, de un 30 cm de peralte, pueden soportar cargas considerables y se usan como miembros estructurales principales en edificios hechos de serie pisos de altura.

En otra categoría se incluyen secciones formadas en frío, manufacturadas por lo general en paneles, para usarse en cubiertas de techo y en paredes y paredes; en la figura 102 se ilustran varias de estas secciones. Los espesores utilizados varían por lo general de calibre 20 (0.015 plg = 0.4 mm) a calibre 14 (0.75 plg = 1.9 mm) para paneles de peralte de 2.5 cm (1 1/2 plg) a 19 cm (7 1/2 plg).

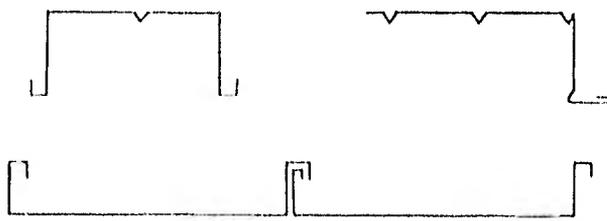
En la figura 103 se indican los calibres nominales por medio de los cuales se designa el espesor de las láminas sin recubrir.



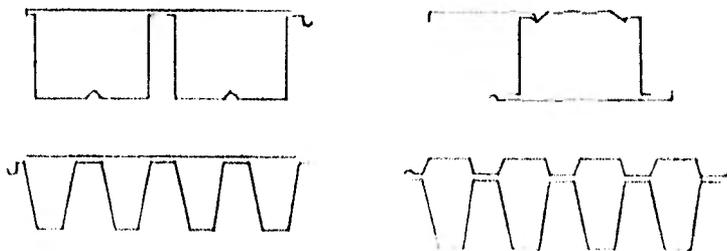
Secciones estructurales individuales, formadas en frío.



Cubiertas para techo



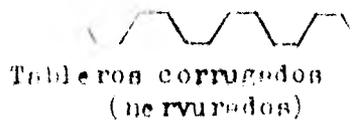
Cubiertas para techo en claros grandes



Tableros para piso y techo



Tablero para muros de cortina



Tableros corrugados  
(nervurados)



Láminas cruzadas

Cubiertas, paneles y láminas corrugadas.

## ESTRUCTURAS MIXTAS.

Combinación de acero y madera.

Vigas armadas.

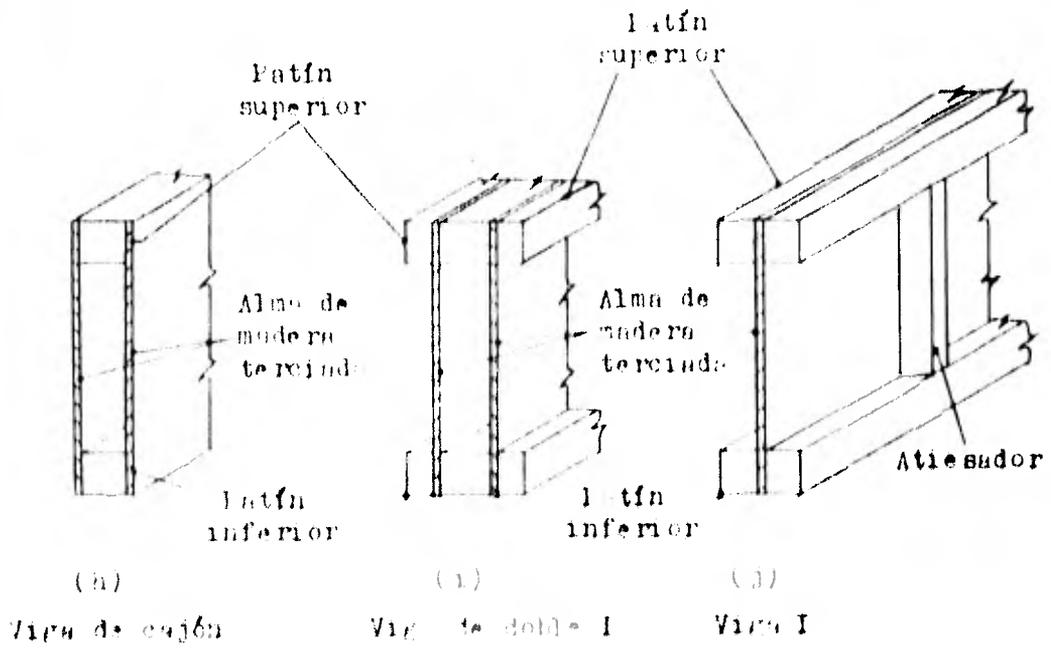
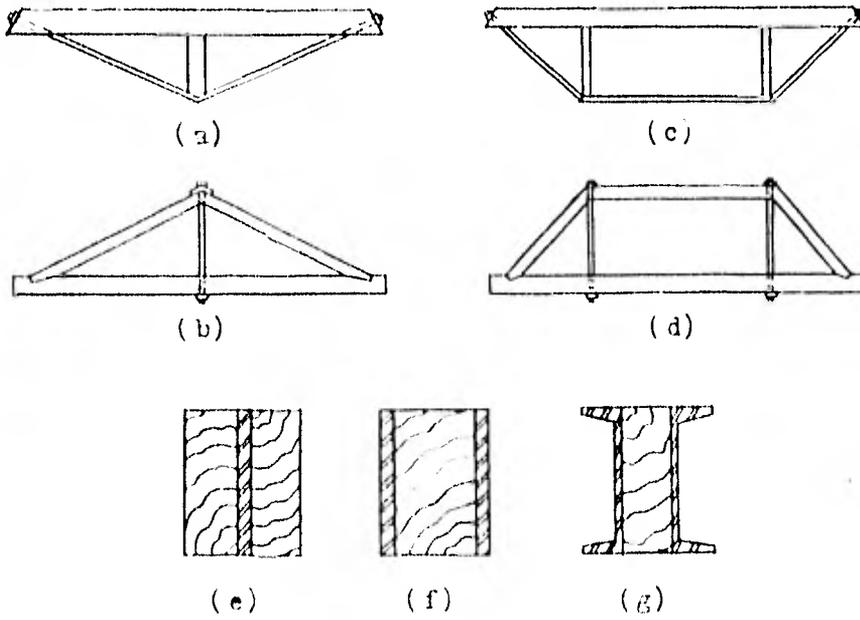
Debido a que las vigas de acero estructural se consiguen con facilidad en la mayor parte de las regiones del país, las vigas armadas (o atirantadas) de madera se usan poco. Los cuatro tipos usuales se muestran en la figura 103. En los tipos ilustrados en la figura 103a y 103c, los miembros a tensión situados debajo de la viga son varillas de acero o de hierro dulce. Los compuntes, o miembros verticales, son usualmente de madera. En los tipos mostrados en las figuras 103b y 103d en las que los miembros están colocados encima de la viga, los miembros verticales están a tensión y pueden emplearse varillas.

