centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam

A los Asistentes a los cursos del Centro de Educación Continua

La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el Segundo Día de Clases, en las oficinas del Centro, con la Señora Sánchez, de lo contrario no será posible.

El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material, mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tésis, pero sobre todo para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, es importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción con los datos que se les solicitan al iniciarse el curso.

ATENTAMENTE

ING. JOSE ELISEO OCAMPO SAMANO
COORDINADOR DE CURSOS

'eds.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES

FECHA	HORA	T E M A	PROFESOR
4-VI	18:00 – 19:30	1. CONCEPTOS GENERALES	ING. GUSTAVO DEL RIO
4-VI	19:40 – 21:00	2. ELECCION DEL TIPO DE PUENTE	ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ
		3. NOCIONES SOBRE EL DISEÑO DE UN PUENTE	
6-VI	18:00 – 19:30	3.1 Estudios Preliminares	ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ – CABELLO
		3.2 Acciones que Actúan sobre – – Puentes	"
6-VI	19:40 – 21:00	3.3 Ideas Generales sobre el Análisis y Dimensionamiento de – – Puentes de Concreto	ING. JOSE MA. RICBO MARTIN
9-VI	18:00 – 19:50	3.4 Ideas Generales sobre el Análisis y Dimensionamiento de – – Puentes con Estructura Metálica	ING. OSCAR DE BUEN
9-VI	20:00 – 21:00	3.5 Ideas Generales sobre el Análisis y Dimensionamiento de – – Puentes con Estructura de Madera	ING. FRANCISCO ROBLES

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
		CONSTRUCCION DE CIMENTACION DE LOS PUENTES	
11-VI	18:00 - 19:30	Sondeos de Verificación	ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS
11-VI	19:40 - 21:00	Cimentaciones a Cielo Abierto	
		Cimentaciones Piloteadas	
13-VI	18:00 - 19:30	Cimentación por Cilindros	ING. MIGUEL CHAZARO
13-VI	19:40 - 21:00	Proyecto de Cimbras y Obras - Falsas	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
		CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURAS Y SUPERESTRUCTURAS	
16-VI	18:00 - 19:30	Proyecto de Cimbras y Obras - Falsas. Cimbras Deslizantes	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
16-VI	19:40 - 21:00	CONSTRUCCION DE ESTRIBOS Y PILAS DE MAMPOSTERIA	ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ
18-VI	18:00 - 19:30	Fabricación, Manejo y Colocación del Concreto	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA
		Elaboración y Colocación del Refuerzo	

FECHA	HORA	T E M A	PROFESOR
		8. PUENTES POSTENSADOS EN OBRA	
23-VI	18:00 - 19:30	8.1 Sistemas de Postensados	ING. FERNANDO PAREDES
		8.2 Fabricación de Ductos y Tennes	
		8.3 Colocación de Cables	
		8.4 Medición de las Fuerzas de Presfuerzo	
23-VI	19:40 - 21:00	8.5 Efectos de Fricción en el Postensado	
		8.6 Inyectado de Ductos	
		8.7 Problemas Locales de los Anclajes	
		8.8 Etapas de Presfuerzo	
		9. PUENTES ESPECIALES	
25-VI	18:00 - 19:30	9.1 Puentes en Doble Voladizo	ING. JOEL PONSODA
		9.2 Otros Tipos de Puentes	
25-VI	19:40 - 21:00	10. PUENTES DE MADERA	ING. GONZALO RIVERA DIAZ

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
		6.4 Problemas particulares en Puentes Contínuos	
18-VI	19:40 - 21:00	6.5 Control de Calidad	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA
		7. PUENTES PREFABRICADOS	
20-VI	18:00 - 19:30	7.1 Prefabricación en Obra y en - Planta	ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO
		7.2 Perfiles Estándar	
		7.3 Problemas de Fabricación	
20-VI	19:40 - 21:00	7.4 Problemas de Transporte y - Montaje	
"	"	7.5 Diferentes tipos de Elementos Prefabricados	
		7.5.1. Reforzados	
		7.5.2. Pretensados	
		7.5.3. Postensados	
		7.5.4. Mixtos	

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
		11. PUENTES DE ACERO	
27-VI	18:00 - 19:00	11.1 Fabricación en Planta	ING. SILVINO BAÑOS
27-VI	19:10 - 21:00	11.2 Puentes de Alma Abierta	ING. JOSE LUIS CEÑAL
		11.3 Puentes de Alma Llena	
		11.4 Puentes Atornillados o Remachados	
		11.5 Puentes Soldados	
		11.6 Puentes de Tipo Flexible	
		11.7 Puentes de Acero Presforzado	
		11.8 Métodos de Montaje	
		11.9 Control de Calidad	
30-VI	18:00 - 19:30	12. ORGANIZACION DE LOS TRABAJOS EN OBRA	ING. SERGIO CHAZARO
	19:40 - 21:00		ING. SERGIO CHAZARO
2-VII	18:00 - 19:30	13. PRESUPUESTO	ING. SERGIO CHAZARO
2-VII	19:40 - 21:00	14. MESA REDONDA	

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

= PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES =

Elección del tipo de puente

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES.

ELECCION DE TIPO

Para elegir el tipo de estructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa - de todos los factores y elementos que se requieren para su construcción y funcionamiento.

Con una buena información, podrá determinarse una elección adecuada, de la cual depende ampliamente la economía de la obra, es por - esta razón que puede decirse que la elección de tipo es el aspecto - más importante y a la vez el más dificil en el proyecto de puentes,- pues se logra una mayor economía con una buena elección que con - refinamientos de diseño.

Dada la gran importancia que representa la información requerida, a - continuación se citan los aspectos generales que deben tomarse en - cuenta para obtener la mejor información posible.

Estudio Topográfico.- Debe estudiarse en el terreno, que la localización de los accesos y del puente sea realmente la mas ventajosa desde el punto de vista de alineamiento general del camino, así como de- la relación entre el costo del puente y el de los tramos de línea adyacentes a éste, ya que deberá tenerse en cuenta que no siempre la solución más económica es la más adecuada.

Hay que estudiar en el terreno hasta que punto la localización del - puente puede ser afectada por otras vías de comunicación existentes - o por la proximidad de ciudades o de cualquier clase de construcción.

.....

cercana, o simplemente por los obstáculos topográficos que presenta el terreno; ya que la obra que se proyecta deberá guardar la mayor armonía con el terreno natural.

Estudio Hidráulico.-Habrá que tomar en el terreno todos aquellos datos indispensables para proyectar un puente que en todo tiempo sirva ampliamente para cruzar las corrientes de agua de que se trate,- aparte de que la subestructura del puente deberá alterar lo menor - posible las condiciones naturales de escurrimiento del agua en el - río.

Estudio Hidrológico.- Deberá determinarse el área de la cuenca, su pendiente media, la precipitación media anual, características geológicas, distribución y tipo de vegetación, permeabilidad media, fecha y gasto de crecientes máximas extraordinarias y datos de estaciones hidrométricas cercanas al lugar del cruce.

Estudio de Cimentación.- En este estudio, deberán tomarse en el - terreno todos aquellos datos que aseguren la perfecta estabilidad de la obra, debido a que pueda ser cimentada sobre una capa de material que garantice tal estabilidad.

Deben obtenerse muestras representativas de los diferentes materiales encontrados para hacerles las pruebas necesarias en el laboratorio. Tambien hacer diferentes pruebas de cimentación en el lugar, según - sean los materiales encontrados.

Datos de Construcción.- Se tomarán todos aquellos datos de la zona del cruce inherentes a la construcción futura del puente, así como la ubicación de bancos de materiales existentes, datos de costo de trans-

.....

porte y mano de obra de la región.

Datos de Tránsito.- Deben tomarse en el terreno todos aquellos datos relacionados con las condiciones locales de tránsito, ya que estas pueden hacer variar el ancho de la calzada del puente y su capacidad de carga y, a su vez, esto puede hacer variar el tipo de puente que se adopte.

En vista de todo lo expuesto, se comprenderá la importancia del estudio de campo; ya que éste servirá al ingeniero o grupo de ingenieros que deban hacer el proyecto de la obra, que generalmente no son ellos los que lo realizan y a pesar de no conocer personalmente el sitio en que deberá ser realizado su proyecto por los planos y datos recibidos del campo, podran servirse del estudio para hacer ellos, en el gabinete un estudio técnico y económico de los detalles que a continuación se señalan:

a).- Localización definitiva del puente así como de sus accesos.

b).- Elevación de la rasante.

c).- Tipo, dimensiones de los apoyos y profundidad de su cimentación.

d).- Capacidad hidráulica del puente.

e).- Espacio libre vertical entre la cara inferior de la superestructura y el nivel de aguas máximas extraordinarias.

f).- Materiales que se deberán emplear y procedimientos de construcción.

g).- Capacidad geométrica (longitud y altura libre).

h).- Capacidad de carga, clase de piso, etc. etc.

.....

Al hacerse el estudio de campo para un puente, en el trazo de un camino no debe considerarse exclusivamente el problema del puente en sí, puesto que dicha estructura no es más que solo un elemento de la línea; por lo tanto, cuando se quiera construír un puente deberán considerarse dos grupos de requisitos a llenar.

1.- Requisitos Generales

(que deberán llenar todos los puentes del trazo)

2.- Requisitos Locales

(que debe llenar cada puente de acuerdo con las condiciones locales del sitio en que va a construirse).

Requisitos Generales.-

a).- Capacidad mínima que deben llenar todos los puentes del camino, por lo que toca al número de líneas de vehículos que deben caber en la calzada.

b).- Capacidad mínima que deben tener todos los puentes de la línea por lo que toca a las cargas que deben soportar.

c).- Tipo estructural adoptado para todos los puentes de la línea; o por lo menos, para los de determinado tramo de la misma.

Este requisito debe ser llenado generalmente en toda una línea o tramo de ésta, ya que pueden resultar más económicos los puentes con armadura de acero, debido a que este material sea el más barato en esa zona, así como su transporte y su montaje más económico que algún otro material; en cuyo caso, lo indicado es adoptar dicho tipo pa-

.....

ra todos los puentes de la línea o las del tramo considerado, teniendo en cuenta además, que se puede utilizar el mismo equipo en la construcción de todos ellos.

d).- Tipo arquitectónico adoptado para todos los puentes de la línea, o por lo menos, para determinado tramo de la misma.

Supongamos una línea que atravieza una zona cuya población tenga un mercado tipo arquitectónico propio de determinada época histórica, en cuyo caso, se adopta para todos los puentes en ese tramo, un tipo arquitectónico que armonice lo más posible con la arquitectura de la población.

Los requisitos a) y b) son de tal naturaleza que no es posible dejar de cumplirlos, pues se podría decir generalizando que la capacidad de una línea en sus puentes es igual a la de su puente de menor capacidad.

De los requisitos c) y d), el primero es de carácter económico y el segundo es de carácter artístico y social. Como se comprende, de estos dos requisitos puede sacrificarse uno de ellos en beneficio del otro, según el programa a seguir y la capacidad económica del presupuesto de la línea.

Requisitos Locales.-

a).- Capacidad geométrica y de carga que debe tener el puente para resolver el problema local de tránsito.

b).- Coordinación entre la localización del puente y el alineamiento tanto vertical y horizontal de la línea antes y despues del puente.

c).- Coordinación entre el costo del puente y el costo de la línea antes y después del puente.

Los requisitos generales son de tal naturaleza que, en el cumplimiento de los mismos no tiene una influencia decisiva la importancia del curso de la corriente del agua ni tampoco una influencia decisiva en la localización del puente.

Los requisitos b) y c) son importantes desde el punto de vista económico y están íntimamente ligados con la importancia del curso de la corriente de agua por cruzar y con la localización del puente.

Se comprende facilmente que si se trata de un puente grande (200 a 800 m de long) el problema económico del puente en sí, supera al problema económico de la línea antes y después del puente; se debe entonces buscar una localización de la que resulte un puente lo más barato posible aún sacrificando un poco el alineamiento general del trazo sin sobrepasar los límites tolerables (dependiendo estos del tipo de camino que se construye), siempre que lo que se economice en el puente, sea mas que lo que aumente de costo el camino, con relación a otra localización distinta, en la que el camino sea barato en ambos extremos del puente, pero en cambio éste resulte demasiado caro.

Si por el contrario se trata de un puente pequeño (10 a 20 m) la localización de éste quedará generalmente supeditada a la necesidad de que el camino resulte económico antes y después del puente.

Se llega a la conclusión de que el problema de un puente grande se resuelve generalmente localizandolo en un punto del río en que la estructura resulte la más económica posible, sin desatender las necesi-

.....

dades de la línea, lo que mas se pueda.

El problema de un puente pequeño se resuelve generalmente localizándolo en un punto del río en que mejor se resuelve el problema de alineamiento general de la línea, pendientes, visibilidad, amplitud de las curvas, comprensación de terracerías, etc., etc., sin desatender en lo más que sea posible el problema económico del puente en sí, ni sus características hidráulicas, geológicas y topográficas.

Con apoyo de toda la información, es facil determinar las características generales del puente: longitud total, altura mínima necesaria, tipo de cimentación, ancho de la calzada y ancho total, alineamiento vertical y horizontal y tipo de carga móvil para diseño. Definido lo anterior, se puede decir que se inicia propiamente la elección del tipo de estructura, pues habrá muchos tipos que cumplan por igual todas estas condiciones, pero habrá una que presente las mayores ventajas en su construcción y principalmente económicas. Es por esto que se requiere la elaboración de varios anteproyectos, tomando muy en cuenta los tipos de materiales existentes en la zona, las condiciones de acceso al lugar de la obra y el procedimiento de construcción.

Para tomar la decisión es obvio que se hará por la solución que resulte más económica, pero para estar seguros que así es, se requiere que la valuación de los anteproyectos se haya efectuado correctamente, es decir, que la determinación de los precios unitarios de cada uno de los

.....

conceptos que se tienen, esten bien analizados. Normalmente, no siempre resultan ser mas económicas las estructuras cuyos volumenes de -- obra son los menores, pues generalmente en los concretos de elemen - tos de dimensiones reducidas y bajos volumenes, el precio unitario resulta alto, por el gran porcentaje de moldes y obra falsa y la dificultad de colocación del concreto. Por otra parte, en aquellos elementos- en que no es significativo el peso propio y se pretende hacerlos reducidos, normalmente requieren mucho acero de refuerzo, lo que incrementa aún mas su costo.

No es facil establecer normas o reglas que puedan llevar al ingeniero a elegir el tipo optimo de estructura en el proyecto de puentes, pero puede lograrse a base de capacidad, experiencia en el proyecto y --- construcción y conocimiento de análisis de precios y que la informa - ción que se le proporcione sea real y completa.

Ciudad de México, a 2 de junio de 1975

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

INFORME PARA PROYECTO DE PUENTES

I.- DATOS DE LOCALIZACION

Puente: _____ Sobre: _____
Camino: _____
Tramo : _____ Km. : _____
Origen del kilometraje: _____
Dependencia que construirá la obra: _____
Esviajamiento: _____
Elevación y descripción del banco del nivel : _____

¿Qué elevación de rasante en el puente resultaría más económico --- desde el punto de vista de las terracerías? _____

¿Está la rasante definida por alguna otra condición? _____

En caso de que el puente requiera indemnizaciones, dése un valor -- aproximado: _____
Acompáñese un croquis de la región del cruce, mostrando vías de comunicación y su transitabilidad en distintas épocas del año, puentes, poblados, ríos, etc.
Otros datos a juicio del observador:

II.- DATOS HIDRAULICOS.

Sección en el cruce:
Nivel de aguas mínimas Elev. = _____
Nivel de aguas máximas ordinarias Elev. = _____
Nivel de aguas máximas extraordinarias Elev. _____
Velocidad Superficial: _____
Nivel de aguas al medir la velocidad superficial Elev. = _____
Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias _____

Epoca del año en que se efectúan: _____
Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales de - Arrastre y cuerpos flotantes: _____

¿Es estable el cauce de la sección estudiada, o tiene tendencias a - divagar? _____
¿Cuál es la tendencia general de la corriente en el lugar del cruce; - socavar o depositar? _____
¿Se recomienda hacer alguna canalización? _____

¿Hay posibilidad de que el remanso que produzca el puente perjudique las propiedades vecinas? _____

Claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes: _____
Distancia libre vertical que deberá dejarse entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura para permitir el paso de los cuerpos flotantes: _____

¿Existen puentes cercanos al cruce? _____
Si existen dénse los datos siguientes: _____
Número, longitud y altura de los tramos: _____

Area hidráulica bajo el puente (en m2) _____
Area libre bajo el puente (en m2) _____
¿El área es suficiente, insuficiente o excesiva? _____

¿Hay indicaciones de socavación en las pilas, estribos, terraplenes de acceso, etc.? _____

Otros datos útiles a juicio del observador : _____

III.- DATOS HIDROLOGICOS.

Area de la cuenca _____
Fuente de información del dato anterior: _____
Pendiente media de la cuenca: _____
Precipitación media anual de la cuenca: _____
Región hidrológica a la que pertenece : _____
Según la distribución de: _____
Características geológicas de la cuenca : _____

Permeabilidad media : _____
Distribución de la vegetación en la cuenca: _____

Gasto y fecha de las crecientes máximas extraordinarias: _____

Fuente de información de las mismas: _____
Estaciones hidrométricas cercanas, sobre el río: _____
Sobre otros ríos (dar nombre de éstos): _____

Gasto hidrológico : _____
Método empleado para su obtención: _____
¿Existen obras de captación en la cuenca que modifiquen el gasto teórico de diseño? _____

IV.- DATOS DE CIMENTACION

Descripción de los materiales que forman el fondo y las márgenes de la corriente: _____

Indíquese la mayor cantidad de agua que se presentaría en las excavaciones. Método que se empleó para hacer los sondeos: _____

¿Hay alguna parte de la sub-estructura cuya construcción requiera ataguías, ademes, etc., o bastará con desviar el cauce? _____

Si hay puentes cercanos, indíquese la clase de cimentación que se empleó en ellos: _____

Otros datos útiles a juicio del observador: _____

V.- DATOS DE CONSTRUCCION.

Dénse para cada uno de los siguientes materiales los datos solicitados:

MATERIAL	CALIDAD O MARCA	LUGAR DE ABASTECIMIENTO.	DISTANCIA Y CONDICIONES ACARREO	COSTO PROBABLE DE MATERIAL
Cemento				
Cal				
Agregado fino o piedra quebrada para obtenerlo.				
Grava para agregado grueso o piedra quebrada para obtenerlo.				
Piedra para mampostería.				
Agua potable y para concreto.				
Madera de primera				
Madera de segunda				
Madera rolliza				
Acero estructural				
Acero de refuerzo				

Jornales acostumbrados en la región por turno de 8 hs.: Peón $ _____ _____. Ayudante $ _____. Albañil $ _____. Carpintero $ _____
Maestro de Obra $ _____.
Clima Dominante en la Región: _____
Otros datos útiles a juicio del observador:

_____
_____
_____

VI.- DATOS DE TRANSITO.

Ancho de la corona: _____ m. _____
Ancho de la carpeta asfáltica o del pavimento _____ m.
Ancho propuesto para la calzada del puente _____ m.
Ancho libre de las banquetas si se prevé tránsito de peatones en el puente : _____ m. _____
Tipos de vehículos que se espera usarán el puente (ligeros, trailers, vehículos pesados especiales, etc.) _____
_____
_____

Otros datos útiles a juicio del observador: _____
_____
_____
_____

INFORME PRESENTADO POR:

_____

_____
(Lugar y fecha).

PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCION DE PUENTES USADOS NORMALMENTE EN MEXICO

1.- C I M E N T A C I O N E S .

Las cimentaciones pueden ser, por superficie, por pilotes o por cilindros. Las cimentaciones por superficie se construyen ejecutando excavaciones a cielo abierto, las cuales pueden llevarse a cabo a mano, con equipo o en forma combinada, para su ejecución en la mayoría de los casos se requiere de obras auxiliares, tales como desviaciones de la corriente, dentro del cauce o fuera de el, ataguías metálicas, de madera o bordos de tierra, también se requiere de equipo de bombeo y cuando las filtraciones dentro de la excavación son muy grandes, se protegen éstas por medio de costalera de arcilla.

Para las cimentaciones a base de pilotes,se utilizan piloteadoras de vapor o diesel, normalmente es necesario construír plataformas de trabajo o puentes de maniobras, ya que en la mayoría de los casos este tipo de cimentación se emplea en cauces con aguas permanentes y terrenos fangosos; los tipos de pilotes más empleados son: de concreto, acero, (sección tabular o seccion "H") y mixtos, (parte inferior de acero y superior de concreto). Cuando es necesario que los pilotes atraviesen un manto resistente y que por impacto no sea posible llevarlo a cabo, se efectúa previamente al hincado una perforación con diámetro inferior a la sección del pilote ademándose con arcilla bentonítica.

.....

Los cilindros de cimentación generalmente se utilizan en estructuras de grandes claros y cauces con aguas permanentes y profundas, por lo que se requiere de obras auxiliares para su construcción, tales como isletas, terraplenes en forma de península, puentes de maniobras o chalanes. Las dimensiones de los cilindros más empleados son: 4.50 m y 5.00 m de diámetro exterior y 80 centímetros de espesor de las paredes en ambos casos.

El hincado se efectúa por el procedimiento de pozo indio, utilizando una draga con cucharón de almeja, cuando los mantos geológicos no son fácilmente atacables con el cucharón de la draga, se utilizan arietes metálicos para romper el material y poderlo extraer, también se utilizan pequeñas cargas de dinamita que se colocan en la parte inferior de la excavación ya sea pegada a las piedras o partes resistentes o bien en barrenos, trabajo que se efectúa por medio de un buzo con rompedora neumática. Cuando los mantos son arcillosos se utiliza la dinamita dejándola caer simplemente dentro del cilindro para que por efecto del golpe del agua hacer vibrar el cilindro, despegarlo y lograr que continúe bajando.

Cuando los cilindros se hincan a través de aguas permanentes y para ello se utilizan puentes de maniobras o chalanes, se requiere el empleo de moldes metálicos estancos que quedan formando parte del cilindro, en esta forma la primera sección de molde incluyendo la cuchilla, queda flotando al colocarse sobre el agua, al colo-

.....

carse el concreto dentro del molde el cilindro baja y se suelda una nueva sección, se sigue colando y así sucesivamente hasta que llega al fondo y se inicia propiamente el hincado, a partir de esta condición los colados se efectúan con molde recuperable.

2.- S U B E S T R U C T U R A S .-

Las subestructuras pueden ser estribos con aleros, de mampostería o concreto simple, pilas de mampostería, concreto simple o concreto reforzado y caballetes de concreto reforzado.

Los estribos y pilas de mampostería se desplantan por superficie y las pilas y caballetes de concreto armado, pueden quedar cimentados por superficie, sobre pilotes o cilindros.

Su construcción se ejecuta en forma tradicional utilizando normalmente moldes de madera para los concretos, tomando en cuenta las juntas de construcción indicadas en los proyectos. En los casos de pilas de concreto con alturas mayores de 15.00 metros se han empleado moldes deslizantes, con resultados satisfactorios, lográndose reducir el tiempo de ejecución respecto a los métodos usuales.

3.- S U P E R E S T R U C T U R A S .-

Los tipos de superestructura más usados son: tramos libremente apoyados a base de losas planas, losas con nervaduras de concreto reforzado o presforzado, tramos continuos con sección transversal de losa con nervaduras o cajón en concreto reforzado o pres

.....

forzado. En la construcción de las superestructuras se utilizan moldes de madera apoyados en obras falsas que pueden ser de madera, metálicas o combinadas. Sus proyectos son sumamente variados, adaptándose en cada caso a las necesidades de la obra.

Las obras falsas pueden apoyarse por superficie, por medio de rastras de madera, pedestales de mampostería o concreto, en pilotes o sobre la misma estructura.

Las obras falsas apoyadas por superficie, en las que se usan rastras, generalmente todos sus elementos se proyectan de madera y se utilizan en arroyos secos y estructuras de claros cortos y de poca altura. En claros y alturas mayores y cauces con escurrimientos durante la construcción, se emplean largueros de viguetas metálicas apoyados en torres de madera cimentadas en pedestales de mampostería o concreto.

Las obras falsas con apoyos sobre pilotes suelen usarse cuando la capacidad de carga del terreno es baja, cuando se tengan aguas permanentes que no puedan desviarse y además se tengan probabilidades de crecientes. Los pilotes que se emplean normalmente son de madera rolliza.

En este caso conviene también usar largueros metálicos y torres de madera.

Cuando se tienen cauces con grandes tirantes de agua, corrientes con fuertes velocidades o grandes alturas, se utilizan obras falsas que cubren todo un claro en casos de tramos libremente -

.....

apoyados o un tramo y parte del siguiente (en voladizo) en casos de superestructuras contínuas.

Esto se logra mediante armaduras metálicas o trabes de acero de alma llena que se apoyan sobre las pilas del puente. En los casos de tramos contínuos, las trabes metálicas, después de fraguado el concreto del primer colado se deslizan hasta apoyarse en la siguiente pila quedando en cantiliver lo necesario, el otro extremo queda suspendido del tramo de superestructura ya colado. Esta secuencia se repite hasta llegar al último apoyo del puente.

Un caso especial de obra falsa apoyada en la misma estructura, es la construcción de superestructuras en doble voladizo a base de dovelas, en donde el molde se apoya en la parte anteriormente colada y presforzada, deslizándose en cada caso por un dispositivo móvil.

Ciudad de México, a 2 de junio de 1975

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ.

D I S E Ñ O

Y

C O N S T R U C C I O N

D E

P U E N T E S .

"NOCIONES SOBRE EL DISEÑO DE PUENTES"

Parte I

Ing. Constancio Rodríguez Cabello.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
Facultad de Ingeniería.
U.N.A.M.
Junio 1975.

3.- NOCIONES SOBRE EL DISEÑO DE UN PUENTE.

3.1.- INTRODUCCION.

Definición.- Los puentes son estructuras que tienen por finalidad salvar un obstáculo (una depresión), como puede ser un río, un valle, una carretera o cualquier otra vía de comunicación, permitiendo el paso de personas, vehículos, trenes, etc.

Un puente es un sistema estructural formado por un conjunto de partes combinadas en forma ordenada para realizar una función determinada. Este sistema estructural puente, es parte de un sistema más general como son las vías de comunicación (carreteras, lineas de ferrocarril, etc.). Es por ello que los puentes no deben analizarse en forma aislada, sino como parte integrante de la vía de comunicación.

Los puentes como cualquier otra estructura, deben cumplir su función a la que están destinados con un grado de seguridad razonable, deben presentar un comportamiento adecuado en condiciones normales de trabajo, la inversión inicial debe estar dentro de un rango económico apropiado, el costo de mantenimiento y conservación deben ser el mínimo y debe satisfacer ciertos requerimientos estéticos congruentes con el lugar de ubicación.

Los subsistemas que integran los puentes son los que a continuación se enumeran:

a) Superestructura.- Es la parte del puente que soporta la calzada y transmite las acciones de la carga viva y su peso propio a los apoyos. Generalmente está formada por la losa, trabes longitudinales y transversales, armaduras, cables, etc.

b) Subestructura.- Es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, estando integrada por pilas y estribos.

c) Cimentación.- Es la parte del puente que queda en contacto con el terreno, sirviendo de apoyo al puente; se puede tener cimentación por superficie, a base de pilotes, con pilas, etc., en función de las características del terreno y del puente.

d) Otros elementos.- Existen otros elementos que sirven de complemento necesario para cumplir las funciones, entre ellos podemos mencionar a los parapetos, las guarniciones, etc.

3.2.- ACTIVIDADES QUE SE REQUIEREN REALIZAR PARA LA CONSTRUCCION DE UN PUENTE.

A continuación se enumeran y comentan brevemente las actividades que se requieren para llevar a cabo la construcción de un puente:

3.2.1.- Definición del problema.- Los puentes, como anteriormente se comentó, forman parte de sistemas más generales y complejos como son las vías de comunicación, al llevarse a cabo el estudio de estas vías de comunicación se detectan obstáculos que hay que salvar por medio de puentes, siendo en esta etapa en donde se inicia el proceso propio del puente al establecerse los requermientos y las características que debe reunir el puente en estudio.

3.2.2.- Estudios preliminares.- Es de importancia fundamental al proyectar y construir un puente, el contar con toda aquella información necesaria, ya que de nada serviría el diseñar un puente con gran esmero y cuidado si no se cuenta con la información que proporcione las características del lugar en que se va a localizar o si ésta es escasa y errónea, pudiendo resultar a final de cuentas que el puente no es el apropiado a las condiciones del lugar.

Ahora bien, esta información se obtiene a través de una serie de estudios preliminares, los cuales se deben realizar con la amplitud y profundidad que requiera la importancia del puente y el costo del mismo.

Los estudios preliminares que deben llevarse a cabo dependen de las características del puente, del obstáculo que se va a salvar, del tipo de terreno, etc. A continuación se presenta un breve comentario de los estudios que más frecuentemente se realizan:

a) Estudios topográficos.- Se deben realizar una serie de estudios topográficos de aquellos lugares en los que a priori y de acuerdo con el trazo de la vía de comunicación se cree factible localizar el puente; estos estudios pueden ser los siguientes:

- Reconocimiento general de la zona.- Es necesario llevar a cabo un reconocimiento de la zona con el objeto de determinar las condiciones generales de la misma y detectar los posibles cruces.

- Levantamiento general de los cruces.- Una vez determinados los posibles cruces, se puede realizar el levantamiento de los mismos, mediante croquis que muestren la zona recorrida y la configuración aparente del terreno.

- Levantamiento configurado del terreno.- En cada posible cruce se debe llevar a cabo un levantamiento configurado de una amplia extensión de terreno con el objeto de apreciar el alineamiento del futuro puente con el trozo general del camino, debe mostrar la configuración del cauce del río antes y después del cruce.

- Levantamiento detallado.- En una franja de terreno correspondiente a cada cruce se deberá realizar un levantamiento más preciso que el anterior, indicándose todos los detalles notables.

- Estudio del tramo de liga del cruce con el resto del camino.- Con el objeto de determinar el alineamiento, las pendientes y el costo de estos tramos de liga, se lleva a cabo este estudio.

- Sección transversal del cruce.- Se establecen todos los detalles del cruce con el objeto de tener la información necesaria para la cimentación, las pilas y estribos.

b) Estudios hidrológicos.- En el caso de cruces de ríos, canales, etc., es necesario conocer una serie de datos que serán fundamentales en el diseño del puente; como son entre otros:

- Gasto máximo durante las avenidas.
- Velocidad del agua en avenidas.
- Frecuencia de las avenidas.
- Duración de las avenidas.
- Nivel de aguas en las avenidas.
- Zonas que se inundan.
- Dirección general de la corriente.
- Coeficiente de rugosidad del cauce.
- Diámetro de los cuerpos máximos arrastrados.
- Divagaciones del curso del río.
- Epoca de estiaje.
- Condiciones del río durante el estiaje.
- Posibilidad de socavación.
- Etc.

c) Estudios de cimentación.- El conocer todas las características del terreno en el que se va a apoyar el puente es también de importancia fundamental, ya que la separación de las pilas y estribos depende de las condiciones del terreno, y esta separación dicta el tipo de puente que debe construirse.

Para conocer las condiciones del terreno; se pueden entre otros, realizar los siguientes estudios:

- Sondeo a cielo abierto.
- Sondeo con barrena de mano.
- Sondeo con máquina rotatoria.

Con ellos se obtienen diferentes tipos de muestras representativas del terreno, la información que se obtiene de someter estas muestras a ensayos, así como la observación general del terreno, permiten determinar el tipo de cimentación, la ubicación de las pilas y estribos, el proceso constructivo del puente, etc.

d) Estudios de construcción.- De igual importancia que los estudios anteriores, es el de obtener toda la información requerida para llevar a cabo la construcción del puente, entre los datos más importantes de recabar, están los siguientes:

- Materiales y elementos disponibles en cantidad, calidad y costo.
- Equipo disponible.
- Mano de obra en calidad, calificación y costo.

- Accesos al lugar de la obra.
- Posibilidad de contar con servicios (agua, electricidad, gasolina, talleres de reparación, habitación, etc.).

c) Estudios de tránsito.- Si bien, al determinar las características de la vía de comunicación, se determinan ciertas bases para el diseño de los puentes, existen otras que dependen de otros factores como son las condiciones del lugar, entre las características básicas de un puente se encuentran:

- Número de bandas de circulación.
- Ancho de calzada.
- Banquetas.
- Guarniciones.
- Parapetos.
- Tipo de vehículo que va a transitar.
- Velocidad de operación.
- Etc.

Después de haber llevado a cabo todos los estudios preliminares necesarios, se prepara un reporte de la información obtenida, el cual será básico en la elección, proyecto y construcción del puente considerado.

3.2.3.- Reglamentos y normas aplicables.- Para llevar a cabo el diseño y construcción de un puente, se requiere conocer e interpretar correctamente las especificaciones vigentes que hay que cumplir. En México se emplean comunmente, las siguientes especificaciones:

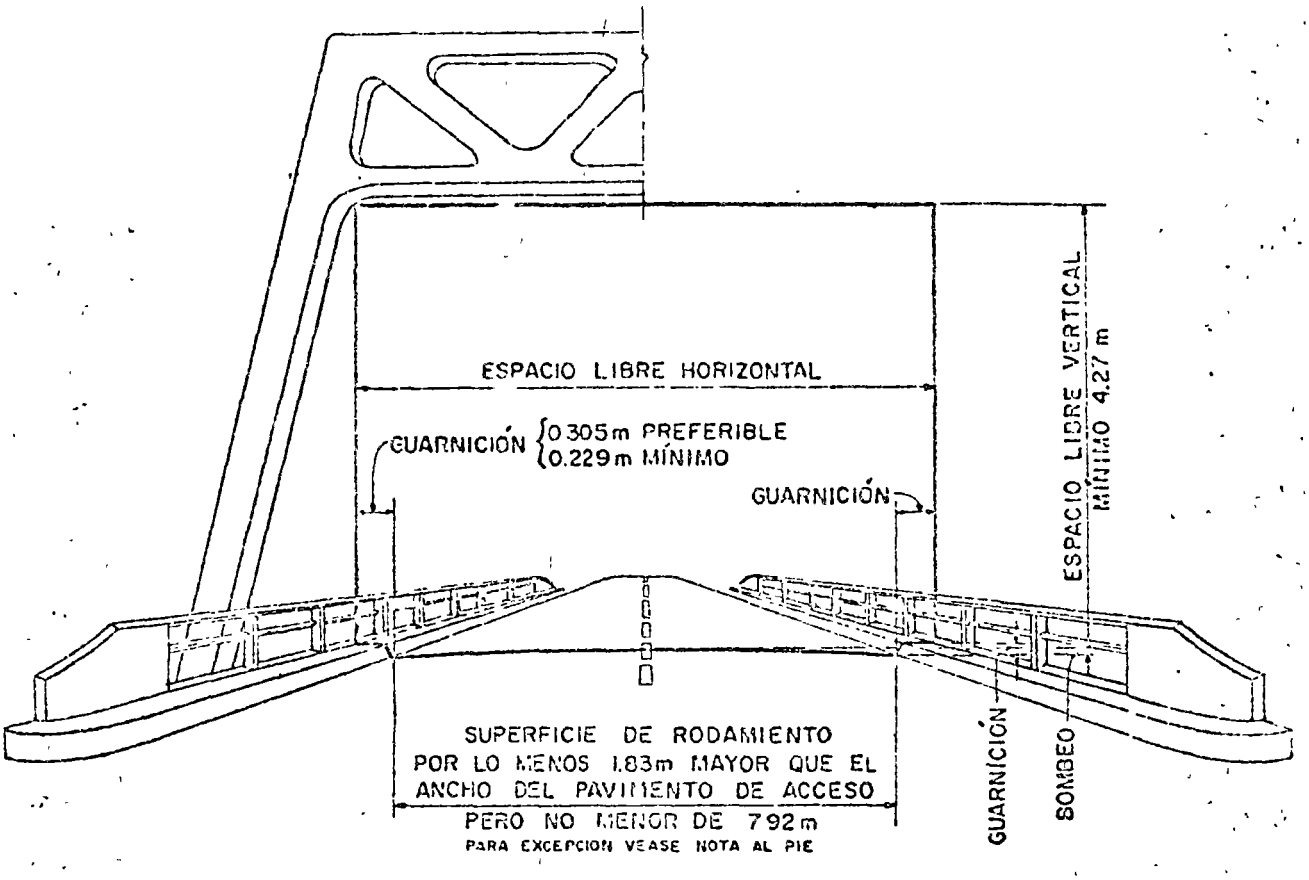


DIAGRAMA DE GÁLIBO MÍNIMO
TRÁNSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA I

NOTAS.- Para caminos con tránsito pesado se recomienda que los anchos de las superficies de rodamiento sean mayores que el mínimo anotado arriba.

Si se usan guarniciones de seguridad o banquetas adyacentes, o si los anchos de los carriles de tránsito son mayores que 3.66 m, el ancho de la superficie de rodamiento se podrá reducir en 0.61 m del calculado de la fig. 1. Si concurren esas dos condiciones se podrá hacer una reducción de 1.22 m.

En los casos especiales en que la longitud del puente es mayor de 305 m y cuando el tránsito es ligero se permitirá poner un ancho de superficie de rodamiento de 7.31 m.

Para todos los puentes con longitud menor de 15.24 m, el ancho total se hará que se ajuste tanto como sea posible al ancho total de acotamiento o acotamiento del camino

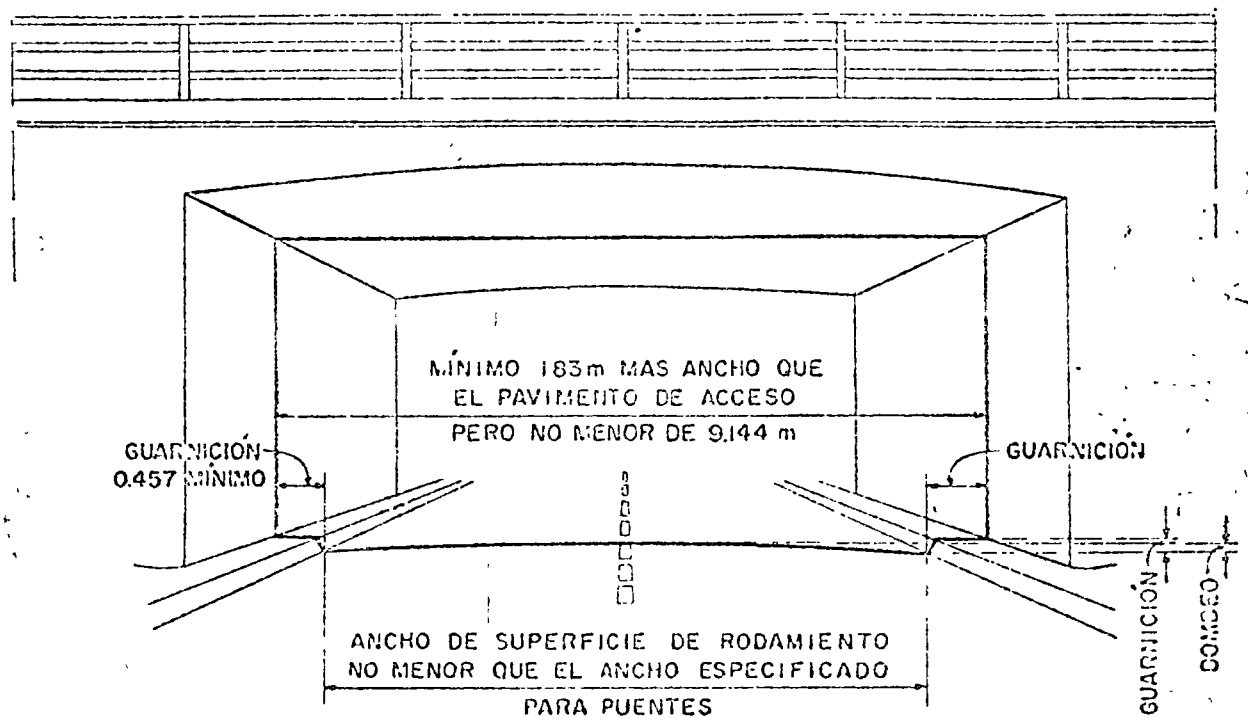


DIAGRAMA DE GÁLIBO PARA PASOS INFERIORES
TRÁNSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA 3

a) Secretaría de Obras Públicas, "Especificaciones de puentes para caminos", México, D.F., Diciembre de 1960.

b) American Association of Highway Officials, "Standard --- Specifications for Highway Bridges", Washingtong, 1973.

c) American Railroad Engineering Association, "Especificaciones de puentes para ferrocarriles" (AREA).

Es de importancia primordial, el que no solo los proyectistas, sino también los ingenieros constructores, conozcan -- las especificaciones vigentes.

3.2.4.- Retroalimentación.- Antes de iniciar el dimensionamiento de un puente, es conveniente reunir toda la información referente a problemas similares que se han presentado con anterioridad, con el objeto de poder simplificar y acelerar el proyecto del puente en cuestión, así como evitar trabajo -- innecesario.

3.2.5.- Selección de diferentes alternativas.- Basados en la información obtenida de los estudios preliminares, así como de - las experiencias anteriores, el ingeniero proyectista establece varias alternativas factibles, definiendo en cada una de ellas el tipo de puente, los materiales a emplearse, las dimensiones de las secciones de cada elemento del puente, - etc..

3.2.6.- Determinación de las acciones externas en cada alternativa. De acuerdo con los reglamentos vigentes, se determinan las acciones externas que actúan sobre cada uno de los elementos estructurales que integran al puente. A continuación, y

con objeto meramente indicativo, se mencionan las principales acciones a considerar:

Puentes de caminos.

Para el caso de puentes de caminos, tanto las especificaciones de la Secretaría de Obras Públicas como las especificaciones americanas AASHO, señalan que los elementos estructurales integrantes de un puente, deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones. Se enlistan algunas de ellas:

a) Carga muerta (C.M.).- Consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables, etc.

En la tabla adjunta se indican los pesos volumétricos que se emplean para determinar las cargas muertas:

Acero o acero fundido	7850	Kg/m^3.
Hierro fundido	7800	"
Aluminio, aleaciones	2800	"
Madera (tratada o sin tratar)	800	"
Concreto simple	2300	"
Concreto reforzado	2400	"
Mampostería de piedra, sillar	2720	"
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920	"
Arena, tierra y grava sueltas	1600	"
Macadam o grava, compac. con aplanadora	2240	"

Relleno de escorias	960 Kg/m^3.
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 "
Vía de F.C. (riel, guardarriel y accesorios - de vía) por m. lin. de vía	218 Kg
Tablón asfáltico (25 mm. de espesor)	1750 Kg/m^3.

b) Carga viva (C.V.).- Corresponde al peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a camiones, coches o peatones.

I.- Carga viva de camiones.- Esta carga viva se define - mediante camiones tipo o bien, mediante carga uniformemente distribuída sobre un carril que equivale a un convoy de camiones.

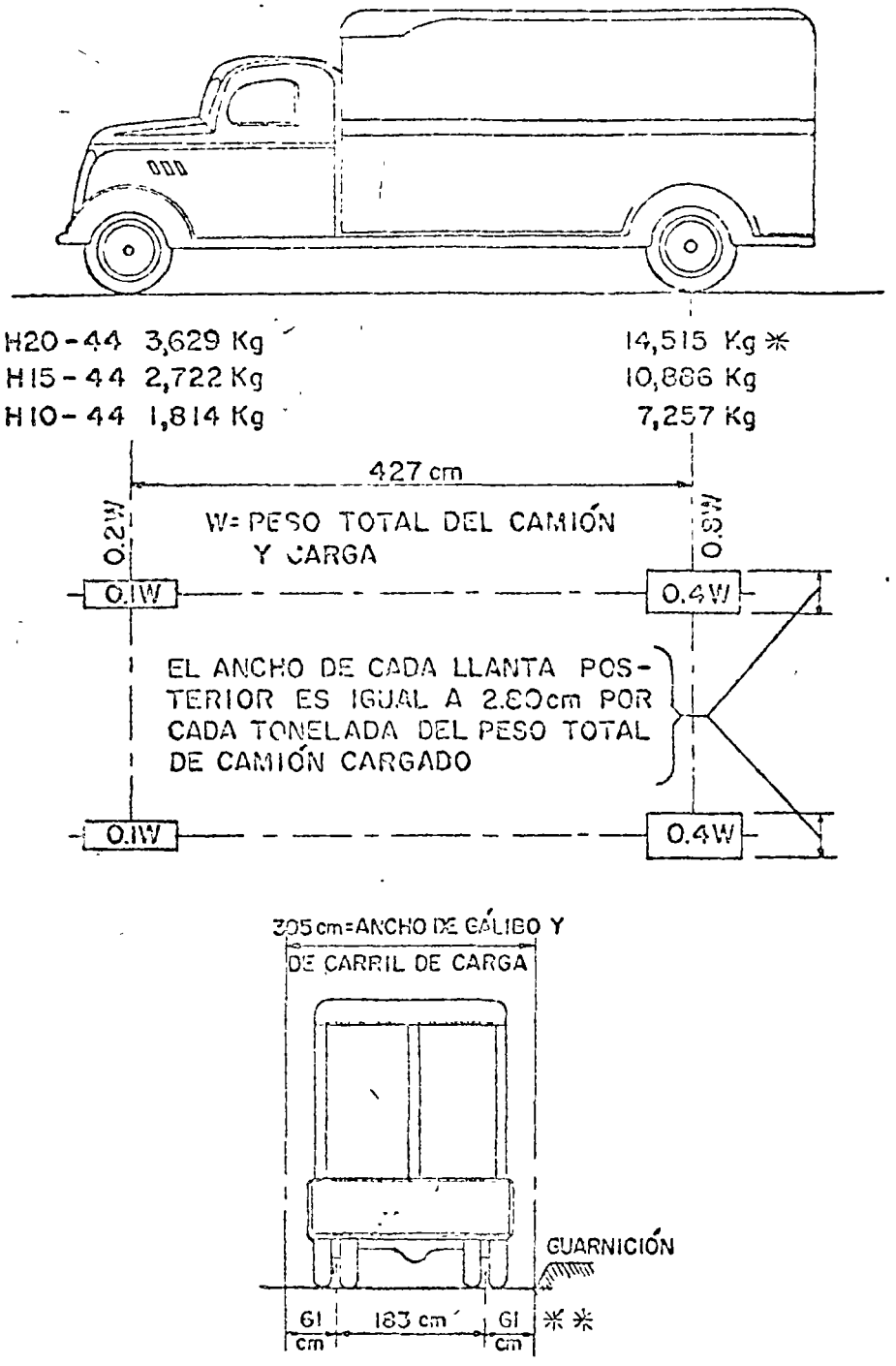
Carga tipo H.- Consiste en camiones de dos ejes o bien - carga uniforme actuando sobre un carril. Se designa por la letra H seguida del peso bruto del camión en toneladas inglesas (una tonelada inglesa igual a 2000 libras).

Se tienen tres tipos de cargas H, a saber:

- H 20-44
- H 15-44
- H 10-44

En la lámina se indican estas cargas H.

En la lámina se indica la carga uniforme correspondiente.

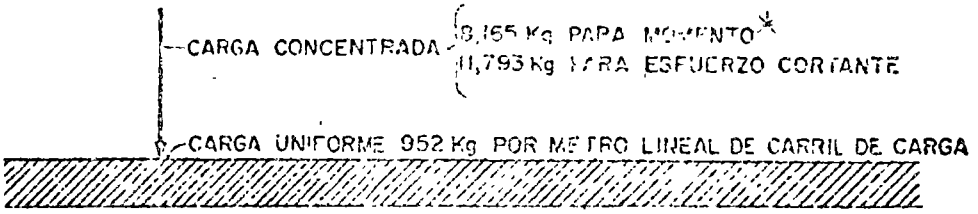


CAMIÓN TIPO H

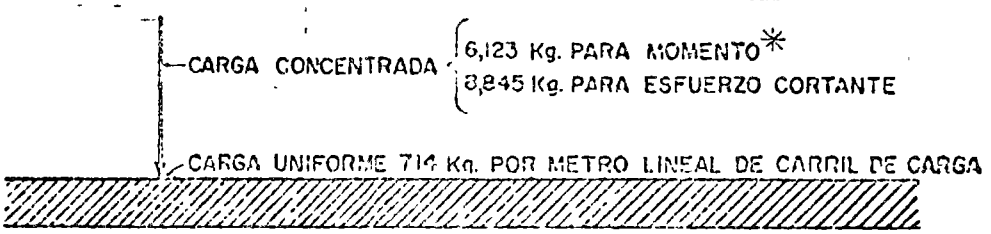
FIGURA 4

✻ En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,886 Kg o dos cargas axiales de 7,257 Kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg que se ilustra.

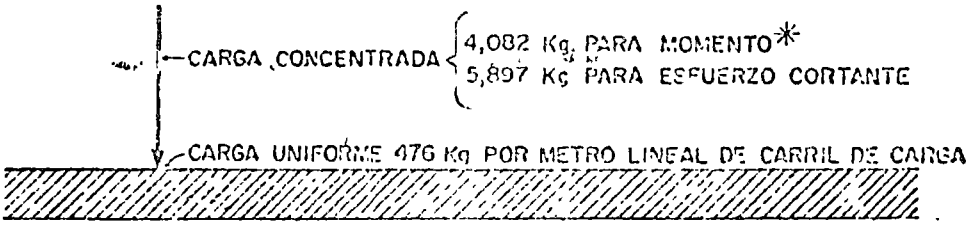
✻✻ Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda que está a 30.5 cm de la cara de la guarnición.



CARGA H20-44
CARGA H20-S16-44



CARGA H15-44
CARGA H15-S12-44



CARGA H10-44

CARGAS PARA CARRIL H Y CARRIL HS

FIGURA 5

*NOTA.- Para las cargas sobre claros continuos que incluyan cargas de carril vease el articulo 2.8(c) que toma en cuenta una carga concentrada adicional.

Carga tipo HS.- Consiste en un camión tractor con semi-- remolque o carga uniformemente distribuída sobre un ca-- rril. Se designa por las letras HS seguidas del peso bru to del camión en toneladas inglesas. Se tienen:

- HS 20-44
- HS 15-44

En la lámina se muestran las cargas antes señala-- das.

Se observa que el espaciamiento del eje posterior es va- riable de 4.2 m (14 ft), 9.0 m (30 ft), debiendo usarse el que produzca las condiciones críticas.

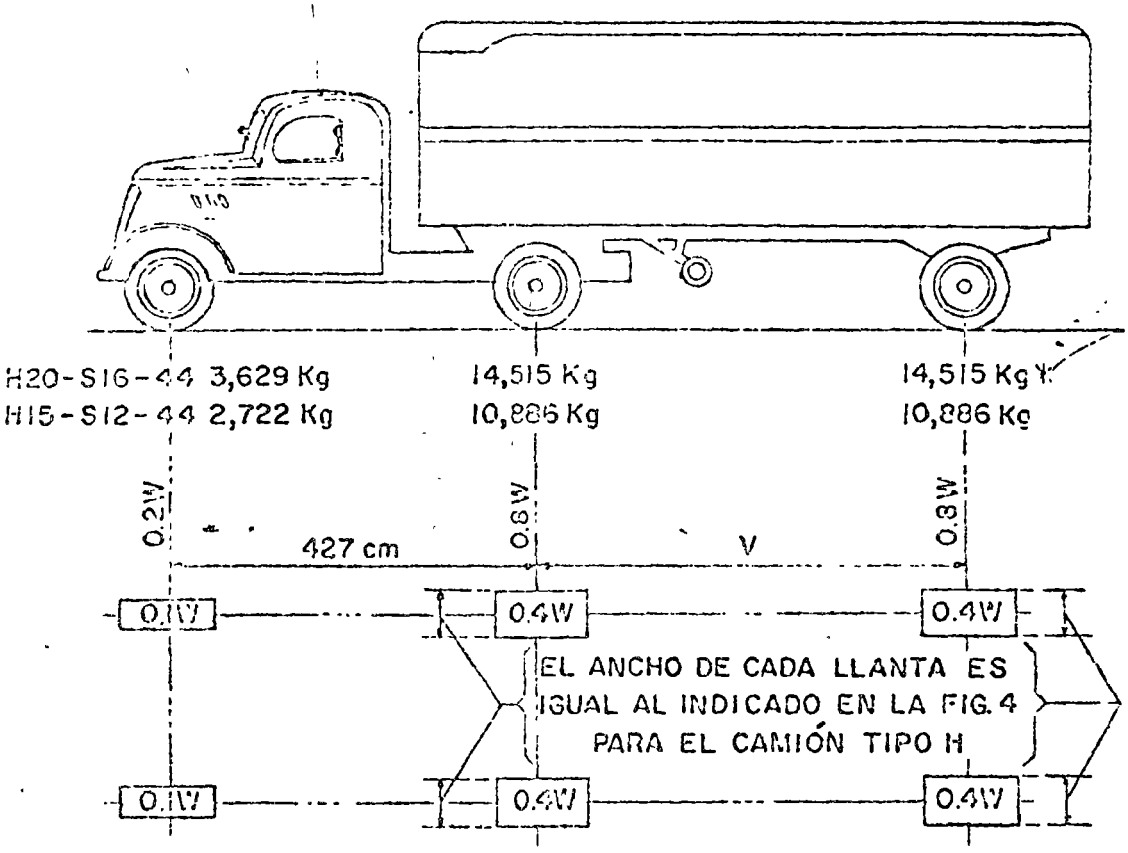
En la lámina se muestra la carga uniforme.

Carga mínima.- Para caminos principales o aquellos en -- los que circulen camiones pesados, la carga mínima apli- cable es HS 15-44.

Carriles de tránsito.- La carga tipo antes especificada, ocupa un ancho de 3.05 m, sin embargo debido a que el -- ancho de calzada se establece por otras condiciones, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito es el que se obtiene de la siguiente ecuación:

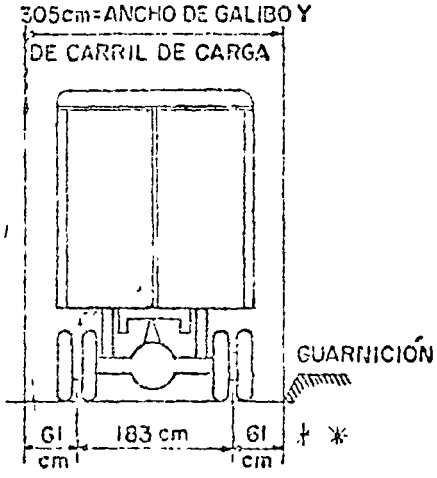
$$A=\frac{Ac}{n}$$

Ac= Ancho de calzada entre guarniciones sin contar la -- faja central.



W= PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES, IGUAL AL QUE TIENE EL CAMIÓN TIPO H CORRESPONDIENTE

V= ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 427 cm A 914 cm INCLUSIVE. EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MÁXIMOS



CAMIÓN TIPO H-S

FIGURA 6

† En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,886 Kg o dos cargas axiales de 7,257 Kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg que se ilustra.

* Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda que de a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

n= Número de carriles de tránsito (de acuerdo con la -- tabla siguiente)

A= Ancho de carril de tránsito para proyecto.

Ac	n
De 6.10 a 9.14 m ----------	2
De 9.15 a 12.80 m ----------	3
De 12.81 a 16.46 m ----------	4
De 16.47 a 29.12 m ----------	5
De 20.13 a 23.77 m ----------	6
De 23.78 a 27.43 m ----------	7
De 27.44 a 31.09 m ----------	8
De 31.10 a 34.75 m ----------	9
De 34.76 a 38.40 m ----------	10

Los camiones podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual de tránsito para proyecto (A), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

Reducción de intensidad de la carga viva.- Se podrán reducir los efectos de la carga viva de camión actuando - en cada linea debido a que la posibilidad de que se presenten simultáneamente las condiciones críticas en todas las lineas, es muy remota. La reducción se hace de acuerdo con la siguiente tabla:

1 y 2 carriles --------	100%
3 carriles --------	90%
4 o más carriles --	75%

II.- Carga viva sobre banqueta.- Esta carga viva se establece de acuerdo con las siguientes condiciones:

A.- Para el diseño de pisos, larguero y apoyos inmediatos a las banquetas se debe considerar una carga viva de peatones de 415 Kg/m^2 por área de banqueta.

B.- Para trabes de sección compuesta, armaduras principales, etc., la carga viva considerada será de acuerdo con la siguiente tabla:

- Claros de 0 a 7.62 m ------- 415 Kg/m^2
- Claros de 7.63 a 30.48 m --- 293 "
- Claros de más de 30.49 m; de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$P=(146+\frac{4464}{L})\ (\frac{16.76-A}{15.24}) \leq 293\ Kg/m^2$$

L = Longitud de banqueta cargada en metros.

A = Ancho de banqueta en metros.

P = Carga viva sobre banqueta en Kg/m^2.

III.- Carga viva sobre guarnición.- Se diseñan las guarniciones para resistir una fuerza de 745 Kg/m de guarnición aplicada a 25 cm del piso.

IV.- Carga viva sobre banqueta de emergencia.-

- Para anchos menores o iguales a 60 cm no se considera carga viva aplicada sobre ella.

- Para anchos mayores de 60 cm se establece una --- carga viva como la indicada en el punto II.

V.- Carga viva sobre parapetos.- Los parapetos se deberán diseñar para resistir una fuerza lateral horizontal de -- 223 Kg/m y una fuerza vertical de 150 Kg/m aplicadas am-- bas en la parte superior del parapeto.

c) Impacto (I).- Los elementos integrantes de la superestructura de un puente, así como las columnas de acero o con-- creto, torres de acero, etc. y algunos casos los pilotes de cimentación, se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva, en un cierto porcentaje debido a -- los efectos de impacto, efecto dinámico y efecto vibratorio de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} \leq 30\%$$

I = Impacto en porciento.

L = Longitud en metros del claro cargado.

d) Carga de viento.- Los elementos de un puente deberán calcularse con las siguientes cargas de viento:

I.- Carga de viento sobre estructura (V.E.).- Se debe considerar una carga horizontal de viento actuando sobre la estructura que puede variar de 244 o 366 Kg/m^2 del área - expuesta del puente, con un mínimo de 447 Kg/m lineal de puente. El área expuesta del puente es la suma de todas - las proyecciones verticales de las áreas de todos los elementos que integran el puente y que están sometidos a la acción del viento.

##

II.- Carga de viento sobre carga viva (V.C.V.).- Se debe considerar una carga de viento de 149 Kg/m l actuando sobre la carga viva.

Además se deben considerar las siguientes acciones:

e) Fuerzas longitudinales por carga viva (F.L.).

f) Esfuerzos por cambio de temperatura (T).

g) Empuje de tierras (E.T.).

h) Sub-presión (S).

i) Esfuerzo por contracción en el concreto (C).

j) Efectos debidos a sismo (T.T.).

k) Efectos debidos a la presión de la corriente del agua (P.C.).

l) Presión del hielo (P.H.).

ll) Fuerza longitudinal debido a la fricción (F).

m) Acortamiento por compresión (A).

Las especificaciones AASHO agrupan las acciones antes mencionadas de 9 grupos permitiendo incrementos de los esfuerzos permisibles en los materiales:

Grupo I	C.M.+C.V.+I+E.T+S+P.C.	100%
Grupo II	C.M.+E.T.+S+P.C.+V.E.	125%
Grupo III	Grupo I+F.L.+F.+30% V.E.+V.C.V.	125%

Grupo IV	Grupo I+A+C+T	125%
Grupo V	Grupo II+A+C+T	140%
Grupo VI	Grupo III+A+C+T	140%
Grupo VII	C.A.+E.T.+S+P.C.+T.T.	133%
Grupo VIII	Grupo I+P.H.	140%
Grupo IX	Grupo II+P.H.	150%

Puentes de ferrocarril.

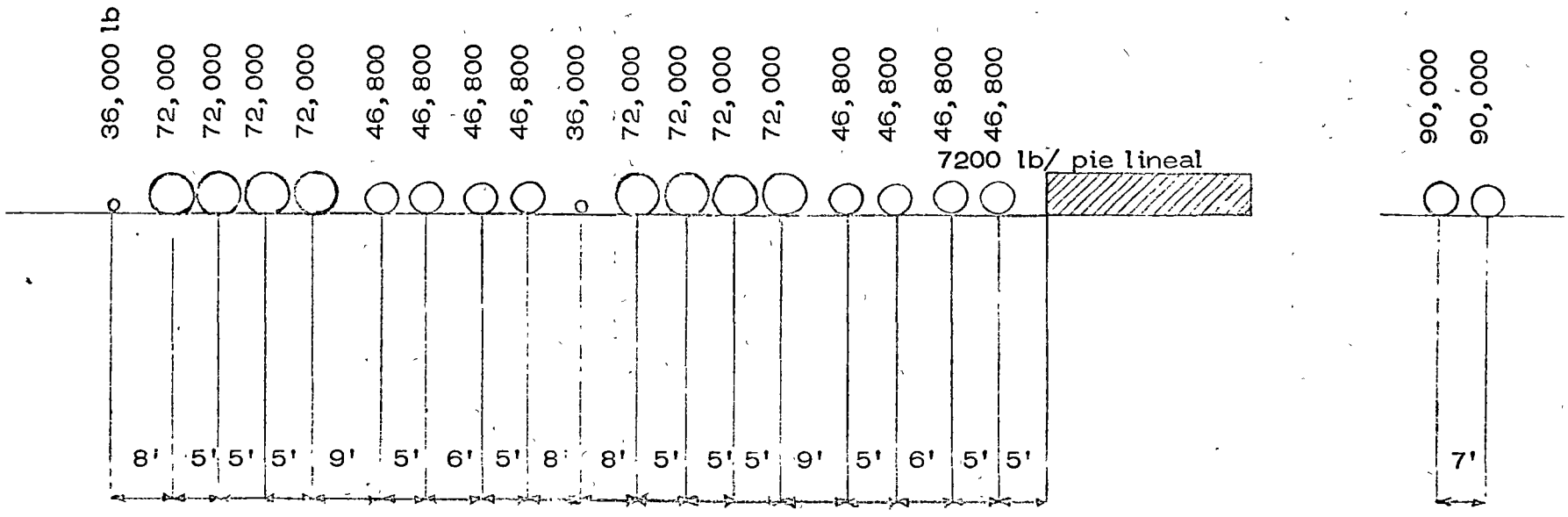
Tanto las especificaciones vigentes en nuestro país, como las especificaciones americanas AREA establecen las acciones externas a las que pueden estar sometidos los elementos de los puentes para el paso de ferrocarriles. A continuación se indican algunas de las cargas consideradas:

a) Carga viva (C.V.).- Existen varios tipos de cargas standars denominadas Cooper E-35, E-50, E-60 y últimamente E-72, cada una de ellas tiene dos alternativas. La primera consiste en dos locomotoras pesadas enganchadas entre sí, seguidas cada una de ellas por un tandem que arrastran un tren de carros de intensidad de carga uniforme (ver lámina), la segunda alternativa consiste únicamente en dos ejes, cada uno de ellos con cargas de 90,000 libras, separados 7 pies. Esta es la condición crítica para claros pequeños.

b) Impacto (I).- Para el caso de puentes de ferrocarril, se consideran dos tipos de efectos de impacto:

I.- Efecto de cabeceo.- Se consideran fuerzas de una magnitud del 10% de la carga viva actuante.

CARGAS VIVAS



(a) (b)

Carga Cooper E-72 para puentes de ferrocarril. Las cifras mostradas son para cada vía.

En un riel se considera una fuerza hacia arriba y en el otro hacia abajo.

II.- Efecto vertical directo.- Se consideran fuerzas actuando hacia abajo distribuídas igualmente en los dos rieles y actuando en planos normales al plano de los rieles.

A.- Para locomotoras de vapor.

- En vigas, largueros, trabes, piezas de puente, etc., de acuerdo con las siguientes fórmulas:

Si $L < 30.48$ m $\qquad I = 60 - \frac{L^2}{46.5}$

Si $L \geq 30.48$ m $\qquad I = \frac{549}{L-12.2} + 10$

- En armaduras:

$$I = \frac{1250}{L-7.62} + 15$$

B.- Para locomotoras Disel, eléctricas, etc.

Si $L < 24.40$ m $\qquad I = 40 - \frac{3L^2}{149}$

Si $L \geq 24.40$ m $\qquad I = \frac{183}{L-9.14} + 16$

c) Viento (V).- Se especifican cargas de viento de acuerdo a lo siguiente:

I.- Carga de viento sobre puente.- Se consideran 146 Kg/m^2 de la superficie expuesta del puente, que se toma como 1.5 veces la proyección vertical del puente en el caso de trabes de alma llena.

II.- Carga de viento sobre tren.- Se indica una carga de 147 Kg sobre metro lineal de tren expuesto en una vía.

III.- Carga de viento sobre puente sin carga.- En este caso se considera una acción de viento de 244 Kg/m^2 de superficie expuesta.

d) Frenaje (F).- Las especificaciones recomiendan considerar una fuerza horizontal de frenaje del 15% de la carga viva.

e) Aceleración (A).- Se debe considerar una fuerza horizontal debido a la aceleración de los trenes con una magnitud del 25% de la carga viva, considerando que actúa sobre las ruedas motrices.

3.2.7.- Análisis de cada alternativa.- Se debe llevar a cabo un análisis de cada una de las alternativas escogidas, procediendo primeramente a idealizar los elementos estructurales con el objeto de simplificar su análisis, de esta manera las trabes se convierten en lineas, los apoyos son supuestos como articulaciones, apoyos simples o empotramientos perfectos, las cargas se simplifican en cuanto a su distribución, etc., etc. A continuación se realiza el análisis de la estructura simplificada empleando los métodos convenientes y de esta forma se obtienen los elementos mecánicos o acciones internas de cada pieza de la estructura.

3.2.8.- Dimensionamiento de cada alternativa.- Conocidas las acciones internas, se revisan las secciones propuestas y se ve si cumplen con las especificaciones dadas en los reglamentos de diseño. En caso contrario, se vuelven a suponer secciones de elementos, se revisan o se modifican las acciones externas actuantes, se vuelve a analizar la estructura y finalmente se revisan las secciones, es decir, se sigue un proceso cíclico de ajuste, suponiendo secciones y revisándolas, hasta tener valores con una aproximación tal, que nos permitan estimar las diferentes alternativas en forma correcta.

3.2.9.- Recopilación de información básica de cada alternativa.- Se determinan las cantidades de todos aquellos conceptos que intervienen en el costo del puente, tales como: Materiales, mano de obra, tiempo de ejecución del proyecto y de la obra, etc.

3.2.10.- Determinación del costo estimado de cada alternativa.- De acuerdo con la información anterior, se procede a obtener el costo de la inversión inicial del puente en cada una de las alternativas estudiadas; también se estima el costo de su mantenimiento y conservación.

3.2.11.- Comparación de las diferentes alternativas.- Se establece una tabla comparativa de las diferentes alternativas en la que se incluye la inversión inicial, el costo de mantenimiento y conservación anual, el tiempo de ejecución de la obra, el comportamiento de la estructura bajo condiciones -

normales de servicio, así mismo se evalúa y califica en alguna forma el aspecto estético de cada alternativa y su adaptación al paisaje. Es también conveniente comparar los procesos constructivos que se requieren llevar a cabo en cada una de las alternativas.

3.2.12.- Elección de la solución.- Después de haber analizado cuidadosamente las características de cada una de las alternativas, se escoje la que a juicio de los proyectistas reuna las mayores ventajas.

3.2.13.- Análisis estructural de la solución elegida.- Se lleva a cabo el análisis estructural de la alternativa que se consideró más ventajosa tomando en cuenta todas las acciones externas actuantes sobre el puente.

3.2.14.- Diseño de la selección elegida.- Se dimensionan y detallan todos los elementos que integran la alternativa propuesta, revisando cada uno de ellos ante todas las solicitaciones de los elementos mecánicos actuantes y se verifica si el comportamiento de los elementos cumple las recomendaciones establecidas en las normas vigentes, como es el caso de flechas máximas, agrietamiento, etc.

3.2.15.- Planos estructurales y especificaciones de construcción.- Se dibujan todos aquellos planos estructurales que servirán para la construcción o fabricación de los elementos del puente. Ya que estos planos y especificaciones son el medio de comunicación entre el ingeniero proyectista y el

ingeniero constructor, es conveniente que éstos presenten toda la información necesaria para llevar a cabo la construcción. Esta información debe estar expresada en forma clara y sencilla, con el objeto de evitar errores y confusiones durante la ejecución de la obra. Se deben incluir el proceso constructivo, el tipo de cimbra, obra falsa, etc., así como hacer mención de las especificaciones de los reglamentos empleados en el diseño.

3.2.16.- Evaluación.- Se deberá cuantificar los conceptos que integran el costo total del puente y aplicando los precios unitarios vigentes en la localidad, así se obtendrá la inversión inicial.

3.2.17.- Ejecución de la obra.- Se lleva a cabo la ejecución del puente, siguiendo las indicaciones establecidas tanto en los planos y especificaciones realizadas por los diseñadores como en las normas vigentes en el país.

3.2.18.- Revisión del comportamiento del puente.- Es aconsejable, que tanto el proyectista como el supervisor y el constructor de la obra, revisen cuando el puente se encuentre en servicio, su comportamiento, para ver si éste es el previsto en el proyecto o si bien ha sufrido algunos cambios que puedan requerir de modificaciones posteriores.

3.2.19.- Mantenimiento y conservación del puente.- Los puentes, como cualquier otro tipo de estructura, requieren que se establezca un programa de mantenimiento y conservación que asegure en su vida útil, un comportamiento seguro y adecuado.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES

Análisis y Dimensionamiento de Puentes de Concreto

Ing. José María Riobóo Martín

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

CURSO DE CONSTRUCCION DE PUENTES
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
JUNIO 1975

IDEAS GENERALES SOBRE EL ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO

ING. JOSE MA. RIOBOO MARTIN

INTRODUCCION

Una gran parte de los puentes tanto carreteros como para ferrocarril se resuelven a base de concreto reforzado o presforzado en la superestructura y mampostería o también concreto reforzado en la subestructura.

Un problema importante es el análisis y dimensionamiento de la superestructura ya que aunque podría pensarse que las hipótesis de análisis frecuentemente son independientes del tipo de material empleado, es importante hacer notar que debido al comportamiento específico del concreto reforzado requiere un tratamiento especial, esto loverifican los Reglamentos modernos ya que le dedican cada vez mayor atención a los aspectos de análisis. Esto es debido a los siguientes factores:

a).- La hiperestaticidad natural que brindan las estructuras de concreto reforzado

b).- La variabilidad en la rigidéz de los elementos debido al agrietamiento

c).- Las rigideces relativas a flexión y torsión de los elementos interconectados

d).- Los efectos a largo plazo del concreto.

.....

En este capítulo se mencionará los problemas específicos de estructuración, diseño y algunos criterios de análisis de superestructuras a base de elementos de concreto tanto presforzados como reforzados.

ESTRUCTURACION

De acuerdo al tipo de carga rodante de los puentes se ha encontrado que la solución más eficiente para claros mayores de 4m. es el empleo de trabes longitudinales paralelas al tráfico y encima de estas, se cubre con una losa cuyo mínimo espesor es de 15 cm. según las especificaciones, y que por razones de economía es conveniente mantener dicho peralte. debido a este criterio el número de trabes y la separación de las mísmas dependerá del claro máximo que puede aceptar la losa de 15 cms. de espesor cuyo refuerzo principal es perpendicular al tránsito. Lógicamente para puentes cuyos claros son menores de 4.50 m. se utiliza la solución a base de una losa maciza cuyo refuerzo principal es paralelo al tránsito.

La estructuración mencionada anteriormente se utiliza frecuentemente en claros hasta de 40 m. Cuando el claro es mayor de 12 m. es económico el uso de vigas de concreto presforzado.

Esta solución facilita también el empleo de vigas prefabricadas, placas y losa colada en sitio.

Las trabes longitudinales se ligan entre sí por medio de diafragmas que corren en sentido perpendicular al tránsito, frecuentemente los diafragmas se disponen en el centro del claro del puente y en función de su longitud pueden añadirse diafragmas intermedios. Así mismo se construyen en los apoyos de los puentes unas vigas

.....

diafragmas que generalmente resultan de menor peralte que las centrales cuyo objetivo es evitar la concentración de carga producida por las ruedas debido a la escasa área tributaria que brindan los bordes de la losa y además sirven para sugetar las vigas en los apoyos.

La función de los intermedios es repartir las cargas concentradas en las vigas longitudinales y reducir los momentos torsionantes producidos por la deformación de la losa de piso así como brindar una mayor rigidez del conjunto.

En el caso de viaductos en donde pueden existir limitaciones de peralte la subestructura se resuelve a base de una losa aligerada con tubos de concreto, cartón, postensado o de refuerzo ordinario, en este caso si se emplean elementos prefabricados estos pueden solucionarse a base de trabes cajón o trabes T invertida, que brinden en el lecho inferior del puente una superficie lisa horizontal. Esta solución por razones constructivas se emplea frecuentemente para "puentes de reposición" para ferrocarril, en el cual debido a la necesidad de mantener el tránsito de las vías, se eliminaría cualquier colado en sitio de tipo estructural y en este caso el efecto del diafragma se consigue por medio de cables presforzados que se enebran en perforaciones que previamente se dejan en las vigas, con objeto que en el sitio se logre el amarre entre las vigas.

DISEÑO

El objeto fundamental del diseño estructural es el obtener las características y dimensiones de los elementos de una estructura, en este caso un puente, para que al cumplir con su función encomendada tenga la resistencia suficiente de acuerdo con los factores de seguridad -

.....

establecidos y un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio.

De acuerdo con las características del concreto reforzado y presforzado los Reglamentos actuales señalan claramente el objetivo anterior, ésto es, que por una parte indican las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura utilizando hipótesis de dimensionamiento derivados de un número suficiente de pruebas de laboratorio con objeto de lograr predecir los mecanismos de falla bajo la acción de uno o varios elementos mecánicos actuantes; en esta forma se logran resultados de mayor confiabilidad en relación a los criterios tradicionales derivados de consideraciones elásticas y bajo esfuerzos permisibles (2,3,4) y por otra se preocupan de la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio.

Los Reglamentos actuales de puentes se mantienen bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios esto es debido a que no se conoce con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva así como la fatiga debido a la repetición de las cargas, pero a medida que se va obteniendo mayor información de los ensayes de laboratorio los Reglamentos de puentes van identificándose con los Reglamentos de construcción de estructuras urbanas vigentes.

Una deficiencia fundamental entre los Reglamentos mencionados son los valores de los factores de carga y los esfuerzos permisibles según los métodos tradicionales de dimensionamiento elástico.

En Europa existe la tendencia de incorporarse a los Reglamentos criterios probabilísticos tanto para evaluar las cargas vivas, como -

...

los efectos de fatiga encaminados a establecer los "estados límite aceptables tanto por resistencia como por condiciones de servicio.

La revisión bajo condiciones de servicio en el caso del concreto - tanto reforzado como presforzado está en la predicción del agrietamiento y las deformaciones bajo criterios semiempíricos, en donde- un gran número de ensayes de laboratorio han demostrado que estos- fenómenos no solo dependen de los esfuerzos permisibles si no que- existen otras variables de gran importancia, la exactitud de di -- chos procedimientos es menor que la que se obtiene al evaluar los - mecanismos de falla debido a la gran cantidad de variables que in tervienen en estos fenómenos. (7,8,9,10).

No obstante el grado de exactitud requerida para la obtención de - estas respuestas es generalmente menor, debido a que estos parámetros son independientes de la resistencia y por lo tanto sólo se - requiere conocer los órdenes de magnitud ya que bajo condiciones - normales la estabilidad de la estructura es independiente de las - deformaciones y agrietamiento de sus elementos.

El procedimiento usual para diseñar un puente de concreto es el obtener los elementos mecánicos de acuerdo con un análisis elástico los cuales se afectan por los factores de carga que especifican -- los Reglamentos, los cuales varían en función de la combinación de las acciones que se tengan en la estructura y realizar el dimensionamiento por resistencia verificando que los elementos mecánicos - resistentes de la estructura sean mayores o iguales a los elemen - tos mecánicos actuantes. Posteriormente revisar el agrietamiento- y las deformaciones bajo los elementos mecánicos de servicio.

ANALISIS

Anteriormente se mencionó que la superestructura de los puentes frecuentemente está constituída por una serie de trabes llamadas largueros en el sentido longitudinal y otras transversales que reciben el nombre de diafragma al estar estos elementos rigidamente unidos entre sí el conjunto recibe el nombre de emparrillado.

Es posible hacer el análisis del emparrillado aceptando las hipótesis de la elasticidad, pero esto resulta muy laborioso debido a que generalmente esta estructura constituye un sistema altamente indeterminado. Además la losa que liga a las trabes modifica el comportamiento del emparrillado, por lo que los resultados obtenidos en el análisis de éste, no son del todo rigurosos.

Por lo anterior se justifica el recurrir a ciertas hipótesis que nos simplifiquen el problema y den lugar a resultados aceptables.

En un principio se podría pensar en dos hipótesis extremas que nos simplifiquen notablemente el análisis. Una de ellas sería el considerar que la rigidez de los diafragmas es nula, por lo que se calcularían los largueros como si estuviesen aislados entre sí. La otra hipótesis sería el considerar que la rigidez transversal del conjunto es infinita. Pero debido a que cualquier emparrillado se encuentra generalmente en situación intermedia con respecto a estas dos consideraciones, se hace necesario buscar criterios aproximados que tomen en cuenta las rigideces de los largueros y diafragmas.

Existe una gran variedad de métodos para analizar emparrillados de puentes los cuales pueden ser clasificados en dos grupos fundamentales:

a).- Métodos llamados exactos.

b).- Métodos aproximados.

Los métodos correspondientes al primer grupo, son aquellos que, despreciando la intervención de la losa, consideran sólo la acción individual de las trabes longitudinales y transversales, tomando en cuenta sus respectivas rigideces a la flexión y torsión. Para cada nudo o intersección de dichos miembros se plantean las ecuaciones de deformación y se determina el problema utilizando las ecuaciones de equilibrio correspondientes.

Este procedimiento empleado por Lazardies (1) resulta poco práctico, debido a que en general el conjunto resulta ser de un alto grado de indeterminación, lo que da un número excesivo de ecuaciones e incógnitas.

El procedimiento de relajaciones empleado por Janssonius (2) se considera también dentro de los métodos llamados exactos, es semejante al método de Cross, e implica equilibrar y transportar pares de flexión y torsión simultáneamente en los nudos. Este procedimiento suele resultar muy laborioso.

Los métodos aproximados pueden clasificarse como sigue:

- Métodos basados en ciertas hipótesis que simplifican el análisis de la estructura.
- Métodos basados en la teoría de la losa ortotrópica.

Entre los primeros se encuentra una gran diversidad de métodos - que coinciden en la ventaja de una más fácil aplicación debido a que los resultados de los mismos se encuentran generalmente tabulados o bajo expresiones muy simples.

En el método de Engesser - Courbon, (3,4) se supone que, los diafragmas tienen una rigidez infinita, y que la carga que recibe - cada larguero es directamente proporcional a su rigidez y a la - deformación del diafragma en el larguero. Hetenyi (5) considera- que el tablero se deforma de tal modo que en las intersecciones- de largueros y diafragmas no existe ningún giro, y bajo esta - - hipótesis resuelve el problema usando series senoidales que re - presentan la carga y la deformación de la estructura en la dirección de los largueros. El método de Pippard (6) supone que los - diafragmas se pueden reemplazar por un medio continuo y que los- largueros no sufren ningún giro alrededor de su eje. Esto implica que dichos largueros son infinitamente rígidos a la torsión.

Los métodos de Krall (7) y Leonhardt (8,9) reemplazan el sistema transversal real por un solo diafragma virtual en el centro del- claro con una rigidez equivalente al sistema real y desprecian - los efectos de torsión en la estructura. Leonhardt da un carác - ter muy general al método. Henry y Jeager (10) en su método, cambian los diafragmas reales por un medio continuo de rigidez equivalente y utilizan el "análisis armónico" para resolver la es -- tructura.

El segundo grupo de procedimientos aproximados basados en el concepto de losa ortotrópica, en realidad corresponde a un solo método que se ha ido desarrollando por etapas. En este desarrollo-

han intervenido Guyon, Massonet y Rowe. Guyon (11,12) resolvió - el problema considerando que la superestructura se comporta como una losa con distintas rigideces longitudinal y transversal, debido a que la idea de emparrillado no está del todo clara, ya -- que la losa de piso juega un papel importante. Los efectos de -- torsión fueron introducidos posteriormente por Massonet (13,14)- y, finalmente, para completar el estudio, Rowe (15) (16) analizó los efectos transversales en el puente.

La gran ventaja de este método es su fácil aplicación ya que los coeficientes de distribución se encuentran graficados para un -- gran rango de valores. Un inconveniente del método es que se encuentra limitado a que la superestructura esté formada por un -- conjunto de largueros iguales entre sí y un conjunto de diafragmas también iguales entre sí. Por otra parte la aplicación del - método a puentes continuos no es tan sencillo y parece ser que - los resultados no son muy aceptables.

Otro procedimiento que se considera exacto es el utilizar la técnica de elemento finito, esto es, el aislar un número lo más -- grande posible de elementos constitutivos de un puente y analizar y establecer las interacciones relativas entre cada uno de - ellos, este método sólo es factible utilizar la computación en - la actualidad existen este tipo de programas para análisis de -- puentes. Si se hace un estudio comparativo entre algunos de los métodos aproximados que se mencionaron para analizar superestructuras de puentes nos encontramos que el método de coeficientes - de repartición del AASHO no es recomendable debido a que se obtuvieron resultados que discrepan de modo definitivo con respecto a los valores proporcionados por los otros métodos; además en el

caso de que se quisiera obtener un mayor refinamiento de manera - que a cada larguero se le proporcionará la capacidad estrictamente necesaria, se está en peligro de que los largueros extremos queden seriamente afectados y en cambio los intermedios queden sobrados.

El método de Engesser - Courbon es ideal para los primeros tanteos, ya que da resultados bastante aceptables con una gran sencillez en su aplicación, aunque, se debe prever que los diafragmas tengan -- bastante rigidez, no olvidando que se puede obtener una mayor aproximación a medida que los diafragmas sean más rigidos. Es aconsejable verificar por otro método que tome en cuenta por lo menos, las rigideces relativas de largueros y diafragmas, cuando se trate de- proyectos definitivos, ya que se corre el riesgo de encontrarse -- del lado de la inseguridad, por la posibilidad de que los diafragmas no sean suficientemente rígidos, con respecto a los largueros.

El método de Leonhardt es de mayor confianza, por tomar en cuenta las rigideces relativas de sus elementos. Además nos brinda la posibilidad de calcular puentes continuos, tener diafragmas excéntricos con respecto al centro del claro, y que los largueros puedan- ser de sección variable. La dificultad estriba en que sólo se tienen establecidas las expresiones generales para puentes que contienen de 3 a 6 largueros. En el caso de que se necesite analizar emparrillados de más de 6 largueros será necesario buscar otro método, hasta tanto no se establezcan las expresiones generales que tomen en cuenta más de 6 largueros. Otra desventaja de este método - con respecto a los otros es el despreciar los efectos de torsión,- que posiblemente en algunos casos tengan cierta importancia.

El método de los coeficientes de distribución Inglés, toma en cuenta un número mayor de variables y es el método más completo de todos los que se han estudiado, aunque para nuestro puente en especial, quizá sus resultados se tomen con ciertas reservas, ya que este método se basa en considerar que la super-estructura del puente tiene el comportamiento de una losa ortotrópica. Dicha consideración arrojará valores más cercanos con la realidad a medida que el emparrillado se aproxime a convertirse en una losa. La aplicación del método es sencilla.

El procedimiento AASHO resulta ser inadecuado; ya que al alejarse de la idea fundamental de emparrillado y considerar que el diafragma se apoya en largueros fijos, da por resultado valores del lado de la inseguridad.

R E F E R E N C I A S

1) LAZARDIES, T.O.

"The Design and Analysis of Openwork Prestressed Concrete Beam Grillages". Civil Engineering and Public Works Reviw Vols. 47 y 48. Junio, 1952.

2) JANSSONIUS, G.F.

Nieuwe Vereffeningsmethoden voor het Berelenen. Van Balkroosters. (Nuevo método de relajaciones para cálculo de emparrillados). Delft. 1948.

3) COURBON J.

"Aplication de la Resistance Des Materiaux Au Calcul Des - Ponts"
Paris, 1950

4) SAN MARTIN F.J.

"Cálculo de Tabuleiros de Pontes como Grelha Cálculo pelo-Método de Engesser-Courbon".
Boletín do Daer, Brasil, 1951

5) HETENYI, M.

"A Method for Calculating Grillage Beams".
S. Timoshenko 60 th Anniversary Volume
Nueva York, 1938

6) PIPPARD, A.J.S. and De WAELE J.P.A.
"The Loading of interconnected bridge girders Jounal of the Institution of Civil Engineers, Vol. 10, No.1, Noviembre - 1938

7) G. KRALL
Reparticion de Cargas en las Estructuras Compuestas.
Memorias del Congreso Internacional del Hormigón Armado. Lieja 1930

8) LEONHARDT, E. and ANDRA, IN.
Die Veremfachte Tragerrostberechnung
Julios Hoffman. Press. Stuttgart 1950

9) SAN MARTIN F.J.
"Método de Leonhardt para o Cálculo de Tabuleiros de Pontes como Grelha". Boletín do Daer, Brasil, 1951.

10) HENDRY A. W. & JAEGER L.G.
"The Analysis of Grid Frameworks and Related Structures
Londres, 1958

11) GUYON Y.

Calcul des Ponts larges a Poutres multiples solidarisees par des entretoises.
Annales des Ponts et Chausses No.24
Sep.-Oct.1946

12) GUYON Y.
Calcul des Ponts dalles.
Annales des Ponts et Chacesses, Vol. 119 No.29
No.36 1949

13) MASSONNET. C.
Methode de Calcul Des Ponts a Poutres multiples Tenant - compte de leur resistance a la torsión
Zurich International Association for Bridge and Structural Engineering Publications Vol. 10, 1950.

14) MASSONNET C.
Complements a la Methode de Calcul des Ponts a Poutres -- Multiples. Annales de Travaux Publics de Belgique. Oct. -- 1954.

15) ROWE R.E.
"Concrete Bridge Design" Londres 1962

16) ROWE R.E.
"Supplement to Concrete Bridge Design"
Londres, 1962

17) A.A.S.H.O. (The American Association of State Highway Officials). Standard Specification for Highway Bridges"
Washington D.C. 1961.

18.- ACI Standard 318-71
Building Code Requirements for Reinforced Concrete
ACI Detroit, Mich. (1971)

19 Instituto de Ingeniería
Proyecto de Reglamento del Departamento del Distrito Federal
Pendiente, México 1974

20.- International recommendations for the design and construction of concrete structures
Comité Européen du Bétt-Fedération Internationale de la - précontrainte
Cement and Concrete Assn., Londres (1970)

21 RIOBOO M.
Estudio comprativo de cuatro métodos aproximados de análisis de emparrillados de puentes.
México, D.F., 1964

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES

Análisis y Dimensionamiento de Puentes con Estructura Metálica

Ing. Oscar de Buen

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

2

Steel Plate Girders

2.1 INTRODUCTION

Typical plate-girder cross sections are shown in Figure 2.1.

Before the advent of welding, riveted construction (Fig. 2.1*a*) was used for all plate-girder bridges. The flanges are composed of a combination of plates and angles, the angles providing the only feasible means of connection between the flange plates and the web. As the design moment varies along the member, the outer flange plates are discontinued or "cut off." It is considered good practice to retain at least one plate on an exposed upper flange, to avoid maintenance problems resulting from the retention of water in the pocket formed between the flange angles and the top of the web.

All-welded construction permits the simple cross section shown in Figure 2.1*b*. This consists of a web plate, fillet welded to a single thick plate at each flange. A change in flange thickness is achieved by tapering the thickness at the end of the thicker plate, and butt welding it to a thinner plate. An alternative is to use multiple-flange plates, with widths successively reduced to the outside, permitting longitudinal fillet welds to be provided between the plates at the stepped edges. In this case, the outer plates are discontinued where they are no longer required. At these points, undesirable stress concentrations are set up. For this reason, the alternative shown in Figure 2.1*b* is usually preferred.

In a large girder, however, a single thick flange plate may prove to be impracticable. Steel quality tends to reduce with plate thickness; for example, in regard to uniformity in composition and grain size. For this and other reasons, a combination of thinner plates may be preferred. Figure 2.1*c* shows a mixture of riveted and welded construction in which the inner

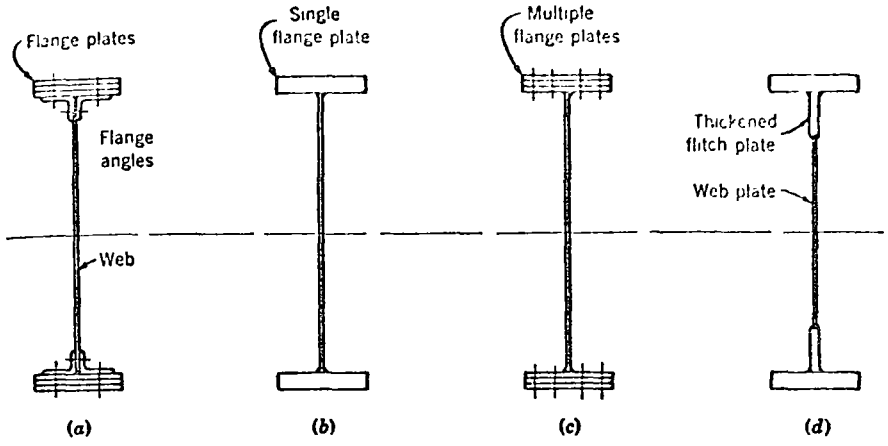


Figure 2.1 Typical plate girder cross sections: (*a*) all riveted, (*b*) all welded; (*c*) part riveted, part welded; (*d*) welded with flitch plates.

flange plates only are welded to the web and the outer plates are attached by rivets. This arrangement has been used in many large bridges; for example, the Wiesbaden-Schierstein Bridge (Sec. 2.3.2) and the San Mateo-Hayward Bridge (Sec. 5.3.3). It permits simple cutoff points for the outer plates, without the severe stress concentrations that occur in the similar all-welded detail. The presence of interior stitch rivets improves the buckling strength of the outer plate, compared with a design with longitudinal edge welds only.

The web plate may be increased in thickness near the flanges. A welded detail is shown in Figure 2.1*d*. A similar result may be achieved in riveted construction by adding vertical side plates between the flange angles and the outer portion of the web. These plates provide additional flange material. In addition, they may be of advantage in cases where heavy point loads are applied directly to the flanges—as in roll-out construction—and may permit a variation in grade of steel across the web. In welded construction, they have the obvious disadvantage of requiring additional welding. They may also cause detailing difficulties; for example, in fitting a transverse stiffener to the web.

The cross sections shown in Figure 2.1 have in common the use of a deep thin plate as web, which gives rise to the name *plate girder* or *plate-web girder*.

This chapter does not discuss all possible uses of a girder of this type. In particular, tubular or box girder bridges are discussed in Chapter 5 and cable-stayed girder bridges, in Chapter 9. A brief reference to rigid frames is made in Chapter 10.

The present discussion is restricted to girders with a single web. These may be simply supported or continuous and may be composite with a concrete

slab. Plate buckling problems are discussed in detail. The torsion of open sections is considered, although an extended discussion is given in Chapter 5.

2.2 DISTINCTIVE FEATURES

1. The chief advantage of the plate girder is the simplicity of its geometry, compared with alternatives such as the truss. This should lead to low fabrication costs. It is important to retain this advantage by careful detailing; for example, in welded construction, the design should permit the maximum use of automatic and semiautomatic welding processes.

2. Its chief disadvantage, as with all beam structures, lies in its inefficient use of the web material. The total material used in a girder may be expected to be more than in an arch or truss or in any alternative structure that relies primarily on axial, rather than bending or shear, capacities

3. The simple profile also contributes to reasonable maintenance costs, although these may not be expected to be as low as in a tubular structure.

4. Most plate-girder bridges have a deck at upper flange level This may be made integral with the girders, to act as part of their upper flange. The complete structure then differs from a tubular girder only in that it does not have a full-width lower flange.

5. There is a tendency toward the use of wide, thin flanges It is possible to adjust the flange area by a variation in width rather than thickness. It is also feasible to provide longitudinal stiffeners to control the buckling behavior of a wide flange.

6. In designing a plate-girder web, there is a choice between the use of a thick web with minor stiffening and a slender web with an extensive stiffening system. The correct choice is related to the contrast between material and fabrication costs. In the United States, the relatively high fabrication costs have tended to justify the use of simple thick webs. The converse is the case in Europe. Nevertheless, there is a universal tendency toward the use of thinner webs. Despite the presence of stiffeners, the thin web design may be expected to lead to a reduction in material costs and weight.

A girder with a slender web is most efficiently stiffened by a series of longitudinal stiffeners, spanning between crossframes With this design, it is possible to avoid all transverse fillet welds to the main material, at least in regions with significant tensile stresses, with consequent improvement to the performance of the structure in relation to fatigue and brittle fracture

7. The design moments and shears vary along the girder length. It has been customary to vary the girder depth accordingly, either by continuously

curving the lower flange, or by the use of partial length sections of constant depth, with curved or straight haunches.

An alternative which has been used, for example, in the American Whiskey Creek Bridge (Sec. 2.3.4) is to use a stronger steel in the regions of high design moment and retain the simplicity of a constant-depth design. This type of design, referred to as a multisteel or hybrid girder, creates an optimization problem in selecting the best combination of steels.

8. In most girder bridges, there is a choice to be made between (*a*) using two widely spaced primary girders, with a subsidiary girder system supporting the deck, and (*b*) providing multiple primary girders, at a spacing sufficiently small to be spanned by the deck. In the former case, the secondary girder system may consist of closely spaced crossgirders alone, or crossgirders supporting a system of longitudinal stringers. All these arrangements are illustrated in Section 2.3.

The two-girder design leads to an increased depth of the main girders. This must lead to a reduction in the total flange area, and should tend toward a reduction in the total cost of the main girders. This must be balanced against the cost of the deck girders.

9. In general the appearance of a plate-girder bridge is satisfactory. Two points may be noted.

(*a*) In a haunched girder steep slopes of the bottom flange at a pier may lead to an unsatisfactory appearance in an oblique side view. The structure appears to be supported on a series of points. This can be masked by extending the pier up into the space between the girders, or by providing a solid diaphragm between the girders in the same region.

(*b*) Partial-length curved haunches are rarely satisfactory. If they must be provided, at the least the haunches should be arranged so as to have a zero or small curvature at their junction with the region of constant girder depth. This is not achieved with a parabolic haunch with a vertical axis. A haunch formed as part of an ellipse is better in this regard.

2.3 TYPICAL STRUCTURES

2.3.1 Sava I Bridge at Belgrade (Yugoslavia) [2,92]. This 856-ft span bridge, completed in 1956, remains the longest span plate-girder bridge in the world. The nearest competing spans are the 850 ft span of the Zoo Bridge at Cologne (Sec 5 3 2) and the 820-ft span of the Sava II Bridge. Both these bridges have tubular cross sections The latter is an inclined-leg frame bridge, of the same general type as the Grand Duchess Charlotte Bridge in Luxembourg (Sec. 10 3.7).

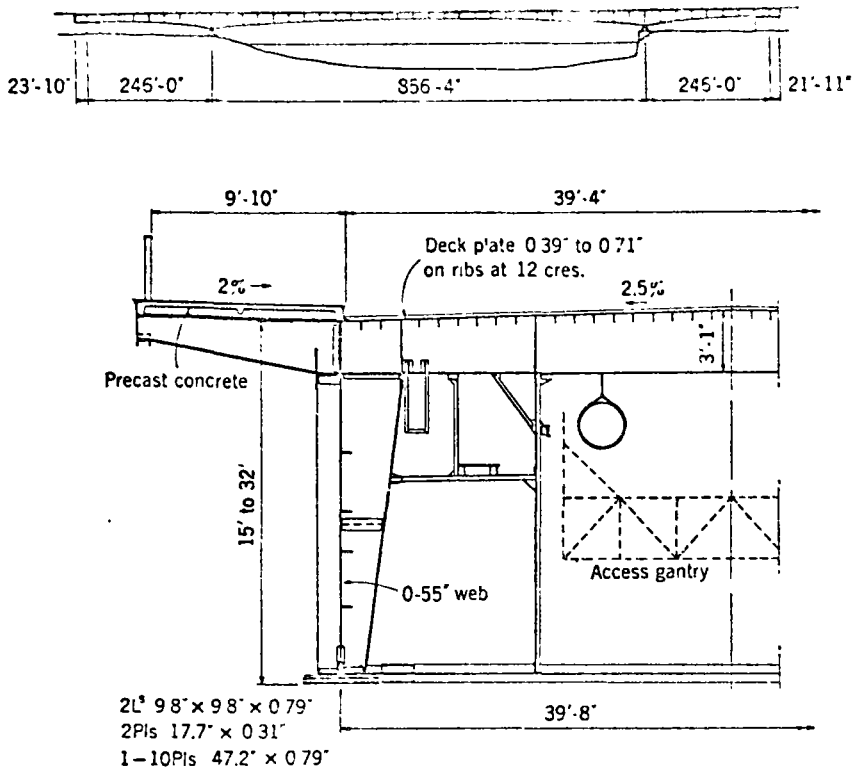


Figure 2.2 Sava I Bridge: typical cross section (drawn near mid-span).

The Sava I Bridge (Fig. 2.2) carries a 39 ft 4 in. roadway and two 9 ft 10 in. footpaths. It is continuous over spans of 246 ft, 856 ft 4 in., and 246 ft. The girder depth over the main span varies from about 15 ft at midspan to 32 ft at the piers, giving span/depth ratios from 57 to 27. The depth at the abutments is about 15 ft 6 in

The structure is a mixture of welded and riveted construction. The orthotropic steel deck consists of a deck plate 0.39—0.71 in thick on ribs at 12-in centers. The web plate thickness appears to be constant at 0.55 in This gives overall depth/thickness ratios from 690 to 320. It is stiffened by vertical stiffeners at 30 ft centers, and four to seven longitudinal stiffeners, spaced approximately 30 in apart in the compression region The lower flange is of riveted construction, consisting of two 9.8 × 9.8 × 0.79 in. angles, two plates 17.7 × 0.31 in. and one to ten plates 47.2 × 0.79 in

The main span was erected by cantilever erection After the central junction was effected, the girder ends were raised to induce a desirable distribution

4

Trusses

4.1 INTRODUCTION

A truss may be described as a triangulated assembly of straight members. A properly designed truss of normal proportions has the following characteristics:

1. The centroidal axes of all members are straight and are concurrent at the nodes or joints.
2. The truss proper is loaded only at the nodes.

Applied loads are resisted primarily by axial forces in the truss members. Bending moments are small and have an even smaller effect on the axial force components necessary for equilibrium.

Ideally, all member bending moments should be zero. Hypothetically, this could be achieved by inserting frictionless pins at all nodes. In practice, most members are rigidly connected at the joints. However, the magnitude of the member bending moments is small, being controlled by the truss proportions and fabrication and assembly techniques.

At the best, the positive contribution of member bending moments to truss strength is small. At the worst, they may promote brittle fracture or failure in fatigue by causing secondary bending stresses adding to the primary direct stresses.

A planar truss may be regarded as a deep girder, with the girder flanges replaced by the truss chords and the web plate replaced by an open system of web members. A truss may be used to replace a girder in a number of situations; for example, as a simply supported or continuous straight

girder, in the deck of a stiffened suspension bridge or cable-stayed girder bridge, or as an arch. A planar truss can support loads only in its plane. A three-dimensional truss is necessary to support a general system of loads.

A complete truss bridge of conventional design has the following components: (*a*) a deck slab, supported on (*b*) longitudinal stringers, which in turn span between (*c*) crossgirders, at panel points of (*d*) the two main trusses. (*e*) Lateral bracing is provided in the planes of the upper and lower chords, to transmit horizontal transverse loads to (*f*) end sway frames, and hence to the piers. (*g*) In addition, intermediate sway frames may be inserted. These assist in distributing transverse loads to the lateral system and also may be useful in erection, by keeping square the cross section of the incomplete structure.

4.2 TRUSS TYPES

The more important plane truss forms are shown in Figure 4.1. The Pratt truss is, by definition, one with tension diagonals. For normal loads, this definition corresponds to the arrangement shown in Figure 4.1*a*. The converse is the Howe truss, shown in Figure 4.1*b*.

The Pratt truss is considered to be of advantage in steel structures because the verticals, which are the shorter web members, are in compression, rather than the longer diagonals. This advantage is partly offset by the fact that the central compression chord is more heavily loaded than the central tension chord.

The Warren truss, shown in Figure 4.1*c*, may be modified by the presence of verticals. These may be provided at all panel points (as shown dotted) or from the deck to opposite diagonals only.

The K-bracing system (Fig. 4.1*d*) is convenient when the depth of a bay is of the order of two to three times its length.

The diamond system shown in Figure 4.1*e* has been used as a primary truss. However, it is more commonly used as a horizontal lateral bracing system [28,38]. Typically, the main truss panel points would be at *A*, *B*, *C*, etc. This arrangement provides short diagonal bracing members, with connection to the chords staggered from the main joints. It may cause high secondary stresses in the chords. For stability, one of the diamonds must have a member along its diagonal.

For economy, the truss depth is usually set at a fixed proportion of the span. As the span increases, the truss depth increases and with it the bay length. To achieve adequate support for the deck, it may be necessary to subdivide the panel, as shown in Figure 4.2. For the deck at upper chord level, the submember arrangement will be the inverse of those shown

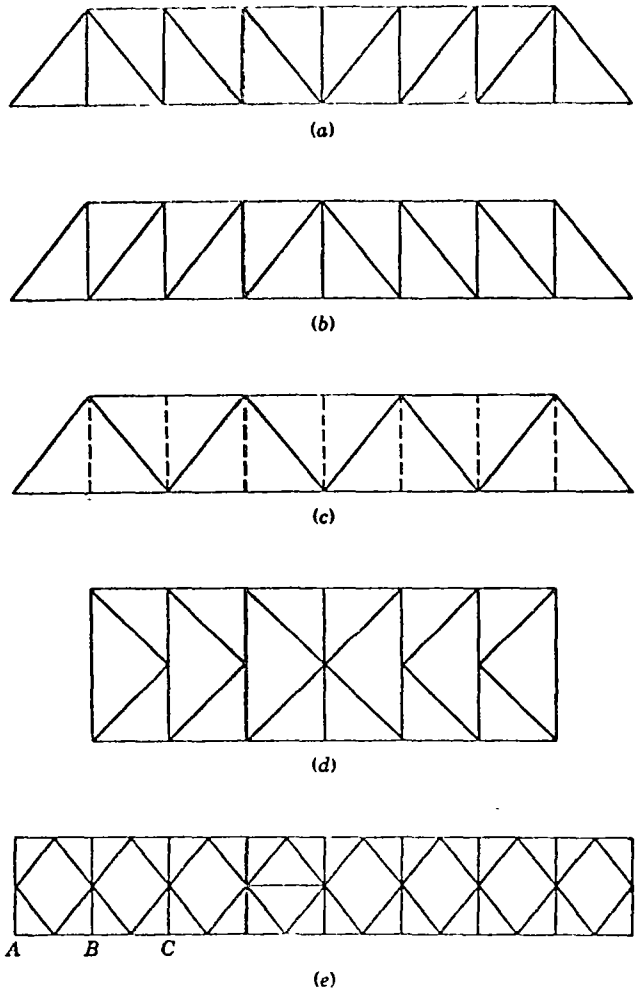


Figure 4.1 Truss types: (*a*) Pratt truss, (*b*) Howe truss, (*c*) Warren truss, (*d*) K-bracing system; (*e*) Diamond bracing system.