Vigas con elementos metálicos.

Las vigas compuestas con elementos metálicos se construyen sujetando entre sí vigas de madera con secciones de acero, unas al lado de otras. Aunque fueron comunes en el pasado, su uso se ha eliminado por la aparición de las vigas de acero estructural. Se presenta esta breve exposición de las vigas con elementos metálicos para ilustrar el uso de dos materiales que tienen módulos de elasticidad diferentes y que se usan formando una unidad. Combinados de este modo, la madera y el acero no constituyen una forma eficiente de construcción, porque la madera no puede hacerse trabajar a todo el esfuerzo permisible para su fibra extrema. Una viga de madera reforzada con placas de acero forma una viga compuesta en la que las deformaciones en las fibras del acero y de la madera son iguales.

Vigas compuestas de triplay.

Pueden diseñarse vigas estructurales compuestas y encollar con la forma de vigas de cajón, de vigas en I o de doble I, como se muestra en la figura 103h, i y j. En estas vigas el miembro del alma es de triplay; los patines pueden ser piezas sólidas o laminadas.



## Combinación de acero y concreto.

### Estructuras compuestas de acero y concreto.

En las estructuras mixtas, normalmente se combina el acero con el concreto, ya sea para protección del acero o como complemento para el servicio de la estructura.

Como protección del acero estructural, el caso más común es el revestimiento de concreto de los miembros de acero tales como columnas, trabes, vigas, nervaduras, etc., para evitar la corrosión y la acción del fuego en caso de incendio.

#### I.- Columnas de acero estructural y concreto.

##### a) Columnas recubiertas solo para protección contra incendio.

Para temperaturas arriba de 1000°C es recomendable una protección que dure más de 2 horas. En caso de edificios altos (6 pisos o más), se recomienda una protección que dure 4 horas.

El espesor del recubrimiento generalmente es de 10 a 15 cm. dependiendo del ancho y espesor de los patines o lados del perfil estructural según sea el caso.

El armado mínimo del recubrimiento, no necesariamente deberá resistir las altas temperaturas ya que lo importante es preservar el acero estructural. (figura 104).

##### b) Columnas recubiertas como elemento de refuerzo.

Normalmente se usa este tipo de columnas compuestas de acero y concreto en casos de remodelamiento, donde existe una sobrecarga en las columnas originalmente de acero; también se emplean cuando se requiere rigidizar las columnas; o bien en estructuras de concreto donde se desea reducir la sección de las columnas.

La interacción entre el concreto y el acero se logra por medio de un dispositivo mecánico llamado conector de cortante.

Los conectores de cortante pueden ser en la forma de canales, vástagos salientes o espirales y sirven para transmitir el cortante longitudinal del concreto al acero, así como también para evitar que el concreto se desprenda del perfil.

Se debe cuidar que los conectores diseñados no sean demasiado grandes tanto en sección como en longitud, para evitar problemas de colado (producción de hoquedades). Para esto, se puede reducir el espaciamiento entre conectores, evitando que sus secciones tengan lados mayores de 5 cm y su largo no sobrepase los 10 cm. (ver la figura 105).

##### c) Columnas rellenas de concreto.

Estas columnas son menos comunes en edificios. Este relleno puede ser de concreto simple o reforzado.

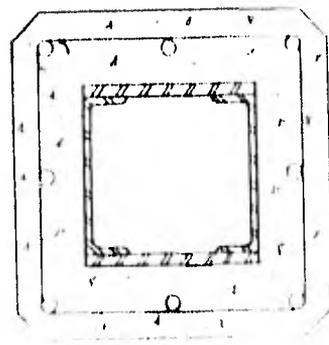
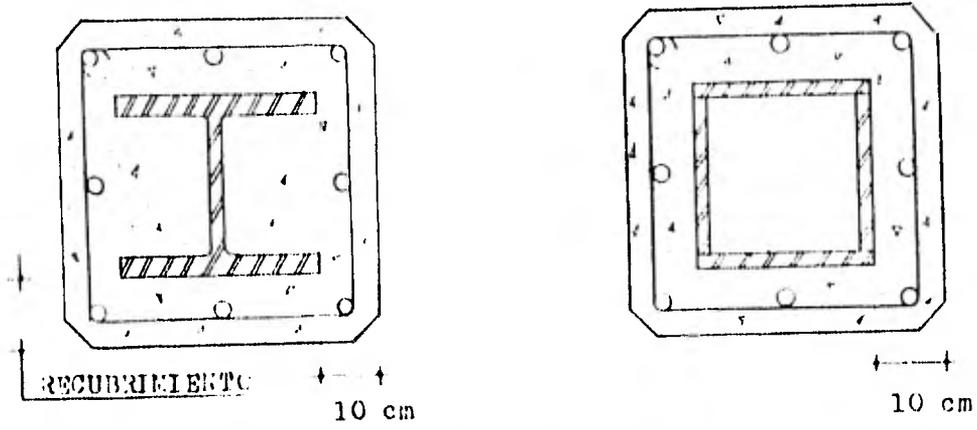