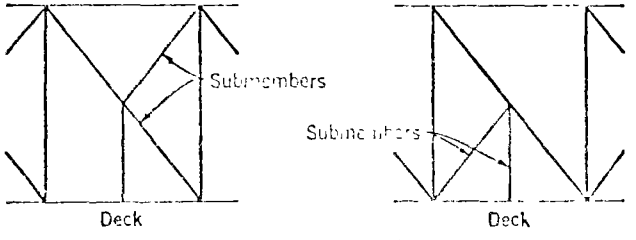


Figure 4.2 Subdivided panels

4.3 DISTINCTIVE FEATURES

1. A bridge truss has two major structural advantages: (*a*) the primary member forces are axial loads, (*b*) the open web system permits the use of a greater overall depth than for an equivalent solid web girder. Both these factors lead to economy in material and a reduced dead weight. The increased depth also leads to reduced deflections, that is, a more rigid structure.

2. These advantages are achieved at the expense of increased fabrication and maintenance costs.

3. The conventional truss bridge is most likely to be economical for medium spans. Traditionally, it has been used for spans intermediate between the plate girder and the stiffened suspension bridge. Modern construction techniques have tended to increase the economical span of both steel and concrete girders. The cable-stayed girder bridge has become a competitor to the steel truss for the intermediate spans. These factors, all of which are related to the high fabrication cost of a truss, have tended to reduce the frequency of truss spans in recent years.

Nevertheless, economical solutions have been achieved for highway bridge spans in the range 500–1500 ft. The largest highway bridge truss span at

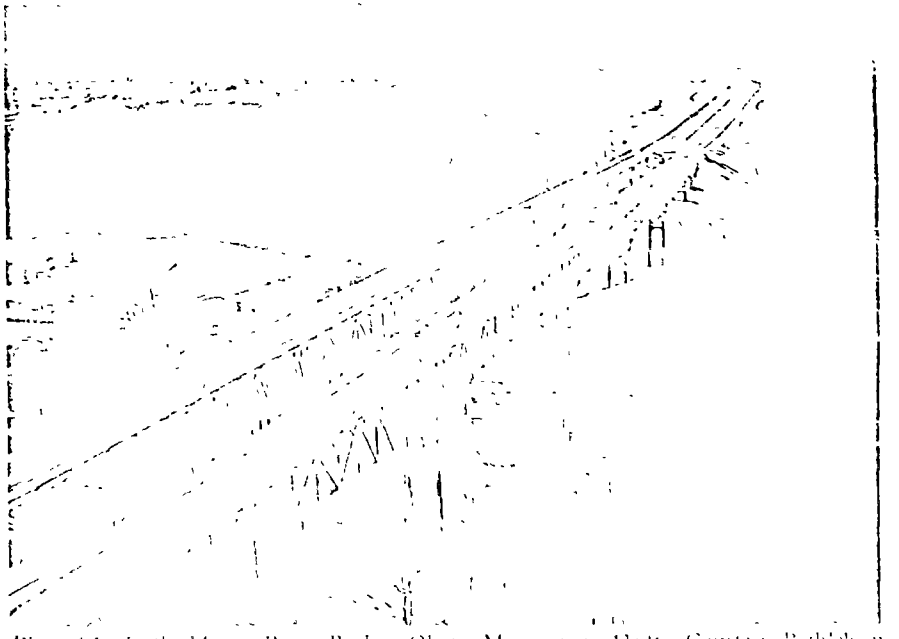


Plate 4.1 Little Miami River Bridge, Ohio. Main span 420 ft. Courtesy Bethlehem Steel Corporation

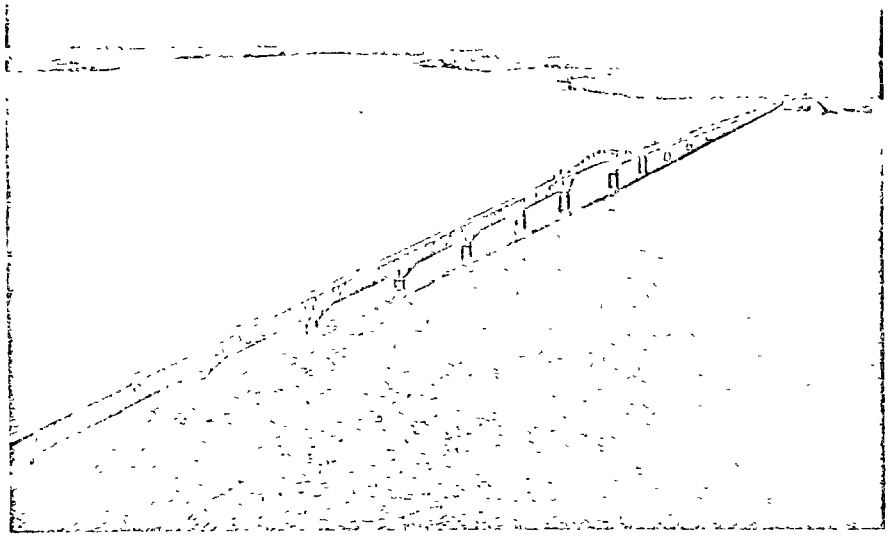


Plate 4 2 Rappahannock River Bridge, Whitestone, Virginia. Courtesy Bethlehem Steel Corporation.

present in service is the 1576-ft main span of the Greater New Orleans cantilever bridge [33,47], completed in 1958. This is exceeded by the 1800-ft span Quebec Bridge and the 1700-ft span Firth of Forth Bridge, both railway bridges. The economical threshold for the railway truss bridge may be as low as 250 ft.

4 The truss has become almost the standard stiffening structure for the conventional suspension bridge, largely because of its acceptable aerodynamic behavior (Sec. 8 6 2). The Batman Bridge near Launceston, Tasmania, is a 675-ft span cable-stayed truss bridge (Fig 9.2).

5. The relative lightness of a truss bridge is an erection advantage It may be assembled member by member using lifting equipment of small capacity. Alternatively, the number of field connections may be reduced by fabricating and erecting the trusses bay by bay, rather than a member at a time

6. As in all bridge structures, it is important to achieve a compatible relationship between the deck and the main structure This is best achieved by causing the deck to act with the truss chords in taking axial loads. Alternatively, the deck may be isolated from the chords by a system of deck expansion joints.

7. Compared with alternative solutions, the construction depth of a t[illegible] is large if the deck is at the upper chord level, but is small if the traffic [illegible] through the bridge, with the deck at lower chord level For railway ov[illegible] passes carrying a railway above a road or another railway, the small c[illegible] struction depth of a through truss bridge is a major advantage In s[illegible] structures, it is desirable to combine both arrangements to provide a thr[illegible]h truss over the main span with a small construction depth, and approaches with the deck at upper chord level.

8. A truss bridge rarely looks well. This is due partly to the complexity of the elevation, but also results from the awkward member intersections which appear in any oblique view. In a large-span bridge, these factors may become unimportant because of the visual impact of the large scale In bridges of moderate span, it seems best to provide a simple and regular structure. For this reason, the Warren truss usually looks better than other forms.

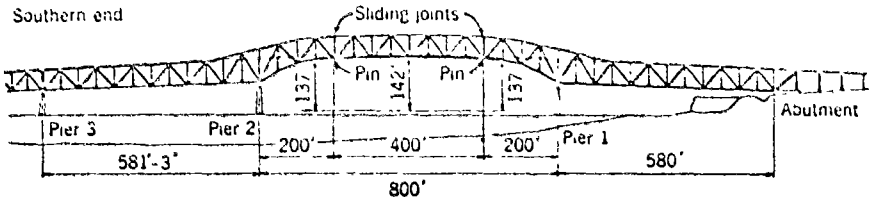
4.4 TYPICAL STRUCTURES

4.4.1 Auckland Harbour Bridge (New Zealand) [38,40]. The Auckland Harbour Bridge is a cantilever bridge with main spans 581 ft 3 in , 800 ft, and 580 ft. The southern approach is supported on continuous trusses with spans 265, 340, and 375 ft, and 406 ft 9 in.

As shown in Figure 4 3, the deck is at the upper chord of the approaches and for most of the length of the anchor spans The truss profile rises in the main span, placing the deck at lower chord level over the central 500 ft. This arrangement is common in many American bridges, for example, the 875-ft span Blue Water International Bridge at Port Huron, Michigan, and the 680-ft span Penrose Avenue Bridge at Philadelphia [32] It provides adequate clearance over the main span, reduced pier heights, and a truss depth which varies in a suitable manner over the length. In the present case, the depth center to center of chords is 48 ft 7½ in at the anchor piers, 92 ft 3½ in at the main piers, and 61 ft at the center of the suspended span The construction depth in the suspended span is 6 ft 9 in.

It will be observed that the suspended span and anchor spans are 0 5 and 0.725, respectively, of the main span. For comparison, the Greater New Orleans Bridge [33,41] has a main span of 1575 ft 6⅜ in., including [illegible] ft 4¾ in. suspended span, and 590 ft 9 in. and 853 ft 1¼ in anchor spans, [illegible] ratios of 0 438 and 0 375/0 542

Longitudinal anchorages are provided at the two abutments, w[illegible] vision for longitudinal movements at all intermediate piers. The [illegible] expansion joint is at the junction of the approach and the south[illegible] span. At each of the main piers, 1, 2, and 3, lon[illegible]



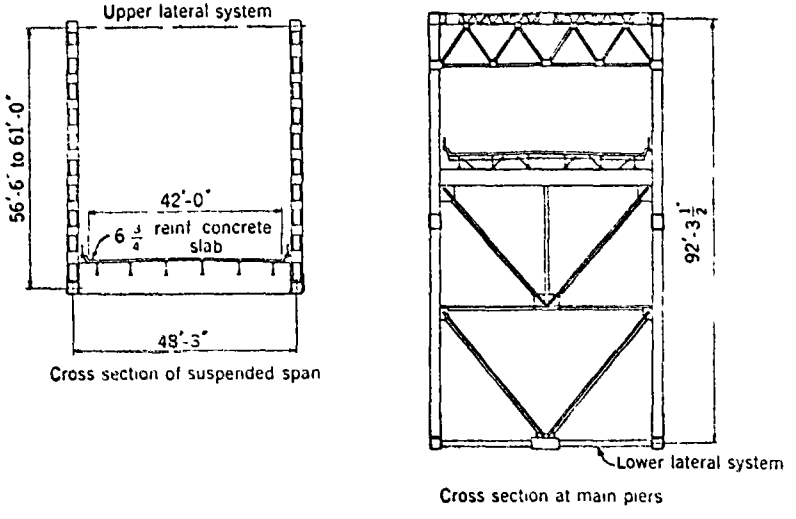


Figure 4.3 Auckland Harbour Bridge: general arrangement and cross sections (Courtesy Institution of Civil Engineers, London)

permitted by providing 28-ft deep rockers underneath each truss, interconnected by a sway frame, the whole being housed within a hollow pier top.

The approaches and anchor spans have a diamond lower lateral system with sway frames at all verticals. In the main span, there are both upper and lower laterals. Forces from the upper laterals are transmitted down portal frames at the main piers.

The deck consists of a 6¾-in concrete slab composite with longitudinal stringers spanning between crossgirders. Where possible, the crossgirders are supported by struts from the sway bracing system, leading to a reduced crossgirder depth and cost. The deck is isolated from longitudinal strains in the main trusses, with an expansion joint at one end of each crossgirder. A typical detail is shown in Figure 4.4.

The bridge is in an earthquake zone and was designed for earthquake loads.

5

Tubular Girders

5.1 INTRODUCTION

The term *tubular girder* may be applied to members with greatly differing geometries.

For the term to be applied at all, the cross section must show a multiply connected boundary, corresponding to an exterior and at least one interior surface. In addition, the term is usually restricted to situations where the thickness is small compared with the major dimensions of the cross section. Under these conditions, the cross section can be represented by a line at midthickness, with the thickness defined at every point of the line. Some typical cross sections are shown in Figure 5.1.

In addition to its longitudinal elements, a typical tubular girder will include some system of transverse diaphragms or crossgirders.

The significant parameters defining the proportions of a tubular girder are (*a*) the shape of the cross section; (*b*) the ratio of the longitudinal dimension,

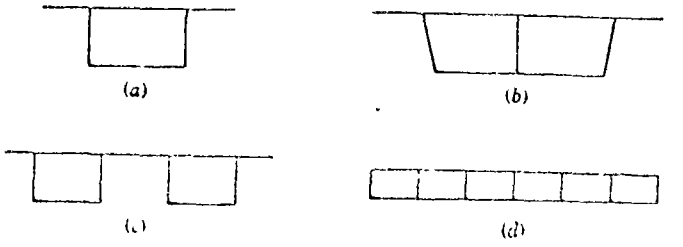


Figure 5.1 Typical tubular cross sections

or span, to the maximum cross sectional dimension, (c) a typical ratio of the width to thickness of a wall; and (d) the diaphragm spacing, possibly expressed as a fraction of the span.

One of the significant advantages of a tubular girder, as used in a bridge, is that the upper wall may also serve as the deck slab. As such, it will receive loads normal to its surface and must have bending stiffness and strength. The design problem includes not only the transfer of load longitudinally by the girder system to the bridge piers or abutments, but also the prior problem of the transfer of deck loads by the deck to the girder walls.

5.2 DISTINCTIVE FEATURES

1. A tubular girder has high torsional stiffness and strength, compared with an equivalent member of open cross section. This is of particular advantage in structures curved in plan, but in straight structures also will contribute to the efficient support of eccentric loads and to the effective distribution of load in the transverse direction.

2. Characteristically, a tubular girder will have larger flange widths. For example, if a bridge made of parallel I-section girders is modified to form a tubular girder with the same number of webs, the total flange width will be increased. This may be an advantage in itself. In continuous reinforced concrete bridges, it has not been uncommon for the structure to consist of a system of parallel I-section girders at midspan, modified to a tubular system at the supports, by increasing the flange widths.

This tendency toward increased flange widths makes it possible, and to some extent desirable, to use large span/depth ratios. This may be of immediate advantage in cases where the construction depth is limited. In many structures, the increased slenderness is regarded as an esthetic advantage.

However, these reduced construction depths are normally associated with increased material costs. These will cause increased total costs unless the designer can at the same time reduce fabrication and handling costs.

A fully stressed design with a reduced depth must have increased deflections. In extreme cases, the live load deflections and the dynamic response to live load may control the design. This situation has arisen on some modern bridges, for example, the Poplar St. Bridge, St. Louis [13,70].

In steel girders, the extended flange widths may cause large width/thickness ratios of the plate elements, causing buckling problems. Conversely, design against buckling may lead to complicated and costly stiffener arrangements.

3. The erection problem with an integral tubular girder is distinctly different from that with parallel separate girders. This may or may not be an advantage. There is a tendency to use heavier individual components in tubular construction.

4. The space enclosed within the girder may be useful for the passage of services or for other purposes. In one structure, a complete electrical substation is enclosed within a tubular crossmember.

5. The maintenance problem of a tubular girder is probably easier than for an equivalent girder of open cross section. The interior space may be made directly accessible without the use of scaffolding. Alternatively, this space may be hermetically sealed, and the enclosed air may be dried to provide a noncorrosive atmosphere.

The exterior is usually composed of simple, plane surfaces, without protruding details. This may facilitate maintenance and at the same time prevent staining, for example, from dust accumulating on horizontal surfaces and then washing down with rain.

6. The appearance of a tubular girder is generally regarded as attractive. This is not only due to the more slender form, but also results from the uncluttered undersurface. An Australian concrete bridge (at the Middle Harbour, Roseville [16]) has been described as "a slender ribbon of concrete launching into space." This aptly describes the visual effect produced by many tubular girder highway bridges.

5.3 TYPICAL STRUCTURES

5.3.1 Britannia Bridge (Wales) [27,28]. This bridge was constructed in 1846–1850 by George Stephenson, to carry the Chester and Holyhead railway across the Menai Straits, Wales. An associated structure, the Conway Bridge (Plate 5.1), was built at the same time and served as a prototype with respect to fabrication and erection procedures. These two structures constitute the first significant tubular girders.

The Britannia Bridge has four spans, usually quoted as 230, 460, 460, and 230 ft. However, these are clear dimensions. The spans center to center of the supports are 254 ft 9 in., 498 ft 6 in., 498 ft 6 in., and 254 ft 9 in. These spans remained the largest in existence until the period following World War II.

The structure consists of two parallel rectangular tubes, each carrying a track which passes through the interior of the tube. The cross section is shown in Figure 5.2. The vertical walls are stiffened by vertical stiffeners at about 2-feet centers. These also serve as splice material. All walls are constructed of wrought iron plates, of the order of 2 × 8 ft in size, with thicknesses up to ¾ in., riveted together. Each girder span was constructed as a unit and then floated and lifted into position.

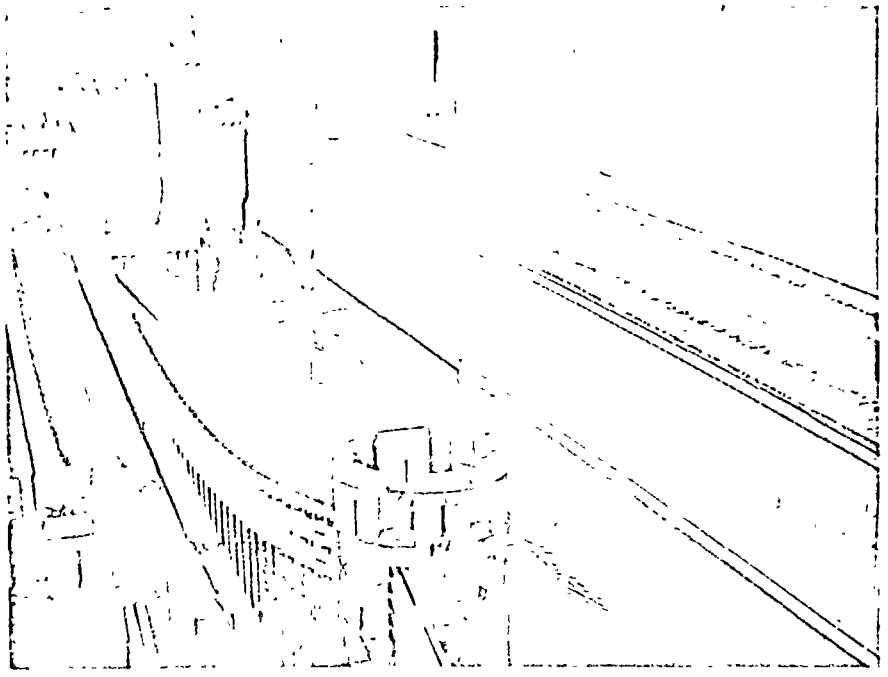


Plate 5.1 Bridges at Conway, North Wales The tubular bridge at the right served as a prototype for the Brittania Bridge, constructed by G. Stephenson, 1846–1850. (See Sec. 5.3.1.)

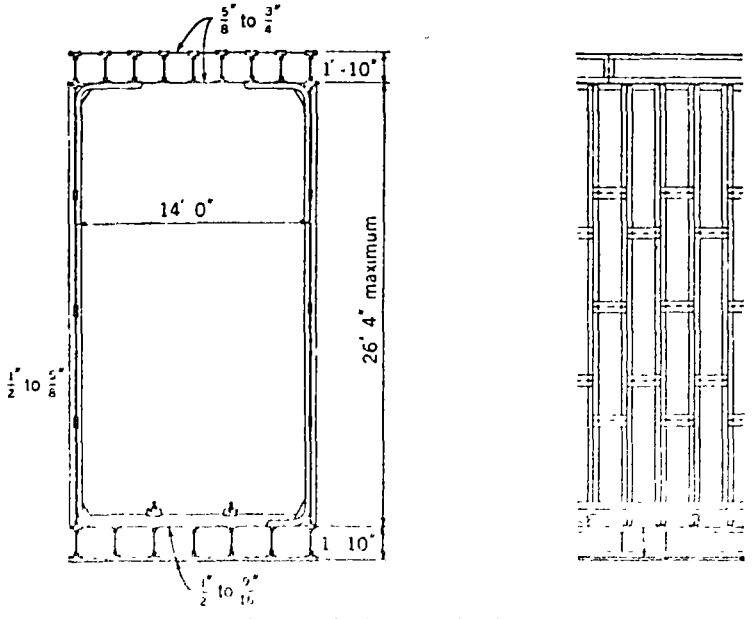


Figure 5.2 Brittania Bridge.

The design was based on extensive model tests and some early mathematical analyses carried out by W. Fairbairn and E. Hodgkinson.

5.3.2 Zoo Bridge, Cologne (West Germany) [34] The Zoo Bridge at Cologne (Plates 5.2, 5.3) has a maximum span of 850 ft, which at the time of construction (1966) was the longest tubular girder span in the world. The only longer unbraced girder span was the 856-ft central span of the Sava River Bridge in Yugoslavia, constructed with two separate, parallel plate girders.

The cross section of the bridge is shown in Figure 5.3. A roadway, 88 ft 7 in. wide, is supported on an orthotropic steel deck, spanning between two widely spaced rectangular section girders. The girder depth varies over the main span, from 32 ft 10 in. to 14 ft 9 in., with a central depth of 20 ft. The span/depth ratio based on the central depth is 42.5, and on the maximum depth, 25.9. These ratios are high. The ratio of girder depth to width is relatively high, varying from 2.22 to 1.0.

The structure was erected by cantilever erection, a typical field unit consisting of a complete flange or web, about 53 ft long.

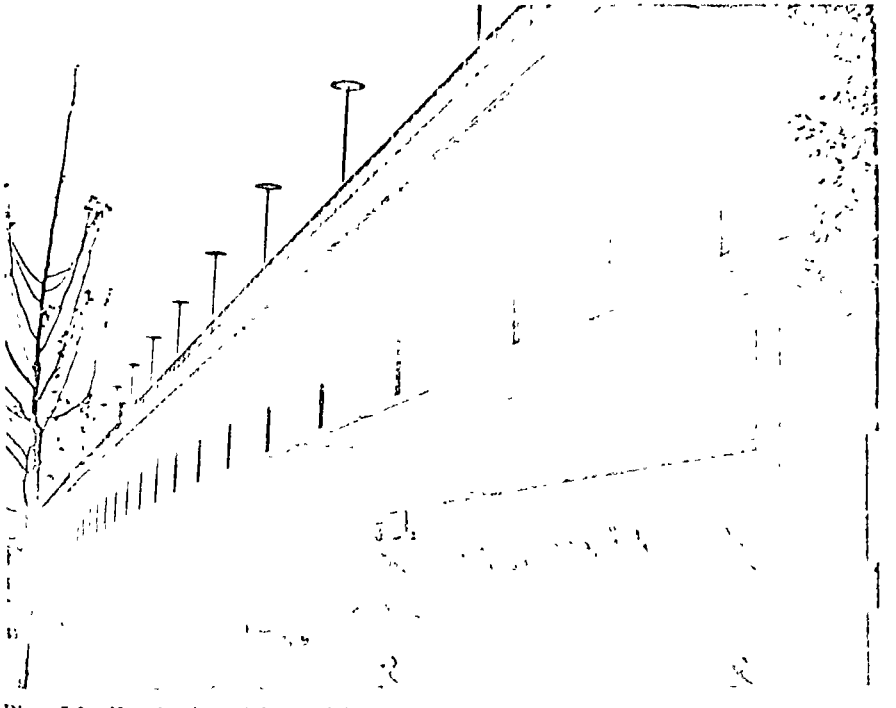


Plate 5.2 Zoo Bridge, Cologne, West Germany Main span 850 ft (See Sec. 5.3.2.)

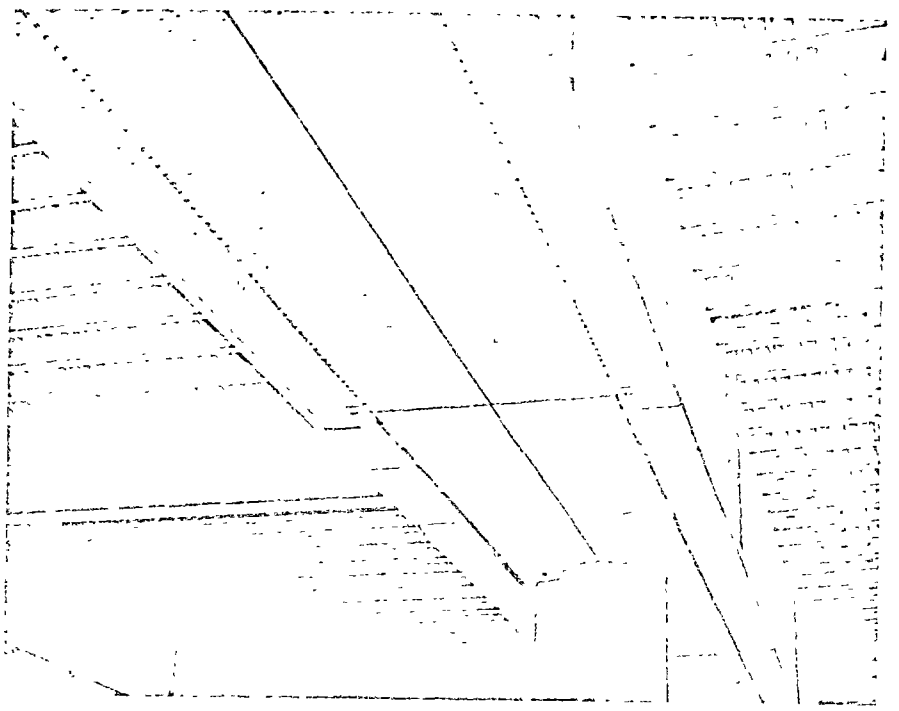


Plate 5.3 Zoo Bridge, Cologne, West Germany. Main span 850 ft. Details of deck, tubular girder, and steel rocker pier. (See Sec. 5.3.2.)

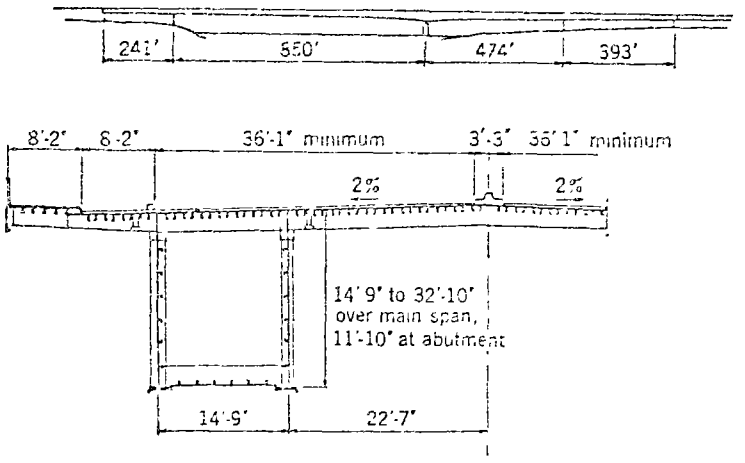


Figure 5.3 Zoo Bridge, Cologne
(Courtesy Stahlbau, W. Ernst & Son)

8

Stiffened Suspension Bridges

8.1 INTRODUCTION

Both the conventional suspension bridge and the cable-stayed girder bridge could be classed as suspension structures. Although similar in philosophy, these two structures are sufficiently different in practice to permit separate treatment. The conventional suspension bridge will be discussed in this chapter, and other types of suspension structures in Chapter 9.

The suspension bridge reigns supreme for spans in excess of 2000 ft. However, it is generally regarded as competitive for spans down to 1000 ft, and even spans below this figure are not uncommon [2,8,26,41,47,73,80,84].

The modern suspension bridge owes its development largely to work done over the last one hundred years in the United States. It has been almost universally an all-steel structure, apart from the deck surface and the foundations. More recently, reinforced concrete towers have been used in a number of major structures [10,16,41], beginning with the bridge at Tancarville [40,54,55], France. There are now at least two structures [8,41] in which the deck is of poststressed concrete.

The form of the classical stiffened suspension bridge is intimately related to the method of construction. This is emphasized by a fundamental comparison between it and the modern cable-stayed girder. The danger of collapse due to aerodynamic instability has been made tragically clear by the collapse in 1940 of the original Tacoma Narrows Bridge. These two subjects will be discussed.

A further subject, namely corrosion protection, can be of major importance but will be omitted for lack of space. It is discussed in some of the references [1,42,43].

8.2 DISTINCTIVE FEATURES

1. The major element of the stiffened suspension bridge is a flexible cable, shaped and supported in such a way that it can transfer the major loads to the towers and anchorages by direct tension.

2. This cable is commonly constructed from high strength wires, either spun *in situ* or formed from component, spirally formed wire ropes. In either case the allowable stresses are high, typically of the order of 82–87 ksi for parallel strands.

3. The deck is hung from the cable by hangers constructed of high strength wire ropes in tension.

4. This use of high strength steel in tension, primarily in the cables and secondarily in the hangers, leads to an economical structure, particularly if the self-weight becomes significant, as in the case of long spans.

5. The economy of the main cable must be balanced against the cost of the associated anchorages and towers. The anchorage cost may be high in areas where the foundation material is poor.

6. The main cable is stiffened either by a pair of stiffening trusses or by a system of girders at deck level.

7. This stiffening system serves to (*a*) control aerodynamic movements and (*b*) limit local angle changes in the deck. It may be unnecessary in cases where the dead load is great.

8. The complete structure can be erected without intermediate staging from the ground.

9. The main structure is elegant and neatly expresses its function.

10. The height of the main towers can be a disadvantage in some areas; for example, within the approach circuits for an airport.

8.3 TYPICAL STRUCTURES

Tables 8.1 and 8.2 present some of the more important statistics for 20 suspension bridges. The list is not exhaustive but includes typical structures from different countries over a range of spans.

8.3.1 Verrazano Narrows Bridge (U.S.A.) [15]. The Verrazano Narrows Bridge (Plate 8.1), in New York City, is now the longest span bridge in the world, its main span exceeding that of the Golden Gate Bridge by 60 ft. It carries 12 lanes of traffic, giving it a larger total design load than any other bridge.

Table 8.1 Proportions of Existing Suspension Bridges

Identification	Date opened	Carrying: Total road width (ft)	Carrying: Number of lanes	Carrying: Other	Spans: Main span (ft)	Spans: Side span (ft)	Central clearance (ft)	Tower height (ft)	Cable sag (ft)
Verrazano Narrows [15]	1964	4/37	12		4260	1215	228	690	385
Golden Gate [9,101]	1937	60	6	2/11' paths	4200	1125	220	746	475
Mackinac [99,94]	1958	2/23	4	2/3' paths	3800	1800	148	552	555
George Washington [14,52]	1931, 1962	90 + 2/36	14		3500	610, 650	213	595	316
Tagus [6,73]	1966	2/25 25	4	(2nd stage,- 2/rlwy tracks)	3323	1586 + 327	230	625	349
Forth [17,83,104]	1964	2/24	4	2/15' paths	3300	1340	170	512	300
Severn [4,96,105,107]	1966	2/32.5	4	2/12' paths	3240	1000	120	445	270
Original Tacoma Narrows [45]	1940	26	2	2/4'-9" paths	2800	1100	196	434	232
Second Tacoma Narrows [18]	1950	46 7	4	2/3'-6" paths	2800	1100	184	502	236
San Francisco-Oakland [24,69]	1936	58 + 31	9	2 rail tracks	2310	1160	203	502 (max.)	231
Walt Whitman [36,77]	1957	79	7	2/3' paths	2000	769.8	152.5	374	195
Tancarville [40,54,55]	1959	41	4	2/4' paths	1995	577	164	404 (conc.)	222
Emmerich [58]	1965	47.5	4	2/8 2' paths	1640	497	84	312	182
Chesapeake Bay [51,61]	1952	28	2		1600	660	187+	350	148
San Pedro [9,10]	1964	51.8	4		1500	506.5	185	336	150
Delaware [20,21]	1966	2/34.4	6	2/6.5' paths	1370	None	148	300	149
Bordeaux [10]	1967	46	4	2/5' + 2/3.6' paths	1292	469	174	344 (conc.)	
Rodenkirchen [64]	1954	2/28 6	4	1/7.4' + 2/8' paths	1240	310	53	219	138
[illegible] [76]	1961	33	2	2/6' paths	1100	374	120	260 (conc.)	112
Hudson Hope [41]	1964	28			680	None	84+	(conc.)	90

Table 8.2 Additional Statistics for Existing Suspension Bridges

Identification	Cables: Spacing center to center (ft)	Cables: Type	Cables: Construction	Cables: Overall diameter (in.)	Hanger spacing (ft)	Stiffening system: Type	Stiffening system: Depth[a] (ft)	Stiffening system: Total I (ins.^{2}-ft^2)	Deck construction	Total weight/foot of deck (kips/ft)
Verrazano Narrows	103	Parallel	4 × 61 × 428 × 0.196″	36	49.5	Truss	24	180,000	6″ concrete filled grid	36.65
Golden Gate	90	Parallel	2 × 61 × 452 × 0.196″	36	50	Truss	25	88,000	Concrete	22.8[b]
Mackinac	68	Parallel	2 × 37 × 340 × 0.196″	24.5	39	Truss	38	130,000	4½″ concrete and grid	
George Washington	106	Parallel	4 × 61 × 434 × 0.196″	36	60	Truss	30	66,000	7″ concrete and 4½″ concrete filled grid	40.0[c]
Tagus	77.1[d]	Parallel	2 × 37 × 304 × 0.196″	23.1	75.5	Truss	34.9	228,000	4½″ concrete and grid	
Forth	78	Parallel	2 × 37 × 314 × 0.196″	23.2	60	Truss	27.5	78,900	Orthotropic steel	10.5
Severn	75	Parallel	2 × 19 × 438 × 0.196″	20	60	Tubular steel[e]	10		Orthotropic steel	7.84
Original Tacoma	39	Parallel	2 × 19 × 332 × 0.196″	17.1	50	Plate girder	8	2,570	5¼″ concrete	5.7
Second Tacoma	60	Parallel	2 × 19 × 458 × 0.196″	20.1		Truss	33	95,600	6″ concrete	8.68
San Francisco-Oakland	66	Parallel	2 × 37 × 472 × 0.196″	28.8	30.3	Truss	30	139,000	Concrete	18.7
Walt Whitman	79	Parallel	2 × 37 × 308 × 0.196″	23.1	40.3	Truss	18		5″ concrete-filled grid	16.7
Tancarville	52.5	Spiral	2 × 56 × 2.84″	24	35	Truss	17.6		3¾″ concrete + 0.4″ steel	11.4
Emmerich	55.1	Spiral	2 × 61 × 2.0″		49.7	Truss	13		Orthotropic steel	
Chesapeake Bay	33.7	Spiral	2 × (5 × 1 11/16″ + 6 × 29/32″)	14	41	Truss	22.0		Light-weight concrete	5.39
San Pedro	59.0	Parallel				Truss	15.0		6.3″ concrete	
Alvsborg	102	Spiral	2 × 85 × 2.15″	22.7	47.2	Truss	15.3	18,000	7″ concrete	18.3
Bordeaux	68.5	Spiral	2 × 37 × 2.83″	14.8	32.8	Truss	15.7		3.6″ concrete + 0.3″ steel	
Rodenkirchen	86.6	Spiral	2 × 61 × 2.12″		34.4	Plate girders	10.8		7.5″ concrete	
Tamar	50	Spiral	2 × 31 × 2.37″		30	Truss	16		6″ concrete	
Hudson Hope	37	Spiral	2 × 20 × 2.12″		20	PC box girder	4.1		6½″ concrete	8.8

[a] Trusses: between chord centroids. Other: overall depth.
[b] With second lateral system.
[c] With lower deck added.
[d] Spacing of stiffening trusses is 68.9 ft.
[e] See Figure 8.6.

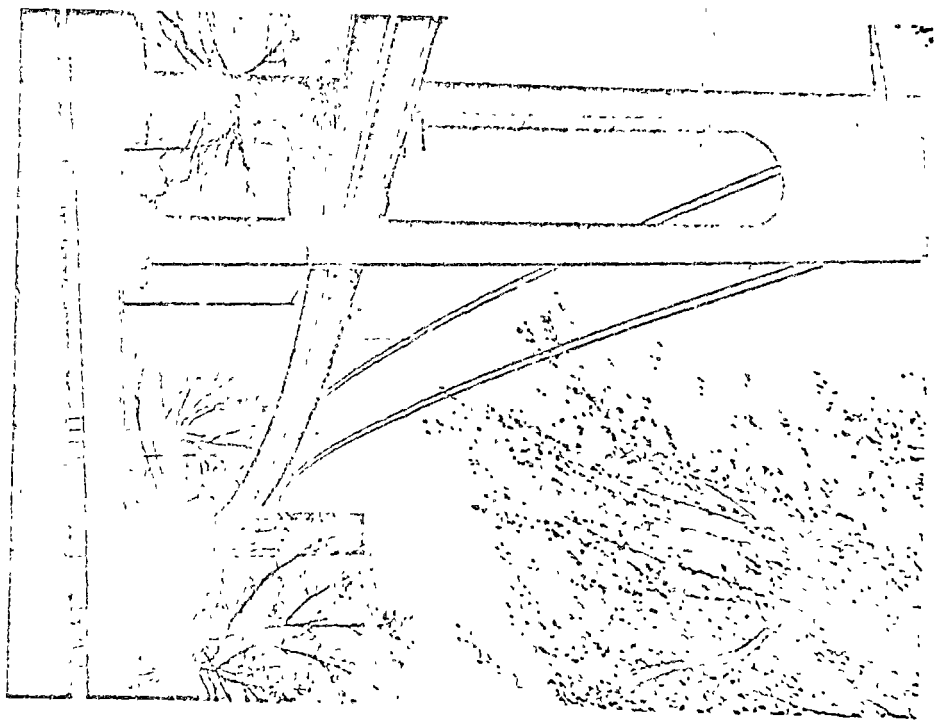


Plate 8.1 Verrazano Narrows Bridge, New York, New York. Main span 4260 ft. World's greatest bridge. (See Sec 8.3.1.)

In many ways it is typical of modern American practice. An elevation of the structure, and details of the towers and deck, are shown in Figures 8.1 and 8.2.

The main cables were spun from 0.196-in. diameter wire, with an allowable stress of 87 ksi. The wires for each of the four cables are grouped into 61 strands of 428 wires. At the anchorage, each strand is connected to an eyebar chain [57] made up of units 48 ft, 34 ft, and 17 ft 8 in. long, which, apart from the connection of the shortest unit to the cable, are connected into the anchorage. These anchor bars are flame cut from ASTM A-441 steel. The maximum shank cross section is 19 × 3 in.

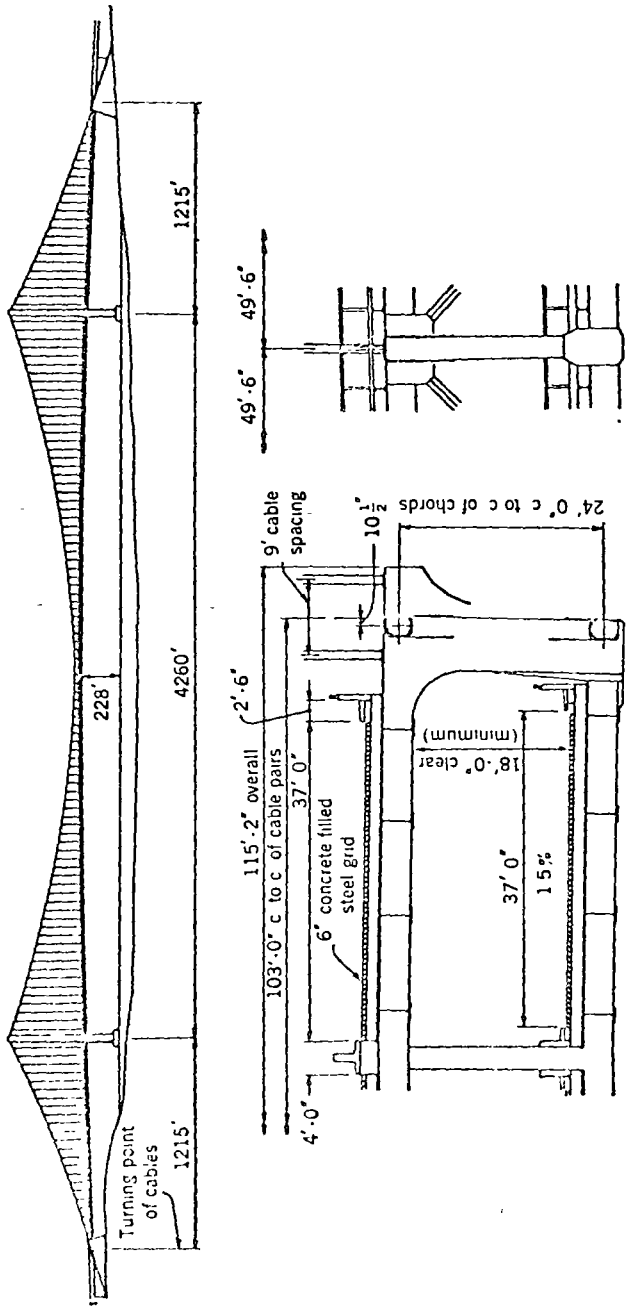


Figure 8.1 Verrazano Narrows Bridge: general arrangement and deck. (Courtesy American Society of Civil Engineers)

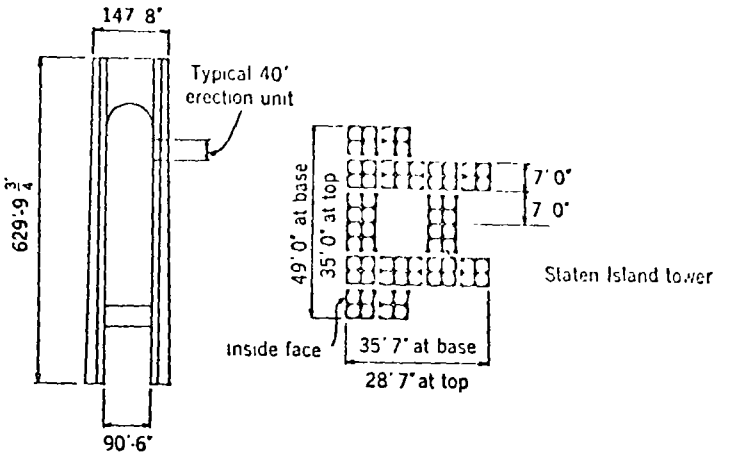


Figure 8.2 Verrazano Narrows Bridge towers. (Courtesy American Society of Civil Engineers)

Each roadway consists of a 6-in. concrete slab cast around a steel grid, 4¼ in. deep, with a 9-in. module. The proportions of the stiffening truss were largely dictated by the clearance requirements of the double-deck roadway system. The resulting depth of 24-ft center to center of chords represents a span/depth ratio of 177.5. This ratio is significantly higher than had been customary for earlier (smaller) United States bridges. For example, the Second Tacoma Narrows Bridge (1950) had a ratio of 85; the Walt Whitman Bridge (1957), 111; and the Mackinac Straits Bridge, 100. Wind tunnel tests were carried out on sectional models and indicated satisfactory behavior. The deck structure is shop riveted and field bolted. Both upper and lower laterals are used.

The main towers are fixed at the base and are firmly attached to the cables at the top. They are sufficiently flexible to deflect with the cable without developing excessive stresses. The towers are simple in elevation. In section they consist of cells composed of web plates, typically ½ in. thick, connected by 8 × 8 × ½ in. angles, with both shop and field rivets. The breakup into shop units is shown in Figure 8.2. The horizontal joints are milled to bear and connected by lap splice plates.

8.3.2 Mackinac Bridge (U.S.A.) [89,91]. The Mackinac Bridge spans the four-mile Straits of Mackinac between St. Ignace and Mackinaw City at the head of Lake Michigan. Foundation conditions prompted an unusually large ratio of side to main spans. The total length of the cables from anchorage to anchorage is 8684 ft, the longest in the world.

The elevation and cross section of the superstructure are shown in Figure 8.3. The roadway of four lanes is carried on a 4¼-in. steel grating. This is

9

Cable-Stayed Girder Bridges

9.1 INTRODUCTION

The cable-stayed girder bridge consists of a main girder system at deck level, supported on abutments and piers and in addition by a system of straight cables passing from the approaches over one or two towers to the main span.

Inclined cables of this type have been used in a number of older bridges, for example, the 400-ft span Albert Bridge [22] built over the river Thames in 1873. Nevertheless, the modern cable-stayed girder bridge may be classed as a recent development, dating from the 1955 Stromsund Bridge [33], and the 1958 North Bridge at Dusseldorf [8]. This development originated in West Germany. At least nine major bridges have been constructed in that country between 1955 and 1969. There are also examples, either completed or being built, in Great Britain, Venezuela, Canada, Japan, and Australia.

This bridge type is claimed to be economical for spans in the range 330–1150 ft [13], and the bridges referred to all lie in this range. The maximum span to date is the 1050-ft Knie Bridge at Dusseldorf [13,31].

The cable-stayed girder bridge may be grouped with the conventional suspension bridge as a suspended structure. It is best to emphasize at once that this resemblance does not extend very far. The primary design problems are different for the two structures. The low stiffness of the stiffened suspension bridge leads to nonlinear behavior and aerodynamic instability. Neither of these problems is acute in the cable-stayed girder bridge. More important are the choice of arrangement and the design of cable details.

A useful review of German bridges is given in reference 13. A similar review in German is given in reference 31.

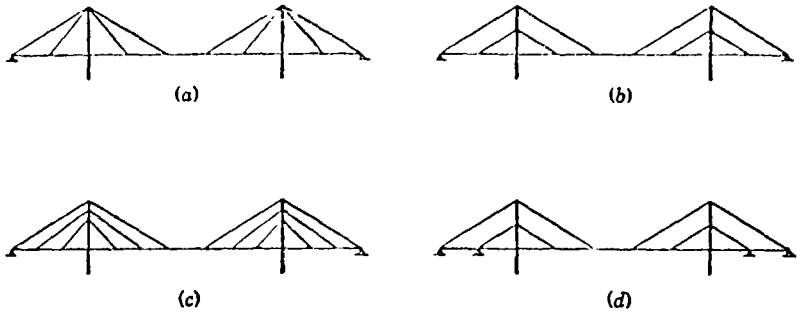


Figure 9.1 Typical arrangements: (*a*) fan, (*b*) harp; (*c*) modified fan; (*d*) externally anchored harp.

9.2 TERMINOLOGY

Figure 9.1 shows four cable-stayed girder arrangements. The type names used in this diagram will be used throughout this chapter. They may differ from those used by other authors (for example, Feige [13]).

An arrangement in which all cables converge to a point at the tower top will be classed as a *fan*. In the *harp* arrangement, the cables are in parallel tiers. The *modified fan* has the cable intersections partly separated at the towers and is intermediate between the fan and the harp

The deck may be supported by a pier at each cable anchorage on the approach side, as shown in (*d*). This arrangement will be referred to as an *externally anchored harp*.

The number of tiers of cables may vary: Figures 9 1*a* and *b* show the double fan and double harp, respectively. In the case of a single cable, the distinction between the types disappears, and the designation *single-cable* arrangement will be used.

Additional variations will be discussed as they arise.

9.3 DISTINCTIVE FEATURES

1. The use of high strength cables in tension leads to economy in material, weight, and cost

2 As compared with the stiffened suspension bridge, the cables are straight rather than curved As a result, the stiffness is greater It will be recalled that the nonlinearity of the stiffened suspension bridge results from changes in the cable curvature and the corresponding change in bending moment

taken by the dead-load cable tension. This phenomenon cannot occur in an arrangement with straight cables.

3. The cables are anchored to the deck and cause compressive forces in the deck. For economical design, the deck surface must participate in carrying these forces In a concrete structure, this axial force prestresses the deck

4. All individual cables are shorter than the full length of the superstructure. They are normally constructed of individual wire ropes, supplied complete with end fittings, prestretched and not spun. The cable erection problem differs greatly from that in the conventional suspension bridge.

5. There is great freedom of choice in selecting the structural arrangement.

6. Compared with the stiffened suspension bridge, the cable-braced girder bridge tends to be less efficient in supporting dead load, but more efficient under live load [22] As a result, it is not likely to be economical on the longest spans.

It is commonly claimed to be economical over the range 330–1150 ft, but some designers would extend the upper bound as high as 2600 ft [22].

7. The cables may be arranged in a single plane, at the longitudinal centerline of the deck. This arrangement capitalizes on the torsion capacity inherent in a tubular girder system, and halves the number of shafts in the towers. It also simplifies the appearance of the structure, and avoids cable intersections when the bridge is viewed obliquely.

8. It is desirable to provide jacking details capable of modifying the cable forces. These can be arranged at the cable anchorages or at the tower tops. They are necessary to adjust for creep in the cables, errors in the cable lengths, or variations in their elastic modulus. They may also be used to modify the stress distribution due to dead load—for example, by prestressing the main span upwards.

9. The presence of the cables facilitates the erection of a cable-stayed girder bridge. Temporary backstays of this type have been common in the cantilever erection of girder bridges (for example, the Concordia Bridge, Sec 5.3.6, and the San Mateo-Hayward Bridge, Sec 5 3.3) Adjustment of the cables provides an effective control during erection.

10. Aerodynamic instability has not been found to be a problem in structures erected to date [17,24,27].

11. The natural frequency of vibration differs from that of more conventional alternatives, such as the unbraced girder or the suspension bridge In the case of the harp arrangement, the cables tend to balance a load on one side of the tower against a load on the other, causing a reduction in the dead-load moment in the deck and a possible reduction in the deck stresses However, the bridge may vibrate in a mode in which points at opposite ends of a cable have vertical movements in opposite senses The control of

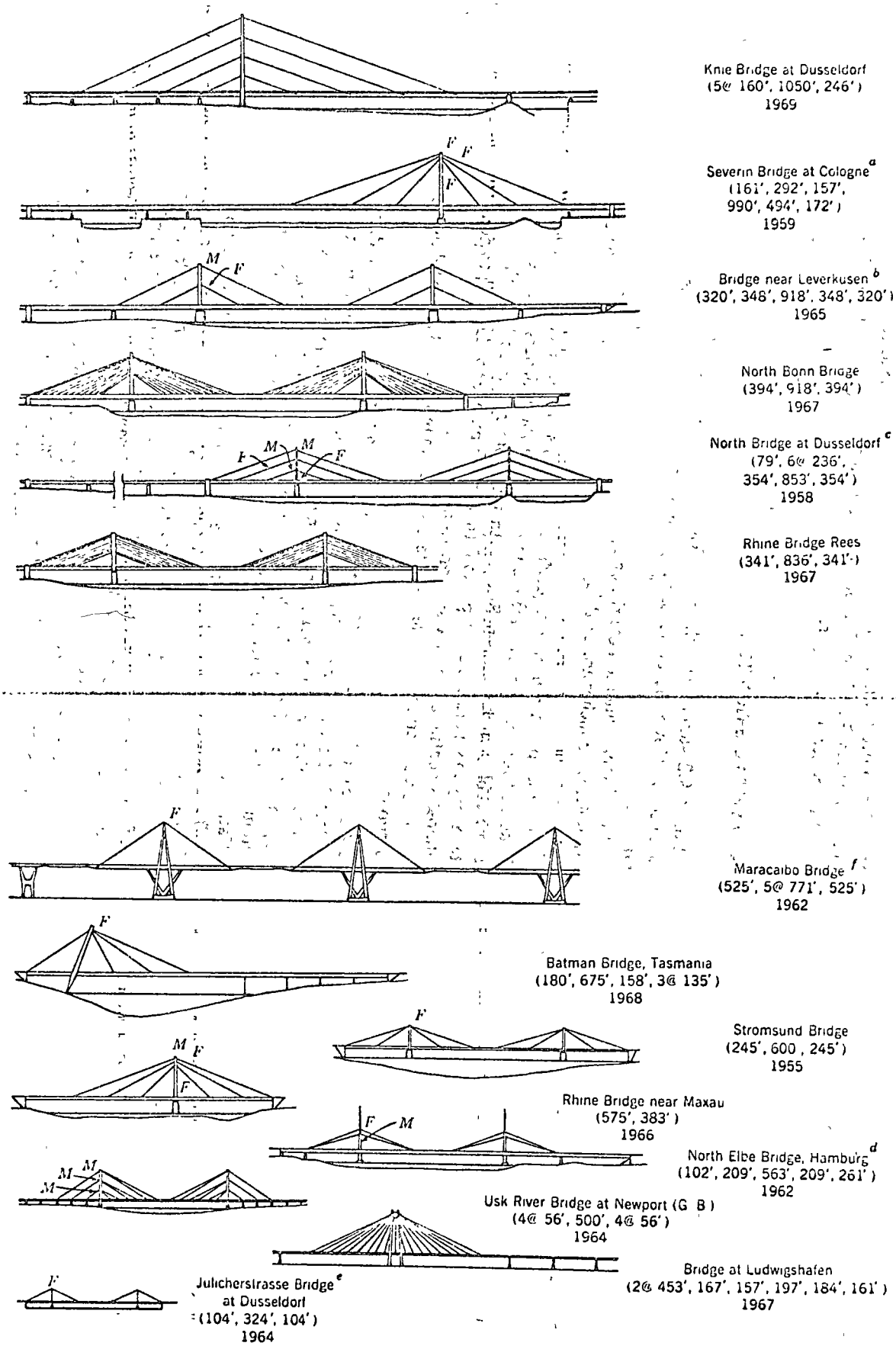


Figure 9.2 Existing cable-stayed girder bridges.
(*a–f* see detailed descriptions)

the cables to deck stiffness may be small, and this may lead to undesirable natural frequencies The fan or externally anchored harp arrangements should be better in this regard

9.4 TYPICAL STRUCTURES

Figure 9.2 summarizes the main features of 14 bridges. This list is not exhaustive. However, it is sufficiently complete to be representative of current practice.

It is of some value to note the completion dates as well as the spans. For example, the Julicherstrasse Bridge represents a modern design of moderate span.

In the simpler arrangements, each cable consists of a number of wire ropes, bundled together, typically from 6 in the case of the Julicherstrasse to 16 for some cables of the Severin Bridge. In the more recent designs, there is a tendency to separate these ropes to form a larger number of cables, providing almost a continuous elastic support to the girder.

The six structures indicated will be described in more detail in the following sections

9.4.1 Severin Bridge (West Germany) [13,14,20,32]. The Severin Bridge (Plate 9.1) crosses the Rhine at Cologne Its main span of 990 ft was the longest cable-braced girder span for many years It has since been exceeded by the Knie Bridge at Dusseldorf, with a span of 1050 ft The design was influenced to some extent, on esthetic grounds, by the proximity to Cologne Cathedral.

The main features of the bridge are shown in Figure 9 3 It carries a 62 ft 4 in. roadway, consisting of four traffic lanes and two tram tracks, as well as two 7 ft 3 in cycle tracks and two 9 ft 10 in footpaths The deck consists of an orthotropic steel plate with a bituminous wearing surface and is supported by crossgirders at 7-ft centers spanning between two widely spaced tubular girders

These girders are continuous over a length of 2270 ft but receive intermediate support at four approach piers, the main tower, and six cable connections (one of which coincides with a pier on the east bank)

The single tower is located asymmetrically, near the east bank It consists of two inclined legs (Plate 9 2), joined at the top to form a triangle, and passing outside the deck to fixed bases (Fig 9 4)

The cables consist of spiral, locked coil wire ropes with diameters from 3 32 to 2 71 in. Their arrangement is shown in Figure 9 5 All cables are rigidly attached to the tower The number of ropes in a cable changes as it

10

Arches

10.1 INTRODUCTION

An arch may be defined as a member shaped and supported in such a way that intermediate transverse loads are transmitted to the supports primarily by axial compressive forces in the arch.

For a fixed loading, the arch shape may be chosen so as to avoid all bending moments. For downward loads, this shape will be concave downwards. The arch then becomes the exact inverse of the suspension bridge cable.

A distinctive terminology has arisen, based originally on the masonry arch. The more important terms are given in Figure 10.1.

The classical arch form consists of a curved rib springing from abutments which supply reactions having the inward-acting horizontal components essential for arch action. A large number of variants is possible. Some of these are shown in Figure 10.2.

1. The arch rib may be hingeless, or may have one, two, or three hinges. The last case is determinate (Fig. 10.2*a–e*).

2. The space between the deck and the arch may be filled with earth

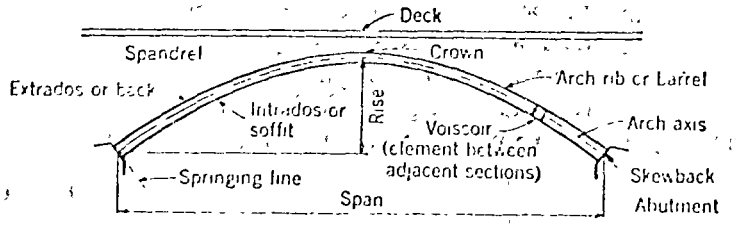


Figure 10.1 Arch bridge nomenclature

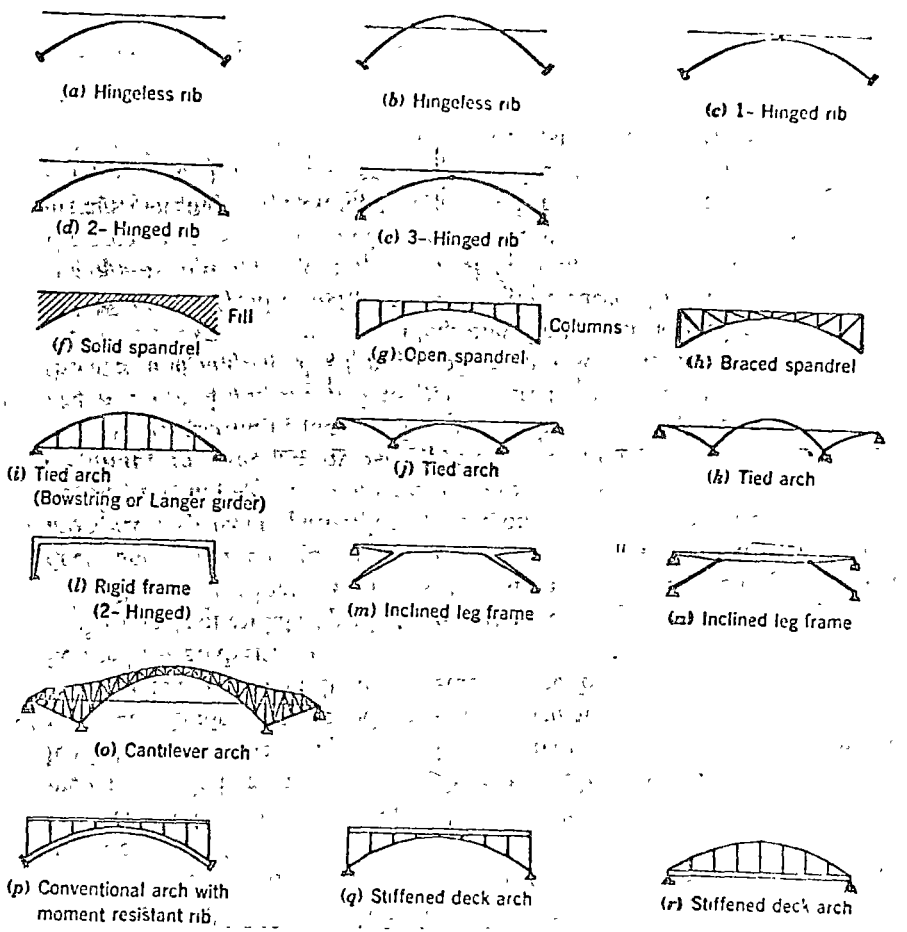


Figure 10.2 Types of arch bridge.

retained by vertical solid walls at the sides. This structure is called a *solid* or *filled spandrel arch* (Fig. 10.2*f*).

An *open spandrel arch* has columns or hangers transmitting loads from the deck to the arch (Fig. 10.2*g*).

If diagonals are added, the combination of arch rib, deck, verticals and diagonals forms a truss and is referred to as a *braced spandrel arch* (Fig. 10.2*h*).

3. In a tied arch, the horizontal reactions to the arch rib are supplied by a tie at deck level (Fig. 10.2*i–k*). The simplest case (*i*) is referred to as a *bowstring* or *Langer girder* [9,21,63,66].

4. For ease of construction, the curved arch rib may be replaced by a combination of straight members. The extreme case is the rigid frame, consisting of a horizontal member rigidly attached to two or more vertical legs [36]. Another example is the case with a horizontal beam at deck level supported by inclined legs which may or may not be rigidly connected to the deck [13] (Fig. 10.2*l–n*).

The continuously curved rib is the ideal solution only for the case where the load is distributed continuously along its length. In the open spandrel arch, the dead load of the rib is distributed, but the dead and live load of the deck are applied to the arch as a series of point loads. Depending on the ratio of these loads and the disposition of support between the arch and the deck, various cases may arise, intermediate between the continuously curved rib and the structure with two inclined legs.

5. An arch rib may be replaced by a truss of various forms [53]. Most of these forms parallel the cases referred to above. One distinctive structure is the *cantilever arch* shown in Figure 10.2*o*. In this case horizontal reactions are supplied at both inner supports.

An alternative that is sometimes used is to hang a trussed Langer girder between two cantilever trusses. This may have a superficial resemblance to the previous case but does not require two external horizontal reaction components.

6. In any practical arch, nonzero design bending moments result from moving loads. These may be provided for by designing the arch rib for a combination of moment and thrust. Alternatively, they may be taken by the deck. This second structure is called the *stiffened deck arch* and is similar to the stiffened suspension bridge (Fig. 10.2*q*, *r*). The typical bowstring girder is one example of this form.

10.2 DISTINCTIVE FEATURES

1. The arch form is intended to reduce bending moments in the superstructure and should be economical in material compared with an equivalent straight, simply supported girder or truss.

2. This efficiency is achieved by providing horizontal reactions to the arch rib. If these are external reactions, they can be supplied at reasonable cost only if the site is suitable. The most suitable site for this form of structure is a valley, with the arch foundations located on dry rock slopes.

3. The conventional curved arch rib may have high fabrication and erection costs, although these may be controlled to some extent by the skill of the designer.

4. The erection problem varies with the type of structure, being easiest for the cantilever arch and possibly most difficult for the tied arch. The difficulty with the latter arises from the fact that the horizontal reactions are not available until the deck is completed.

5. The arch is predominantly a compression structure. For example, the open spandrel arch with the rib below the deck consists of deck, spandrel columns, and arch rib. The last two are compression members.

The design must include accurate estimates of buckling behavior and should be detailed so as to avoid excessive reductions in allowable stress.

The stiffened deck design leads to a slender arch rib with the possibility of excessive penalties due to buckling.

The classic arch form (Fig. 10.2*a*) tends to favor concrete as a construction material.

6. The arch rib is usually shaped to take dead load without bending moments. This load is then called the *form load*. If the form load is large, the live load becomes essentially a small disturbance applied to a compressed member. Under these conditions, the normal first-order elastic theory is inadequate and errs on the unsafe side. Some form of deflection theory must be used for analysis.

The effects of initial imperfections in the arch shape may become significant.

7. The conventional arch has two moment-resistant components—the deck and the arch rib. Undesirable and unanticipated distributions of moment may occur, particularly in regions where the spandrel columns are short, normally near the crown of the arch. This may be avoided by careful detailing; for example, by using pin-ended columns.

8. The structure of most arches encroaches on the space bounded by the abutments and the deck. This may restrict clearance for passage beneath the arch and may involve the risk of collision with the arch rib. Exceptions are the rigid frame with vertical legs and the bowstring girder.

9. Esthetically, the arch can be the most successful of all bridge types. It appears that through experience or familiarity, the average man regards the arch form as understandable and expressive. The curved shape is almost always pleasing. This esthetic advantage is reduced for the bowstring girder, or in general for cases where the arch rises through the deck. However, even in these cases, the arch may be made particularly attractive.

10.3 TYPICAL STRUCTURES

10.3.1 Rainbow Arch (U.S.A., Canada) [30]. The Rainbow Arch Bridge (Plate 10.1) across the Niagara River between the United States and Canada close to the falls was opened to traffic in 1941. It has a hingeless steel rib with a span of 950 ft and a rise of 150 ft, giving a rise/span ratio of 0.158.

Plate 10.1 Rainbow Arch, Niagara Falls, U.S.A.–Canada. Span 950 ft. (See Sec. 10.3.1.) Courtesy Bethlehem Steel Corporation.

The general arrangement and cross section are shown in Figure 10.3. The arch rib is a riveted steel box 8 ft wide × 12 ft deep, with an additional horizontal plate at mid-depth and stay plates connecting longitudinal angle stiffeners at the quarter-points of the depth. The span/depth ratio is 79. The structure has lateral bracing systems in the deck and following the top and bottom faces of the arch rib. Truss diaphragms connect the two arch ribs at the spandrel columns.

The slenderness of the arch prompted analyses allowing for the effect of arch deflections in modifying design moments. These were checked by a program of model tests, which will be discussed later in this chapter.

The Rainbow Arch was followed in 1962 by the similar Lewiston-Queenston Bridge, with a 1000-ft span, further down the Niagara River [23,25]. The 1083-ft Vltava River Bridge in Czechoslovakia [65], although two-hinged, is also very similar in design.

10.3.2 Bridge over the Askerofjord (Sweden) [32]. This 912-ft span, hingeless steel arch has a similar arrangement to the Rainbow Arch.

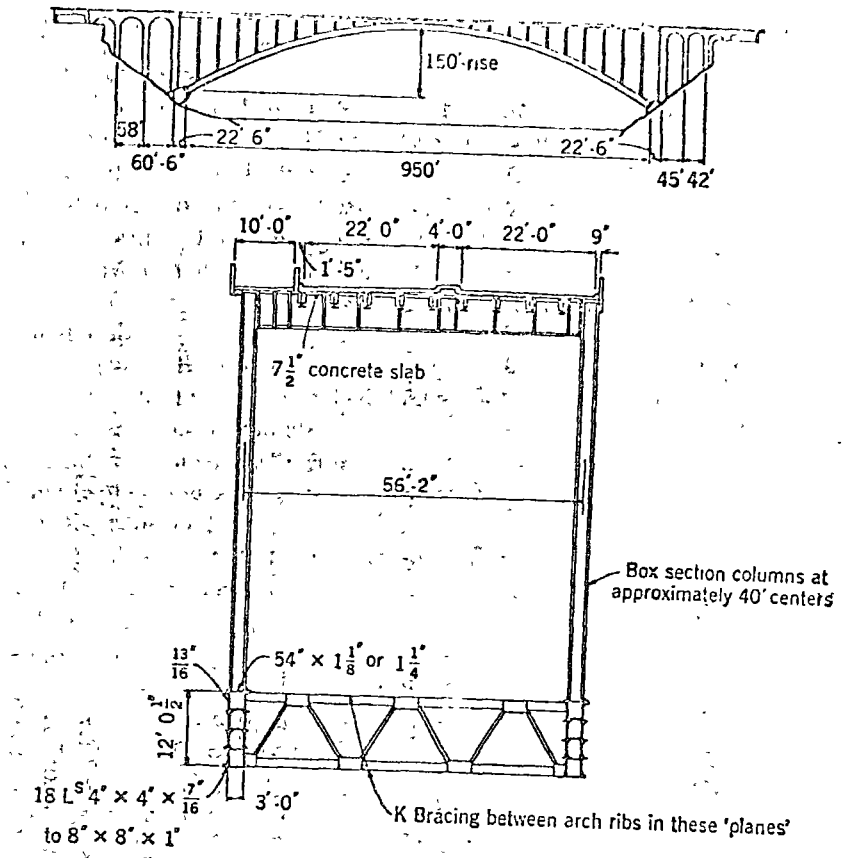


Figure 10.3 Rainbow Arch Bridge. (Courtesy American Society of Civil Engineers)

However, its cross section is unusual (Fig. 10.4) in that it employs two tubular ribs of circular cross section. These have a diameter of 12 ft 6 in., giving a span/depth ratio of 73, with a rise/span ratio of 0.146.

The use of a tube of circular cross section has reduced the need for longitudinal stiffeners and has created an efficient shape. Fabrication details are not particularly complicated. Near the abutments, a pair of concentric inner and outer tubes is added, with a system of radial stiffeners to spread the load to the concrete and to provide for an effective system of anchor bolts.

The structure is braced by a lateral system at deck level and another at the mid-depth of the arch ribs.

The spandrel columns consist of slender steel tubes of circular cross section, pinned top and bottom. Reference 65 indicates that some vibration troubles

Floor Systems for Bridges

1. REINFORCED CONCRETE

Many bridge designs use reinforced concrete slabs for floors These may be supported by stringers and floor beams of the bridge. When no floor beams are present, the concrete floor is supported directly on top of the primary longitudinal members.

On deck-type bridges, with the concrete floor resting on the top flange or top chord of the longitudinal member, the concrete slab may be anchored to the steel by means of shear attachments. In this manner, the concrete floor becomes an integral part of the steel member in compression.

This composite construction is recognized by most structural authorities as an effective means of insuring economy (particularly in steel tonnage), of promoting shallow depth and more graceful structural lines, and of improving the rigidity of bridges. Typical savings produced with composite construction alone are in the range of 8 to 30% by weight of steel. To be effective, of course, the concrete must always be in compression to prevent cracks in the pavement.

Some types of shear attachments are shown in Figure 1. See Section 4.9 on Shear Attachments for Bridges.

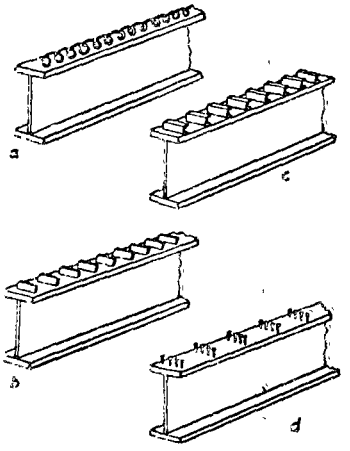


FIGURE 1

2. STEEL GRID

Steel grids may be used for floors for the following reasons:

1. Reduced dead weight of flooring. This reduces the required size of stringers, floor beams, and girders and results in a savings in the amount of steel and cost of the bridge.

2. Snow does not remain on the grid floor, hence grids greatly lower snow removal cost during the winter.

3. Since snow and rain do not remain on the grid floor, there is no reason for a crown for drainage purposes. This simplifies construction costs

4. For the same reason, scuppers and drains are not required.

5 The grid flooring can be installed easily and quickly.

Sometimes a light concrete layer is applied to the steel grid.

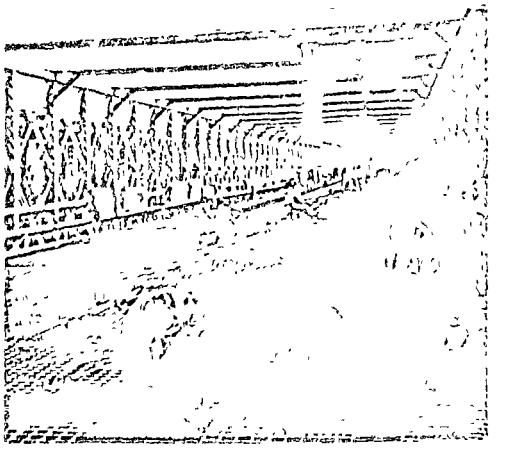


FIGURE 2

3. STEEL PLATE

Steel plate welded to the bridge structure and properly stiffened has been used for flooring By welding a comparatively thin steel plate to the top flange of longi-

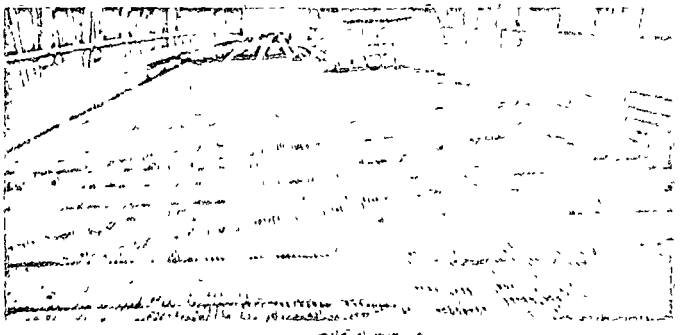


FIGURE 3

tudinal members, a built-up section is produced which greatly increases the strength and stiffness of the member. This has sometimes been called "battledeck flooring".

4. TYPICAL FLOOR SYSTEMS

The design in Figure 4(a) utilizes a steel grid floor in order to reduce the dead weight of the structure. The steel grid rests on the main girders and the longitudinal stringers. The floor beams are set lower so that the stringers, when placed on top, will be flush with the top of the girder. Brackets are shop welded to the girders to receive the floor beams. The top bracket plate is slightly narrower than the flange of the floor beam, and the bottom bracket plate is slightly wider than the flange of the floor beam. This is so that downhand fillet welds may be used in the field connection of the floor beams to the girders.

With a little extra care in shipping and erecting, it would be possible to shop weld the railing and like attachments to the girders and further reduce the field welding.

The floor system in Figure 4(b) is made up of two longitudinal steel girders with a concrete floor attached to the girders by means of shear connections. Although spiral shear connections are shown here, this composite beam could be made by using any type of shear attachments. Shear attachments can also be used on the floor beams.

In the design in Figure 5(a), the top portion of the girders helps to form the curb. For this reason, the floor beams must be lowered, so as to get the bridge floor below the top flange of the girders. To keep this floor level down, the stringers run between the floor beams and their top flanges are flush with the top flanges of the floor beams. Although this produces a very compact and efficient design, it does involve a little more fitting and welding than the previous floor designs.

A very popular design today is the continuous girder deck bridge, Figure 5(b). Several plate girders are placed side-by-side with sufficient cross bracing. A composite concrete floor is attached to the top of the girders by means of shear connectors. For short spans, rolled beams are used with cover plates added

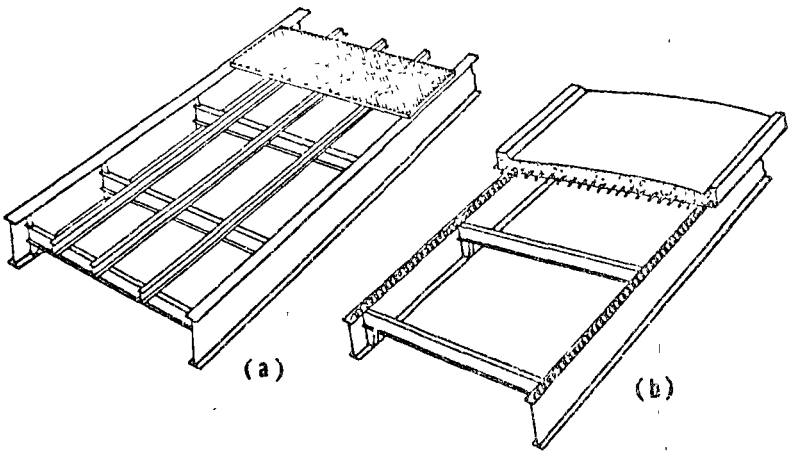


FIGURE 4

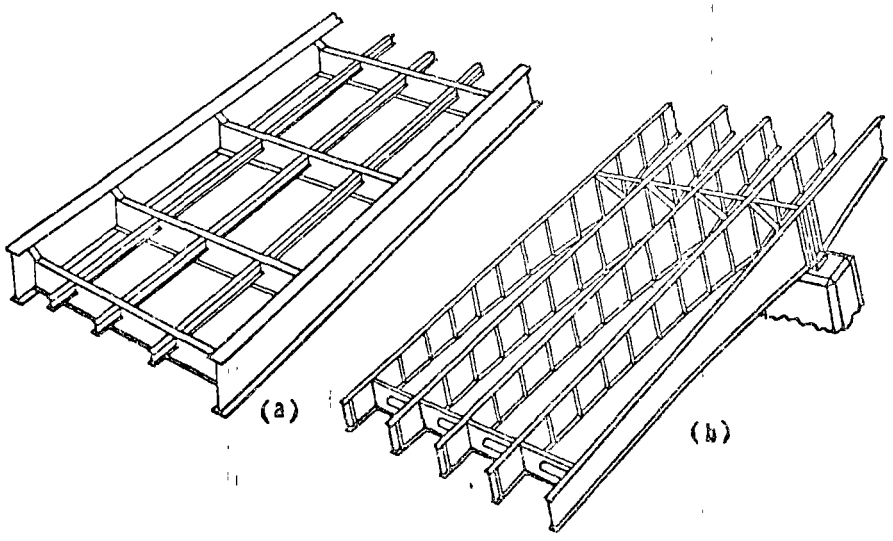


FIGURE 5

at points of high moment. For longer spans, deeper plate girders are fabricated. For a more efficient design, these girders are deeper at points of high moment. The outside girders usually have their intermediate stiffeners placed on one side only, the inboard side, so that they have a more pleasing appearance.

Box girders have been used for bridges; usually two or more are used. They may be joined by several methods. The example in Figure 6(a) uses floor beams flush with the top of the box girder, on which is placed a concrete floor attached with shear connectors.

with floor beams extending outward to support the bridge floor. In Figure 6(b), longitudinal stringers are supported on the floor beams, and the floor rests on these. It has even been suggested that a similar design could be made from a large diameter fabricated pipe section.

5. TORSIONAL RESISTANCE

Designers are coming to realize the importance of designing bridge floors, etc., with more inherent lateral stability and torsional resistance.

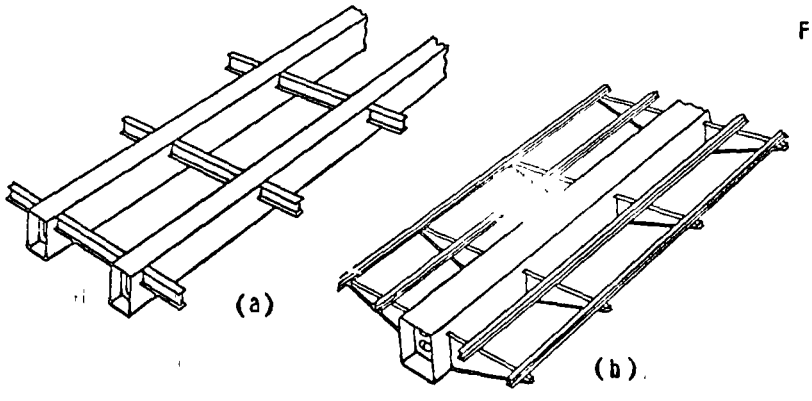


FIGURE 6

Box girder construction has several advantages. It presents a flat surface for other attachments; hence, the floor beams do not have to be coped when they are welded to the girder. There is less of a corrosion problem because of the flat surfaces. Also, since the box girder ends may be sealed off, the inside is protected. Perhaps the greatest advantage is the tremendous increase in torsional resistance offered by the closed box section. It also has good lateral stability. These torsional and lateral stability properties are becoming recognized advantages, and more bridge engineers are making use of them.

Some designs have made use of a single box girder,

When a simple member is subjected to a torsional moment, shear stresses occur; one set being at right angles to the axis of the member and the other set lengthwise. In Figure 7, shear forces (b) act at right angles to the lengthwise member and cause it to twist. A flat section or any open section offers very little resistance to twist. The cross members are subjected to the shear forces (a) and, likewise, twist. If a diagonal member is placed in the structure, both shear forces (a) and (b) act on it. However, the components of these forces, acting at right angles to the diagonal

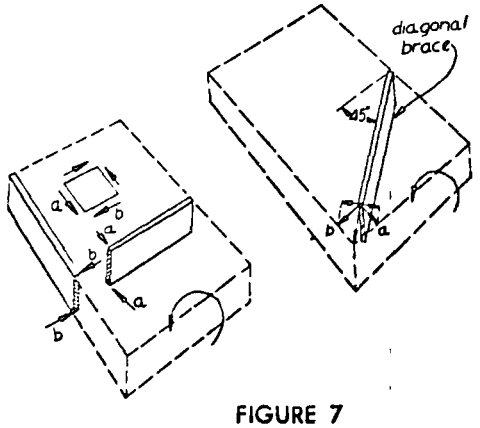


FIGURE 7

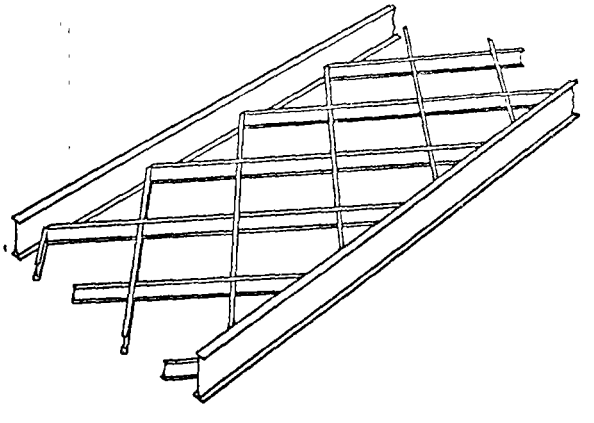


FIGURE 8

Orthotropic Bridge Decks

1. THE ORTHOTROPIC DESIGN CONCEPT

There is a growing interest in this country in the use of orthotropic bridge design and construction, a system now commonly used in Europe.

With conventional bridge structures, the three main elements—longitudinal main girders, transverse floor beam, and lighter longitudinal stringers or stiffeners—all act independently of each other. Usually an 8" thick concrete floor distributes the applied loads; see Figure 1(A).

In contrast, all elements of the orthotropic structure work together, see Figure 1(B). This new system uses a thin steel deck plate across the entire width and length of the bridge, and this serves as the top flange plate of the (1) longitudinal main girders, (2) transverse floor beams, and (3) lighter longitudinal stiffeners. The deck plate also contributes to the torsional resistance of the stiffeners when it forms a closed section.

Having a common top flange member, all three elements act and load up together in the most efficient manner. The steel deck plate is topped with a light 1½" thick asphalt wearing surface for complete elimination of the heavy concrete floor.

The combined orthotropic deck structure acts as a single plate or membrane with three separate sectional properties, bending resistance about the x-x axis (transverse to the length of the bridge), bending resistance about the y-y axis (parallel to the bridge), and torsional resistance about the y-y axis. A concentrated load placed upon the deck plate is distributed over a wide area to several adjacent floor beams. The longitudinal stiffeners below this load act as beams on elastic supports. With increasing load, the rather flexible deck and stiffeners spread the load over a greater area. This action has been confirmed by many tests on models as well as actual bridges.

In the tests of the model of one bridge, the computed test load corresponding to maximum allowable design stress was 2.06 tons. The computed ultimate load was 5.6 tons. During testing, measurements indicated there was perfect elastic behavior up to an actual load of 4.1 tons. When loaded above the elastic limit, there was no rapid and unrestrained increase in deflection as is customary in the usual bending of beams, rather the deflections increased linearly just a little faster than the applied load. At a load of 48 tons, a crack started to appear in the stiffener region, and at 56 tons this had spread over the entire depth of the stiffener. This test indicated an apparent factor of safety of 27 to 1.

With optimum use of welding, orthotropic construc-

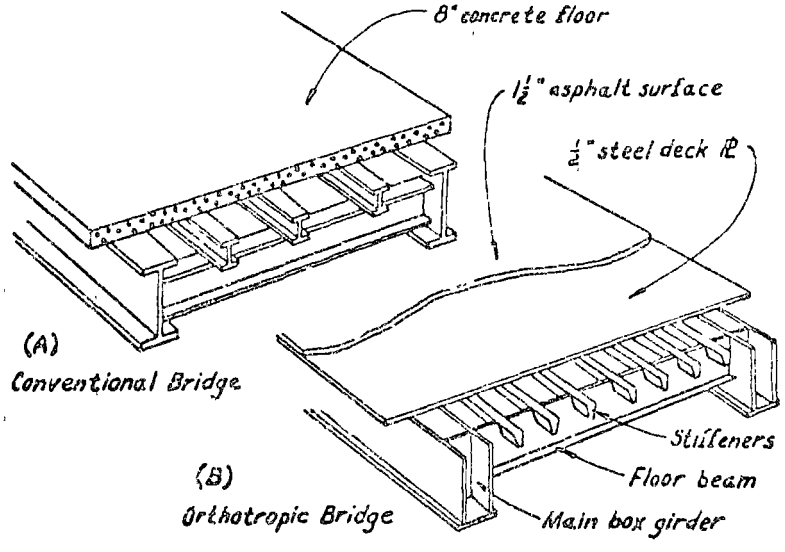


FIGURE 1

tion results in the bridge superstructure usually weighing only half as much as would result from any other design system. This weight saving is such a tremendous advantage on long span bridges, that orthotropic design is rapidly replacing truss design on all European bridges having spans of 400′ or more, and should do the same in this country.

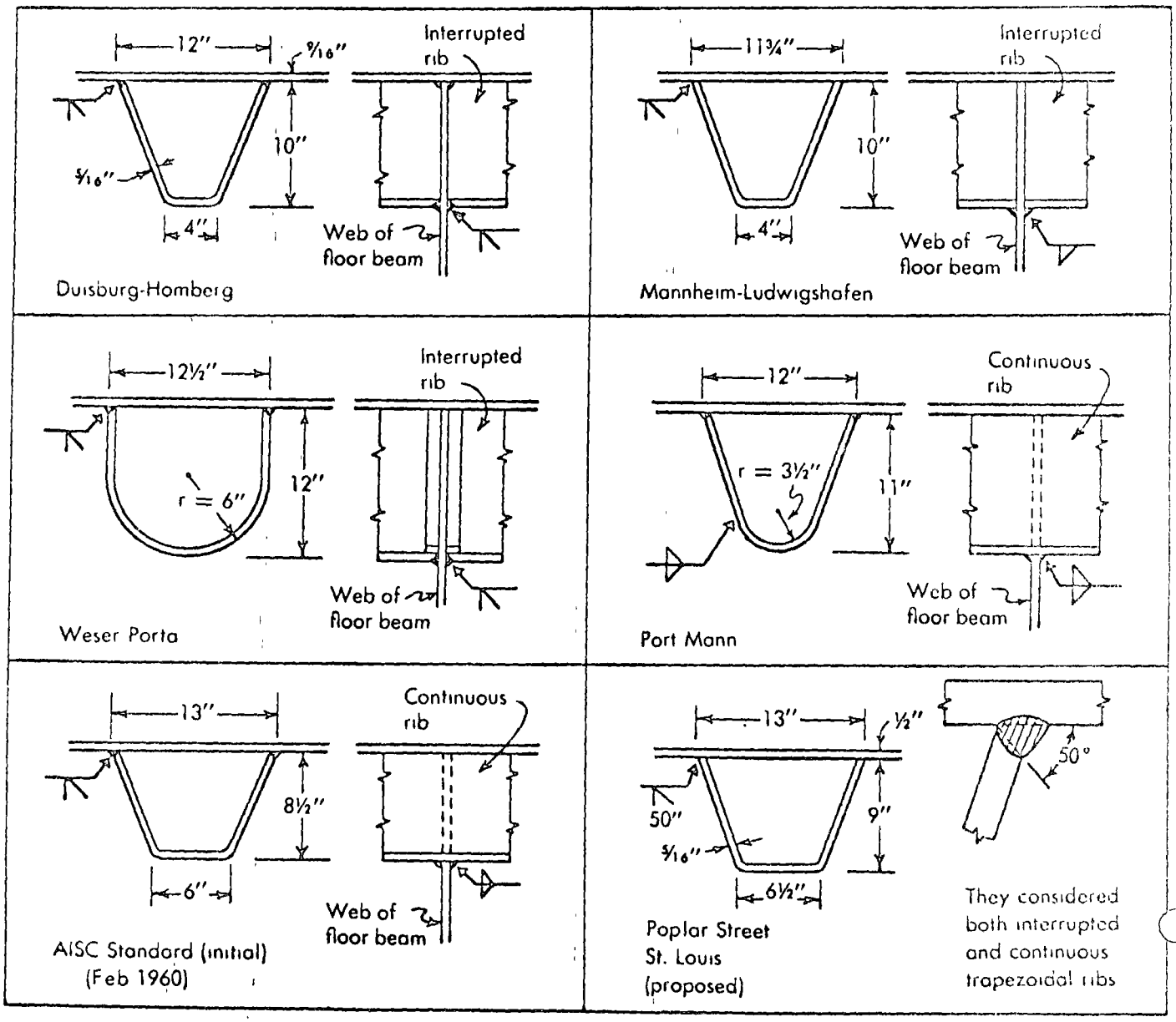
AISC has published an excellent design manual on "Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" by Roman Wolchuk (1963). It contains theory, methods of design, and suggested details of orthotropic bridges.

This type of bridge design would be impractical without the extensive use of welding. The miles of welded joints afford a good opportunity to subassemble the sections for automatic downhand welding and modern fabricating methods. Since numerous identical deck sections are required, they may be set up in a jig and automatically submerged-arc welded with minimum time and cost.

2. JOINING LONGITUDINAL STIFFENERS TO DECK PLATE

In European orthotropic bridge design, longitudinal stiffeners are commonly of trapezoidal cross-section for torsional rigidity. American design interest appears to favor this approach; see Figure 2. Although not too clear on the sketch of the Port Mann bridge, the edge

FIG. 2—Typical Hollow Trapezoidal Ribs and Connecting Welds



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES

Análisis y dimensionamiento de Puentes con estructura de madera

ING. FRANCISCO ROBLES

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

Junio 1975

IDEAS GENERALES SOBRE EL ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES CON ESTRUCTURA DE MADERA

Francisco Robles

1. INTRODUCCION

En esta unidad se pretende exponer, en forma descriptiva, algunas ideas generales sobre los principales aspectos del análisis y dimensionamiento de puentes de madera. Antes de tratar estos aspectos se presenterán algunas consideraciones sobre la idoneidad de la madera como material para la construcción de puentes y se hará una breve reseña de los antecedentes históricos de los puentes de madera y de las experiencias con este tipo de solución al problema de salvar claros, en Europa, Estados Unidos, Canadá y México.

Los primeros puentes probablemente consistieron en troncos de árboles tumbados sobre un arroyo o un barranco (fig 1). Una variante interesante es la mostrada en la fig 2, utilizada por los galos y los chinos de la antigüedad. Para salvar claros mayores que los posibles con los troncos, se desarrollaron armaduras sencillas, cuya evolución se ilustra en la fig 3.

Los romanos construyeron puentes de madera de considerable importancia, como el de César sobre el Rin (fig 4). Otro puente romano famoso fue el construido sobre el Danubio por Apolodoro de Damasco en 209-205 a. de J.C., durante el reinado de Trajano. En los últimos años del Renacimiento Palladio propuso diversos tipos de puentes de armadura en su tratado "Dell' architettura", algunos de los cuales llegaron a construirse (fig 5). Posteriormente en Europa se proyectaron puentes de claros considerables, como el de Schaffhausen (120 m), construido en Suiza en el siglo XVIII. Pero fue en los Estados Unidos, durante el siglo XIX, donde la construcción de puentes de madera alcanzó su apogeo. En la fig 6-a se muestran algunos de los tipos de armaduras ideados durante esta época. Con frecuencia la estructura se protegía contra la acción de la intemperie por medio de una cubierta, como en los ejemplos de la fig 6-b. Algunos puentes de esta clase aun se encuentran en servicio en el este de los Estados Unidos (ref 10).

Una de las condiciones requeridas para que el uso de la madera resulte ventajoso en la construcción de puentes es la disponibilidad de reservas forestales adecuadas. La disminución de estas reservas en los últimos tiempos y el que hayan surgido otros usos de la madera de mayor interés económico, son las razones por las que son escasos los puentes de madera que

se han construido en Europa en épocas recientes. En los Estados Unidos, por el contrario, a pesar de que el acero y el concreto son, desde hace años, los materiales preferidos, la madera continua desempeñando un papel significativo en la construcción de puentes. Han contribuido a mantener a la madera como material económicamente competitivo, el desarrollo de la técnica de la madera laminada, el mejoramiento de los tratamientos para aumentar la durabilidad de la madera y el empleo de métodos de prefabricación. En los parques de los Bosques Nacionales de los Estados Unidos se encuentran en servicio más de 7500 puentes de madera. La longitud total de los puentes hechos de madera de las compañías de ferrocarril es superior a 2400 kilómetros. Los puentes comúnmente usados para ferrocarriles son a base de caballetes. Para caminos se han construido puentes de arcos de madera laminada con claros del orden de 50 metros, como el Keystone Wye, en South Dakota. Sin embargo, donde con mayor frecuencia resulta competitiva la madera es en claros inferiores a 30 metros en carreteras de segundo orden, de tránsito poco intenso. El sistema estructural más utilizado es el de caballetes, soportando largueros con diversos sistemas de piso. En el Canadá el uso de la madera para puentes está aún más extendido.

El éxito persistente de la madera como material estruc-

tural puede explicarse por las ventajas que ofrece. Una de las más importantes es su ligereza: es uno de los materiales que puede desarrollar mayor fuerza de tensión o compresión por unidad de peso. En cuanto a los aspectos constructivos, es un material relativamente fácil de trabajar con herramientas sencillas. Su ligereza implica costos de transporte y montaje bajos, lo que es significativo cuando se trata de sistemas de construcción a base de prefabricación. Es un material muy tenaz, con gran capacidad para resistir impactos. De especial interés en la época actual en que nos preocupa la crisis de minerales es el hecho de que la madera es el único recurso natural renovable dotado de buenas propiedades estructurales. Por otra parte es evidente la importancia de un material como la madera, cuya transformación en material de construcción implica menor consumo de energía y menor contaminación del aire y del agua que los que caracterizan a la fabricación del acero, el cemento, el aluminio, los ladrillos y los plásticos. Por último, la madera es un material estéticamente atractivo.

Deben mencionarse también algunos inconvenientes de la madera como material estructural. Uno es la forma en que la madera se encuentra en la naturaleza: en piezas rectas, delongitud mayor que sus dimensiones transversales. Tanto el tamaño como la forma imponen restricciones a las escuadrías posi-

bles. Desventajas adicionales de la madera son su tendencia a las variaciones volumétricas con los cambios de humedad del ambiente, el aumento progresivo con el tiempo de las deformaciones bajo carga permanente, la dificultad de realizar uniones adecuadas, el peligro de pudrición bajo la acción de determinados organismos vivos, y el peligro de incendio.

No obstante estos inconvenientes, en muchas circunstancias la madera es una opción estructural interesante. Sin embargo, en México, a pesar de su aparente abundancia, sólo se emplea en algunos puentes provisionales pequeños y en algunos puentes de caballetes para ferrocarril. Entre otros factores contribuyen a esto la insuficiencia de información sobre las propiedades de la maderas mexicanas y la escasez de técnicos y operarios con la preparación conveniente en las especialidades de diseño y construcción de estructuras de madera.

2. TIPOS ESTRUCTURALES

2.1 Puentes de troncos de madera

Todavía se usan los troncos sin labrar para hacer algunos puentes (fig 7). En Canadá son muy comunes en los caminos de acceso a zonas de explotación forestal.

2.2 Puentes de largueros de madera enteriza sobre caballetes

Este es quizás el sistema estructural más frecuentemente utilizado para puentes de madera.

En la fig 8 se muestran detalles de un puente de esta clase, en que el sistema de piso consiste en tablones perpendiculares a los largueros que los soportan. Los caballetes están formados por piezas verticales de madera en rollo rigidizadas por tablones diagonales y apoyadas sobre una zapata de concreto.

Otro puente de largueros con piso de tablones se muestra en la fig 9-a. En este caso se ha proporcionado una superficie de rodamiento formada por una tarima de 51 mm de espesor que soporta un pavimento de asfalto. Los elementos verticales de los caballetes, en lugar de ser postes apoyados sobre una

zapata, son pilotes hincados en el terreno (fig 9-b).

En los ejemplos anteriores los tablones se utilizan con su menor dimensión como peralte. Pueden obtenerse sistemas de piso más rígidos colocando los tablones de canto y uniéndolos por medio de clavos, como se indica en el detalle de la fig 10-b. Otra ventaja es que en esta forma se logra una buena distribución de las cargas concentradas. Estos sistemas de piso suelen denominarse "laminados clavados" ("nail-laminated decks"). Los tablones se clavan en los extremos y a intervalos de unos 45 cm, alternando los clavos arriba y abajo. Además los tablones se fijan a los larqueros por medio de clavos inclinados. Conviene que las piezas tengan dos o más claros, con los extremos alternados a aproximadamente 1.20 m. De esta manera el piso queda más rígido que en un sistema en el que los tablones funcionan como vigas simples, terminando en los apoyos. Los tablones más utilizados son de 2"x4" ó de 2"x6".

Un ejemplo típico de puente con sistema de piso laminado se muestra en la fig 10-a. La superficie de rodamiento es de asfalto y los caballetes son de pilotes, como en el ejemplo de la fig 9, aunque el sistema de rigidización exhibe algunas diferencias. Los pilotes extremos están inclinados, lo que mejora el comportamiento de la estructura ante las acciones

laterales. El cabezal es una pieza robusta que amarra las partes superiores de los pilotes, formando marco, y proporciona apoyo a los largueros longitudinales.

En la sección 9.3 de la ref 8 y en la sección 157 de la ref 9 se presentan algunos cálculos típicos relacionados con los elementos de puentes de esta clase.

Los puentes de madera para ferrocarril, a base de largueros y caballetes son semejantes. Los durmientes pueden apoyarse directamente sobre los largueros.

2.3 Puentes de largueros de madera laminada

Los claros posibles con largueros de madera ordinaria enteriza suelen ser inferiores a 10 metros, y, en general, son del orden de 6 a 8 metros. Con vigas de madera laminada-pegada puede resultar económico alcanzar claros de más de 25 metros. Las vigas de madera laminada-pegada se utilizaron inicialmente en combinación con pisos de madera laminada clavada como los descritos en la sección anterior. Estos pisos dieron buenos resultados en combinación con las vigas de madera enteriza ordinaria, que se empleaban con separaciones relativamente pequeñas. Sin embargo, al aumentar la separación posible con los largueros de madera laminada, resultó inadecuada la rigidez de estos pisos y, además, se presentaron problemas en las uniones, por la mayor importancia de los movimientos relativos entre los diversos elementos. Estos movimientos, sumados a los efectos

de las vibraciones y de las variaciones volumétricas debidas a los cambios atmosféricos, con frecuencia aflojaban los elementos de unión. Por otra parte, la falta de una protección adecuada propiciaba la pudrición, particularmente en las proximidades de los conectores.

Para obviar estas dificultades el Forest Products Laboratory, de Madison, Wisconsin, en los Estados Unidos, ha desarrollado un panel prefabricado de madera laminada pegada. El panel tiene un ancho estanda de 1.20 m, pero su longitud puede variar de acuerdo con el ancho del puente. Se fabrica en diversos peraltes con tablón de 2" de espesor. Para protegerlos contra la intemperie los paneles reciben un tratamiento especial. Los paneles cumplen una doble función: actúan como elementos estructurales al mismo tiempo que protegen a la estructura contra los agentes atmosféricos. La unión entre los paneles y los largueros que los soportan se efectúa por medio de pernos especiales. Cuando las uniones se hacen debidamente el sistema de piso puede diseñarse como una placa ortotrópica. En las refs 2 y 4 se dan recomendaciones para el diseño de este sistema de piso. La ref 3 contiene muchos datos sobre las dimensiones usuales para distintos claros y anchos de puente.

En la fig 11 se muestran algunos detalles de la superestructura de un puente con largueros y paneles de madera laminada pegada.

Los sistemas a base de largueros y paneles de madera laminada pegada se prestan al desarrollo de sistemas prefabricados estándar, que pueden comprender incluso los pilotes y los cabezales, también fabricados de madera laminada.

2.4 Sistemas de piso de sección compuesta

Sistemas de piso de losa de concreto y madera laminada.- Cuando las distancias entre apoyos no son muy grandes pueden obtenerse estructuras económicas combinando una losa de concreto con un piso de madera laminada-clavada, semejante al descrito en la sección 2.2, de manera que se forme una sección compuesta de madera y concreto. Las láminas de madera se colocan paralelamente al eje longitudinal del puente. En la fig 12 se representa una solución típica. La base de madera sirve como cimbra para la losa de concreto. Debe ser capaz de soportar su peso propio, el peso del concreto y la carga viva que pueda existir durante la construcción. Para soportar las cargas vivas de servicio se recurre a la acción compuesta de la madera con el concreto. Para lograr esta acción compuesta es necesario emplear conectores de esfuerzo cortante, ya que la adherencia entre la madera y el concreto no es suficiente para resistir los esfuerzos rasantes que pueden presentarse. Los conectores pueden consistir en placas triangulares de acero, como las mostradas en la fig 12-b, pijas o cla-

vos grandes. Generalmente la losa se refuerza con acero para tomar los esfuerso debidos a cambios volumétricos. Cuando existe continuidad en los apoyos, la losa de concreto se refuerza con acero negativo. El diseño de estos sistemas de piso se trata con detalle en el inciso 9.4 de la ref 8. Véase también el inciso 158 de la ref 9.

Sistemas de piso de vigas de madera laminada y losa de concreto.- Combinando vigas de madera laminada con losas de concreto de manera que formen una sección compuesta se pueden alcanzar claros relativamente grandes. En la fig 13-a se muestra una solución típica. Las vigas deben soportar, por sí solas, su peso propio, el peso del concreto y de la cimbra, y las cargas vivas de construcción. Para la carga viva de los vehículos se considera que se cuenta con la acción compuesta de las vigas de madera y la losa de concreto. En algunos casos las vigas se apuntalan durante la construcción de manera que se pueda contar con la acción compuesta para soportar la carga total. Para desarrollar la acción conjunta se utilizan entalladuras de diversas formas, en la parte superior de la viga, junto con clavos o pijas para evitar la separación de los materiales (fig 13-b). El diseño de vigas compuestas de madera y concreto se describe ampliamente en el inciso 9-6 de la ref 8.

2.5 Puentes de armaduras

Aunque en el siglo XIX los puentes de armaduras de madera fueron muy comunes, como se indicó en la Introducción, en la actualidad raras veces se recurre a ellos. Sin embargo, todavía se construyen algunos y el desarrollo de elementos de madera laminada ha llevado a diseños interesantes. Los claros económicos son superiores a los correspondientes a puentes de largueros.

En la fig 14 se representa un ejemplo muy sencillo para un paso para peatones. En la fig 15 se muestra un puente de 38 m de claro con elementos para el sistema de piso de madera laminada y tirantes de acero.