Figura No. 104

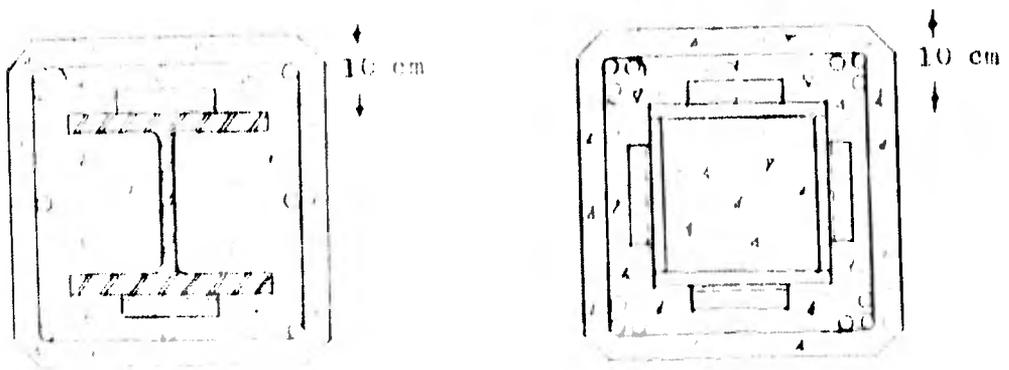


Figura No. 105

## II .- Trabes, vigas y nervaduras.

### a) Trabes recubiertas sólo como protección.

Los recubrimientos y armados requeridos, serán los mismos que se indicaron para el caso de columnas (Figura 106).

Estos recubrimientos permiten reducir el armado de las losas, cuando el espaciamiento de las vigas o largueros es menor de 3 m.

El concreto debe ser monolítico con el de la losa.

### b) Trabes recubiertas para soportar las cargas conjuntamente con el acero.

Se presentan dos casos de este tipo de elementos compuestos. El primer caso ocurre cuando en una estructura de concreto, se requiere reducir el peralte de las vigas o nervaduras, y el segundo caso cuando en una estructura existente, se requiere incrementar la rigidez o capacidad de carga de las vigas de acero.

En el primer caso, conviene que la viga de acero quede dentro de la losa para minimizar el peralte total y eliminar la necesidad de los conectores por cortante. (figura 107 ).

En el segundo caso, los espesores y armados mínimos del recubrimiento se determinan con el mismo criterio que en el caso de columnas. (figura 106 ).

El armado inferior de la viga deberá ligarse al patín inferior del perfil de acero, en caso necesario, usando conectores o espaciadores soldados entre ambos.

## III .- Losas de concreto sobre elementos de acero estructural.

Como complemento de las estructuras y para su servicio, las soluciones más comunes, se encuentran en losas de piso, escaleras y muros.

### a) Losas sobre trabes, vigas y nervaduras de acero.

Este caso es muy común y frecuente en los edificios e instalaciones de diverso tipo, donde se tienen entrapisos y techos de concreto sobre estructuras de acero.

En el caso de trabes, normalmente resulta más económico usar secciones compuestas de tres placas, con el patín inferior sustancialmente mayor que el superior, o un perfil comercial con cubreplaca en el patín inferior; si la trabe se diseña de celosía, resultará más económico hacer mayor la sección de la cuerda inferior (figura 108 ).

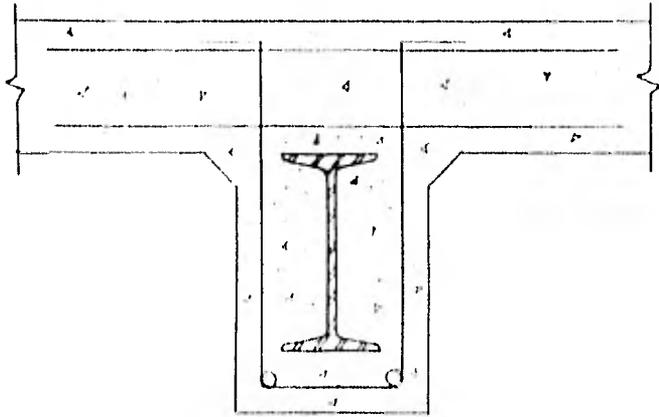


Figure No. 106

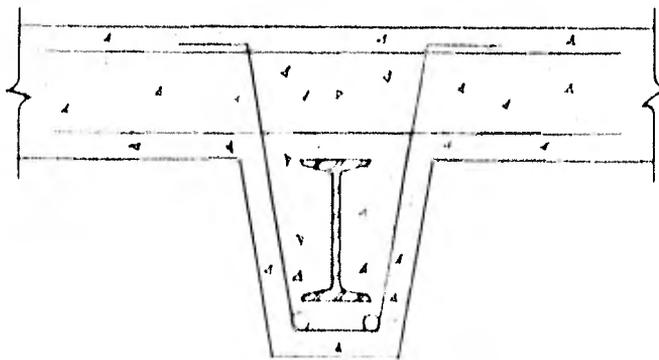


Figure No. 107

Para vigas o largueros en sección compuesta, también se aplica la anterior solución (para el caso de trabes), con excepción de las secciones estándares con cubreplacas, donde el ahorro que se obtiene en material, generalmente se pierde en el sobre costo y retraso de fabricación.

b) Losas sobre lámina acanalada.

Existen en el mercado productos de lámina acanalada expresos para cimbrado de entrepisos de concreto y otras que incluso proveen un armado. Estos materiales facilitan el trabajo de cimbrado, y en el caso de estructuras de acero, bastará fijar la lámina con algunos puntos de soldadura, solo para evitar su deslizamiento durante el colado del concreto (figura 109).

IV .- Escaleras de acero estructural y concreto.

a) Alfardas de acero estructural y escalones de concreto.

En las plantas industriales son muy comunes las escaleras de acero estructural con escalones de regillas. Sin embargo, aunque en menos escala, se utilizan frecuentemente escaleras de alfardas de acero estructural y escalones de concreto, que son más económicos que las regillas.