Los tipos de armadura más comunes en puentes de madera son los "bowstring" (fig 16) y los de cuerdas paralelas. En los Estados Unidos el tipo "bowstring" resulta económico para claros hasta de unos 30 m. Con frecuencia la cuerda superior curva y la cuerda superior recta se hacen con elementos de madera laminada-pegada. Cuando la geometría del cruce permite un puente de paso superior, son convenientes los puentes de cuerdas paralelas en los cuales la cuerda superior se puede utilizar para soportar el sistema de piso. Además se puede utilizar rigidización transversal interior (fig 17) Los sistemas de cuerdas paralelas también se pueden utilizar en puentes de paso a través. Los claros económicos en ambos casos van de 30 a 75 m.

2.6 Puentes de arco

Por la forma en que se encuentra en su estado natural la madera no se presta a la construcción de arcos de sección maciza. Este inconveniente ha sido eliminado gracias al desarrollo de la madera laminada-pegada. En los Estados Unidos en algunas situaciones son económicamente factibles los puentes de arcos de madera laminada con claros del orden de 90 m. En una solución usual se utilizan caballetes de elementos de madera laminada-pegada para transmitir la carga del sistema de piso formado por vigas, también de madera laminada-pegada. Un ejemplo típico es el puente "Keystone Wye" en South Dakota, que se representa esquemáticamente en la fig 18. Se trata de un arco triarticulado con un claro de aproximadamente 48 m.

Se han construído también algunos arcos de celosía como el mostrado en la fig 19.

3. PROPIEDADES DE LA MADERA

Las características anisótropas de la madera, procedentes de su estructura fibrosa, imponen ciertas limitaciones a su uso como material estructural. La madera es resistente a los esfuerzos normales paralelos a las fibras, pero es débil ante estas acciones en sentido perpendicular a ellas. También es baja la resistencia de la madera a esfuerzos cortantes paralelos a las fibras. En la tabla de la fig 20 se muestran algunos valores típicos de esfuerzos permisibles correspondientes a diversos tipos de acciones. En la determinación de esfuerzos permisibles debe tenerse en cuenta la especie y la variabilidad para cada especie. Además, debe considerarse la influencia de otros factores que influyen en la resistencia de la madera tales como, la duración de la carga, el contenido de humedad, la

orientación de las fibras, la dirección de la carga con respecto a las fibras, la forma y tamaño de la pieza y los defectos diversos que pudieran existir. Las referencias 11, 12 y 13 dan recomendaciones al respecto. Desgraciadamente la información sobre propiedades de la madera en nuestro medio es todavía escasa, lo que obliga a utilizar valores que en general son conservadores. Otra dificultad es lo rudimentario de las normas de clasificación de la madera para tener en cuenta la influencia de los defectos.

4. CONECTORES

El dimensionamiento de las conexiones o uniones es quizás el aspecto más difícil del diseño de cualquier estructura de madera.

El comportamiento de las conexiones de madera depende de la orientación de la carga con respecto al conector y la de éste con respecto a la fibra de la madera. Es tan complejo que es difícil establecer métodos de análisis racionales y matemáticos. Por lo tanto, el dimensionamiento suele basarse en tablas de capacidades y fórmulas empíricas como las que pueden encontrarse en manuales y reglamentos como los de las refs 11 a 18.

Los elementos de unión o conectores más comúnmente utilizados para formar conexiones son los clavos, los pernos, las pijas, los tornillos, las placas de metal y los pegamen-

tos o colas de diversos tipos. Además, existen conectores patentados tales como los de anillo abierto, los de placa para esfuerzo cortante y los de rejilla. Los conectores patentados, de uso común en Europa y los Estados Unidos, son todavía poco utilizados en México.

4.1 Clavos

Existe una gran variedad de clavos que se distinguen por el tipo de cabeza y de punta, el diámetro y la naturaleza del tratamiento de la superficie del caño. Los tipos más usuales se fabrican de alambre liso y su longitud varía entre 3/4" y 8".

Los clavos pueden utilizarse de dos maneras: aprovechando su resistencia a cargas laterales o su resistencia a la extracción. La primera modalidad es la más eficiente. En la fig 21 se muestran estos dos usos gráficamente. Generalmente se limita el empleo de clavos a la unión de piezas con espesores inferiores a unos cinco centímetros.

4.2 Tornillos para madera y pijas

Los tornillos para madera varían en longitud de 1/2" a 3" y pueden tener diversos diámetros. Se introducen en la madera con la ayuda de un desarmador en un agujero guía taladrado previamente. Las pijas tienen rosca, como los tornillos, pero su longitud puede llegar a ser de 12". También requieren

un agujero guía para su fijación, que se efectúa con llaves de tuercas. En la fig 22 se muestran tornillos y pijas típicos.

Al igual que los clavos, los tornillos y las pijas pueden usarse de dos maneras para efectuar conexiones entre elementos de madera: aprovechando sea su resistencia a la extracción o sea su resistencia a las cargas aplicadas lateralmente. En la fig 23 se ilustran estas dos formas de trabajo.

4.3 Pernos

El perno es unos de los elementos de unión de uso más común porque permite realizar conexiones de considerable resistencia con relativa sencillez. Los pernos pueden ser con cabeza en un extremo y rosca en el otro, o con rosca y tuerca en ambos extremos. Su longitud y su diámetro son muy variables. El diámetro varía entre 1/4" y 3". Generalmente se emplean en combinación con rondanas.

Las principales variables que influyen en la capacidad de una conexión hecha con pernos son la especie, la clasificación y el contenido de humedad de la madera, la geometría de la unión y la distancia de los pernos a los bordes y extremos de las piezas unidas.

En las figs 24 a 28 se ilustran diversas uniones con pernos.

4.4 Conectores diversos

Además de los mencionados, existe un sinnúmero de conectores especiales, generalmente patentados. Estos conectores se utilizan en combinación con pernos. Con ellos se logran capacidades del orden de cinco veces de las correspondientes a los pernos solos. Su objeto es repartir las fuerzas en superficies de madera relativamente grandes, con lo que se reducen las concentraciones de esfuerzos de aplastamiento que se presentan cuando los pernos se utilizan solos.

Conectores de anillo partido.- En la fig 29 se muestra un conector de anillo partido y la forma en que transmite fuerza cortante. El anillo de acero se coloca en unas ranuras circulares formadas en las superficies de las piezas por unir. Las piezas se mantienen unidas por medio de un perno. Las fuerzas de los miembros se transmiten a través de la conexión por medio de los esfuerzos de aplastamiento distribuidos en la superficie relativamente grande del anillo. El anillo se parte para facilitar la distribución de la carga en el exterior e interior del anillo y para tener en cuenta los cambios volumétricos de la madera.

Conectores de placa para esfuerzo cortante.-El principio en que se basa este tipo de conector se muestra en la fig 30. Está constituido por dos placas circulares metálicas fijadas en ranuras practicadas en las piezas por unir. La fuerza

es transferida de miembro a miembro a través del perno, pero la transferencia de la carga del miembro al perno se efectúa a través de la superficie relativamente grande en torno al anillo del conector. Estos conectores son especialmente útiles cuando se desea unir un miembro de madera con uno de acero.

Otros conectores.- En la fig 31 se ilustran algunos otros tipos de conectores mecánicos.

5. ALGUNOS ASPECTOS DEL ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE MADERA

Las fuerzas y acciones que deben considerarse en el análisis de los puentes de madera son las mismas que se recomiendan para puentes de otros materiales. Se especifican con detalle en las recomendaciones de la AASHTO (ref 7). (Existe una versión modificada de una edición anterior de estas recomendaciones, que fue editada por la SOP.) Una salvedad interesante es que, debido a la notable capacidad para absorber choques que posee la madera, no es necesario aplicar los coeficientes de impacto que se especifican para otros materiales.

En cuanto al criterio de diseño de los diversos elementos, es usual suponer un comportamiento elástico para analizar los efectos de las cargas que actúan sobre la estructura. El método de dimensionamiento comúnmente utilizado es el de esfuer-

zos permisibles o de esfuerzos de trabajo. Pueden encontrarse exposiciones detalladas de métodos para el dimensionamiento tanto de los miembros estructurales como de las uniones entre éstos en textos generales sobre diseño de estructuras de madera como las refs 8,9, 19 y 20, siendo la primera la más completa y reciente. En la lista de referencias se mencionan otros manuales y textos sobre temas especializados, que son de utilidad.

REFERENCIAS

1. "Modern Timber Bridges", American Institute of Timber Construction, Ottawa, 1970.

2. W.J. McCutcheon y R.L. Tuomi, "Procedure for Design of Glued-Laminated Orthotropic Bridge Decks", Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, 1973.

3. "Glulam Bridge Systems: Plans and Details", American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1974.

4. W.J. McCutcheon y R.L. Tuomi, "Simplified Design Procedure for Glued-Laminated Bridge Decks", Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, 1974.

5. "Standard Specifications for Structural Glued Laminated Timber", AITC 117-74, American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1974.

6. "Modern Timber Highway Bridges: A State of the Art Report", American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1974.

7. "Standard Specifications for Highway Bridges", 11th edition, AASHTO, Washington, 1973.

8. G. Gurfinkel, "Wood Engineering", Southern Forest Products Association, New Orleans, 1973.

9. H.J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera", 3ª impresión, CECSA, 1969.

10. R. S. Allen, "Covered Bridges of the Northeast", The Stephen Greene Press, Brattleboro, Vermont, 1974.

11. "Especificaciones para estructuras de madera", Secretaría de Obras Públicas, México, 1968.

12. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial, México, 9 feb 1966.

13. Instituto de Ingeniería (UNAM), "Proyecto de Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", versión preliminar México.

14. American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", 2nd edition, Wiley, Nueva York, 1974.

15. "Manual for Railway Engineering", American Railway Engineering Association, Chicago, 1970.

16. "Wood Handbook: Wood as an Engineering Material", USDA Agriculture Handbook 72, Forest Products Laboratory, Washington, 1974.

17. "Wood Structural Design Data", National Forest Products Association, Washington, 1970.

18. "Timber Construction Manual", Canadian Institute of Timber Construction, Ottawa, 1963.

19. Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook, McGraw-Hill, Nueva York, 1956.

20. H. Parker, "Diseño simplificado de estructuras de madera", Limusa-Wiley, México, 1972.

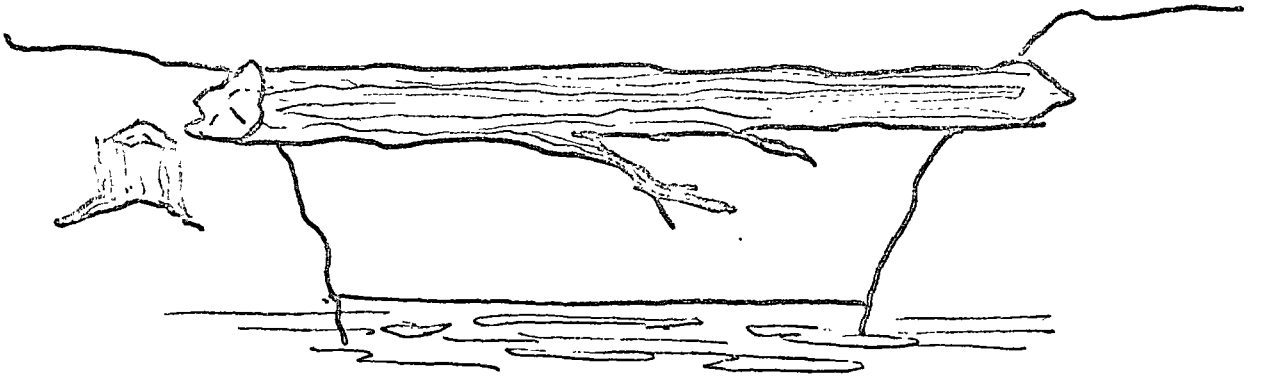


Fig 1 PUENTE PRIMITIVO DE UN TRONCO

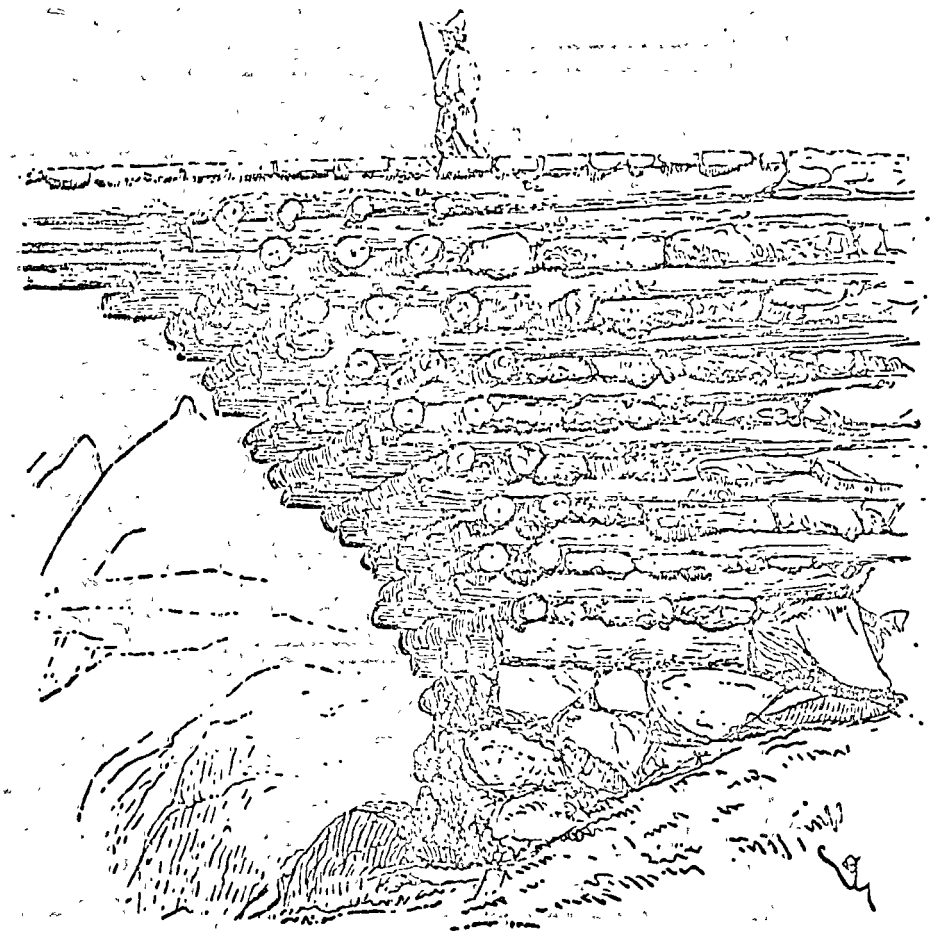


Fig ② PUENTE GALO

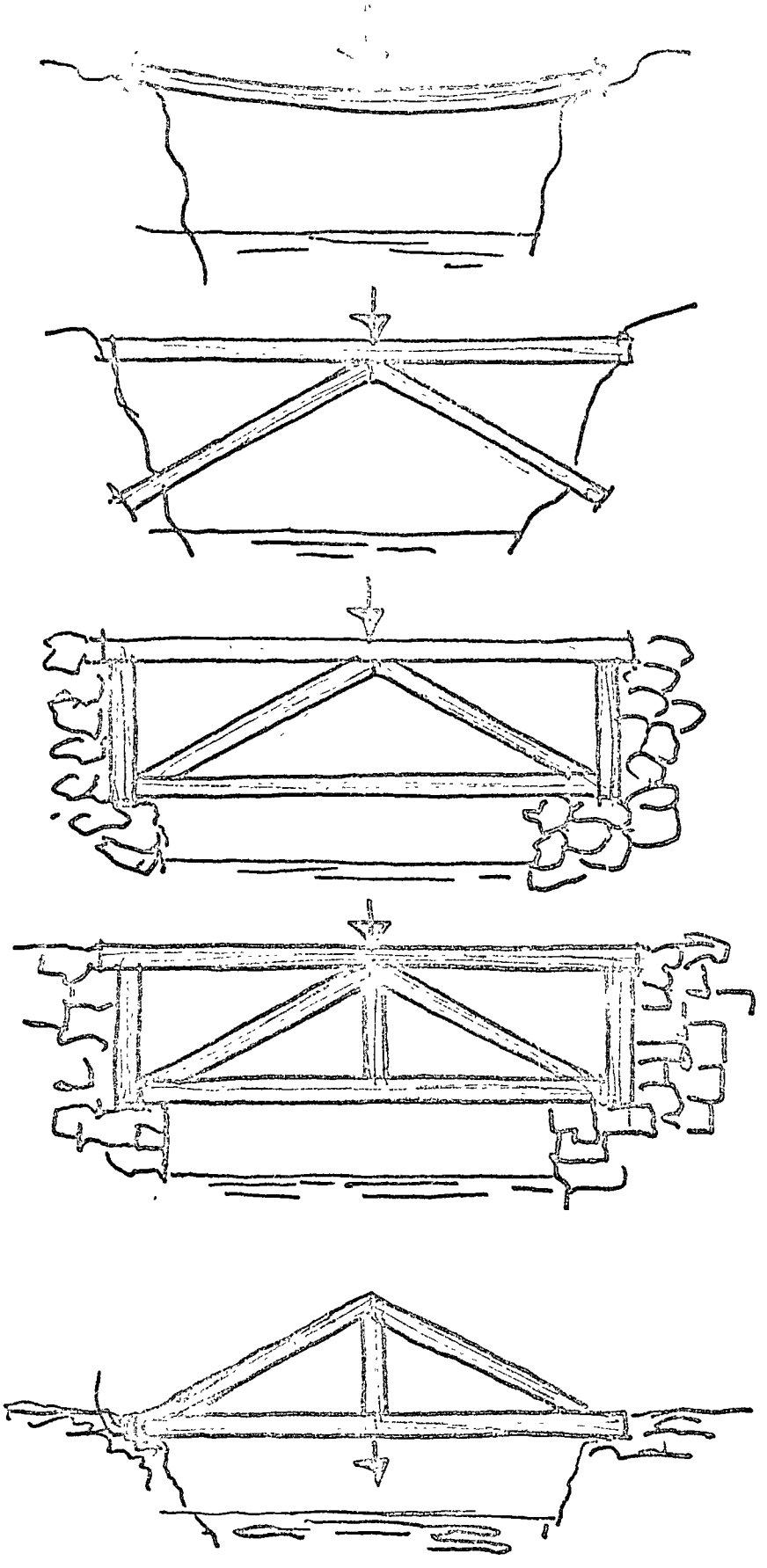


FIG (3) EVOLUCION DEL USO DE LA ARMADURA EN PUENTES

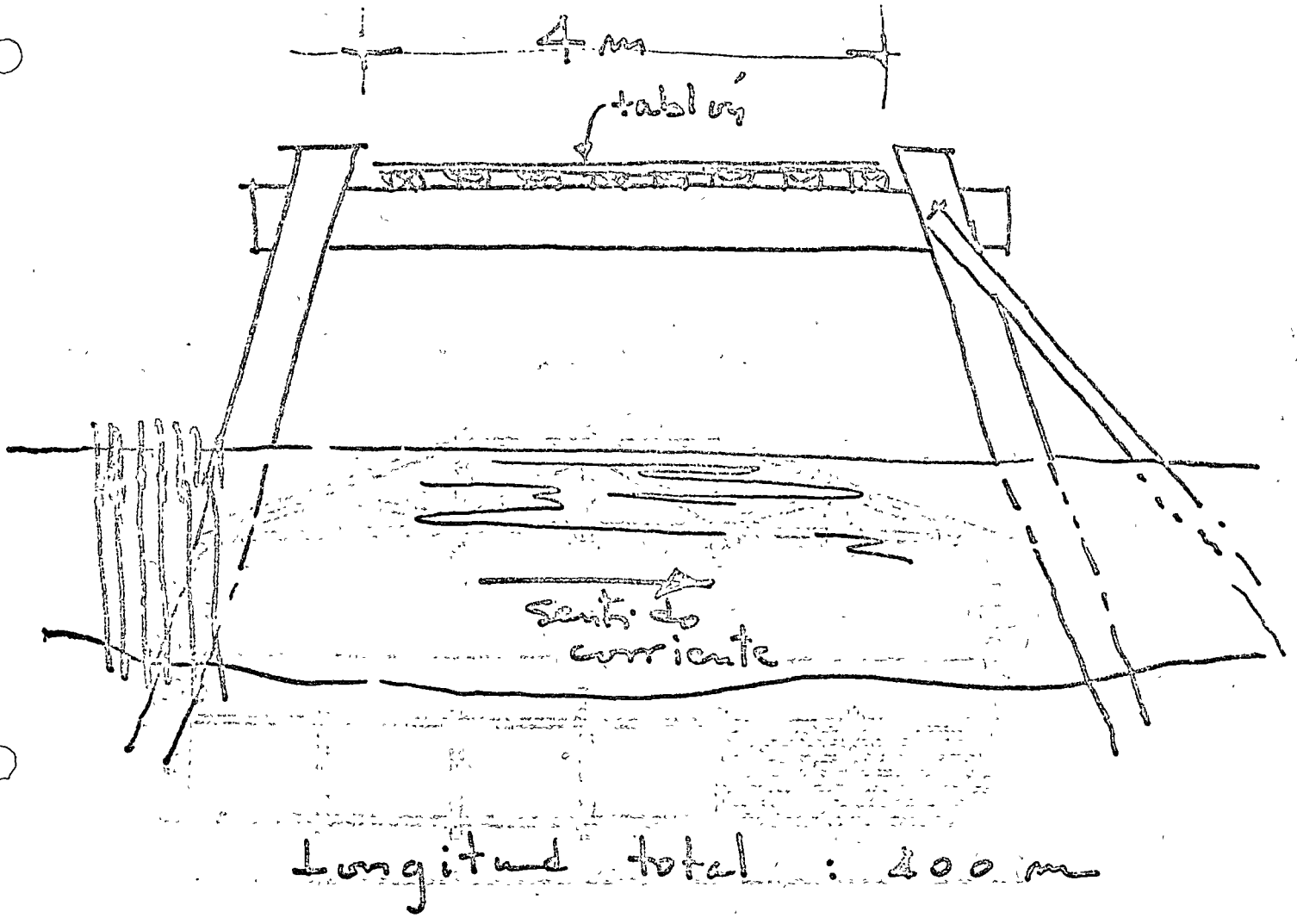


Fig ④ PUENTE DE JULIO CESAR SOBRE EL RIN (55 a. de J.C.)

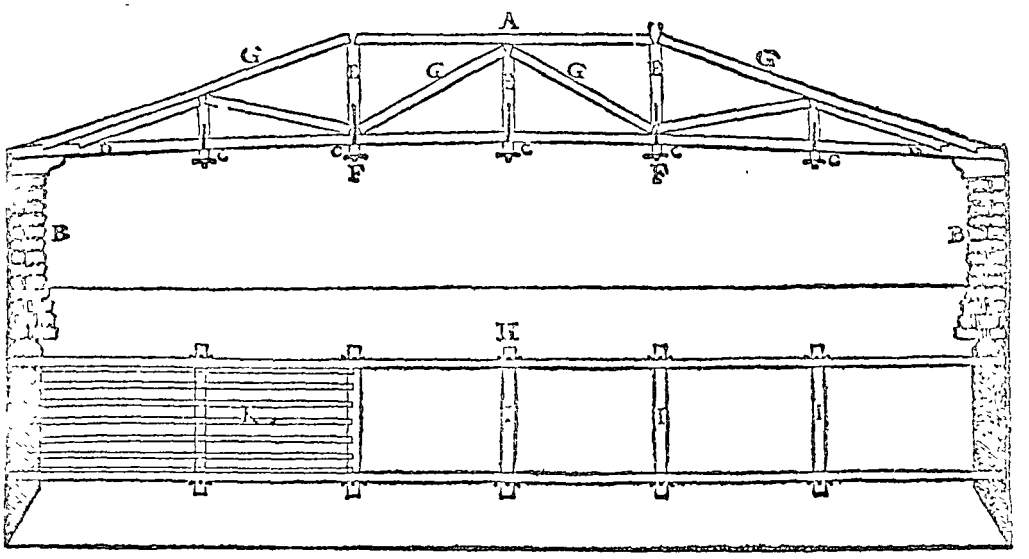


Fig (5) PUENTE DE CISMONE, DISEÑADO POR PALLADIO

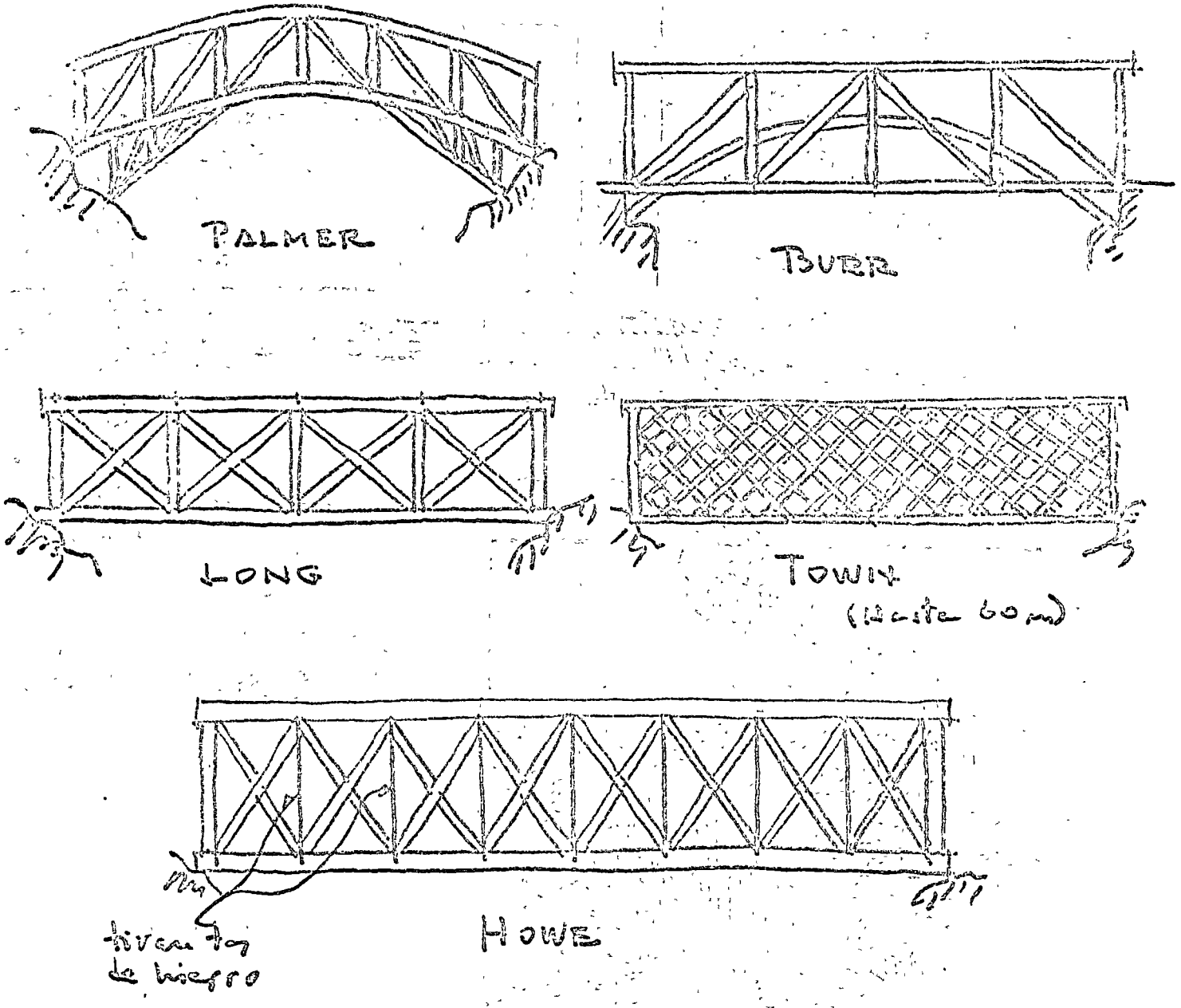
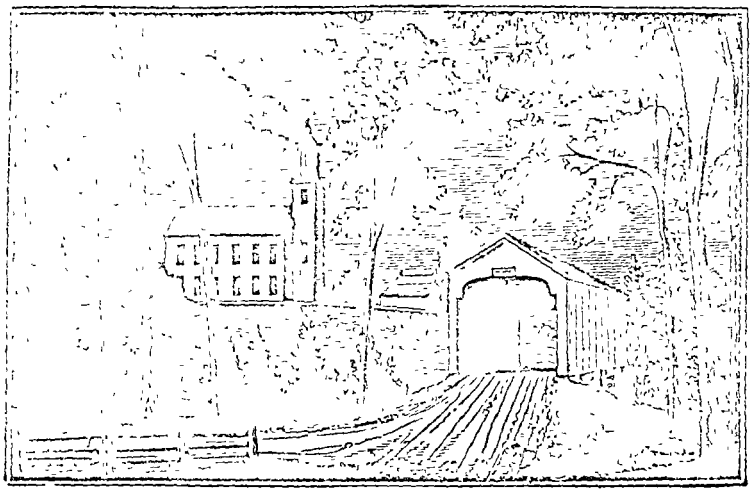
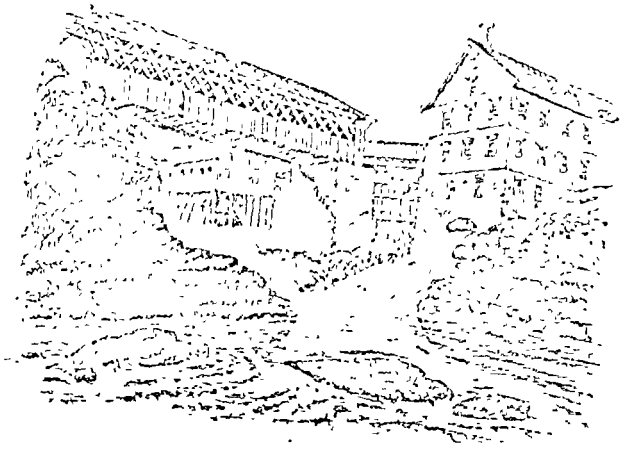


Fig 6-a TIPOS DE ARMADURAS DE MADERA UTILIZADAS EN LOS ESTADOS UNIDOS DURANTE EL SIGLO XIX (Ref 10)





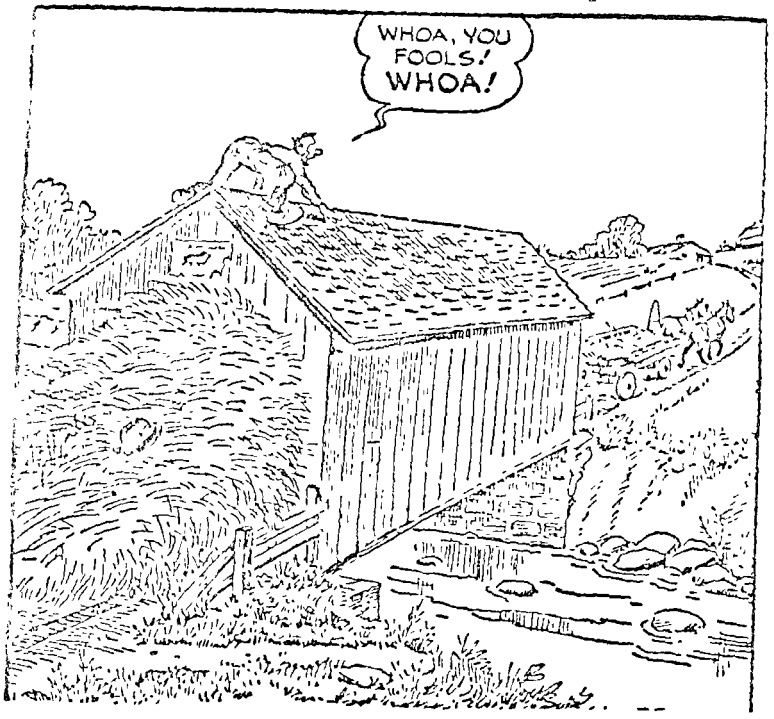


Fig (b-b) PUENTES CUBIERTOS

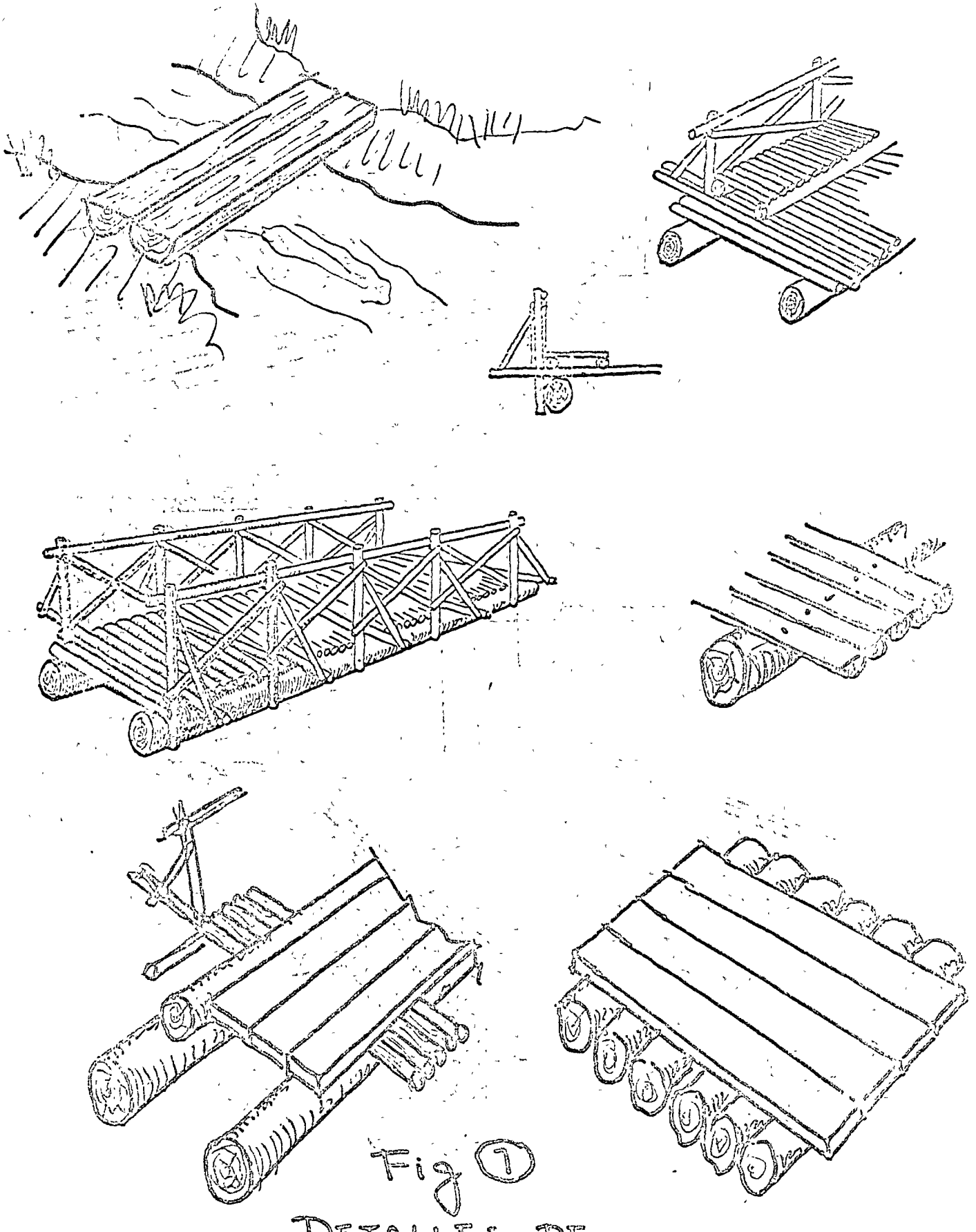


Fig 1

DETALLES DE PUENTES DE TRONCOS

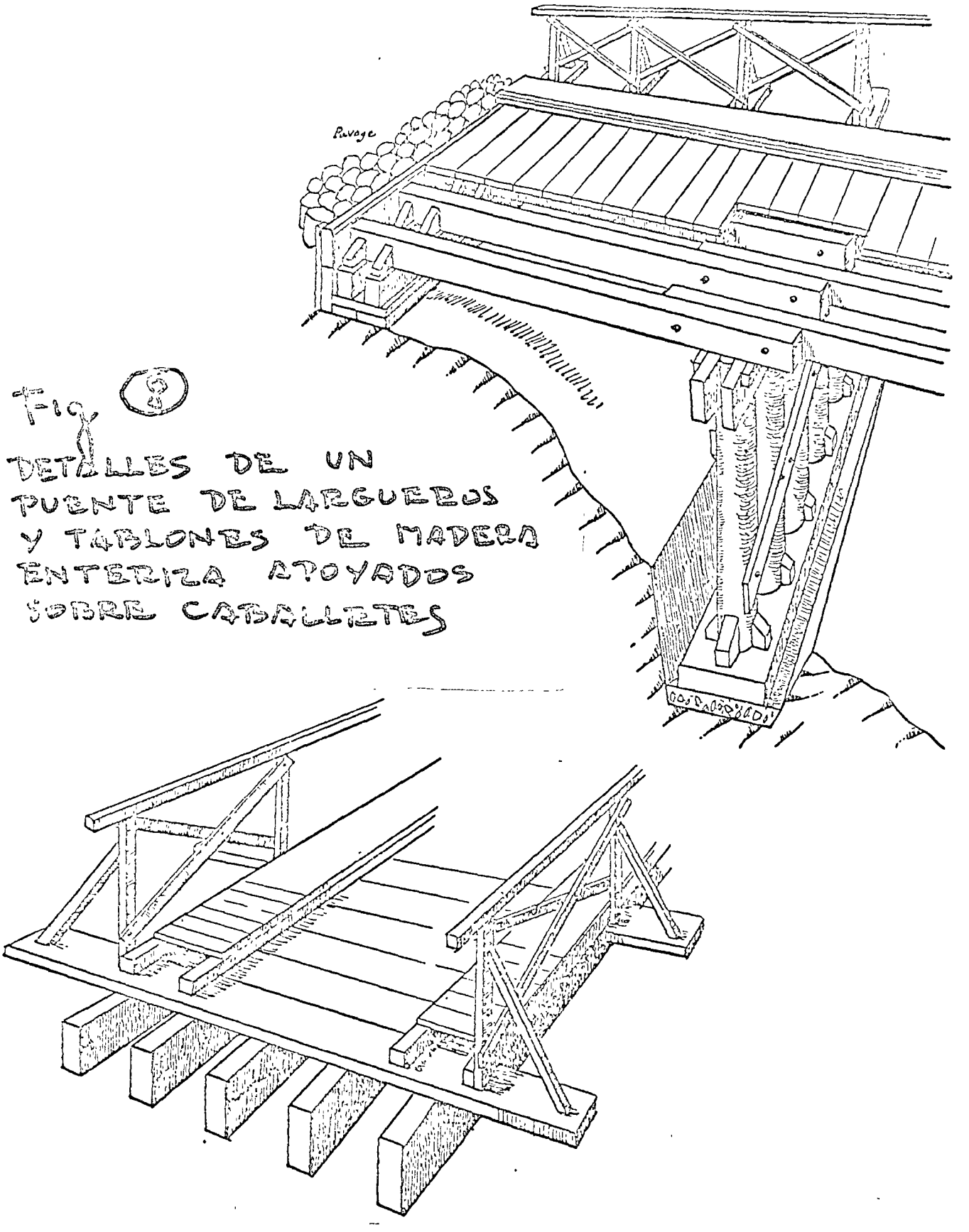
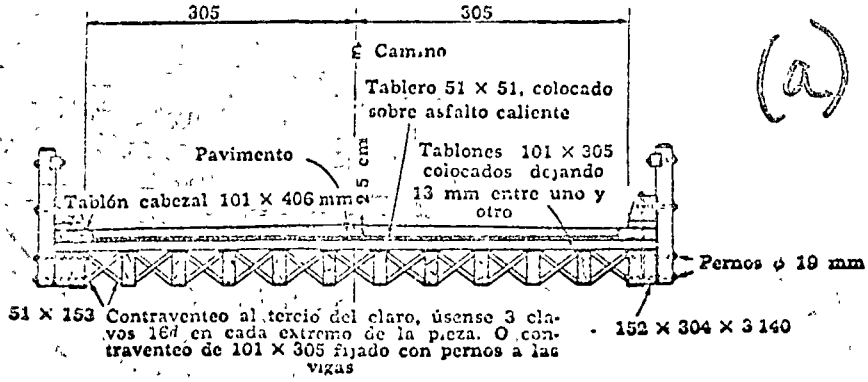


Fig 8

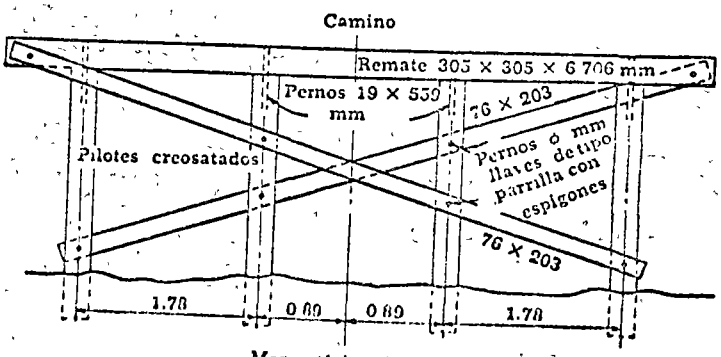
DETALLES DE UN PUENTE DE LARGUEROS Y TABLONES DE MADERA ENTERIZA APOYADOS SOBRE CABALLETES

(a)



Sección típica al centro del claro mostrando tipo de construcción del tablero de tablón

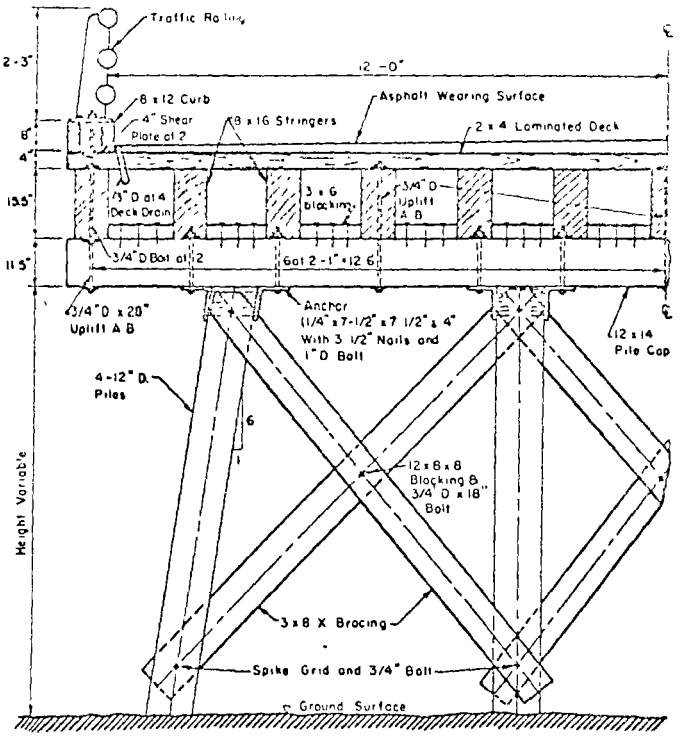
(b)



Marco típico de pilotes

Fig. 9 PUENTE DE LARGUEROS Y TABLONES, CON PAVIMENTO DE ASFALTO

(a)



Piso de madera laminada clavada

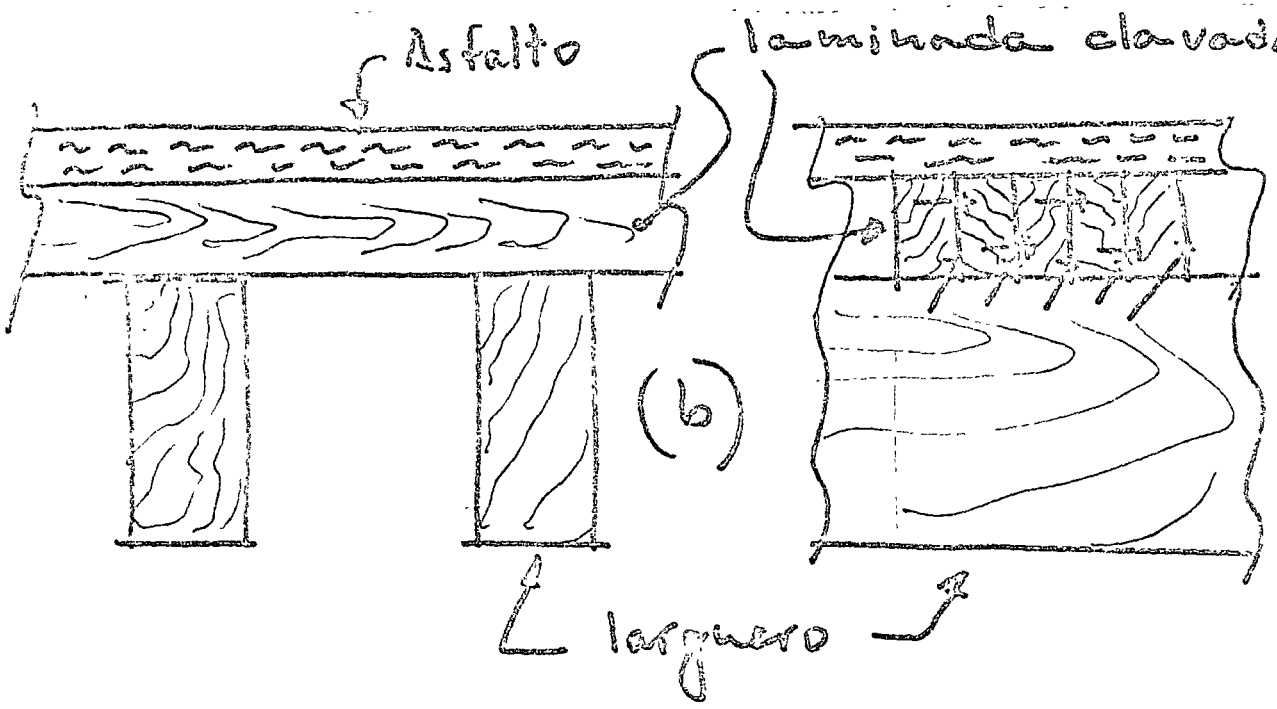


Fig (10) PUENTE DE LARGUEROS CON PISO DE MADERA LAMINADA CLAVADA

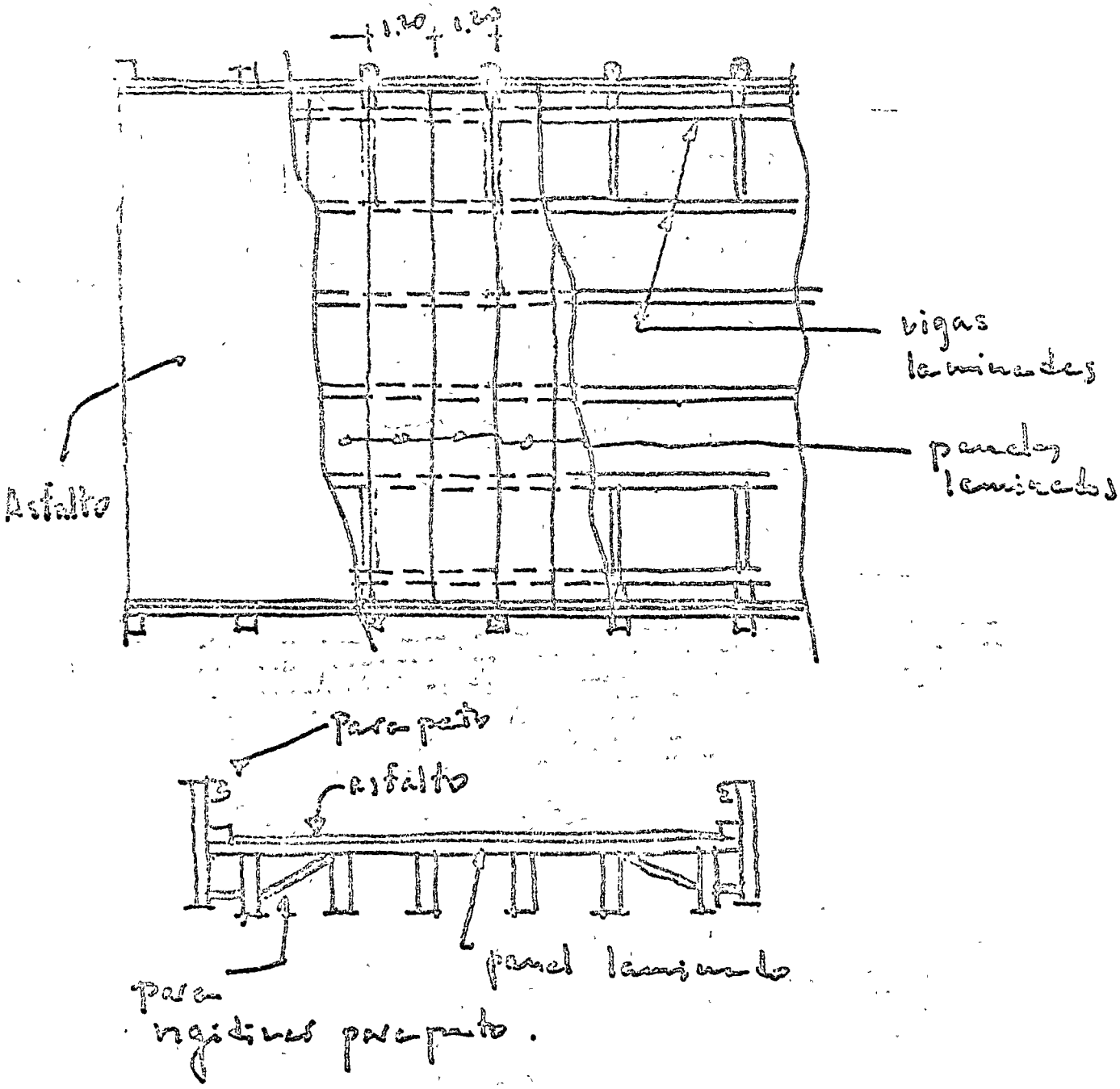
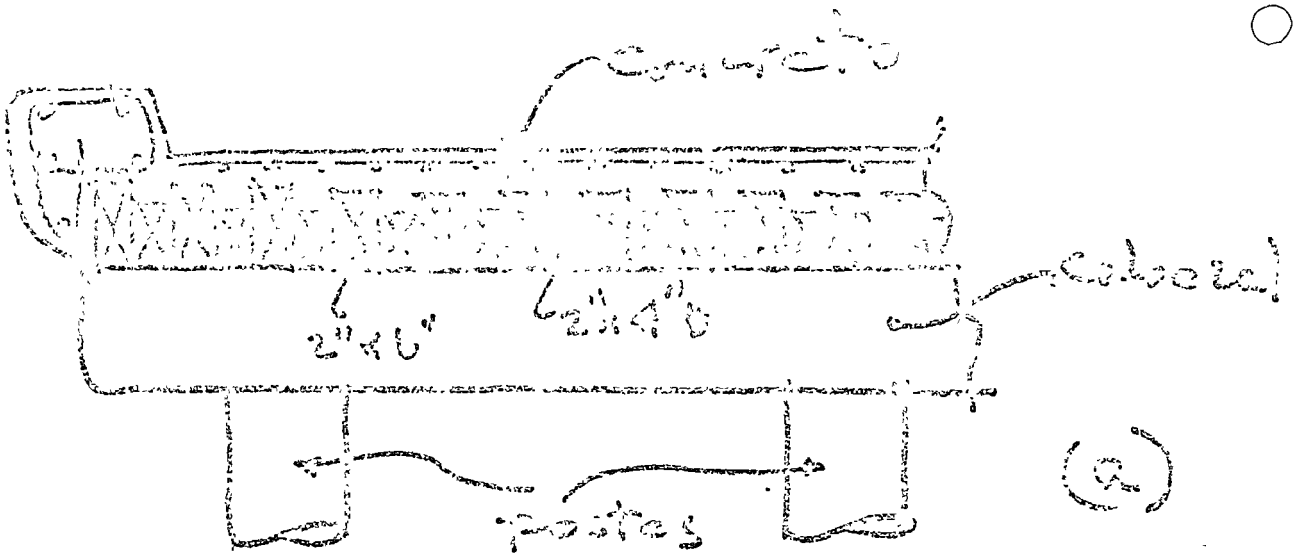
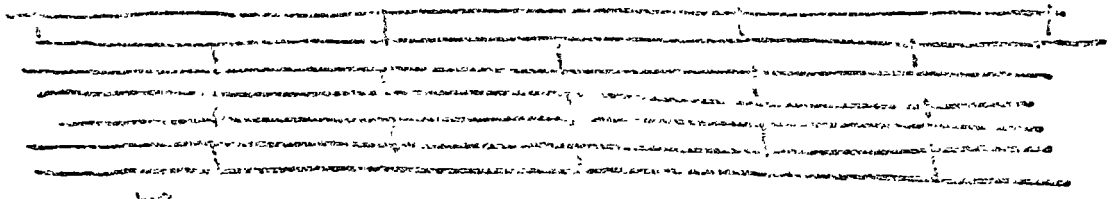
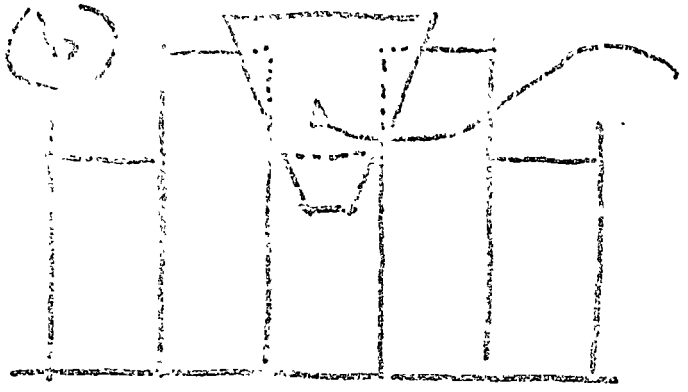


Fig (11) SUPERESTRUCTURA PARA PUENTE CON LARGUEROS Y PANELES DE MADERA LAMINADA PEGADA





Detalle junta dilatación laminada



Conector de alambre con tan te (Del mismo de $\frac{3}{32}$")

Las conexiones de madera y madera pueden ser mas baratas

Fig (12) LOSA COMPUESTA DE MADERA Y CONCRETO

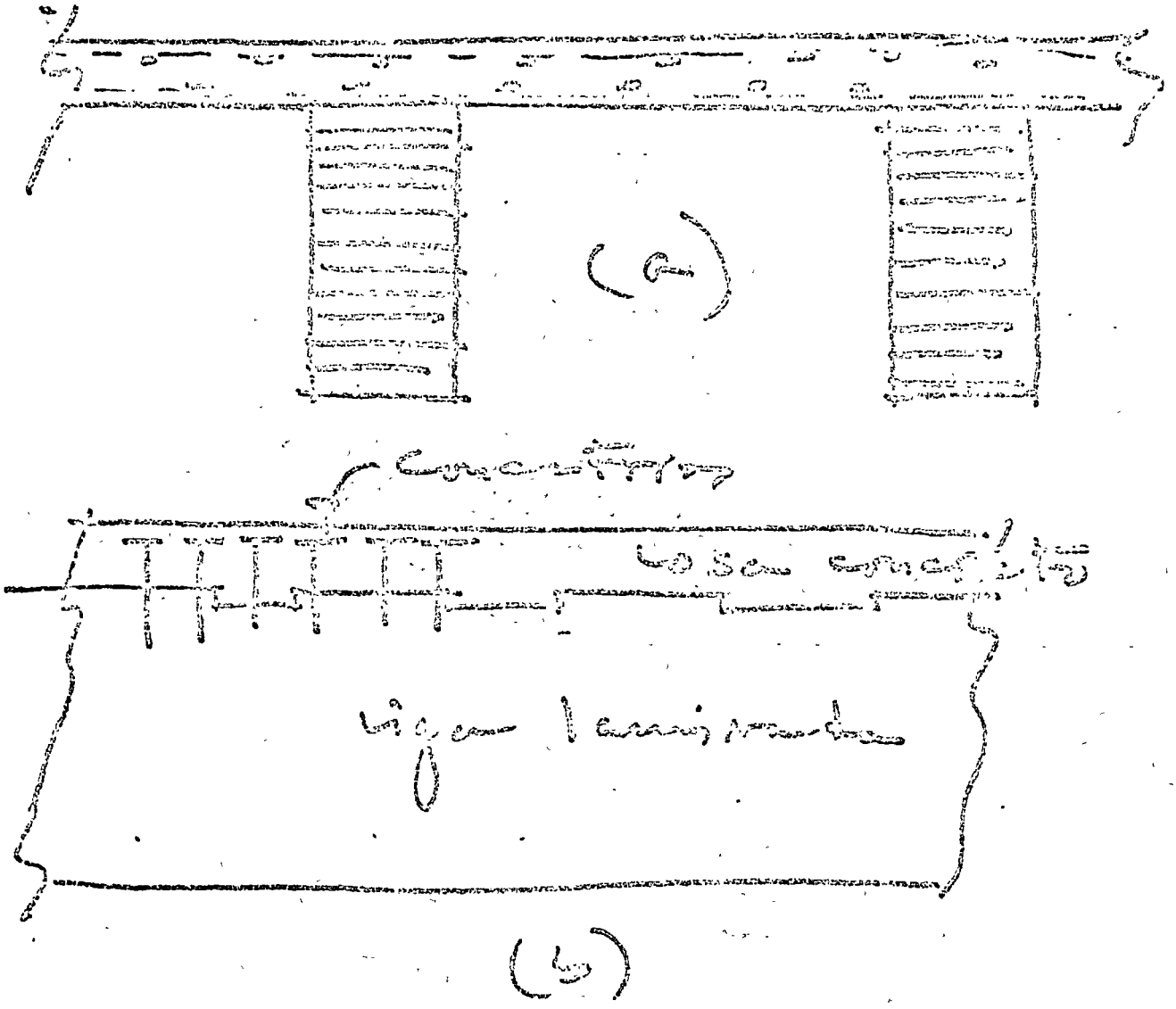


Fig. 13 VIGA COMPUESTA DE MADERA Y CONCRETO

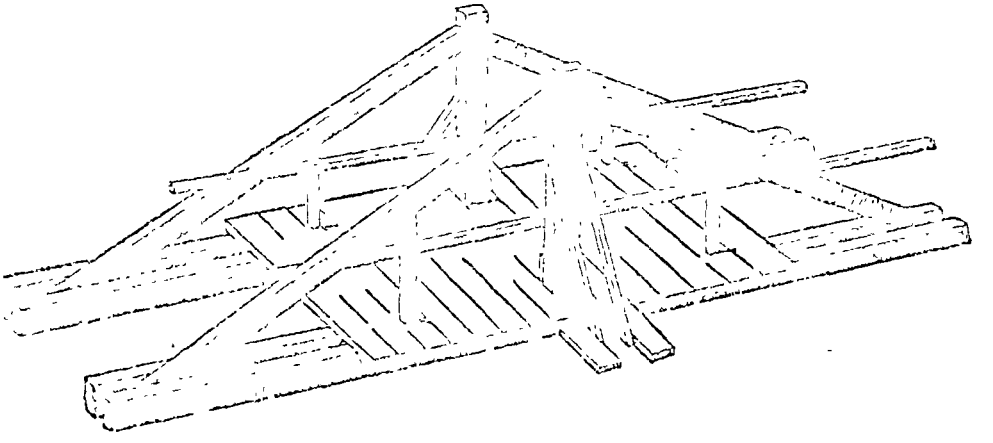


Fig. 14 PASO DE PEATONES CON ARMADURA

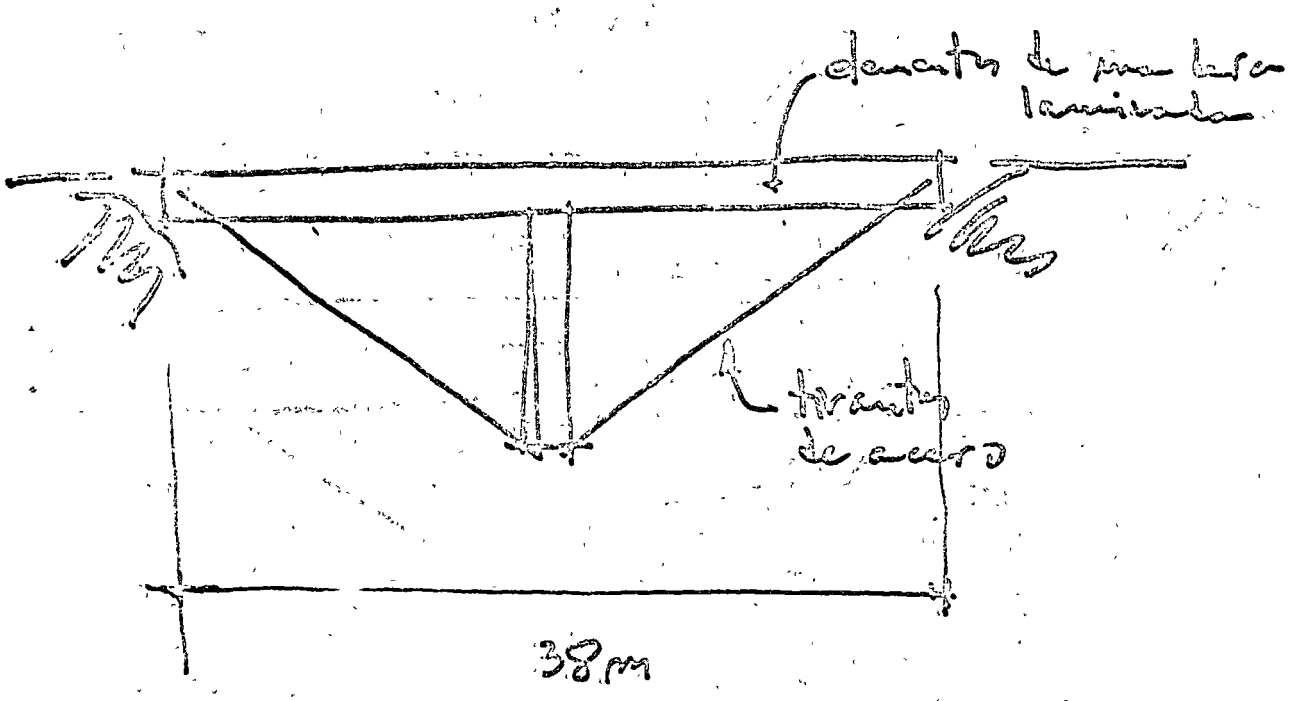
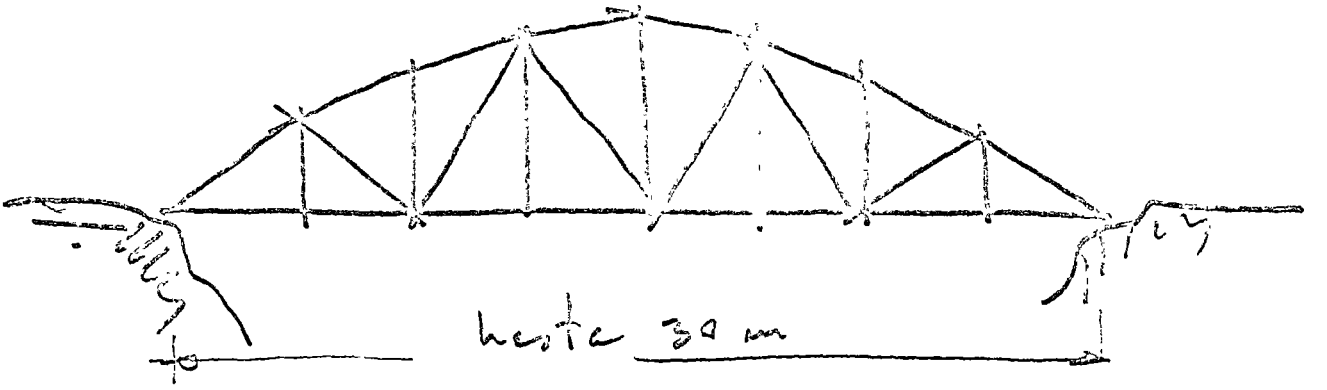
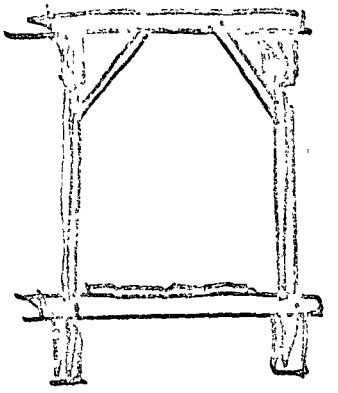
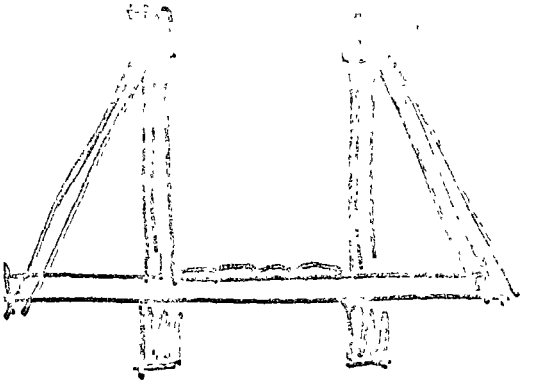


Fig (15) ARMADURA DE ELEMENTOS LAMINADOS Y TIRANTES DE ACERO



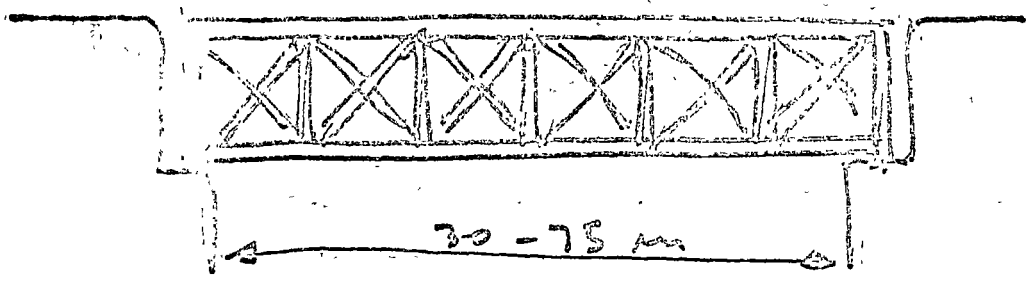


Contraventeo superior



Contraventeo lateral.

Fig. 16 PUENTE DE ARMADURAS "BOWSTRING"



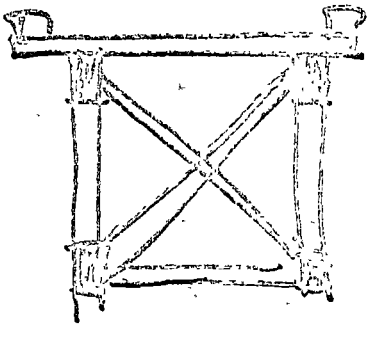
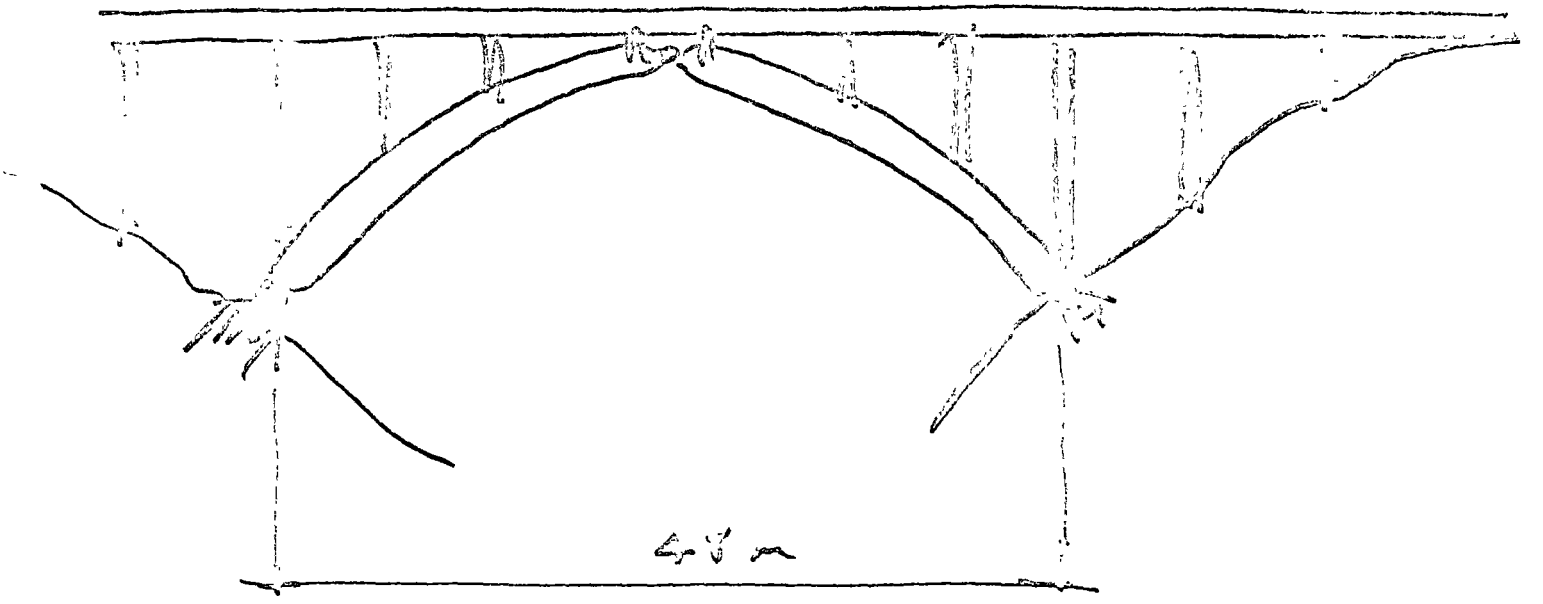


Fig (17) PUENTE DE CUERDAS PARALELAS DE PASO SUPERIOR



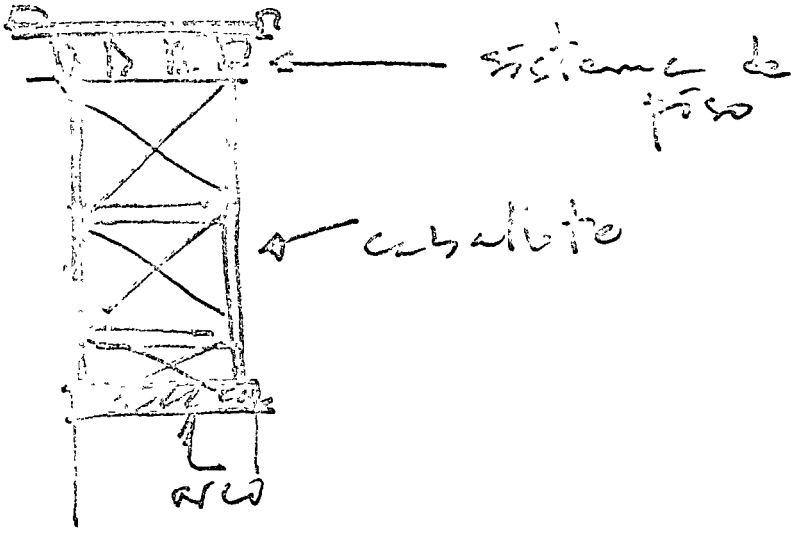


Fig 18 PUENTE KEYSTONE
WYE, EN
SOUTH DAKOTA

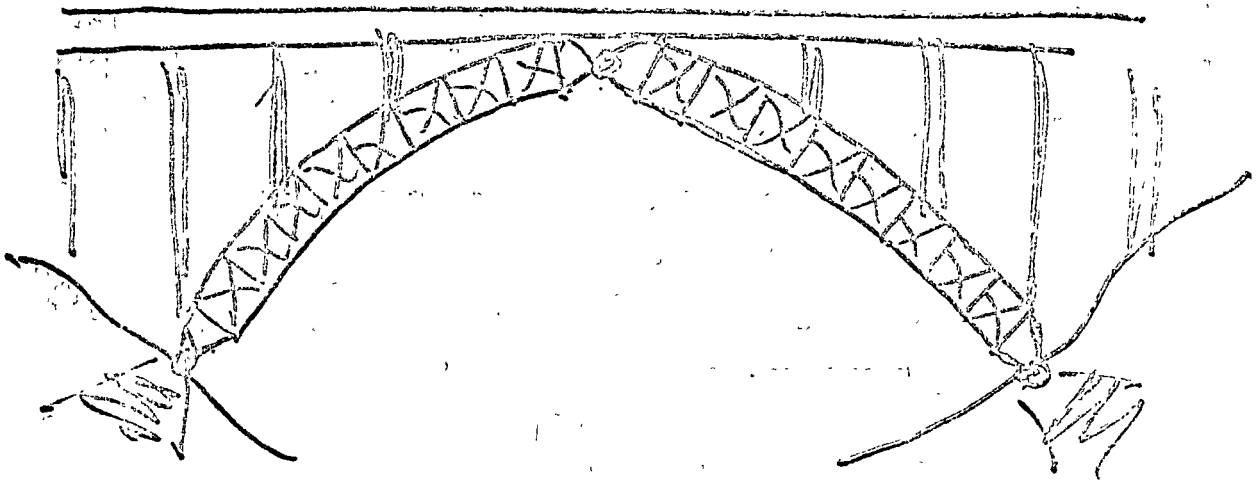


Fig (19) ARCO DE CELOSIA

ESFUERZOS PERMISIBLES EN kg/cm² SEGUN ESPECIFICACIONES SOP (Tab. II) (APLICABLES PARA CARGA DE DURACION NORMAL, CUALQUIER CONTENIDO DE HUMEDAD Y ESTRUCTURAS EN AMBIENTE SECO)

ESPECIE	CALIDAD	TENSION PARALELA A LA FIBRA	COMPRESION PARALELA A LA FIBRA	COMPRESION PERPENDICULAR A LA FIBRA	CORTANTE	FLEXION	MODULO DE ELASTICIDAD
PINO BLANCO PINO LACIO	1ª 2ª	65 55	60 50	18 18	6 6	80 60	85 000 85 000
PINO PRISTO, PINO REAL, CEDRO	1ª 2ª	75 65	70 60	20 20	8 8	90 70	90 000 90 000
ENCINO	1ª 2ª	100 85	95 75	25 25	10 10	120 90	100 000 100 000
ZAPOTILLO	1ª 2ª	110 95	100 80	25 25	10 10	110 95	110 000 110 000

Notas: Para condiciones distintas de las indicadas deben ser hechas las correcciones recomendadas en la tab. II.

Fig (20) ESFUERZOS PERMISIBLES PARA MADERA

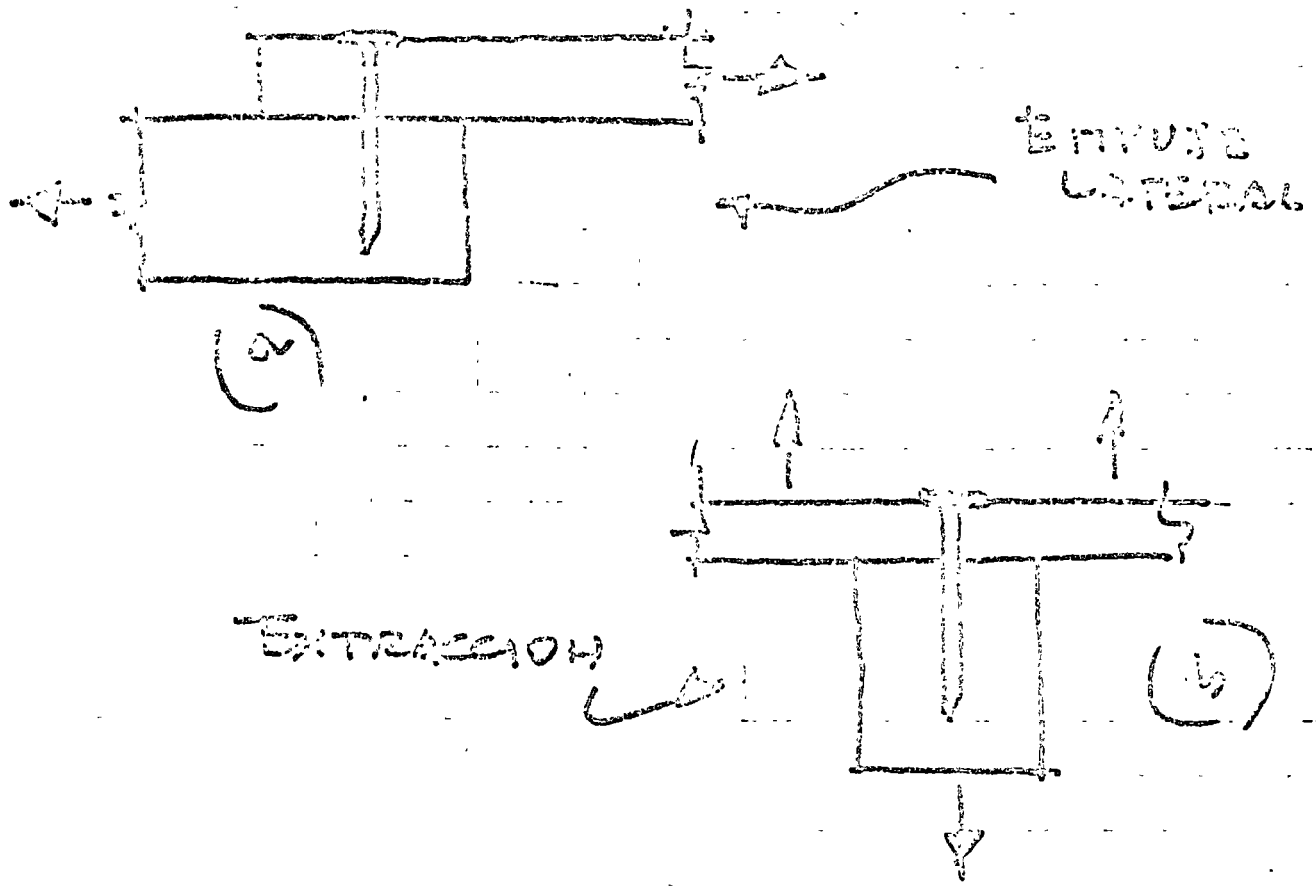
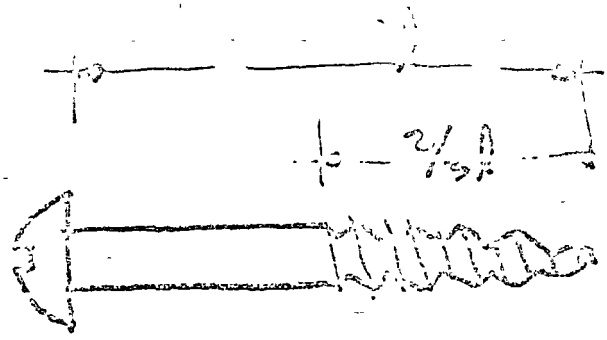
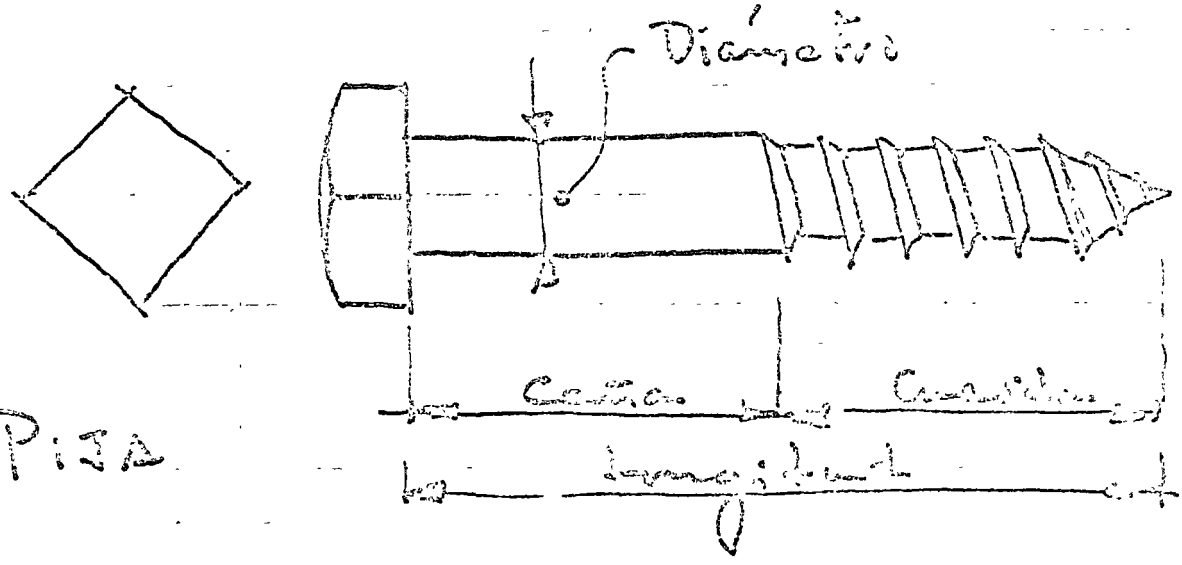


FIG (21) FORMAS EN QUE TRABAJAN LOS CLAVOS



TORNILLO



PIJA

FIG (12) TORNILLO Y PIJA

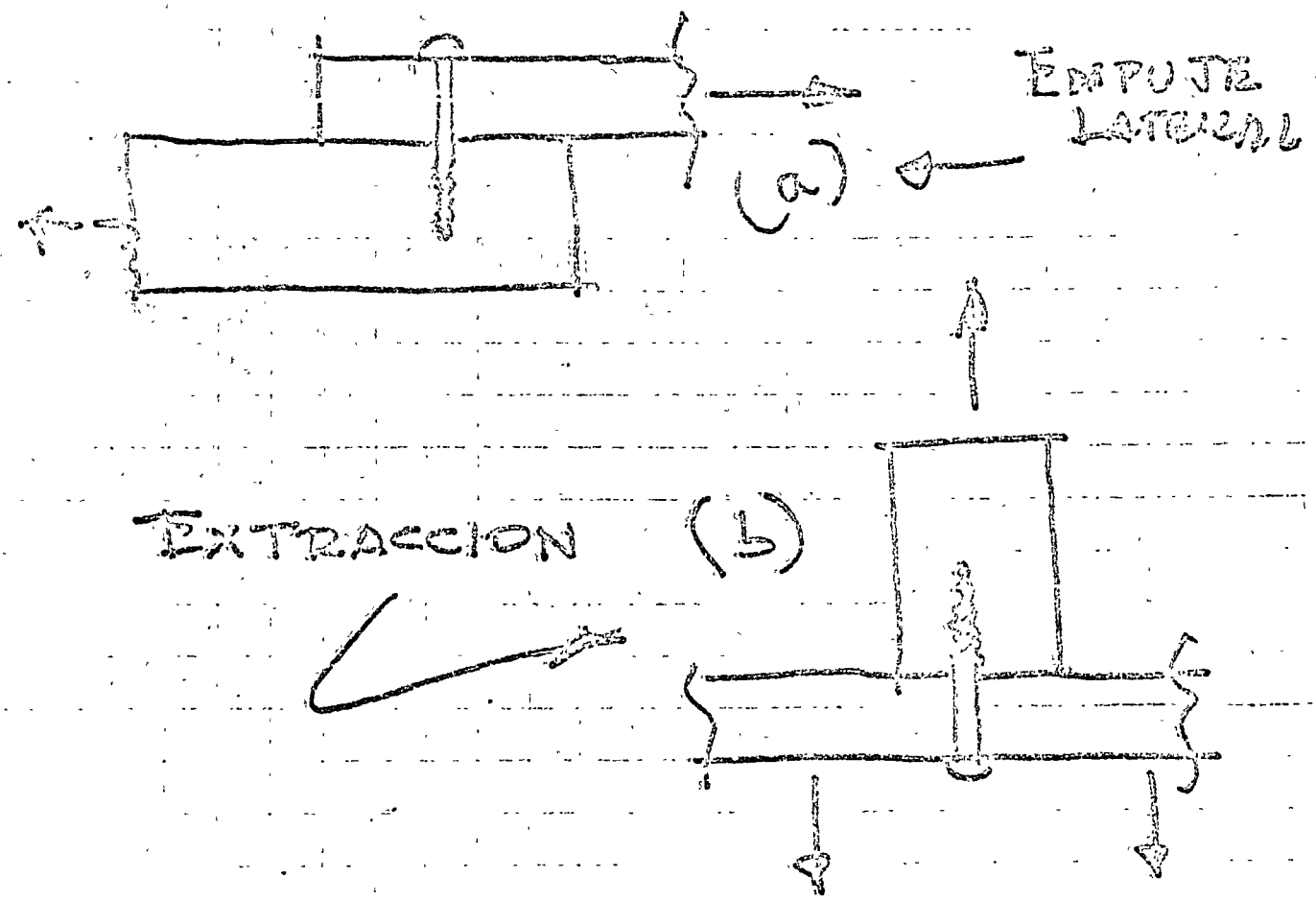


FIG (13) FORMAS EN QUE TRABAJAN LOS TORNILLOS Y LAS PITAS

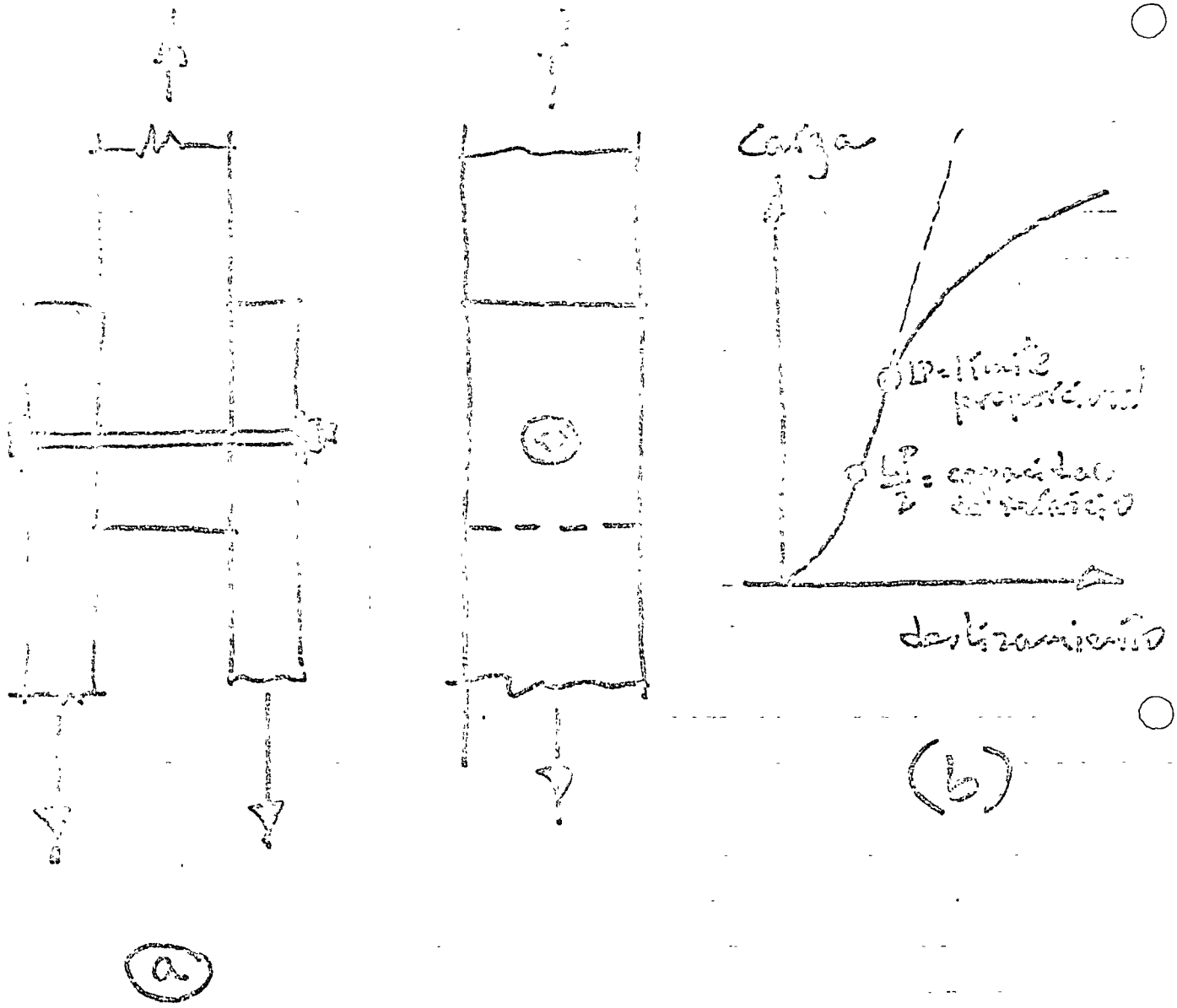


FIG (24) UNION CON PERNOS DE PIEZAS CON LOS EJES LONGITUDINALES PARALELOS

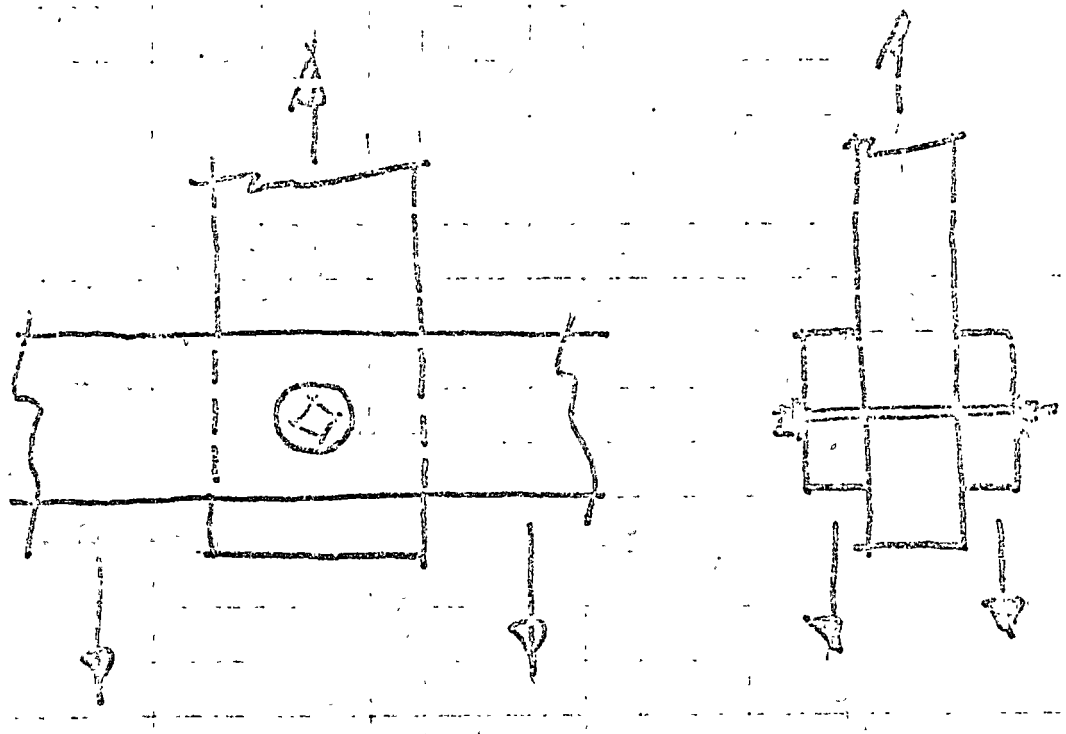


Fig (25) UNION CON PERNO DE PIEZAS CON LOS EJES LONGITUDINALES PERPENDICULARES ENTRE SI

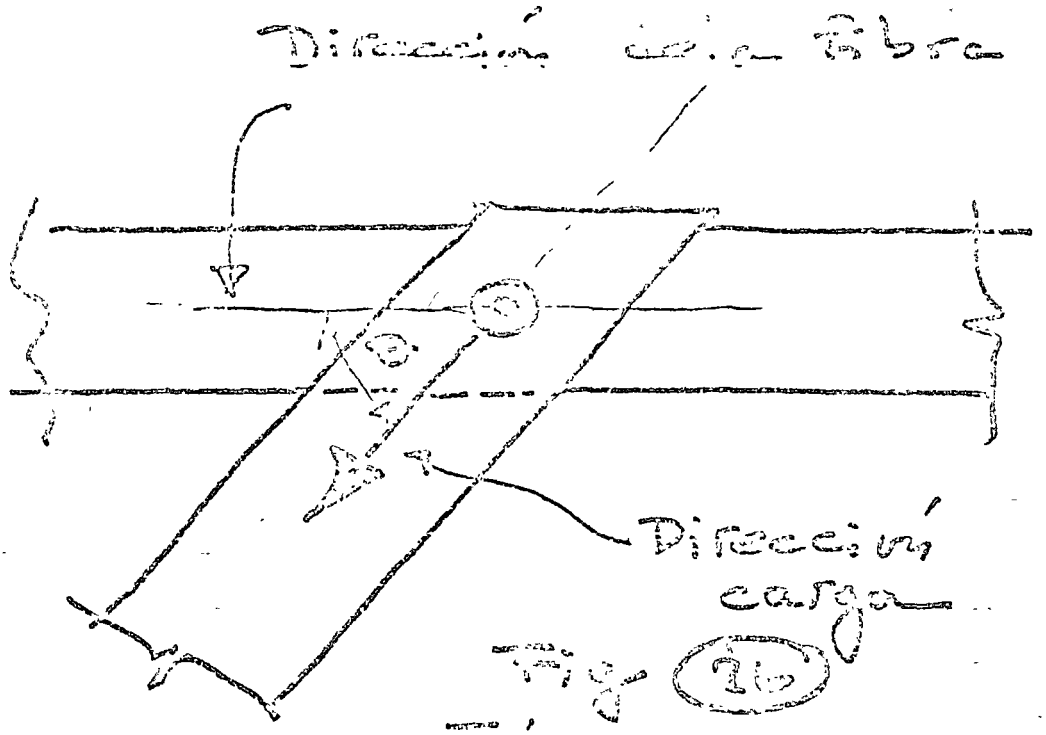


Fig. 16

FÓRMULA DE HANKINSON APLICADA A UNIONES CON PERNOS

$$P_\theta = \frac{P_p}{1 + \left[\frac{P_p}{P_n} - 1\right] \sin^2\theta}$$

P_θ = capacidad para el θ

P_p = capacidad para piezas con cargas colineales

P_n = capacidad para piezas con cargas normales

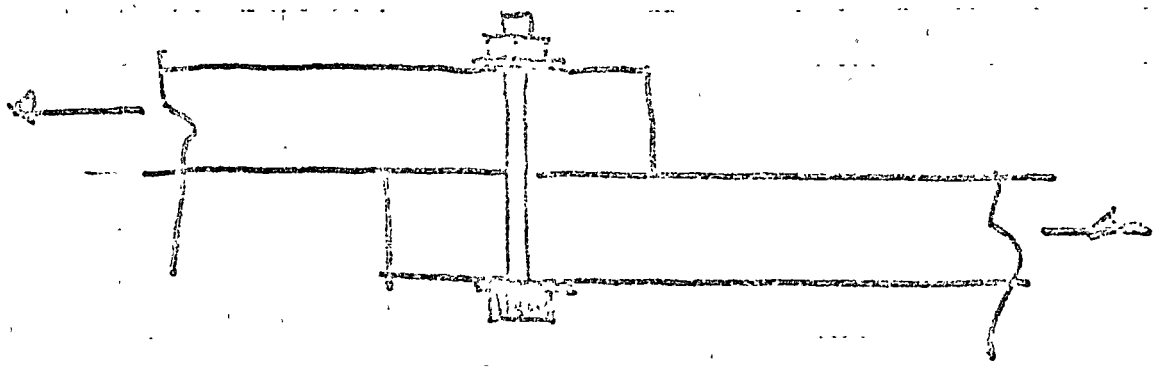


Fig (27) DOS MIEMBROS UNIDOS CON UN PERNO

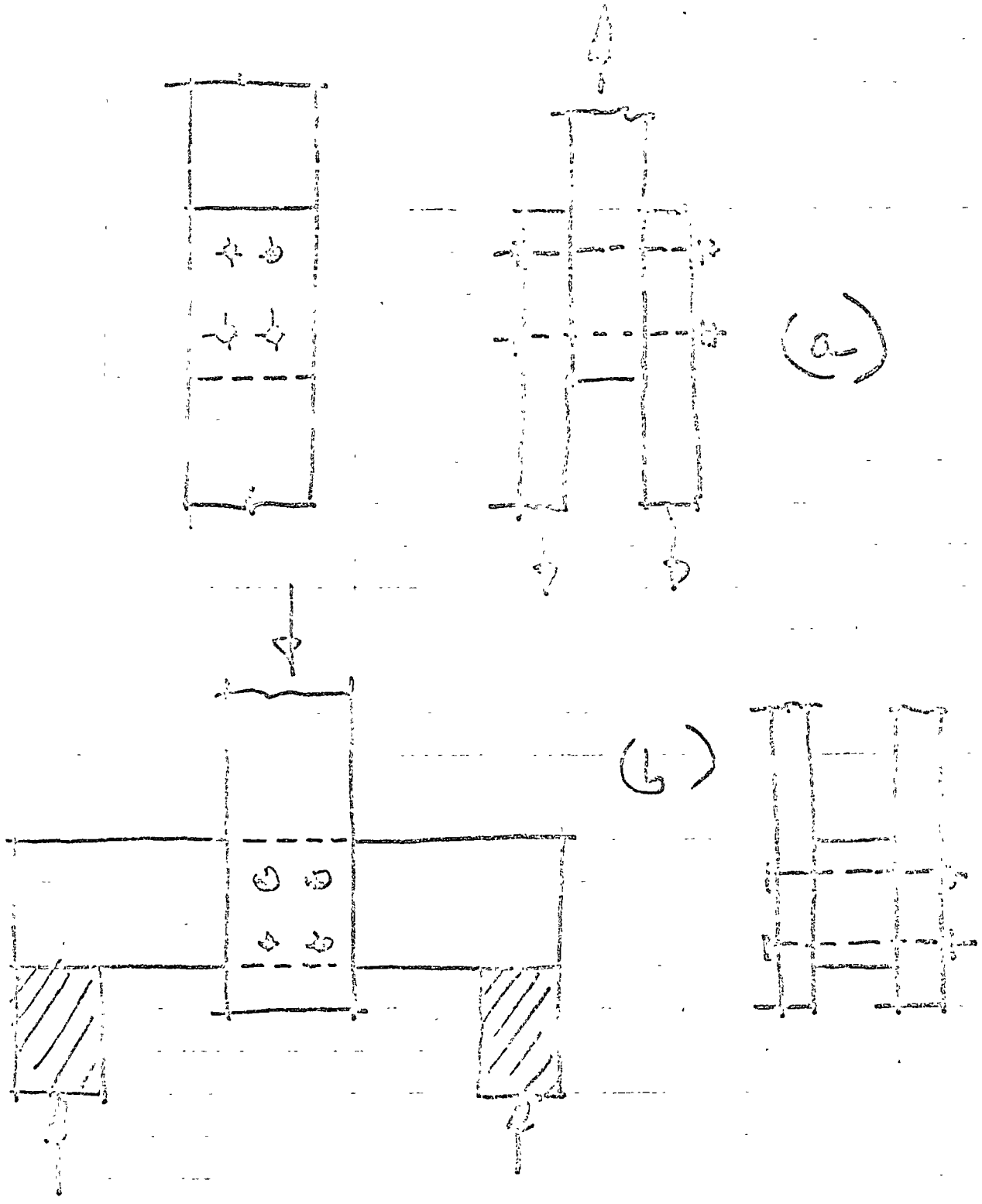
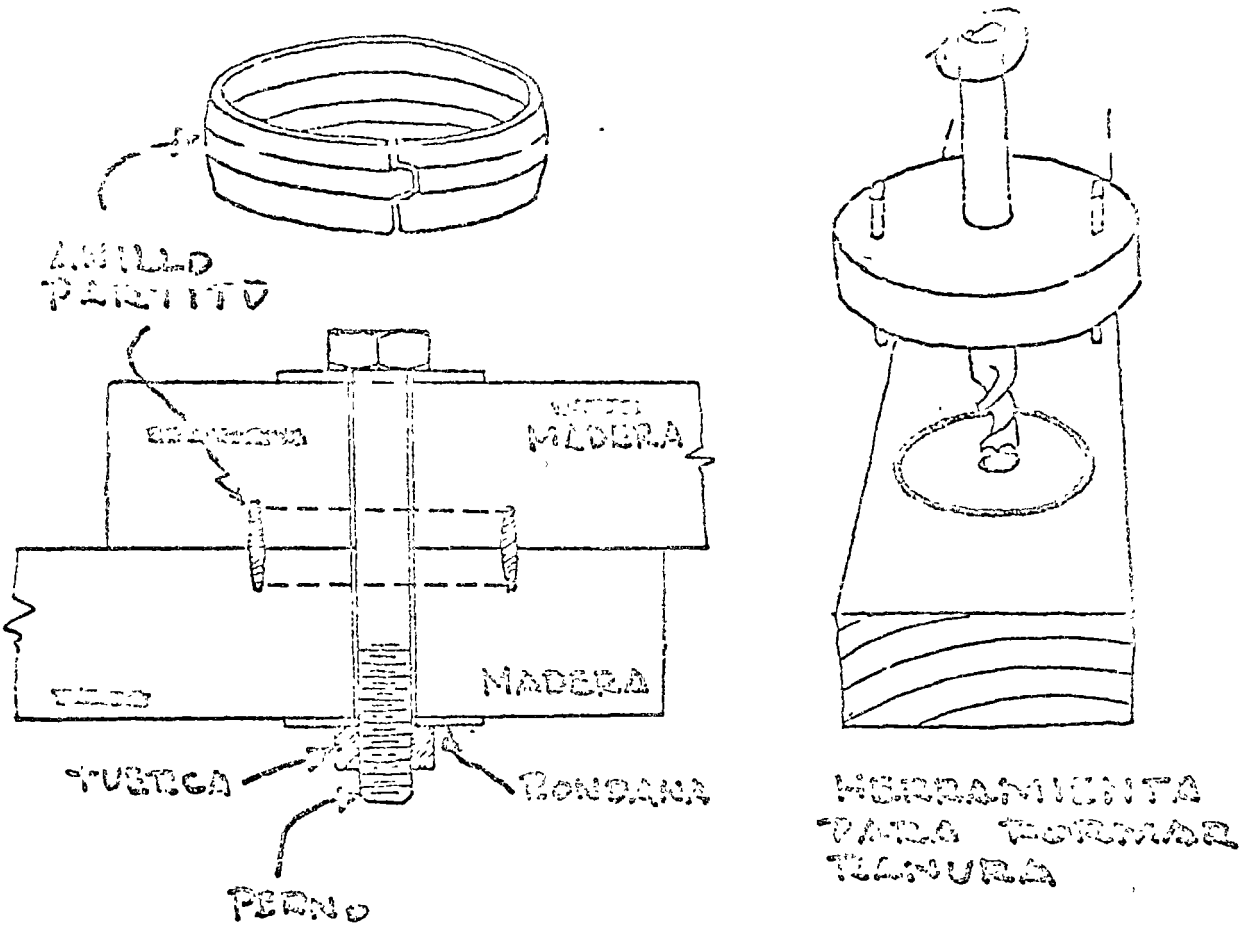
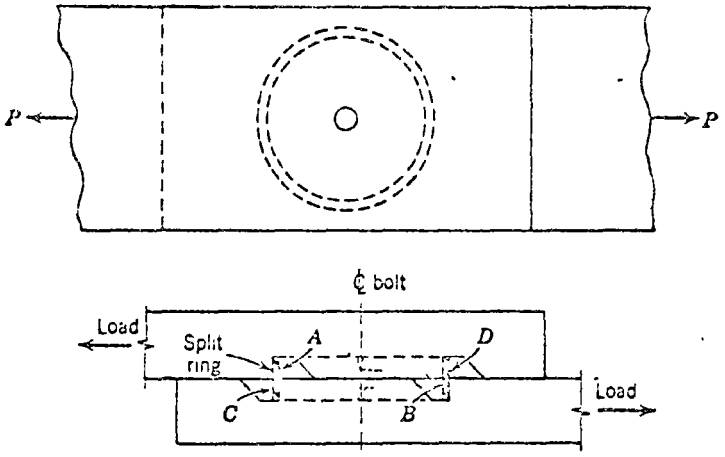


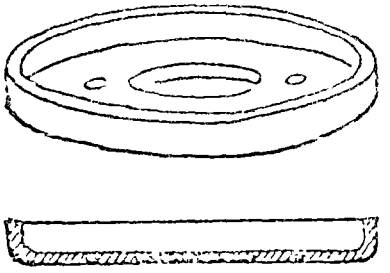
Fig. 18 CONEXIONES CON CUATRO MIEMBROS





PRINCIPIO DEL ANILLO PARTIDO

Fig 19 CONECTOR DE ANILLO PARTIDO



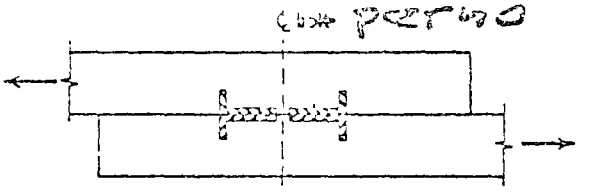
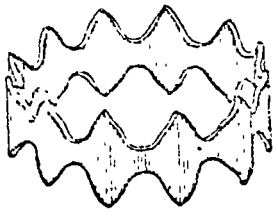
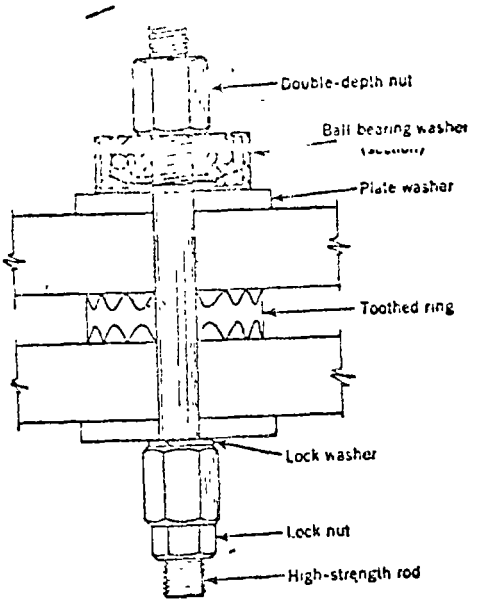


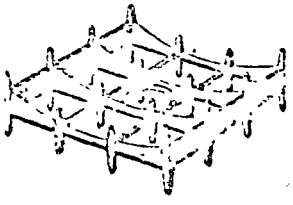
Fig. 30 CONECTOR DE PLACA PARA ESFUERZO CORTANTE



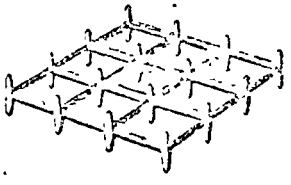
Toothed ring



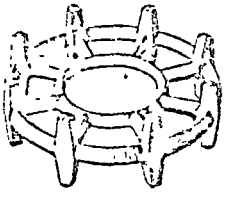
Toothed-ring installation



Single curve



Flat



Circular

Spike grids

Fig 21 CONECTORES DIVERSOS

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES.