Los escalones de concreto pueden ser de dos tipos: de concreto precolado simplemente reforzado y con marco de acero.

En muchos edificios públicos y aún particulares, se llegan a ver este tipo de escaleras.

Los escalones de concreto precolado son los más económicos y solo requieren una superficie antiderrapante y conectores para fijación en las alfardas. Estas a su vez pueden ser de dos tipos: con alfardas laterales, o con alfardas inferiores.

V .- Muros de concreto en estructuras de acero.

a) Como elementos de rigidez.

Se encuentran generalmente en el perímetro del edificio, donde pueden suministrar mayor rigidez al edificio, contra movimientos laterales causados por la acción de sismos o empuje del viento.

Estos de de luego se diseñan donde se requieren muros por requisitos estéticos, además de la rigidez.

Estos muros son colados entre columnas o al exterior de ellas.

En ambos casos, los muros son diseñados para absorber las fuerzas

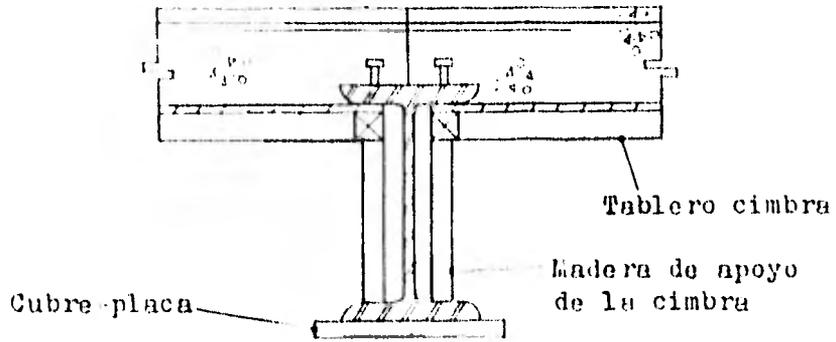


Figura No. 103

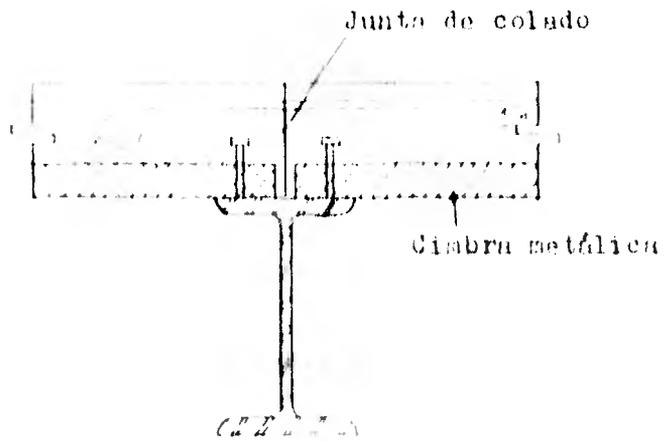


Figura No. 104

horizontales que resulten del análisis sísmico o empuje de viento.

Cuando los muros estén entre columnas con espaciamiento no mayor de 5 m. será suficiente tener conectores que solo aseguren la posición vertical, e incluso no serán necesarios, si el muro se ensancha de manera de abarcar los patines de las columnas.

Cuando los muros estén entre columnas con espaciamiento mayor de 5 m., es recomendable soldar varillas ("Barbas") a las columnas; lo mismo se hace en las trabes, si estas tienen espaciamientos del mismo orden. Habrá que cuidar también, de dejar de colar una franja central, para minimizar los efectos de contracción por fraguado del concreto.

También se adicionan varillas diagonales en los nudos de la estructura, para absorber la concentración de esfuerzos que se origina en las esquinas de los muros.

Cuando los muros están solo en contacto con una de las caras de las columnas, se recomienda siempre soldar varillas de soporte.

El diseño de estas varillas, se obtiene del resultado del análisis sísmico que se desarrolle. Si las fuerzas horizontales son grandes, podrá resultar conveniente el uso combinado de conectores con varillas soldadas. (figura 110 ).

b) Muros como elementos estéticos.

Generalmente cuando los muros operan como elementos estéticos únicamente, éstos se hacen en piezas precoladas que posteriormente se fijan a la estructura. Esto permite obtener un mejor acabado de la superficie, ya sea lisa o con grabado, e incluso si se desea, con agregado expuesto.

## VI .- Ménsulas de acero estructural en columnas de concreto.

En las estructuras de concreto complementadas con acero estructural, los casos más comunes son: puntales, ménsulas, rejillas de piso, juntas de dilatación, soporte de vigas, conexiones de elementos precolados, etc.

a) Ménsulas en posición definida.

Se presenta normalmente en aquellos casos en que se soporta un equipo ligero (tuberías, transportadores, etc.) que se fija con mayor facilidad a un elemento de acero estructural que bien por facilidad y rapidez en el programa de construcción.

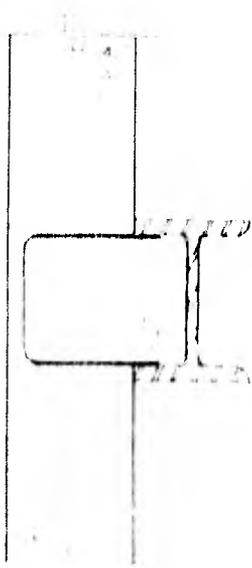
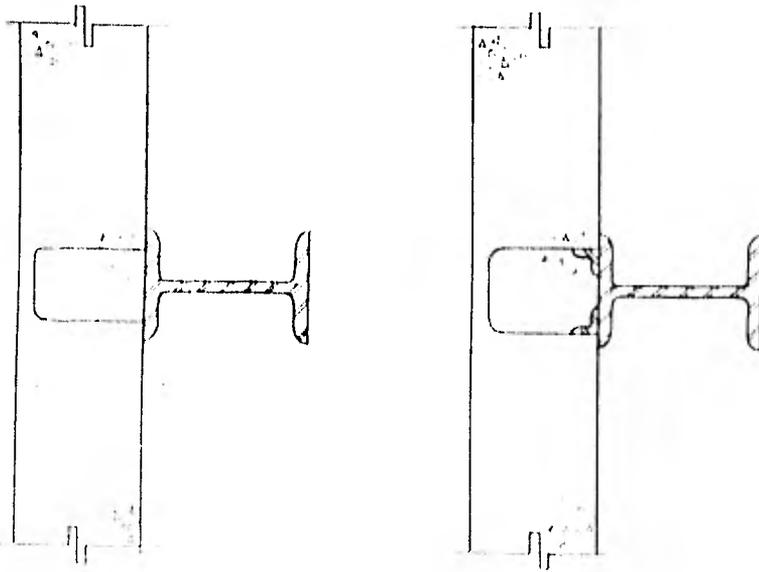


FIGURE No. 110

Large de ... ..

b) Ménsulas en posición indeterminada.