CONSTRUCCION DE CIMENTACION DE LOS PUENTES.

ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS.

JUNIO 1975.

4.- CONSTRUCCION DE CIMENTACION DE LOS PUENTES.

4.1 SONDEOS DE VERIFICACION.

4.2 CIMENTACIONES A CIELO ABIERTO.

4.3 CIMENTACIONES PILOTEADAS.

4.4. CIMENTACIONES DE PILAS.

4.1 - SONDEOS DE VERIFICACION

Debido a la gran variedad de cimentaciones y condiciones del subsuelo, no es posible presentar normas generales para realizar un programa de exploración de mécanica de suelos.

Se deberá contar con la información complementaria, preeliminar relativa a la geología y geohidrografía para definir en cada caso el programa.

En general, los sondeos de exploración se proyectan con objeto de definir los perfiles estratigráficos que permitan conocer los depósitos que forman el subsuelo y sus propiedades mecánicas.

A partir de esto, se podra determinar la exploración de detalle, estudiando los materiales que intervengan las diferentes selecciones de cimentación del puente.

Debido a que las cargas enviadas por los puentes en general son de gran magnitud, la tendencia será de apóyar dichas cargas en un estrato resistente.

En la actualidad se cuenta con los procedimientos de sondeos directos e indirectos. A continuación se enumeran dichos procedimientos:

1) Sondeos de penetración estandar
2) Sondeos con muestreo
   a) muestras inalteradas
   b) muestras representativas
   c) pozos a cielo abierto
   d) Pruebas directas de campo
   e) Sondeos geofísicos
   f) Sondeos eléctricos.

Considero que es más importante definir los problemas encontrados en la construcción de los cimientos de un puente que la forma rutinaria en que se realizan los estudios de mecánica de suelos, a continuación presentaremos algunos problemas observados.

1.- Es necesario realizar mayor investigación relativa a los equipos y procedimientos de muestreo en campo. Se presentan diferencias importantes - - entre las muestras analizadas en el laboratorio y las condiciones reales del subsuelo debidos a los procedimientos de obtención de muestras y la relación de las pruebas.

2.- Es necesario que el reporte de la investigación de campo sea efectuada y firmada por una persona competente sin dividir la responsabilidad de los trab.

3.- Debe de existir la supervisión de un especialista en geotecnia a traves de las diferentes etapas del estudio.

4.- El especialista debe ser calificado no solamente - por un grado académico sino por la experiencia en problemas similares a traves de los años.

5.- Debe conocer los problemas del equipo humano que - trabaje en el campo y en el laboratorio.

4.2 - CIMENTACIONES A CIELO ABIERTO

El problema de este tipo de cimentaciones se reduce a definir las características de resistencia y compresibilidad de los materiales que se encuentren relativamente superficiales y que por experiencia previa se supone que pueden ser capaces de soportar cargas que enviará la estructura.

En general, estas cimentaciones se tratan mediante pozos a cielo abierto obteniendo de ellos muestras cúbicas inalteradas del material.

Es posible realizar en estas muestras las pruebas de laboratorio para definir sus parámetros de resistencia y compresibilidad. A partir de estas se pueden aplicar los métodos de diseño convencionales para zapatas con suficiente aproximación.

En la etapa de construcción se requiere especial atención para definir en el campo el estrato de apoyo que se a elegido previamente en el proyecto.

Se deberán tomar las medidas necesarias para evitar su alteración antes de construir la cimentación. Algunas veces el problema se combate cuando se tiene que avatir el nivel de aguas freáticas debido a que se debe tratar de mantener el estado actual del depósito de apoyo.

4.3- CIMENTACIONES PILOTEADAS

I.- TIPOS DE PILOTES Y PILAS.

1.1 GENERALIDADES.

Se puede decir que para cada sitio por cimentar, se puede utilizar casi cualquier tipo de pilote si no existe limitación ni del costo ni del tiempo de ejecución de la cimentación, y en ese caso la presencia del especialista no es indispensable, por otra parte; a pesar de que aparentemente existe una gama de procedimientos de cimentación se puede optimizar la seleccion de la cimentación para cada problema en particular.

Existe un progreso constante en los tipos de cimentación profunda debido a la constante investigación y nuevos equipos y mayor productividad.

En nuestro medio existe una tendencia a seleccionar la cimentación de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Se hace gran uso de los pilotes de concreto precolados.

b) Esta aumentando el uso de cimentaciones en pilas, sobre todo de gran diámetro debido al desarrollo de los equipos de perforación de gran diámetro y limitaciones de ruido en la ciudad.

c) Mínimo uso de pilotes metálicos de sección H o tubular por su costo.

1.2 PILOTES HINCADOS

En relación con la carta de la figura No. 1 vemos una primera división de pilotes relativo al desplazamiento grande o pequeño que produce en el suelo llamado efecto de bufamiento del suelo con estructuras adyacentes.

La siguiente división principalmente se refiere a pilotes pre construidos o construidos en el lugar, los primeros - se subdividen de acuerdo con el material y los últimos de acuerdo con el tipo de ademe que se utilice.

1.3 PILOTES Y PILAS COLADAS EN EL LUGAR.

En la tabla de la figura 2 se presenta la clasificación de los pilotes y pilas con sus variaciones. Estos depen-- den principalmente del método de construcción y su selec- ción depende de la naturaleza del estrato de apoyo y del tipo de suelo que se atraviesa.

La mayoría de las pilas se forma con perforadoras de - - rotación y su longitud esta limitada por los ademes tem- porales que se utilizan, algunas veces el tipo de suelo dificulta todo el proceso e incrementa el costo de la -- cimentación.

Se han desarrollado elementos circulares, rectangulares así como secciones mixtas.

La principal división se refiere al uso o no de ademe y a la forma de colocar dicho ademe.

II DATOS PARA SELECCIONAR EL TIPO DE CIMENTACION.

II.1 DATOS REQUERIDOS

a) Condiciones del subsuelo.
Estratigrafía, propiedades indice y mecanicas, deta- lladas del estrato de apoyo y suelos por atravezar - así como condiciones hidráulicas.

b) Condiciones del sitio.

Detalles de las estructuras vecinas, acceso al sitio, espacio disponible para la construcción y limitacio- nes de ruido.

c) Proyecto estructural

Cargas permanentes y transferencia, limitaciones y tipo de estructuras.

d) Otras condiciones.

Reglamentos para pilotaje, tiempo total de construcción equipo disponible para pilotear, materiales para construir los pilotes en el lugar etc.

II.2 CONDICIONES DEL SUBSUELO

Los pilotes hincados se pueden cimentar satisfactoriamente en casi todos los tipos de suelo. También se pueden construir pilotes colados en el lugar y pilas, sin embargo, las dificultades se incrementan para este tipo de cimentación cuando se presentan arenas y gravas bajo el nivel de aguas freáticas. Aunque estas dificultades tienen solución, se incrementa el costo y a veces es más favorable optar por una cimentación de pilotes si no existen restricciones.

Las pilas son particularmente adecuadas y económicas si la perforación se puede realizar en seco, aunque es necesario el uso de ademe metálico temporal, para proteger la parte superior de la pila.

Debido a que los suelos que se encuentran sobre los estratos de apoyo son generalmente arcillas suaves o similares, en general no hay problema con la mayoría de los pilotes hincados a traves de estos materiales. En estos suelos, las pilas deberán llevar ademe metálico temporal o lodo bentonítico y la perforación se realizará bajo agua. Si es necesario penetrar dentro de un estrato de apoyo para desarrollar la capacidad de carga requerida, es preferible pensar en una cimentación a base de pilas o pilotes metálicos.

Si existen boleos, gravas u obstrucciones similares -- semejantes, se pueden atravezar durante la perforación de las pilas con alguna dificultad.

Las variaciones en la profundidad del estrato de apoyo y en sus propiedades hace necesario el uso de pilotes de diferente longitud siendo los pilotes precolados de concreto menos adecuados que los pilotes colados en el lugar.

III REQUISITOS DE UNA CIMENTACION PILOTEADA.

III.1 GENERALIDADES

a) No debe permitirse la falla catastrófica.
b) El hundimiento medio debe ser razonable.
c) Los hundimientos diferenciales deben ser soportados por la estructura.

Como se sabe, el comportamiento de un pilote aislado - es diferente del mostrado por un grupo de pilotes.

El mecanismo de la acción combinada de un grupo de pilotes se llama acción de grupo.

El esfuerzo que envía al suelo un pilote aislado, actua en una cierta area y su vecindad mientras que la influencia de un grupo de pilotes se extiende a una distancia - bastante mayor lateralmente y hacia abajo de la punta de los pilotes. Si los pilotes se apoyan en arcillas los - efectos resultantes en la resistencia última a la falla y en el hundimiento total son muy importantes.

Los hundimientos pueden ser importantes si el estrato de apoyo esta formado por arena o grava y no tienen impor-- tancia si estan apoyados en roca. A continuación se describe una analogía entre la acción de un pilote y la - - acción de grupo:

Considere una losa de concreto diseñada para soportar una tonelada de carga en cualquier punto. Es lógico - que no podrá soportar 10 cargas de una tonelada aunque se encuentren espaciadas 2 metros entre si.

Aunque la losa no falle con las 10 cargas simultaneas las deformaciones verticales en cualquier punto son - mayores y variarán dependiendo de la posición de las cargas en la losa.

El hundimiento de un grupo de pilotes bajo la carga de trabajo puede ser varias veces mayor que el hundimiento de un pilote bajo la misma carga por pilote, si ésta se determina de la prueba de carga.

Más aun, los hundimientos entre los pilotes pueden - - variar debido a la irregularidad de las propiedades -- del suelo que atraviesan.

III. 2 DISEÑO DE LA LONGITUD Y SECCION DEL PILOTE.

Para arenas y gravas, los hundimientos se presentan - - rápidamente mientras que en arcilla es necesario considerar tanto los hundimientos inmediatos producidos por los esfuerzos en el suelo como los hundimientos por consolidación a largo plazo. La presencia de capas más suaves que la capa de apoyo produce hundimientos adicionales que deben tomarse en cuenta.

III. 3 HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.

Estos pueden tener 2 efectos separados.

a) Pueden producir desplome
b) Pueden producir agrietamiento o distorciones de la estructura.

Lo anterior depende de la rigidez de la estructura, de la rigidez del dado de cimentación que conecta los pilotes con la estructura y de la relativa rigidez entre el pilote y el suelo.

IV DISEÑO DEL TAMAÑO Y LONGITUD DE LOS PILOTES

IV. 1 GENERALIDADES.

La carga aplicada a un pilote se envía al estrato de apoyo mediante la combinación de la carga en la punta y la fricción del pilote. La proporción relativa de estos efectos depende del tipo de suelo y la sección del pilote. En arcillas rígidas y en arenas sueltas la mayor parte de la carga se transmite por fricción, para pilotes de sección constante. Para pilas con ampliación en la base apoyadas en arcilla grava o arena, la carga se transmite principalmente por la punta. Las pilas o pilotes hincados en roca obviamente transmiten su carga por punta.

IV. 2 TRANSFERENCIA DE LA CARGA AL SUELO.

Cuando un pilote trabaja por punta en roca o en arena y grava muy densa, se puede diseñar la sección transversal del pilote, con los esfuerzos permisibles del material que constituye el pilote.

El otro extremo se presenta cuando los pilotes se apoyan en arcillas o arenas sueltas en donde es necesaria la penetración del pilote para que la carga se transmita al suelo.

En este caso, se incrementa el costo, porque se requiere de mayor longitud de pilote para obtener la capacidad de trabajo. Esto incrementa el tiempo de hincado y el costo de la cimentación. Para determinar la longitud de los pilotes en arenas y gravas se presentan serias dificultades ya que no es posible determinar las características reales del suelo por los métodos actuales y por otra parte el proceso de hincado del pilote modifica las condiciones del suelo.

IV. 3 CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE.

Existen 3 métodos para determinar la capacidad de carga de un pilote.

1) El cálculo a partir de los resultados de la investigación del suelo incluyendo las pruebas del laboratorio.

2) Pruebas de carga en una pequeña proporción de los -- pilotes.

3) El cálculo haciendo uso de la información obtenida - durante el hincado, esto es:

   a) mediante el uso de las formas dinámicas
   b) mediante la instrumentación de los pilotes.

Se recomienda determinar la capacidad de carga por el - primer método y rectificarla por alguno de los otros dos. Cada método esta sujeto a un grado mayor o menor de - - aproximación dependiendo de la naturaleza variable de los suelos, la habilidad para determinar las propiedades de - los suelos, el conocimiento impreciso de las cargas que - transmite el pilote al suelo, el efecto del tiempo y la - diferencia entre la resistencia estática y dinámica del -. suelo, entre otros factores.

Las pruebas de carga dan un resultado satisfactorio para un pilote pero son antieconómicas para probar un número - suficiente de pilotes.

A partir de estas pruebas se puede hacer uso del método - de penetración al correlacionar los resultados en forma - económica.

V.- ASPECTOS QUE AFECTAN LA SELECCION.

V. 1 LONGITUD DE LOS PILOTES

Para longitudes moderadas, hasta de 21 metros, se pueden utilizar la mayoría de los pilotes. Si la longitud se -- encuentra entre 21 y 31 metros, los pilotes precolados - presentan limitación de su manejo y esto se resuelve - - mediante el uso de juntas. Algunos pilotes colados en - el lugar presentan dificultades en la extracción de ademes de más de 15 mts. de longitud, lo mismo sucede con - las pilas. Para longitudes superiores a 31 metros se -- pueden utilizar pilas, pilotes,tubulares, pilotes H y - pilotes precoladas con junta.

V. 2 CARGA DE TRABAJO POR PILOTE

La mayoría de los pilotes hincados o colados in situ, se diseñan para cargas de trabajo por pilote hasta de 100 - tons., dependiendo de las condiciones del suelo.

Lo anterior se debe al uso de martinetes más pesados - - para pilotes hincados y equipos de mayor capacidad, para pilotes colados in situ.

V. 3 EL ESTRATO DE APOYO.

Cuando el estrato de apoyo es roca todos los pilotes son adecuados pero las pilas presentan ventajas económicas. Se pueden construir pilas con o sin campana en la roca.

Si se presentan capas de arena y grava sobre la roca de apoyo y se encuentran estas bajo el nivel de agua, se -- requiere el uso de ademe metálico a menos que la perforación se efectúe con lodo bentonítico con el consiguiente incremento en el costo.

Si el estrato de apoyo esta formado por depósitos de - - arenas con grava, se pueden utilizar todos los tipos de pilotes, sin embargo, los pilotes colados in situ y las pilas requieren del uso de bentonita.

En el caso de arcillas rígidas, todos los pilotes son - adecuados pero las pilas resultan más económicas ya que la perforación no requiere ademe.

V. 4 FRICCION NEGATIVA.

Este fenómeno se incrementa con la sección transversal y perimetral de los pilotes.

V. 5 BUFAMIENTO DEL SUELO.

En suelos cohesivos, suaves, los pilotes hincados causan el bafamiento del suelo adyacente, afectando los pilotes previamente hincados así como las colindancias.
Esto se evita con el uso de la perforación previa al - - hincado.

V.6 INTEGRIDAD.

Esto se refiere a la calidad estructural del pilote y - tiene especial importancia en pilotes colados en el - - lugar y pilas. Frecuentemente se presentan defectos de construcción si se descuida la supervisión.

V. 7 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUELO.

Debe tomarse en cuenta los efectos que producen las - - arcillas expansivas, la presencia de agua agresiva, el congelamiento del terreno, suelos eólicos etc.

VI EQUIPO PARA LA CONSTRUCCION DE PILOTES Y PILAS.

VI 1 PILOTES HINCADOS.

En figura 3 se presentan los principales tipo de martinetes y su equipo adicional para hincar pilotes. Los -- martinetes diesel han crecido en popularidad ya que son autosuficientes y no requieren compresores o calderas.

Se construyen hasta de 5 tons. de peso y los más usados son de doble acción por su mayor velocidad de operación.

Se utilizan para hincar pilotes verticales e inclinados de todo tipo. Los martinetes pueden ir libres o guiados.

VI 2 PILOTES COLADOS IN SITU Y PILAS.

En la carta de la figura 4 se muestran los diferentes -- tipos del equipo utilizado para pilas y pilotes colados in situ.

Actualmente predominan las pilas de gran diámetro, debido al desarrollo de perforadoras de más potencia montadas en grúas o camiones, barretones telescópicos de una 2 y 3 piezas que permiten atacar el suelo por medio de - brocas, botes y herramientas de perforación hasta 6 mts. de profundidad.

VII CONCLUSION

De lo anterior se concluye que la selección adecuada -- del tipo de pilote o pila es una parte fundamental del diseño de las cimentaciones profundas. Los factores a considerar para esta selección son numerosos pero el - conocimiento de los principios de mecánica de suelos y las herramientas disponibles, hace posible determinar - una solución económica y técnica, evitando muchos de -- los problemas que se presentan durante la construcción de las cimentaciones.

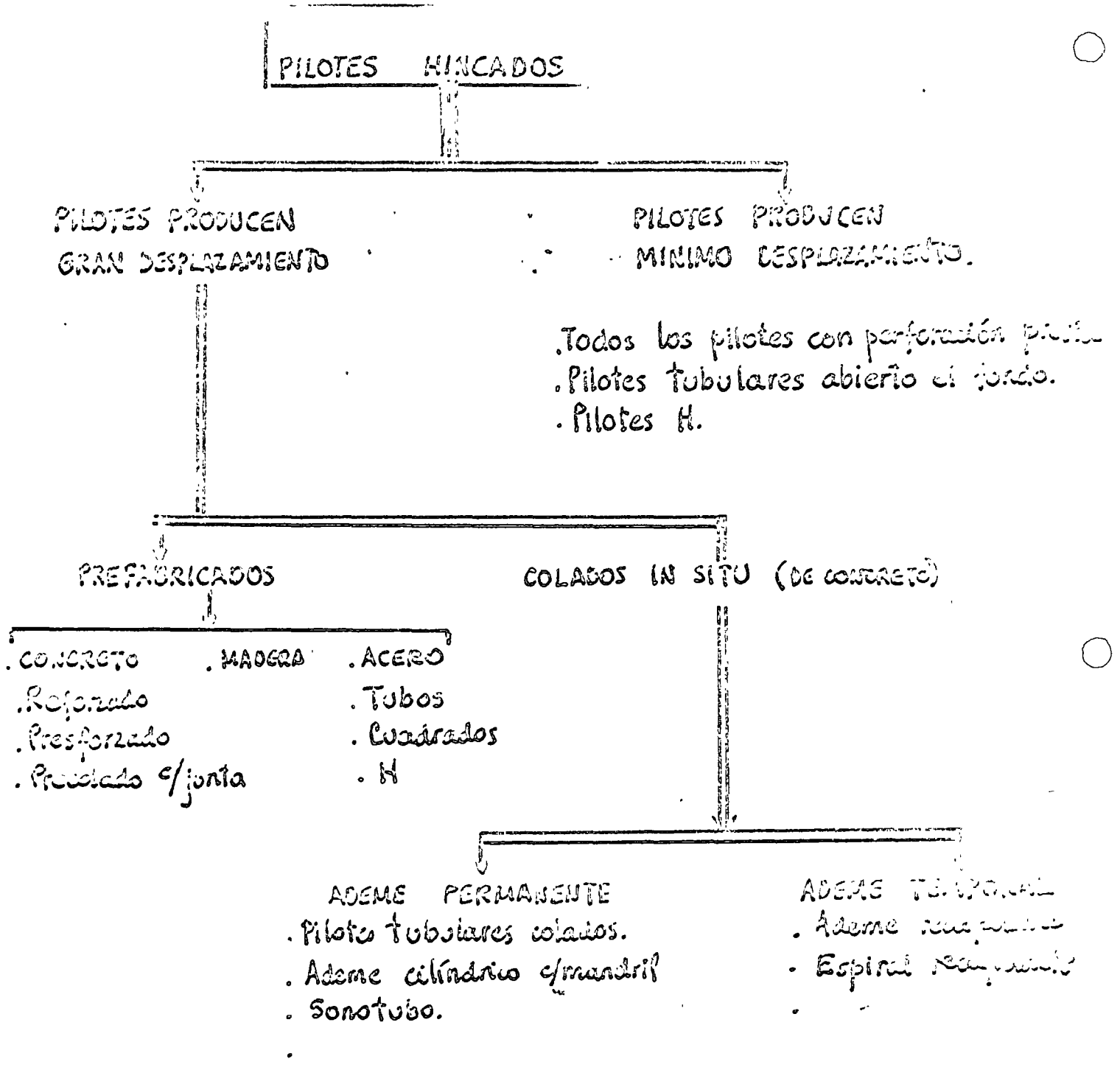


FIG. 1 TIPOS DE PILOTES HINCADOS.

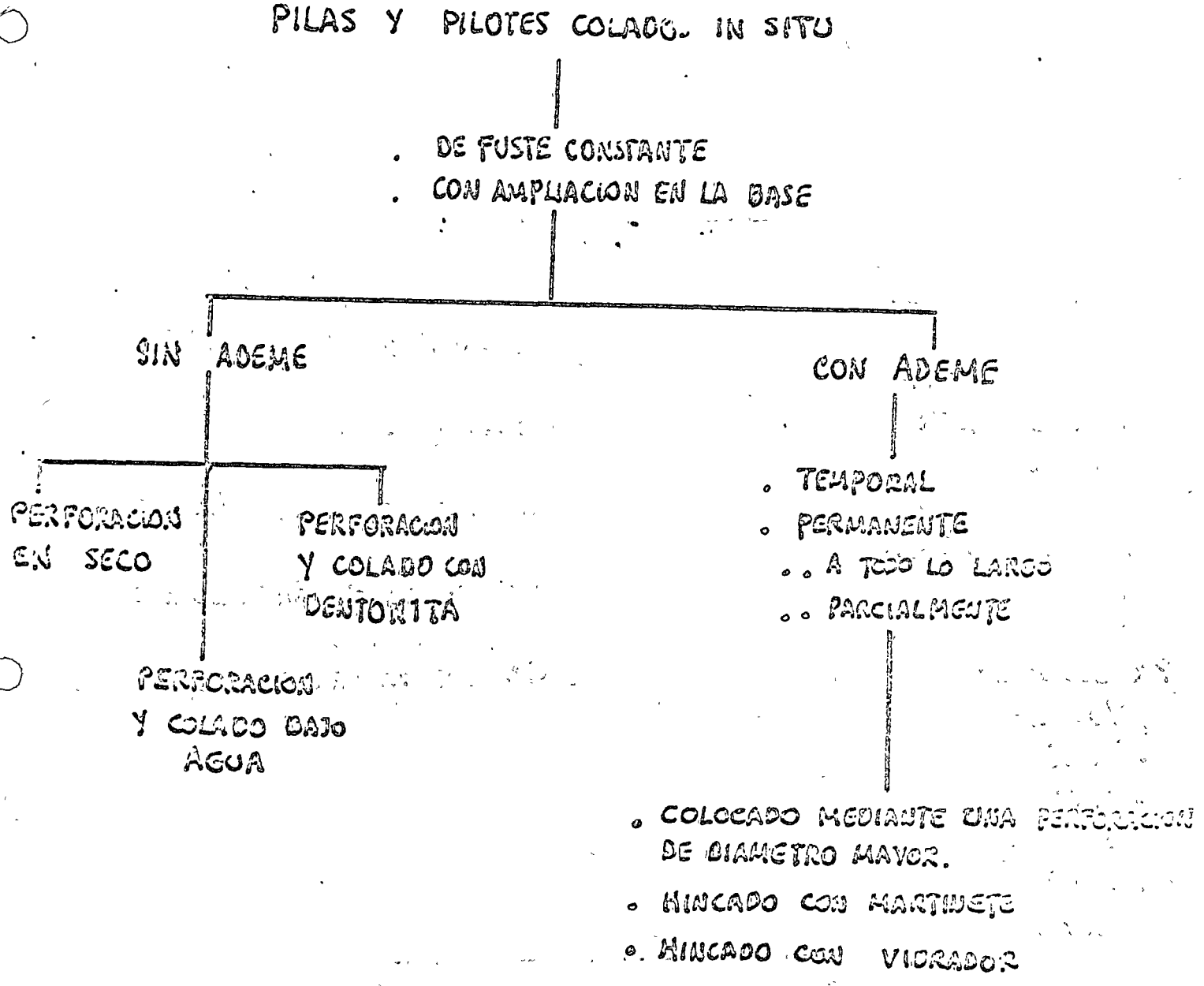


FIG. 2 TIPOS DE PILOTES COLADOS IN SITU Y PILAS.

EQUIPO PARA HINCADO DE PILOTES

MARTINETES

- ACCION SIMPLE
- DOBLE ACCION
- DIESEL
- CAIDA LIBRE
- CAIDA INTERNA.

Proveedores:

- Vulcan.
- MKT
- Foster
- Delmag
- DSP
- Menck

METODOS PARA SOPORTAR MARTINETES Y PILOTES

- Guías y Grúa.
- Marco y pista con Guías.
- Torre y martinete suspendido.
- Grúa y martinete suspendido.

EQUIPO ESPECIAL

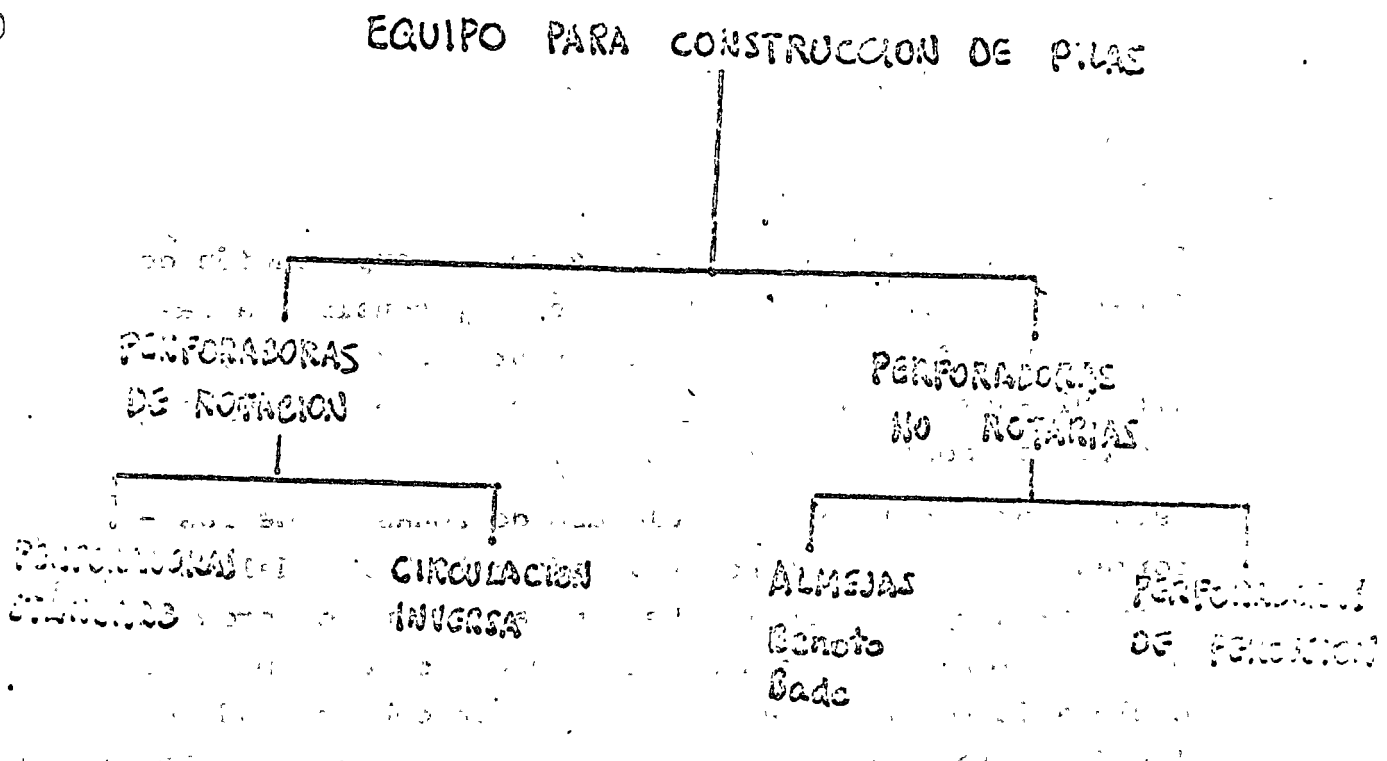
VIBRADORES PARA HINCAR PILOTES

- BAJA FRECUENCIA
- ALTA FRECUENCIA

PERFORADORES ROTATORIA PREVIA AL HINCADO

- SIN LODO
- CON WATER
- CON BENTONITA

FIG. 3 EQUIPO PARA HINCA DE PILOTES.



- Montadas en Grúa
- Montadas en Camión

PROVEEDORES :

WATSON
WILLIAMS
CALWELD
DCP

FIG. 4. EQUIPO PARA CONSTRUCCION DE PILAS.

4.4- CIMENTACIONES DE PILAS

I RECOMENDACIONES GENERALES

La cimentación de pilas requiere de una exploración de detalle. El costo de las pilas es muy sensible a las variaciones de la estratigrafía y gran parte de las -- dificultades en campo se deben a resultados incomple-- tos de los sondeos exploratorios.

Esto no es concluyente en el caso de zonas donde las - formaciones son uniformes y la identificación del es-- trato de apoyo es fácil. Es imperativo que el progra- ma de exploración incluya suficientes sondeos, pozos a cielo abierto etc., para establecer la continuidad de las formaciones que las perforaciones atravezarán. Los sondeos y pruebas de penetración deben penetrar dentro del manto de apoyo una distancia suficiente para esta- blecer la capacidad del estrato enl la profundidad - - afectada por los esfuerzos enviados por las pilas.

El supervisor del programa de exploración necesita co- nocer la estructura propuesta y entender el comporta-- miento de los suelos o roca durante la perforación y - posteriormente durante la vida útil de las pilas. Se deben obtener muestras representativas y preservar su contenido natural de agua para la inspección de los -- contratistas que intervengan en el concurso de la ci-- mentación. Se requiere obtener muestras inalteradas - para definir la resistencia y compresibilidad de los - materiales. Las pruebas de penetración standard se de berán realizar con estremo cuidado y aproximación para poder distinguir la compacidad de los materiales y su dificultad para ser perforados.

En donde sea posible se deberán realizar pozos a cielo abierto para definir los estratos por atravezar y de apoyo.

II EXPLORACION DEL SUBSUELO

II. 1 EXPLORACION CONVENCIONAL

Consiste en realizar con obtención de muestras representativas e inalteradas y sondeos para determinar la resistencia a la penetración estandar. Se complementan con pozos a cielo abierto y métodos geofísicos para localizar la superficie del estrato de apoyo.

Todos adolecen de las limitaciones del equipo, experiencia del personal, calidad de los materiales, heterogeneidad del subsuelo y experiencia del ingeniero que elabora finalmente el reporte.

II. 2 EXPLORACIONES ESPECIALES.

Debido a la importancia de predecir el comportamiento del suelo y roca al ser perforados, algunas veces se efectuan perforaciones prototipo para complementar la exploración del subsuelo. Estas perforaciones no necesariamente son del diámetro de proyecto. Se recomienda que lleguen a tal profundidad, que penetren el nivel freático, para observar si se presenta el fenómeno de flujo de material hacia el pozo o formación de cavernas, así como para observar la variación de los materiales por cortar.

II. 3 NUCLEOS DE ROCA.

Como complemento de los sondeos, cuando la roca es muy irregular cuando existen cavernas de disolución o cuando la calidad de la roca es muy variable y se proyecta la construcción de pilas apoyadas en la roca, se debe programar la obtención de nucleos de roca en diferentes puntos del sitio en estudio.

Este procedimiento es costoso y generalmente se prefiere efectuar un mayor número de sondeos convencionales.

Es frecuente efectuar sondeos obteniendo nucleos de la roca en forma continua. En ese caso, debe registrar la velocidad de penetración y la facilidad para penetrar en la roca. Existen sitios donde la profundidad de la roca es variable y el costo de exploración es muy alto para poder definirlo con precisión. En este caso, deberá explicarse en los planos que la posición en la roca es variable así como el rango de variación de la misma.

II. 4 OBSERVACIONES DEL NIVEL DE AGUA.

Deberá determinarse el nivel del agua en cada sondeo de exploración, así como su variación durante el tiempo de exploración y la velocidad con que el agua entre en la la perforación. Los registros de perforación deberán mostrar el espesor y la clase de formación que contiene el agua freática, por ejemplo, lentes de arena y grava sobre el estrato de apoyo, roca alterada, lentes de arena fina dentro de una formación de arcilla, arcilla fisurada.

Si el proyecto es importante deberán instalarse piezómetros y hacer pruebas de bombeo para mejor determinar las condiciones hidráulicas del subsuelo.

III SELECCION DE LA CIMENTACION POR PILAS.

La principal razón para el uso de las pilas es la economía. En sitios donde las condiciones del subsuelo son adecuadas para su uso, esta cimentación cuesta bastante menos por unidad de carga que envía al subsuelo.

La ventaja económica para la cimentación de pilas se -- debe al hecho de que el equipo de perforación es un - - instrumento para apoyar la carga de la estructura en un material resistente proporcionando:

1) Una perforación circular de longitud muy superior a su diámetro que puede adaptarse fácilmente a los - requisitos estructurales.

2) Que las herramientas de perforación y la capacidad de las máquinas actuales pueden cortar los materiales fácil y rápidamente.

3) Que los suelos son más estables por la forma de la - perforación.

Cuando alguna de estas condiciones ventajosas disminuye, el costo de la construcción aumenta.

III. 1 FACTORES FAVORABLES.

1) Se facilita la construcción de la cimentación sobre las pilas.

2) Rápida terminación de los trabajos. Si las condi-- ciones son favorables, las pilas se construyen rápidamente disminuyendo los tiempos de cimentación y tiempos posteriores.

3) Una sola pila puede reemplazar a un grupo de pilotes. Se elimina además el dado de cimentación que cubre a estos pilotes.

4) Las pilas pueden ser perforadas a traves de boleos y gravas, con el equipo adecuado, la presencia de boleos y gravas dañarían los pilotes.

5) Se reducen las operaciones de camas de colado - - cimbra y refuerzos.

6) Se elimina el ruido de los martinetes.
Los equipos de perforación son relativamente silenciosos.

7) Se elimina la vibración y bufamiento del terreno desplazado.

Cuando se hincan pilotes, se presentan problemas de afectación en las vecindades por vibración y levantamiento del suelo.

8) Proporciona resistencia al bufamiento. Para esto, se construyen pilas con ampliación en la base.

9) Reduce la fricción negativa.

En este caso se usan pilas de diámetros reducido en el fuste y ampliación en la base.

10) Las paredes y fondo del suelo se pueden inspeccionar. Cuando se hace la perforación en seco se puede inspeccionar el fuste y las paredes de la perforación. Esto no es posible en el caso de pilotes.

III. 2 FACTORES DESFAVORABLES.

a) Condiones desfavorables del suelo. Si el estudio de mecánica de suelos es incompleto, se tendrían dificultades para realizar la perforación ya que es muy sensible el aumento en el costo si hay un cambio desfavorable del material.

b) Se requiere una exploración del subsuelo más completa.

c) La supervisión e inspección son críticas. Se requiere mayor supervisión durante la perforación y colado de las pilas, que para los otros casos.

d) La sobre excavación debe evitarse. El exceso de la excavación puede producir hundimientos en las estructuras vecinas.

IV DESARROLLO DE LAS CIMENTACIONES DE PILAS.

Actualmente se puede construir cuatro tipos de pilas las cuales aunque son de construcción similar difieren en la forma de trabajo.

1) Pilas de fuste recto trabajando por punta. Desarrollan su capacidad en su extremo inferior y se apoyan en roca, gravas y arenas muy compactas y suelos resistentes. Se supone que el suelo sobre la roca de apoyo no contribuye para soportar la carga impuesta por la pila.

2) Pilas de fuste recto friccionando en su perímetro dentro de un manto de apoyo. Son pilas que atraviesan suelos sin capacidad de tomar carga para penetrar dentro del manto de apoyo desarrollando carga mediante la fricción entre el perímetro y el manto de apoyo.

3) Pilas combinadas de fuste recto y apoyo de punta y perímetro. Es la combinación de los dos casos anteriores.

4) Pilas acampanadas o con ampliación en la base.

   Estas pilas se construyen unicamente en seco, dan mayor capacidad de carga y disminuyen la fricción negativa.

V ESTADO ACTUAL DEL DISEÑO DE PILAS.

Hasta la fecha, el diseño de las cimentaciones en pilas se basa en principios principalmente empíricos. Los principios de mecánica de suelos y rocas se aplican a menudo como un procedimiento de rutina para determinar los valores de capacidad de carga y predecir el comportamiento del sistema pila - suelo.

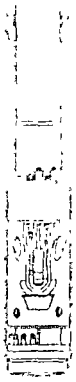
Sin embargo, el procedimiento está limitado por la dificultad de obtener muestras representativas y definir sus propiedades en el laboratorio. En general, cuando las -- pilas se apoyan en roca el diseño es casi completamente empírico. Muchas pruebas de carga a escala natural han - mostrado que los valores de los parametros actuales son conservadores. Sin embargo el número de pruebas que se pueden consultar es muy escaso, sus datos varían dependiendo del tamaño, forma y profundidad del suelo estudiado y son muy costosos. Los resultados de la mayoría de estas pruebas no son aplicables para otros proyectos.

Por lo anterior, se recomienda que los criterios de diseño para cimentaciones en pilas sean generalmente conservadores.

Data on impact type pile drivers

Rated Energy Ft-Lbs	Mfgr.	Model	Type[1]	Speed Blows Per Min	Weight of Ram Lbs.	Max Stroke Inches	Air[2] Req. C F.M.	Rec.[3] Comp C.F.M.	Boiler H P. ASME	Boiler H.P. 12 Sq Ft.	Air or Steam P.S.I.	Hose Size Ins	Net[4] Weight Lbs	Length Ft	Length In	Width at[5] Lead Pails Inches
260,400	Kobe	K150	Sgl Act Diesel	45 60	33,100	88	–	–	–	–	–	–	80,500	29	8	63
180,000	MKT	OS60	U Sgl Act Air/Steam	55	60,000	36	–	–	750	–	125	Dual 3	141,150	26	4	72
180,000	Vulcan	060	Sgl Act Air/Steam	62	60,000	36	–	–	740	–	130	Dual 4	121,000	18 -	6	80
120,000	MKT	OS40	U Sgl Act Air/Steam	55	40,000	36	–	–	530	–	125	Dual 3	111 000	22	10	72
120,000	Vulcan	040	Sgl Act Air/Steam	60	40,000	36	3,400	–	535	300	120	Dual 3	87,500	17	11	80
113 400	Vulcan	400C	Sgl Act Air/Steam	100	40 000	16½	4,659	–	700	300	150	Dual 5	83,000	16	8½	50
105,600	Kobe	K60	Sgl Act Diesel	42 60	13,200	96	–	–	–	–	–	–	37,500	24	3	42
91,100	Kobe	K45	Sgl Act Diesel	39 60	9,900	110	–	–	–	–	–	–	25,600	18	6	36
90 000	MKT	OS30	U Sgl Act Air/Steam	60	30,000	36	–	–	375	–	150	3	50,500	21 -	6	36
90,000	Vulcan	030	Sgl Act Air/Steam	55	30,000	36	1,833	–	247	140	150	3	52,850	16	4	54
87,000	Delmag	D44	Sgl Act Diesel	37 56	9,500	110	–	–	–	–	–	–	22,300	15	8½	28¼
79,000	Kobe	K42	Sgl Act Diesel	40-60	9,260	102	–	–	–	–	–	–	24 000	18	6	36
70,800	Kobe	K35	Sgl Act Diesel	39-60	7,700	110	–	–	–	–	–	–	18,700	17 -	8	30
60,100	Kobe	K32	Sgl Act Diesel	40-60	7,050	102	–	–	–	–	–	–	17,750	17	8	30
60,000	MKT	OS20	Sgl Act Air/Steam	60	20,000	36	–	–	275	–	125	Dual 3	40,000	18 -		36
60 000	MKT	S20	U Sgl Act Air/Steam	60	20,000	36	–	–	190	105	150	3	38,650	18	5	36
60,000	Vulcan	020	Sgl Act Air/Steam	60	20,000	36	1,634	–	217	105	120	3	41,670	15 -		37
54,140	Delmag	D30	Sgl Act Diesel	39 60	6,600	98	–	–	–	–	–	–	11,600	16		26
50,700	Kobe	K25	Sgl Act Diesel	39 60	5,510	110	–	–	–	–	–	–	13,100	17 -	6	26
50,200	Vulcan	200C	Dbl Act Air/Steam	98	20,000	15½	1,746	–	260	120	142	4	39,050	13	2	37
48,750	Vulcan	016	Sgl Act Air/Steam	60	16,250	36	1,290	–	210	105	120	3	30 250	14 -	6	32
43 000	MKT	DE40	Sgl Act Diesel	48 52	4,000	129	–	–	–	–	–	–	9 825	15 -		26
42,000	Vulcan	014	Sgl Act Air/Steam	60	14,000	36	1,282	–	200	100	110	3	27,500	14 -	6	32
41,100	Kobe	K22	Sgl Act Diesel	40 60	4 850	102	–	–	–	–	–	–	12 350	17	6	26
39,700	Delmag	D22	Sgl Act Diesel	42 60	4,850	98	–	–	–	–	–	–	11,150	14	2	27¾
37 500	MKT	S14	U Sgl Act Air/Steam	60	14,000	32	–	–	155	90	100	3	31 700	13	7	36
36,000	Vulcan	140C	Dbl Act Air/Steam	103	14,000	15½	1,425	–	211	100	140	3	27,984	12	3	32
35,500	MKT	DA35[6]	Sgl Act Diesel	48	2,800	150	–	–	–	–	–	–	10 000	17		20
32,500	MKT	S10	U Sgl Act Air/Steam	55	10,000	39	1,000	1,500	130	65	80	2½	22,380	14	1	30
32,500	Vulcan	010	Sgl Act Air/Steam	50	10,000	39	1,002	1,500	157	75	105	2½	18,750	15		26
30,225	Vulcan	OR	Sgl Act Air/Steam	80	9,300	39	1,020	1,500	140	72	100	2½	18 050	15		26
30,100	MKT	DE30	Sgl Act Diesel	48 52	2,800	129	–	–	–	–	–	–	8,125	15 -		20
30,000	Link Belt	520	Dbl Act Diesel	80-84	5,070	43 17	–	–	–	–	–	–	12,545	13 -	6	26
26,000	MKT	C8	U Dbl Act Air/Steam	77-85	8,000	20	875	1,200	110	60	100	2½	18,750	9 -	9	30
26,000	Vulcan	08	Sgl Act Air/Steam	50	8,000	39	880	1,200	127	60	83	2½	16,750	15 -		26
25,200	Kobe	K13	Sgl Act Diesel	40 60	2,870	106	–	–	–	–	–	–	8,000	16	8	26
24,450	Vulcan	80C	Dbl Act Air/Steam	111	8,000	16½	1,245	–	180	80	120	2½	17,885	12	1½	26
24,375	Vulcan	0	Sgl Act Air/Steam	50	7,500	39	841	1,200	128	60	80	2½	16,250	15 -		26
24,000	MKT	C826	U Dbl Act Air/Steam	85-95	8,000	18	875	1,200	120	55	125	2½	17,750	12 -	2	26
22,500	Delmag	D12	Sgl Act Diesel	42 60	2,750	98	–	–	–	–	–	–	6,050	14 -		21¼
21,000	MKT	DA35[6]	Dbl Act Diesel	82	2,800	–	–	–	–	–	–	–	10,000	17 -		20
19,500	Vulcan	06 (106)	Sgl Act Air/Steam	60	6,500	36	625	900	94	50	100	2	11 200	13		20
19,200	Vulcan	65C	Dbl Act Air/Steam	117	6,500	15½	991	1,200	152	70	150	2	14,886	12 -	1½	20
19,150	MKT	11B3	U Dbl Act Air/Steam	95	5,000	19	900	1,200	126	60	100	2½	14 000	11 -	1½	26
18,800	MKT	DE20	Sgl Act Diesel	48-52	2,000	113	–	–	–	–	–	–	5,375	13 -	3	20
18 200	Link Belt	440	Dbl Act Diesel	86 90	4,000	36 94	–	–	–	–	–	–	10,500	14 -	6¼	20
18,000	Link Belt	312	Dbl Act Diesel	100 105	3,855	30 89	–	–	–	–	–	–	10,375	10 -	9	26
16,250	MKT	S5	U Sgl Act Air/Steam	60	5,000	39	600	900	85	40	80	2	12,100	13	3	24
16,000	MKT	C5	U Dbl Act Air/Steam	100-110	5,000	18	585	900	80	45	100	2½	11,880	8	9	26
15,100	Vulcan	50C	Dbl Act Air/Steam	120	5,000	15½	680	1,200	125	60	120	2	11,752	11	0½	20
15,000	Vulcan	1 (106)	Sgl Act Air/Steam	60	5,000	36	565	1,200	81	40	80	2	9,700	13 -		20
13,100	MKT	10B3	U Dbl Act Air/Steam	105	3,000	19	750	1,200	104	50	100	2½	10 850	9	2	24
9,900	MKT	DE10	Sgl Act Diesel	48-52	1,100	108	–	–	–	–	–	–	3,100	12	2	14½
9,100	Delmag	D5	Sgl Act Diesel	42 60	1,100	98	–	–	–	–	–	–	2 730	12	6	15½
9 000	MKT	C3	U Dbl Act Air/Steam	130-140	3,000	16	450	900	60	30	100	2	8,500	7	9½	20
9,000	MKT	S3	U Sgl Act Air/Steam	65	3,000	36	400	600	57	25	80	1½	9 030	11	4	20
8,750	MKT	9B3	U Dbl Act. Air/Steam	145	1,600	17	600	900	85	45	100	2	7,000	8 -	3¾	20
8,100	Link Belt	180	Dbl Act Diesel	90 95	1,725	37 68	–	–	–	–	–	–	4 550	11	3½	18
7,500	Link Belt	105	Dbl Act Diesel	90 98	1,445	35 23	–	–	–	–	–	–	3,885	10 -	3	18
7,250	Vulcan	30C	Dbl Act Air/Steam	133	3,000	12½	488	600	70	40	120	1½	7,050	9	8½	19
7,260	Vulcan	2	Sgl Act Air/Steam	70	3,000	29	336	450	49	25	80	1½	6,700	11	6	19
4,150	MKT	7	E Dbl Act Air/Steam	225	800	9½	450	750	65	35	100	1½	5 030	6	0½	21
4,000	Vulcan	DGH 900	Dbl Act Air/Steam	238	900	10	580	750	75	40	78	1½	5,000	6	9	18
3,600	Vulcan	18C	Dbl Act Air/Steam	150	1,800	10½	308	450	45	25	120	1¼	4,139	8	3½	6¼
3,200	MKT	6 5	Dbl Act Air/Steam	280	600	8¼	450	750	65	35	100	1½	4,550	6	2	15
2,700	MKT	6	E Dbl Act Air/Steam	275	400	8¼	400	600	45	25	100	1¼	2 900	5	3½	15
1,000	MKT	5	E Dbl Act Air/Steam	300	200	7	250	450	35	20	100	1¼	1,500	4	9	11
[illegible]	Vulcan	DGH 100 B	Dbl Act Air/Steam	303	100	6	74	125	–	5	60	1	786	4	2	8½
	MKT	3	Dbl Act Air/Steam	400	68	5¾	110	250	25	15	100	1	675	4	9¼	9
	MKT	2	Dbl Act Air/Steam	500	48	4¼	70	125	15	10	100	¾	3[illegible]	2	8¾	8½
	MKT	1	Dbl Act Air/Steam	500	21	3¾	70	125	15	10	100	¾	145	3	6	8½

KOBE DIESEL PILE HAMMER



FOSTER

PRODUCT DATA SHEET

CONSTRUCTION EQUIPMENT

L.B.FOSTER CO.