Con frecuencia se presenta el problema de no tener definida la posición de los servicios o equipos, que quedan soportados por ménsulas. En estos casos lo que normalmente se hace, es dejar placas corridas a lo largo de la columna. Solo en casos no previstos en los que no existan problemas de vibración, podrán usarse taquetes metálicos; esta solución desde luego es más económica que el uso de placas corridas.

Una última solución cuya economía puede ser intermedia a las antes mencionadas, es la de dejar agujeros a cada 20 o 30 cm a lo largo y a través de las columnas; las ménsulas en estos casos tienen una placa suficientemente larga, para anclarse en dos de los agujeros. (figura 111 ).

VII .- Rejillas de piso.

a) Como cubiertas de drenajes.

Es el caso más común en pisos de concreto, donde se requieren drenes abiertos, pero que a la vez , se pueda transitar sobre ellos.

Se recomienda generalmente que las soleras de la parrilla, se coloquen transversalmente al dren, sin embargo, hay casos en que conviene colocarlas longitudinalmente, ya sea por la dirección del tránsito, o para evitar desperdicios excesivos de las parrillas.

En ambos casos se debe bordear el dren con ángulo protector de las aristas de concreto, además de proveer de asiento a la parrilla.

En el segundo caso se tendrán que colocar soportes transversales al canal para soportar la parrilla longitudinal.

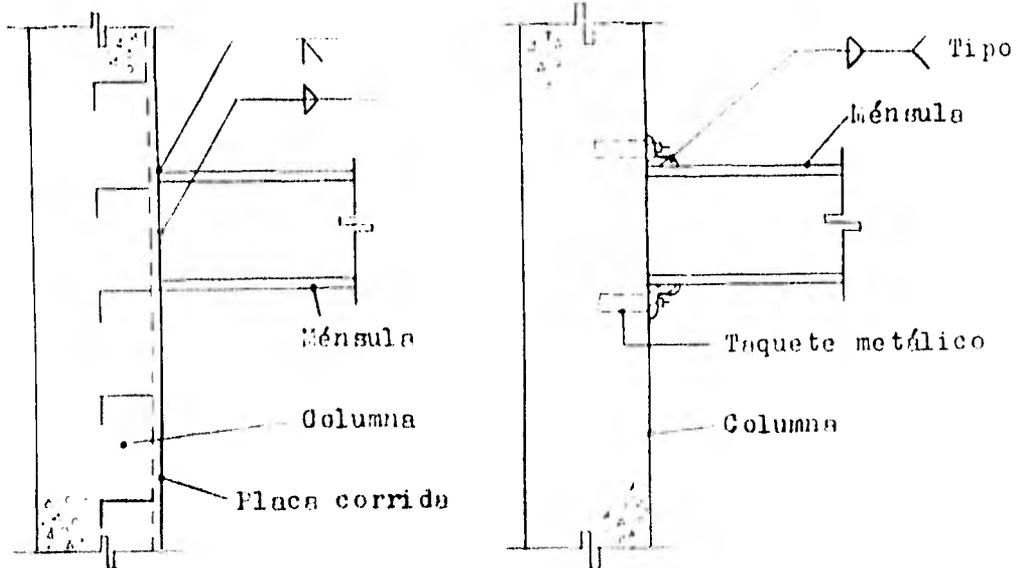
VIII .- Juntas de dilatación.

a) Para edificios.

Se hace referencia aquí, a las preparaciones o mecanismos que protegen las juntas de construcción en áreas de circulación o tránsito.

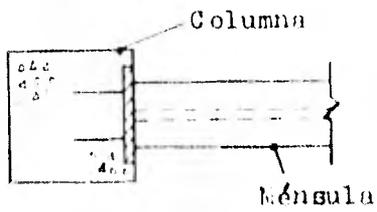
Se entiende como junta de construcción, a aquellas que separan cuerpos de edificios o instalaciones, que están contiguos pero estructurados independientemente.

Estas preparaciones o mecanismos deben trabajar primordialmente para evitar el desmoronamiento de las aristas de la junta de con-

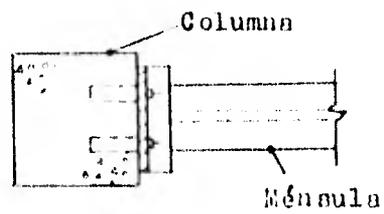


ELEVACION

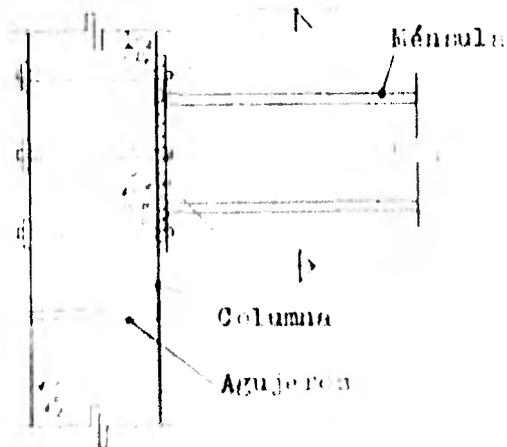
ELEVACION



PLANTA



PLANTA



ELEVACION



PLANTA

trucción, que de otra forma se presentarían en mayor o menor grado de acuerdo con la índole o intensidad del tránsito.

#### IX .- Estructuras mixtas.

Las estructuras mixtas, se encuentran cada vez con mayor frecuencia. Como ejemplos se citan : las estructuras de elementos verticales de concreto y techo de acero estructural, sistemas de piso o entrepisos de concreto reforzado con columnas de acero, torres de concreto (como elemento rigidizante de un edificio) con estructura de acero, etc.

##### a) Cimentación de concreto y estructura de acero.

Aceptando a las cimentaciones como elementos estructurales, se puede decir que este tipo de estructura mixta es la más común en los edificios cuya superestructura es de acero (con cimentación de concreto).

En estas estructuras existen dos formas de desplantar las columnas de acero : la primera consiste en desplantar directamente sobre el concreto, y la segunda en dejar un espacio que se rellena posteriormente al montaje, con mortero de cemento y aditivo controlador de contracciones de fraguado.

El primer sistema requiere una buena supervisión de la fabricación de las columnas de acero y acabado de la superficie de la cimentación, de manera que se asiente adecuadamente la columna y quede la placa base totalmente en contacto con el concreto.

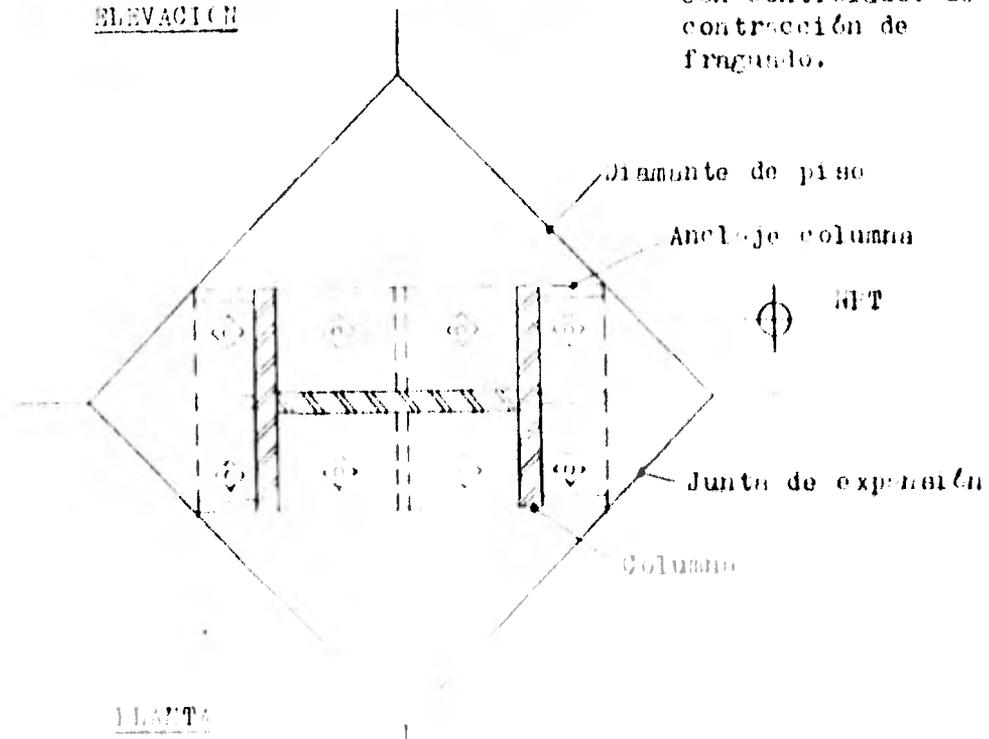
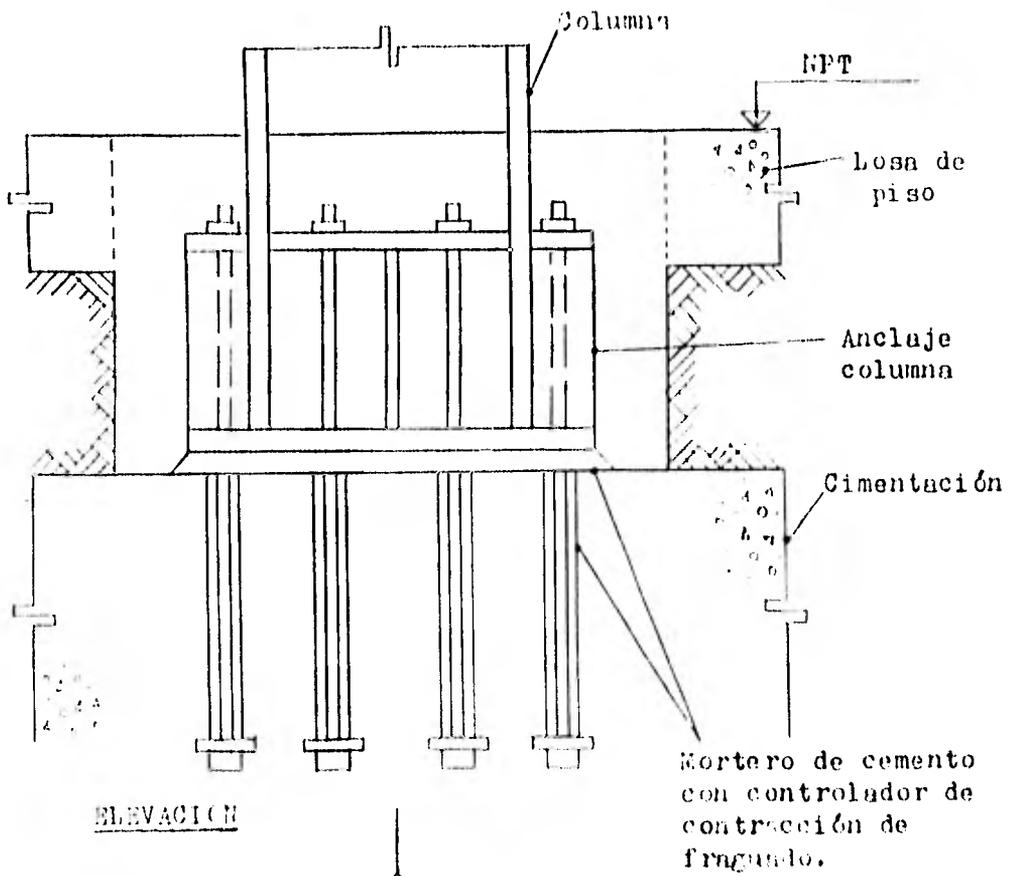
La ventaja que se obtiene en este caso es la rapidez de montaje de las columnas.

El segundo sistema es el más común y permite tolerancias en la fabricación de las columnas y de sus cimentaciones.

Por otro lado en este segundo caso, el desplante de las columnas puede quedar abajo del nivel del piso, al mismo nivel, o arriba de éste.

Los diseños de desplante de columna abajo del nivel del piso, generalmente se prefieren cuando el anclaje de ésta requiere mucho espacio, quedando arriba del nivel del piso solamente el área de la columna, o puede suceder que la columna quede pendiente, pero no se desee engrosar el área del anclaje. (Figura 11).

El desplante de las columnas a nivel del piso o por arriba



éste, es el más común en plantas industriales o en columnas recubiertas de edificios, donde no se incrementa demasiado el área del anclaje.

El desplante de columnas arriba del nivel del piso es el indicado en plantas industriales, en áreas húmedas.

b) Estructuras de concreto con techo de acero estructural.

Es frecuente este tipo de estructura mixta en almacenes y bodegas. Al igual que en estructuras con columnas de acero es conveniente soportar la estructura del techo de los lados de las columnas de concreto. Esto permite rapidez en el montaje y elimina el contraventeo lateral de la estructura del techo (figura 113).

c) Estructura con columnas de acero y entrepisos de concreto preesforzado o reforzado.

Es un sistema poco conocido en México pero visto con mucha frecuencia en E.E.U.U. Es el sistema conocido como "lift-slab" o losas levantadas.

En México existe el método ideado por el Ing. Manuel González Flores, que denominó descimbrar cimbrando. Por último se han hecho en E.E.U.U. edificios con columnas de acero y entrepisos de concreto con vigas preesforzadas.

El sistema "lift-slab" consiste en erigir las columnas y colar todos los pisos en el suelo. Posteriormente se levantan y fijan en su lugar. Desde luego el problema crítico se presenta en las conexiones de la losa con las columnas motivo por el cual han existido en la práctica problemas por la falta de estabilidad de tales estructuras.

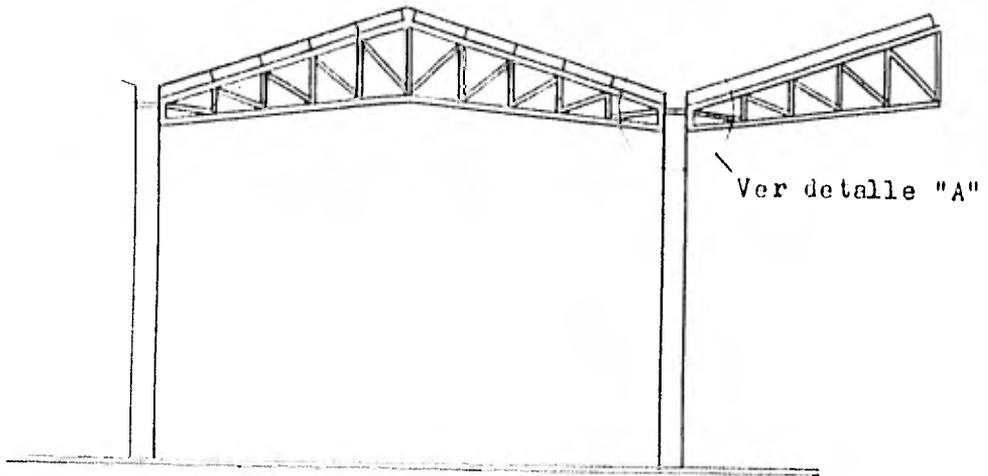
Sin embargo, este problema se ha resuelto combinando a la estructuración una torre de rigidez, donde se localizan normalmente los servicios, escaleras y elevadores del edificio.

El sistema del Ing. Manuel González Flores, consiste en levantar la estructura de acero y colar los pisos de concreto, empozando de la azotea hacia abajo. Al descimbrar, se utiliza la misma cimbra en cada uno de los pisos inferiores, de ahí el nombre del sistema.

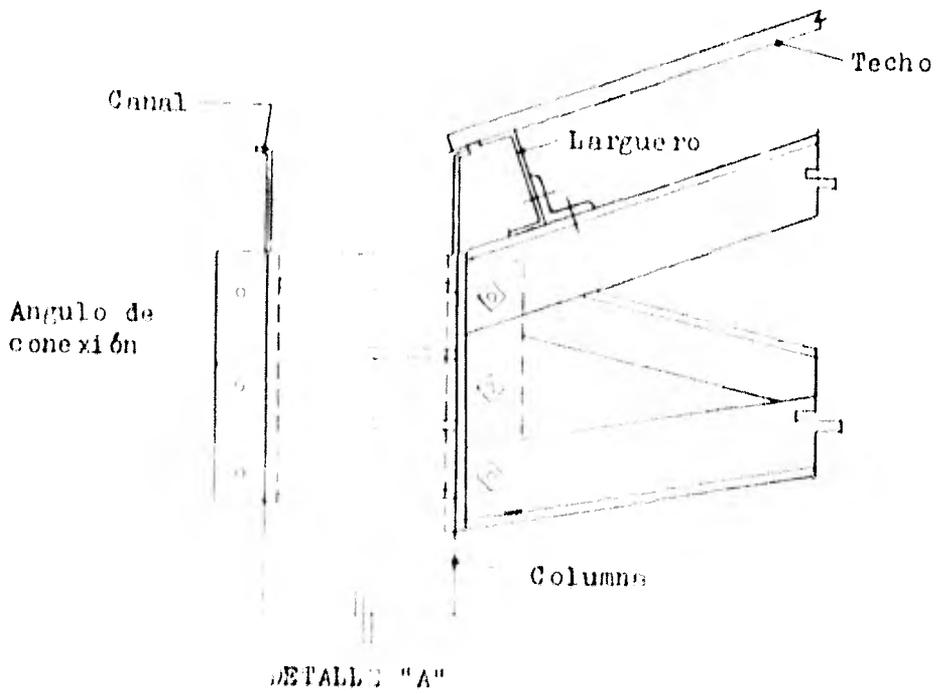
En el caso de edificios con columnas de acero y entrepisos de concreto soportados por trabez preesforzadas, el preesfuerzo se conecta a las columnas, de manera que se forme un marco resistente a las cargas.

El problema que tiene este sistema es el de los momentos generados en las columnas debido al preesfuerzo.

En el diseño debe considerarse el porcentaje de preesfuerzo que se va a aplicar cuando las columnas están libres arriba del



ELEVACION



DETALLE "A"

nivel que se está preesforzando con el fin de poder conocer anticipadamente la flexión que sufrirán las columnas en esas condiciones para que se levanten con el desplome necesario y compensar dichas flexiones. (figura 114 ).

d) Estructuras de acero con torre de rigidez de concreto.

Este tipo de estructura permite una gran rigidez en su construcción y ligereza en la estructura, ya que la torre se puede diseñar para el 100% de las fuerzas horizontales y construir con cimbra deslizante.

Las conexiones de las trabes con la torre son similares a las mencionadas en ménsulas de columnas.

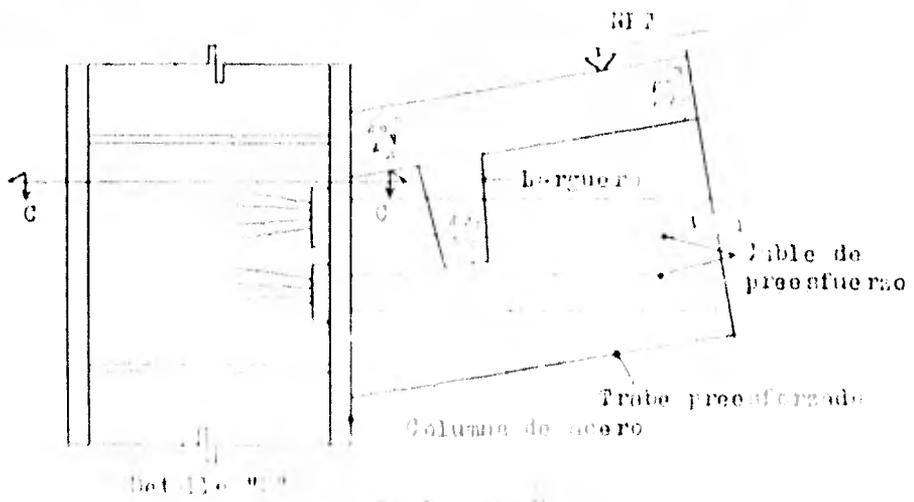
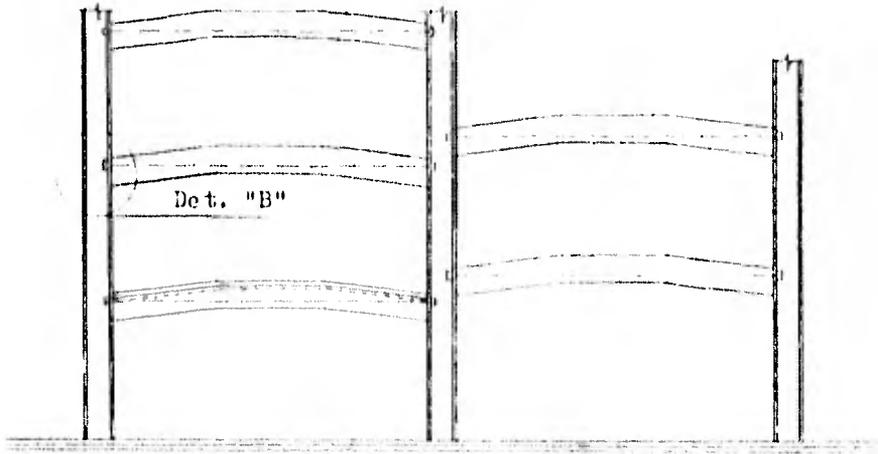


Figura 113

B I B L I O G R A F I A

- 1) Diseño Simplificado de Estructuras de Madera. Harry Parker, Editorial Limusa 1978 2a. Edición.
- 2) Diseño Moderno de Estructuras de Madera. Hansen I.C., Howard J., Cia. Edit. Continental 1957.
- 3) Diseño Simplificado de Armaduras de Techo. Harry Parker, Editorial Limusa 1979 2a. Edición.
- 4) Ingeniería Simplificada para Arquitectos y Constructores. Harry Parker, Edit. Limusa 1981 4a. Edición.
- 5) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Autores Varios, Editorial Limusa 1977 1a. Edición.
- 6) Análisis, Cálculo y Diseño de las Bovedas de Cascaza. A. Olvera Lopez, C.E.C.S.A. 1979 5a. Impresión.
- 7) Diseño de Estructuras de Concreto Preforzado. T.Y.LIN, C.E.C.S.A. 1981 7a. Impresión.
- 8) Diseño de Estructuras de Acero. Boris Brebler, T.Y.LIN y John B. Scalzi, Edit. Limusa 1978 2a. Edición.
- 9) Análisis de Estructuras. Alfonso Olvera L., C.E.C.S.A. 1980 4a. Impresión.
- 10) Mecánica y Resistencia de Materiales. Harry Parker, Editorial Limusa 1981 2a. Edición.