TRM

KOBE - TECHNICAL
KT - 0012
2-73 (3M)

MEASUREMENT OF RAM STROKE

Kobe diesel pile hammers are rated at an energy per blow equal to the weight of the ram multiplied by the length of the stroke. The actual operating stroke of the hammer can be observed and translated into bearing capacity by use of the Kobe Bearing Charts* which employ the commonly used Engineering News formula or by computation using any other of the many dynamic formulae.

BLOWS PER MINUTE	STROKE (FEET)	RATED ENERGY (FT–LBS)				
		K13	K25	K35	K45	K60
60	4.0	11,480	22,040	30,800	39,600	52,800
59	4.2	12,054	23,142	32,340	41,580	55,440
58	4.3	12,341	23,693	33,110	42,570	56,760
57	4.5	12,915	24,795	34,650	44,550	59,400
56	4.6	13,202	25,346	35,420	45,540	60,720
55	4.8	13,776	26,448	36,960	47,520	63,360
54	4.9	14,063	26,999	37,730	48,510	64,680
53	5.1	14,637	28,101	39,270	50,490	67,320
52	5.3	15,211	29,203	40,810	52,470	69,960
51	5.6	16,072	30,856	43,120	55,440	73,920
50	5.8	16,646	31,958	44,660	57,420	76,560
49	6.0	17,220	33,060	46,200	59,400	79,200
48	6.3	18,081	34,713	48,510	62,370	83,160
47	6.5	18,655	35,815	50,050	64,350	85,800
46	6.8	19,516	37,468	52,360	67,320	89,760
45	7.2	20,664	39,672	55,440	71,280	95,040
44	7.5	21,525	41,325	57,750	74,250	99,000
43	7.8	22,386	42,978	60,060	77,220	102,960
42	8.2	23,534	45,182	63,140	81,180	108,240
41	8.5	24,395	46,835	65,450	84,150	112,200
40	8.8	25,256	48,488	67,760	87,120	116,160
39	9.2	26,404	50,692	70,840	91,080	121,440
38	9.5	27,265	52,345	73,150	94,050	125,400

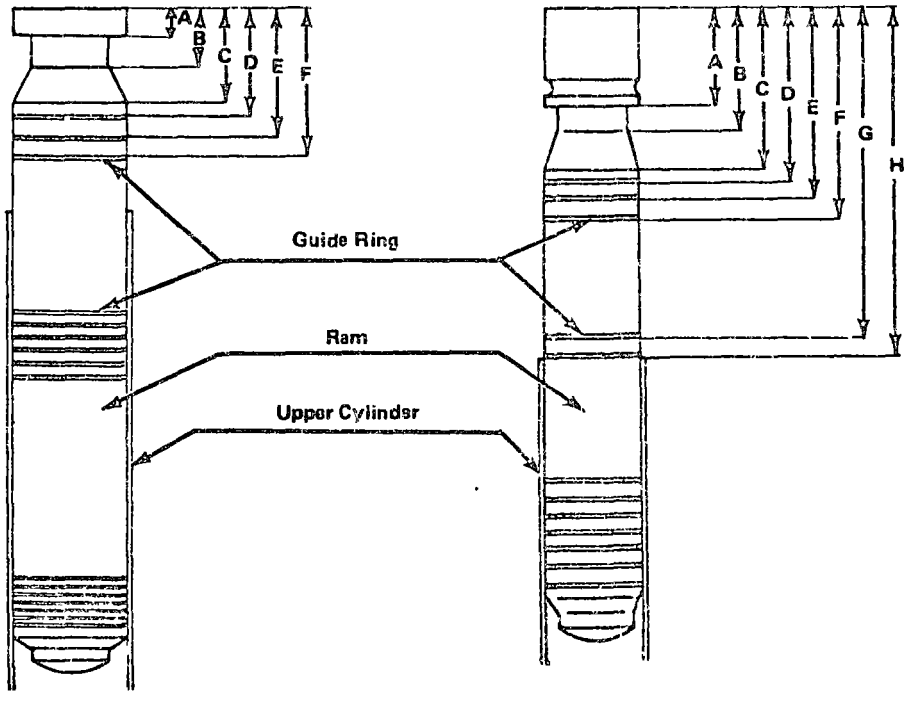
**Kobe Product Data Sheet KD – 0021*

MEASUREMENT OF RAM STROKE FOR KOBE DIESEL HAMMERS

The ram of the Kobe hammer has several easily identifiable features which serve as useful guides in observing the stroke of the hammer during operation. The figures and table below give the actual stroke at several of these observable guide points.

Distance Ram Extends Above Top of Upper Cylinder	RAM STROKE (FEET)				
	K13*	K25	K35	K45	K60
At Top	3.62	3.21	3.17	3.61	6.15
A	5.35	5.39	5.30	5.55	6.64
B	5.59	5.78	5.79	6.12	7.30
C	6.12	6.21	6.29	6.69	7.96
D	6.32	6.55	6.45	6.92	8.28
E	6.63	6.88	6.78	7.25	8.61
F	–	7.21	7.11	7.58	8.94
G	8.51	9.83	9.40	9.42	10.75
H	8.81	10.16	9.73	9.74	–

**Serial numbers above 10–1638*



K60 K13, K25, K35, K45

PILE BEARING CAPACITY CHARTS USING THE ENGINEERING NEWS FORMULA

The most widely used and one of the simplest of the many dynamic formulae for calculating the safe bearing capacity of piles is the Engineering News formula. Dynamic formulae are based on the fact that, generally speaking, the pile offering greater resistance to driving will be capable of sustaining a greater load. Therefore, by knowing the driving energy of the pile hammer (ram weight x stroke) and the amount of penetration of the pile (set) caused by each blow of the hammer, the bearing capacity of the pile can be estimated. The Engineering News formula expresses this relationship as follows:

$$R = \frac{2WH}{S + 0.1}$$

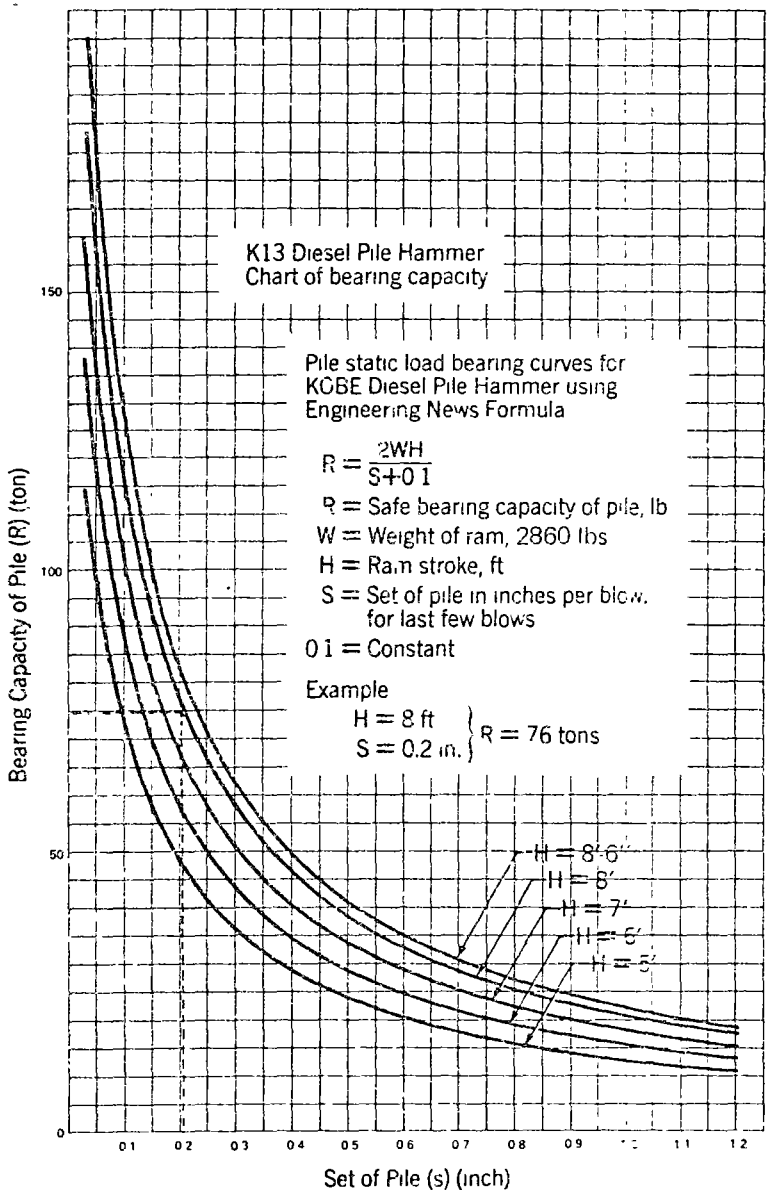
Where, R = Safe bearing capacity of pile, pounds
W = Weight of ram, pounds
H = Ram stroke, feet
S = Set of pile for last few blows, inches per blow

It is not possible to develop a simple, yet completely reliable, formula for determining the safe bearing capacity for all types of pile foundations. Some of the conditions that affect the reliability of any dynamic formula are:

1. Size and type of pile
2. Degree of batter
3. Size and type of hammer
4. Type of cushion material
5. Ratio of ram weight to pile weight
6. Velocity of ram at impact
7. Type of soil
8. Water content of soil.

The Engineering News formula ignores some of these factors, includes others in the constant 0.1 and assumes a safety factor of 6. Because the above factors may significantly affect the reliability of the Engineering News formula, or any formula, these formulae should not be used without the guidance of an experienced soils engineer.

KOBE K13



BEARING CAPACITY CHARTS

USING THE ENGINEERING NEWS FORMULA

Assume the piles are to be driven with a Kobe K13 hammer. The ram weight (W) will then be 2860 lbs. Further assume that a bearing capacity (R) of 76 tons is required for each pile.

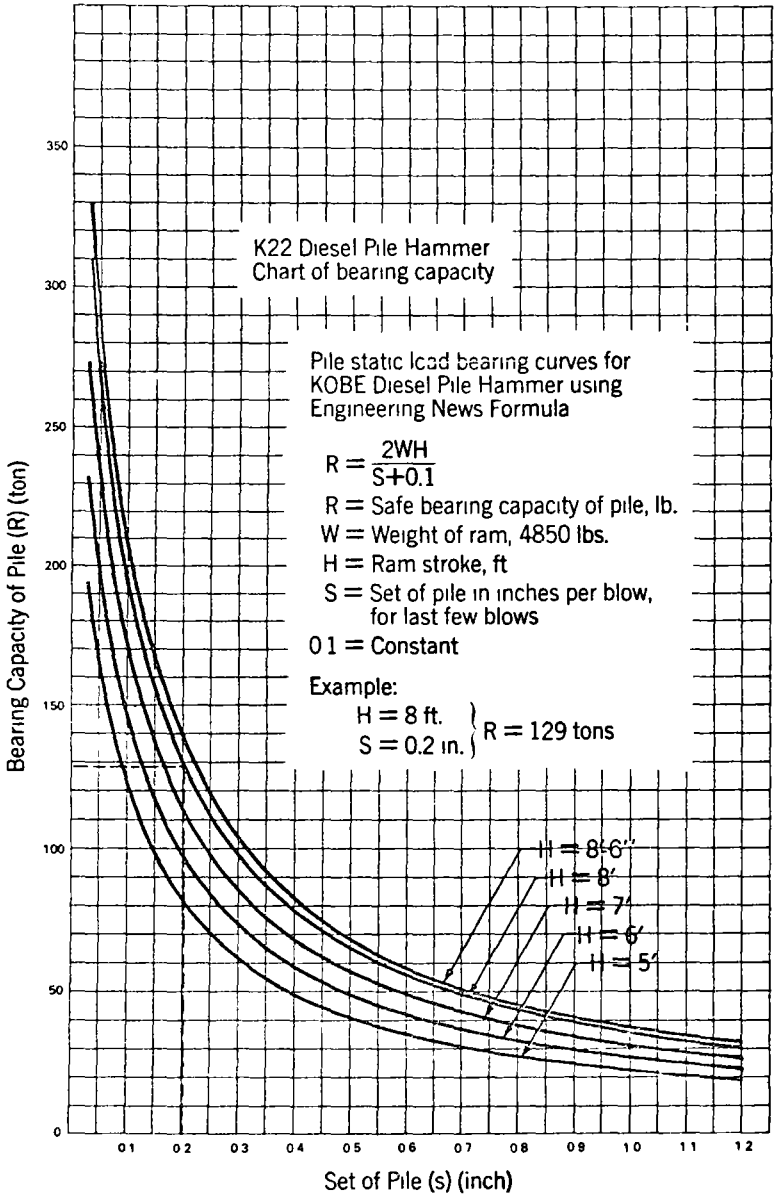
If the K13 is observed to be driving with an 8 foot stroke, the graph shows that to obtain a 76 ton bearing, a set of 0.2 inches per blow (or 5 blows to the inch) is required. Therefore, if the penetration is at or below 0.2 inches per blow (or at or above 5 blows per inch), the pile will support the required 76 tons.

At an 8 foot stroke and a set of 0.3 inch per blow (or about 3 blows per inch), the pile will only support 57 tons and driving should continue.

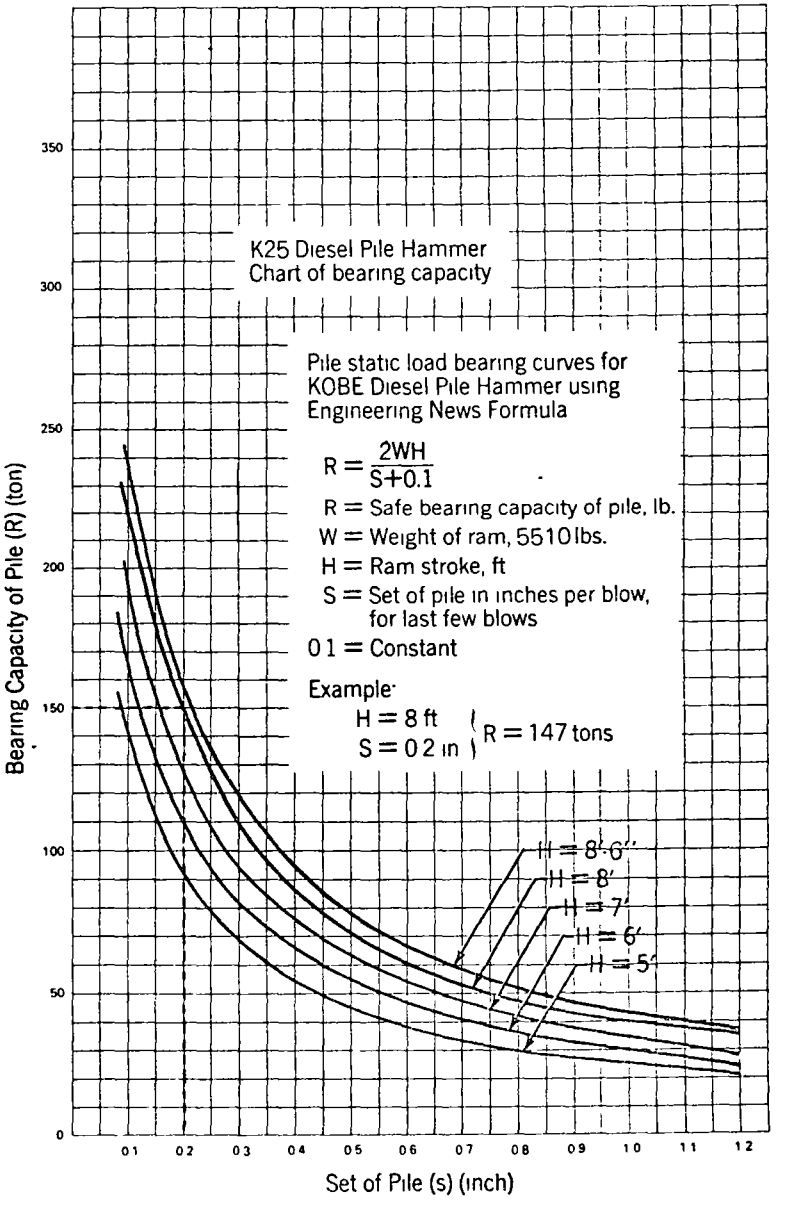
At a 6 foot stroke and a set of 0.1 inch per blow (or 10 blows per inch), the pile will support 86 tons, well above the required bearing.

Note: A set of 0.1 inch per blow or 10 blows to the inch is normally considered refusal for any pile hammer. Driving beyond this point is not considered "normal and proper use" as covered by the Kobe warranty.

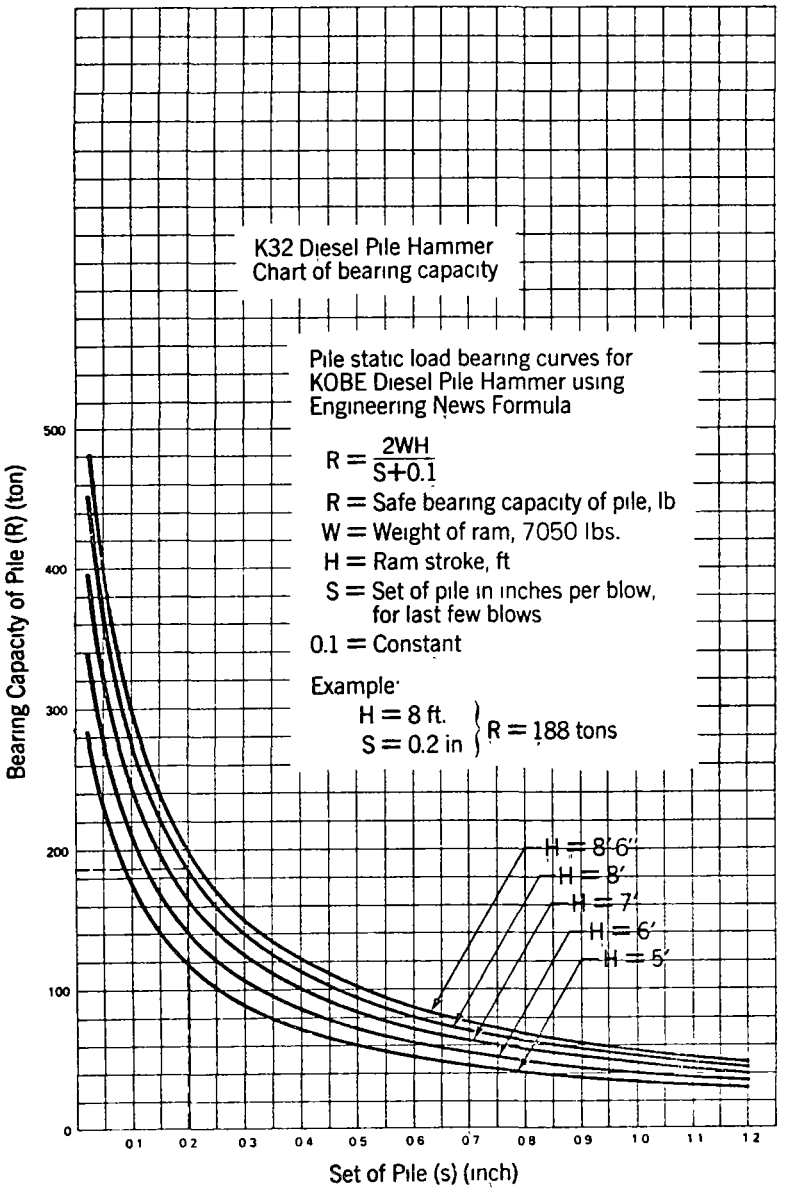
KOBE K22



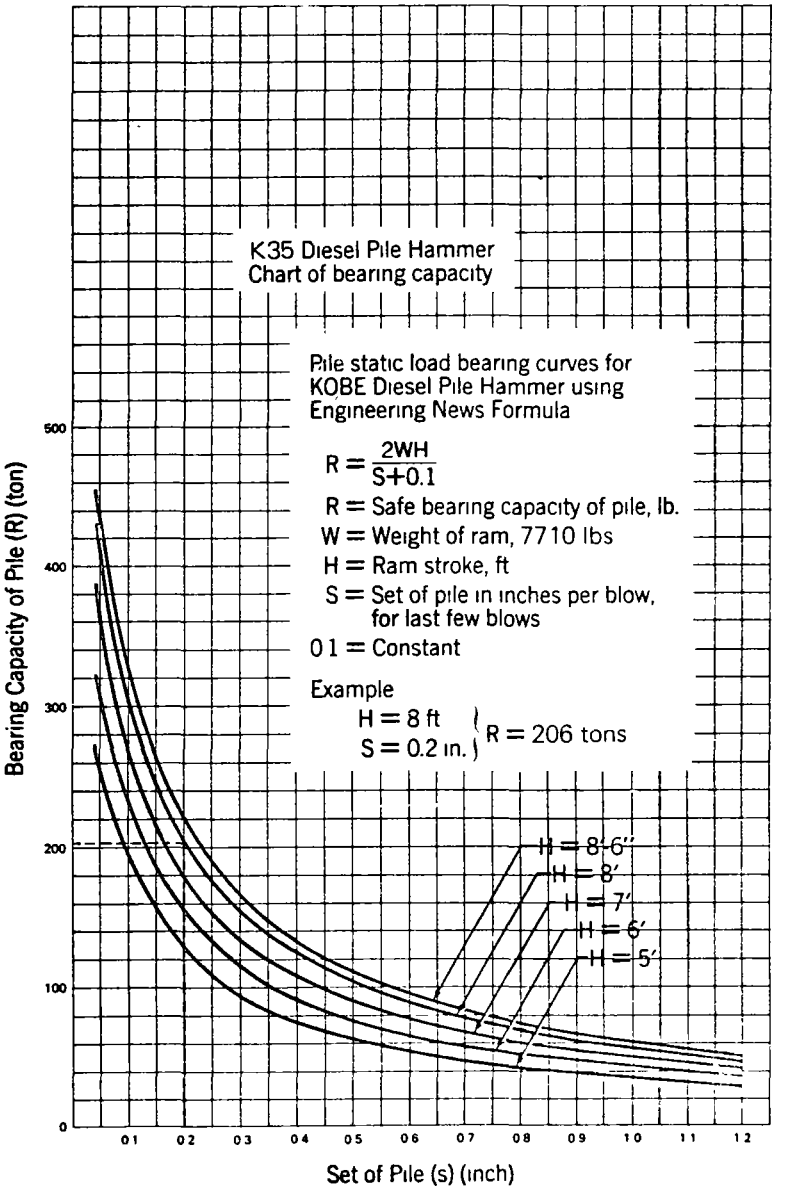
KOBE K25



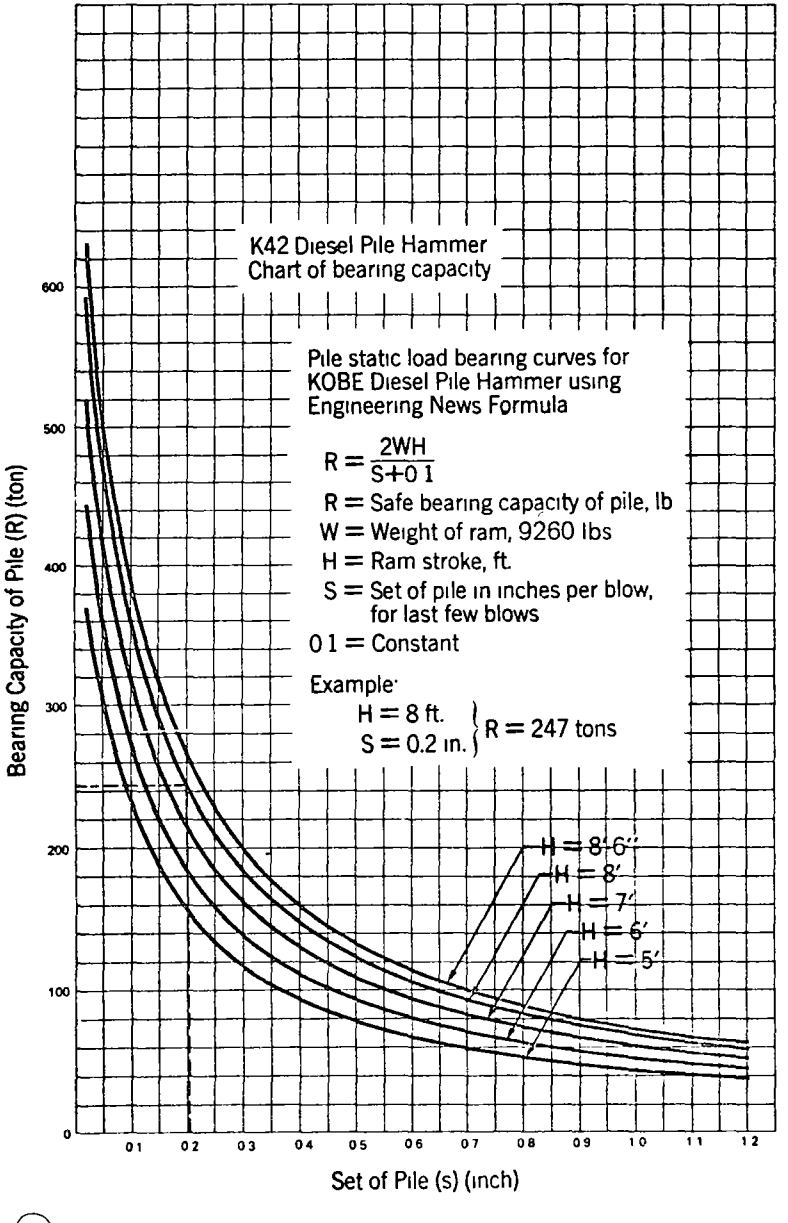
KOBE K32



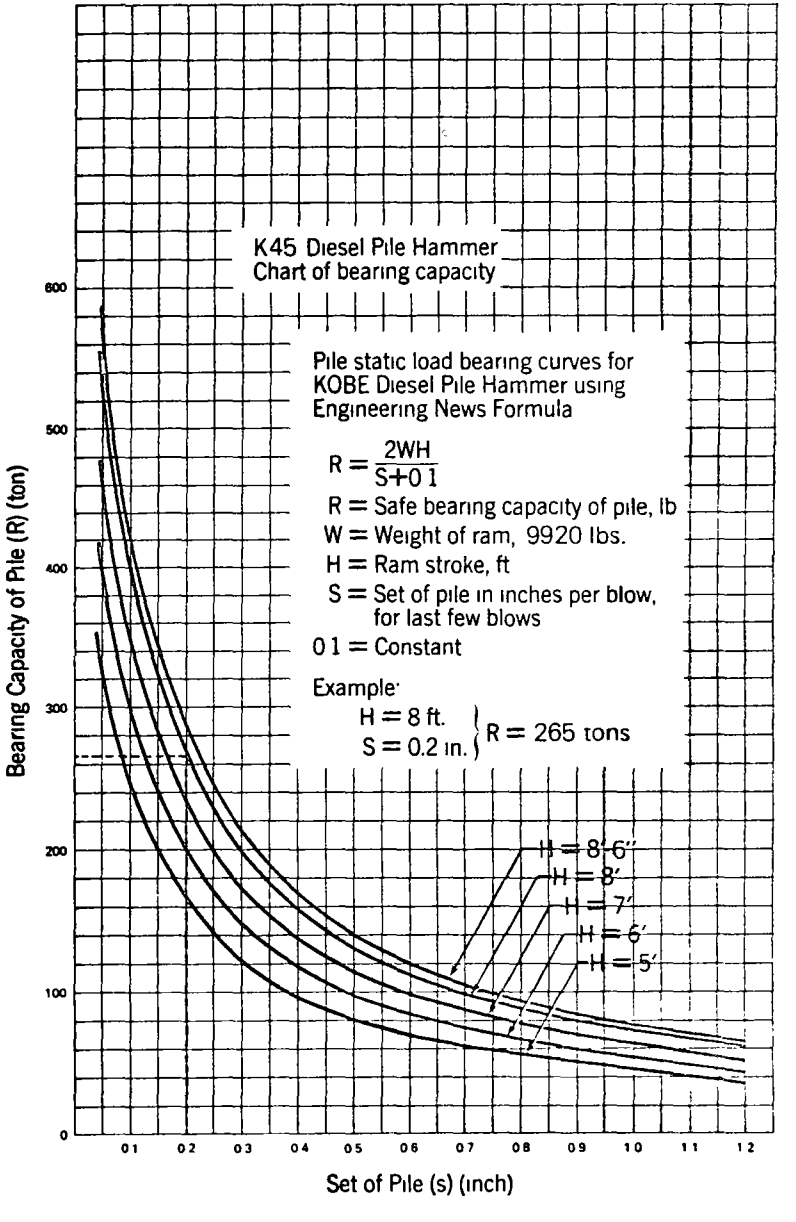
KOBE K35



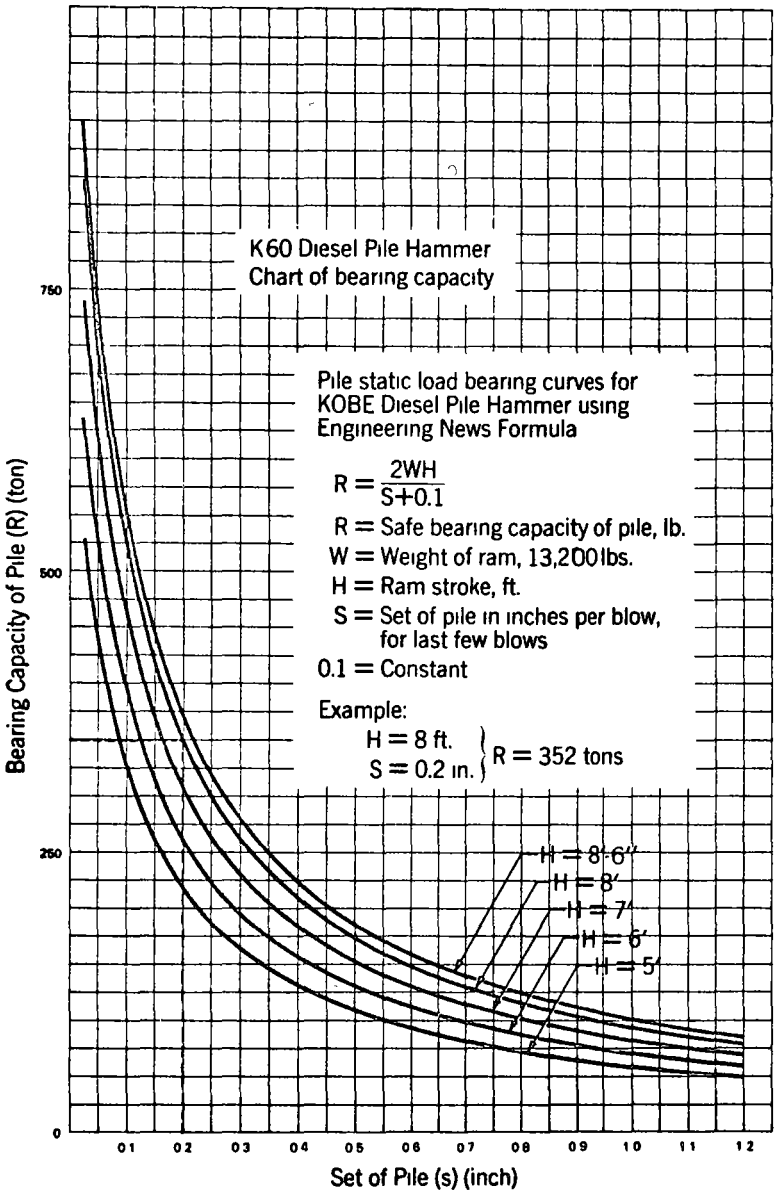
KOBE K42



KOBE K45



KOBE K60



FOSTER

L.B.FOSTER COMPANY

CONSTRUCTION PRODUCTS INCLUDE:

Foster Vibro Driver®/Extractors
Kobe diesel pile hammers
Foster earth drilling equipment
Air/steam pile hammers and extractors
Foster pile driving leads
Fosterlon pile driving cushion material
Pile driving accessories

Steel sheet piling — regular and lightweight
H — bearing piles
Pipe piling
Caisson pipe
Highway guard rail and bridge railing
Structural and tested pipe
Rail and rail accessories

L.B.FOSTER COMPANY

General Offices
Seven Parkway Center
Pittsburgh, Pennsylvania 15220

Sales Offices in major cities.

KD 0021-2-73-3M

A Tabular Guide to Selection of Pile Type

This chart was prepared by J. H. Armstrong, BSc, CEng, MICE, MIStructE.

Pile Selection

THE selection of the most appropriate pile type for any given set of circumstances depends upon many variables. There are, however, certain clear indications as to the suitability or otherwise of a given pile type in particular conditions.

Table I shows fifteen different types of pile together with the normal range of sizes available and the normal load range of each type. These are grouped under the headings of "displacement" piles and "replacement" piles. Displacement piles are those in whose construction no excavation of material is involved, and which displace the in situ soil. Replacement piles are those in which the in situ material is excavated by one of a variety of means and then replaced, usually by in situ concrete but sometimes by a combination of in situ and precast concrete or other materials.

In Table II, pile types appropriate to varying circumstances are suggested, enabling a preliminary assessment of a suitable pile type to be made. The factors considered are:
Type of Soil
Topography
Structure
The piles indicated for particular circumstances are those considered to be most appropriate and practical on economic grounds. There are exceptions in most circumstances. Instances will be found, when cross-referencing between the accompanying tables recommending pile types, where piles considered appropriate for one aspect of a situation are excluded from another. No pile type is appropriate to all the facets of a project.

It can be seen from the tables that little restriction on the selection of pile types is imposed by the subsoil type, several types being generally available for most types of subsoil although the emphasis shifts from the "displacement" to the "replacement" groups with a change from non-cohesive to cohesive soils.

There are, however, several instances when the topography suggests severe restrictions, and here are included problems associated with ground water.

Topographical problems are basically of two types. They are either associated with the construction of the pile itself, or with piling plant movement and accessibility. In badly waterlogged ground displacement pile types are most appropriate, but handling heavy equipment can be difficult and expensive, and special staging may be required. Limited headroom conditions probably impose greater restrictions on the selection of piling type than any other feature, and operations are inevitably slow and costly.

The proximity of existing buildings near a piling site with shallow footings, or especially sensitive to vibrations, also limits the choice of equipment. Augered piles (types 13, 14 and 15) in general produce less extensive ground disturbance than other types. Where these features coincide with a sand or gravel subsoil it appears that no pile type is appropriate. It may be necessary to resort to special measures such as using a fully lined boring with reverse circulation drilling technique to reduce the dangers of "draw-in" from the area around the pile. These techniques can be expensive, and the selection of a buoyant or deep basement construction resulting in low or zero net pressures may well be more appropriate in these circumstances than piles.

When considering the effect of the proposed structure on the selection of a piling type, it is seen that surprisingly little influence is felt. It is more common for the practical piling and foundation problems to influence the building type than vice versa.

Table 1

Displacement Piles

Pile type			Ref. No	Normal range of size available		Normal load range
				Cross-section	Length	
Preformed	Timber		1	Up to 400 mm x 400 mm	Up to 20 m	Up to 60 kN
	Concrete	Normal RC	2	Up to 450 mm x 400 mm	Up to 27 m	Up to 100 kN
		Prestressed	3	Up to 400 mm square Up to 750 mm dia. hollow	Up to 27 m	Up to 100 KN
	Steel	Box	4	Rendhex standard Frodingham octagonal Sheet pile fabrication	Up to 36 m	Up to 150 kN
		Tube	5	Heavy gauge up to 900 mm dia.	Up to 36 m	Up to 150 kN
		'H' beam	6	200 mm x 200 mm to 300 mm x 300 mm	Up to 36 m	Up to 170 kN
		Screw	7	600 mm to 2400 mm Dia. helices	Up to 24 m	Up to 250 kN
Partially Preformed	Precast & in situ concrete		8	450 mm to 600 mm dia.	Up to 50 m	Up to 200 kN
	Steel & in situ concrete		9	250 mm to 500 mm dia.	Up to 18 m	Up to 80 kN
Driven in situ	Concrete		10	250 mm to 600 mm dia.	Up to 24 m	Up to 150 kN

Replacement Piles

Pile type			Ref. No	Normal range of size available		Normal load range
				Cross-section	Length	
Percussion bored	Small diameter		11	450 mm to 600 mm dia	Up to 24 m	Up to 120 kN
Flush bored	Large diameter		12	600 mm dia. and over	Up to 45 m	Up to 1000 kN
Rotary bored	Large diameter	Straight shaft	13	600 mm to 1 800 mm dia	Up to 45 m	Up to 1000 kN
		Under reamed	14	As above with bell up to 3 times shaft diameter	Up to 45 m	Very high loads possible
	Small		15	225 mm to 550 mm dia	Up to 36 m	[illegible]

Table 1

Displacement Piles

Pile type			Ref. No	Normal range of size available		Normal load range
				Cross-section	Length	
Preformed	Timber		1	Up to 400 mm x 400 mm	Up to 20 m	Up to 600 Kn
	Concrete	Normal RC	2	Up to 450 mm x 400 mm	Up to 27 m	Up to 1000 Kn
		Prestressed	3	Up to 400 mm square Up to 750 mm dia hollow	Up to 27 m	Up to 1000 Kn
	Steel	Box	4	Rendhex standard Frodingham octagonal Sheet pile fabrication	Up to 36 m	Up to 1500 Kn
		Tube	5	Heavy gauge up to 900 mm dia	Up to 36 m	Up to 1500 Kn
		'H' beam	6	200 mm x 200 mm to 300 mm x 300 mm	Up to 36 m	Up to 1700 Kn
		Screw	7	600 mm to 2400 mm Dia helices	Up to 24 m	Up to 2500 Kn
Partially Preformed	Precast & in situ concrete		8	450 mm to 600 mm dia.	Up to 50 m	Up to 2000 Kn
	Steel & in situ concrete		9	250 mm to 500 mm dia.	Up to 18 m	Up to 800 Kn
Driven in situ	Concrete		10	250 mm to 600 mm dia	Up to 24 m	Up to 1500 Kn

Replacement Piles

Pile type			Ref. No	Normal range of size available		Normal load range
				Cross-section	Length	
Percussion bored	Small diameter		11	450 mm to 600 mm dia	Up to 24 m	Up to 1200 Kn
Flush bored	Large diameter		12	600 mm dia. and over	Up to 45 m	Up to 10000 Kn
Rotary bored	Large diameter	Straight shaft	13	600 mm to 1 800 mm dia	Up to 45 m	Up to 10000 Kn
		Under reamed	14	As above with bell up to 3 times shaft diameter	Up to 45 m	Very high loads possible
	Small diameter		15	225 mm to 550 mm dia.	Up to 36 m	Up to 1000 Kn

Table 2

Section 1 Relative to Subsoil Conditions

Types of subsoil in which pile is to be founded	Suitable pile types	Notes
I ROCK		
Hard (Granite (Limestones (Marbles (Slate	1,2,3,4,5,6,8, 9,13,14	Consider implications of bedding planes Caverns Fault movements Dip of strata Pile selection may depend upon overburden
Soft (Chalk (Shales (Soft sandstone	4,5,6,10.11, 13,15	Continuous core sampling important. Test piling essential.
II NON-COHESIVE SOILS		
Compact well graded sands and gravel/sand mixtures	1,2,3,4,5,6, 8,9,10,11,12	Replacement piles may need to be sleeved full length during boring
Loose well graded sands and gravel/sand mixtures	1,2,3,7,8,9, 10	Screw piles most appropriate in off-shore position suitable to use off floating craft
Compact uniform sand	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	
Loose uniform sand	1,2,3,7,8,9,10	Running sands may not permit the use of driven insitu piles. See note above regarding screw piles
III COHESIVE SOILS		
Very stiff boulder clays and hard clays with a shaly structure	2,3,4,5,6,8, 9,11,13,14,15	If large boulders are numerous or large then 11,13,14 may be most appropriate combined with use of hammer grab or chisel
Stiff and firm clays and sandy clays	4,5,6,9,11, 12,13,14,15	In stiff clays large numbers of driven piles may result in considerable ground heave.
Soft clays and silts	7,10,11,12, 13,14,15	Piles may need sleeving for full length (If soil very soft it is usually penetrated by displacement preformed piles driven to firmer stratum)
IV COMPOUND SOILS		
Coal measures (Alternating sandstones, clays soft rocks)	2,3,4,5,6,8, 9,13,14	Detailed borehole information essential to at least 6 m beyond toe of piles. Large diameter rotary bored piles permit inspection of bearing strata
Made ground		Usually penetrated to sound natural ground. Detailed investigation may indicate conditions similar to natural soils, but boreholes should be at frequent intervals, and beneath all important loading points. Check corrosive nature of fill

Section 2 With Respect to Topography

Feature	Suitable pile types	Notes
I SURFACE CONDITION		
Level (gradient <1 in 20)	All piles	
Sloping (gradient >1in 20)	11, 12 (All pile types possible if preliminary earthwork undertaken). 13,14,15—using track mounted equipment.	Other piles may require ground to be levelled
Multilevel	All piles	Requires benching to be done before piling

Feature	Suitable pile types	Notes
II DRAINAGE CONDITIONS		
Waterlogged	11	Movement of heavy equipment may be difficult
High water table (depth <1.5 m)	All piles	Replacement piles may need sleeving
Well drained	All piles	
Horizontal ground water movements	1,2,3,4,5,6,7,8,9	
III OBSTRUCTIONS		
Low headroom (<6 m)	8,11	
Medium headroom (6 m to 18 m)	8,11,12,15	
Limited side clearance (<4 5 m to pile centre)	1,2,3,4,5,6, 7,8,9,10,11,12,15	
Existing foundations	4,5,6,9,11,13,14,15	Chiselling in sleeved piles may be necessary
Existing main services.	11,12,13,14,15	Replacement piles reduce vibrations
IV ADJACENT STRUCTURES		
Structure sensitive to vibrations	8,12,13,14, 15	"Jacked in" piles may be appropriate (8)
Contents (Equipment) sensitive to vibrations.	8,12,13,14,15	
Structure intolerant of settlements.	13,14,15	Sleeved to avoid over digging See note in text
Shallow foundations.	13,14,15	See note in text
V MARINE STRUCTURES (Piled through water)		
Off shore (Dolphins, piers, etc)	1,2,3,4,5,6,7,9	
Access possible from shore (jetties, quays, bridge piers)	1,2,3,4,5,6, 7,8,9,11,12,13,14,15	Replacement piles may be bored in cofferdam

Section 3 Relative to Structure

Grading	Examples	Suitable pile types	
I GROSS LOADING INTENSITY			
Light	1-2 storey schools and residences	1,8,10,11,12,15	
Medium	Residences to 8 stories, hospitals, offices to 7 stories	All types	
Heavy	High buildings over 8 stories, heavy warehouses, workshops, etc.	2,3,4,5,6, 8,9,10,13,14	
II PROBABLE NUMBER OF LOADING POINTS			
Few <20	Small buildings, large span sheds	2,3,11,12, 15	Using standard precast piles
Average 20—200	Normal schools, hospitals, offices, etc.	All types	
Many >200	Large developments, factories, jetties	All types	
III SENSITIVITY TO SETTLEMENT			
Highly sensitive	Rigid frames, multi-storey buildings, cross wall construction, many partitions	2,3,4,5,6, 8,9,10,11, 13,14,15	
Average buildings	Framed buildings, bridges	All types	
Flexible structures	Light factory and warehouse frames 1-2 storey framed structures	All types	

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

DISEÑO DE CIMBRAS

Ing. Federico Alcaraz Lozano

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. *

- DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:	- Peso volumétrico. - ¿ Hay vibrado ?.
Del material de la cimbra:	-Esfuerzos permisibles. - Densidad. - Módulo de elasticidad. - Calidad del material.
Del ambiente:	- Temperatura en el momento del colado. - Velocidades de viento.
Del proyecto:	- Geometría del concreto. - Cargas vivas durante el colado.

* Gerente de Ingeniería de SACMAG DE MEXICO, S. A.

Ingenieros Consultores.

PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico del concreto varía desde 1,500 a 2,400 kg/m3., el primero para concretos ligeros y el último para concreto normal. Puede haber algunos concretos más ligeros que el agua, pero son muy especiales.

ESFUERZOS PERMISIBLES.

Hacemos aquí referencia al Reglamento de las Construcciones del D. D. F. en sus artículos del 213 al 222:

a) Calidad de la madera.

Los grados de las maderas que se citan son los que se especifican en la norma C 18-46, expedida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

Para usarse en construcciones no se empleará calidad inferior a la de tercera.

b) Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera seca, y, para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, el valor de y se supondrá

###

de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla.

Concepto	Valor en kg/cm2 Para cualquier y		Para y=0.4
Esfuerzo en flexión ó tensión simple.	196y	1.25	60
Módulo de elasticidad en flexión ó tensión simple	196,000y		79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5y		57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2y	2.25	7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000y		95,000
Esfuerzo cortante	35y	1.25	10

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla. Para maderas de tercera, se tomará el 50%.

###

Tratándose de maderas saturadas ó sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%; el de compresión perpendicular a la fibra 33%; y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

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

en la cual

N= esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo θ con la fibra;

P= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra;

Q= esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra;

c) Cargas de corta duración.

Cuando la duración de las cargas no exceda el lapso indicado a continuación, se incrementarán los esfuerzos permisibles según la siguiente tabla:

15% para dos meses de duración.

25% para 7 días de duración.

###

50% para viento ó sismo.

100% para impacto.

Estos coeficientes de incremento se aplican también a las conexiones.

Los incrementos anteriores no se aplican a los módulos de elasticidad en cálculo de deflexiones.

d) Deterioro e intemperización de la madera.

Los esfuerzos permisibles deberán afectarse de reducciónes, de acuerdo con el grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

e) Diseño de piezas en tensión.

El esfuerzo se valuará dividiendo la fuerza entre el área neta. Este esfuerzo no debe exceder el permisible que se especifica en los incisos b, c y d.

f) Diseño de postes ó columnas.

I. Notación.

A=área de la sección tranversal del miembro (cm2).

c= esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (kg/cm2)corregido por esbeltez.

d= mínima dimensión transversal del miembo ó de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).

###

E= módulo de elasticidad a compresión según el inciso b (kg/cm2).

L= longitud de extremo a extremo de las columnas de un solo tramo, ya sean simples ó espaciadas, ó bien, la distancia de centro a centro de los apoyos laterales en columnas continuas (cm).

P= carga axial (kg).

f_c= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra de conformidad con los incisos b, c y d(kg/cm2).

II. Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse estas especificaciones se clasifican en simples, compuestas y espaciadas:

-Las columnas simples están formadas de una sola pieza.

-Las columnas compuestas están formadas por dos ó más piezas correctamente ligadas.

-Las columnas espaciadas están formadas de dos ó más miembros, con ejes longitudinales paralelos, y ligados a sus extremos por empaques y pernos ó conectores, que resistan la fuerza cortante que existe en las columnas debida a su deformación.

###

III. Columnas simples. El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valuará de conformidad con las siguientes expresiones:

Cuando L/d es menor que 11.

$$c = f_c$$

Para relaciones L/d comprendidas entre 11 y 30.

$$c = f_c \left[1-(L/38d)^4\right]$$

Para relaciones L/d mayores de 30.

$$c = f_c \left(\frac{550}{(L/d)^2}\right)$$

En columnas cuya sección no es rectangular, se sustituyen en las expresiones anteriores, $\sqrt{12}$ veces el mínimo radio de giro de la sección transversal, en vez de d.

IV. Columnas espaciadas. Todas las piezas que constituyen una columna espaciada tendrán la misma dimensión mínima. El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión.

La máxima relación L/d permisible es 80 en este tipo de columna. La capacidad de carga de una columna espaciada se tomará igual a la suma de las capacidades de sus miembros, calculadas éstas como si se tratara de co

###

lumnas simples independientes, sustituyendo las fórmulas para columnas simples por las que siguen:

Para relaciones L/d menores que 28.

$$c = f_c$$

Para L/d superior a 28.

$$c = f_c \left[1 - (L/95d)^4\right]$$

V. Columnas compuestas. La capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

L/d	Capacidad reducida, % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Para valores de L/d intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

###

g) Diseño de piezas en flexión.

Deben usarse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales como la fórmula de la escuadría, siempre que la relación de claro a peralte sea mayor que 5, con las siguientes salvedades.

-Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección - cuadrada de igual área.

-Si el peralte de una viga de sección rectangular excede de 30 cm. se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de incercia:

$$F = 0.81 \quad \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte del miembro en cm.

h) Combinación de flexión y carga axial.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocomprensión deberán proporcionarse de tal forma que:

###

$$\frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S(1 - \frac{PL^2}{2EI})} \leq 1$$

en las fórmulas anteriores.

A= área de la sección transversal de la pieza (cm2):

E= módulo de elasticidad (kg/cm2).

f_m= esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm2).

I= momento de inercia (cm4).

M= momento flexionante (kg/cm).

S = módulo de sección (cm3).

El esfuerzo c no deberá ser superior al dado en el inciso f. En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

i) Esfuerzo cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los 2/3 de su valor calculado.

###

j) Pandeo lateral.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

k) Elementos de unión.

I.- Generalidades. Para determinar la capacidad de carga de los distintos elementos de unión tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

- Coniferas livianas, $\gamma \leq 0.5$
- Coniferas densas $\gamma > 0.5$
- Estructurales densas de hoja caduca(tales como cedro, álamo y similares).

II.-Clavos. Sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío. Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K \ D^3/2$$

en la cual

D = diámetro del clavo en mm.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

###

Valores de K

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- que el clavo penetre cuando menos 2/3 de su longitud en la pieza principal.
- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga.

12 D del borde cargado.

5 D del borde no cargado.

10 D entre clavos de una hilera.

Normales a la carga.

5 D entre hileras.

III. Tornillos. Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza.

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:

###

$$P = K \quad D^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca	2.50

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos 7 veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga.

8 D del borde cargado.

4 D del borde no cargado

6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

4 D entre hileras.

###

IV. Pernos. Se entiende que se trata de pernos de acero con cabeza en un extremo ó con dos extremos roscados y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50\, f_c\, t\, D\, K$$

en donde

f_c = esfuerzo de compresión paralelo a la fibra según se define en el inciso b.

D = diámetro del perno en cm.

t = menor grueso ó suma de gruesos de los miembros que transmiten los esfuerzos (en cm.) para juntas a tope.

t = doble de grueso de la pieza más delgada(en cm.) para juntas traslapadas.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

t/D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85

###

t/D	K
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Para valores de t/D intermedios entre los que se consignan en esta tabla debera interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero.

$$P = 0.66\ f_c\ t\ DK$$

Además se le aplicarán los factores de coeficiente de servicio previamente descritos.

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66\ f_c\ tDKK_2$$

t/D	K	D	K_2
Hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
12	0.68	7/8"	1.41
13	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" ó mas	1.03

###

f_c es el esfuerzo normal a la fibra según se describe en el artículo 214.

V. Conectores. La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de ellos.

CARGAS Y PRESIONES.

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas a la cimbra y a la estructura, hasta que ésta sea capaz de tomarlas por sí misma.

Estas cargas incluyen el peso de:

- El concreto fresco.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.

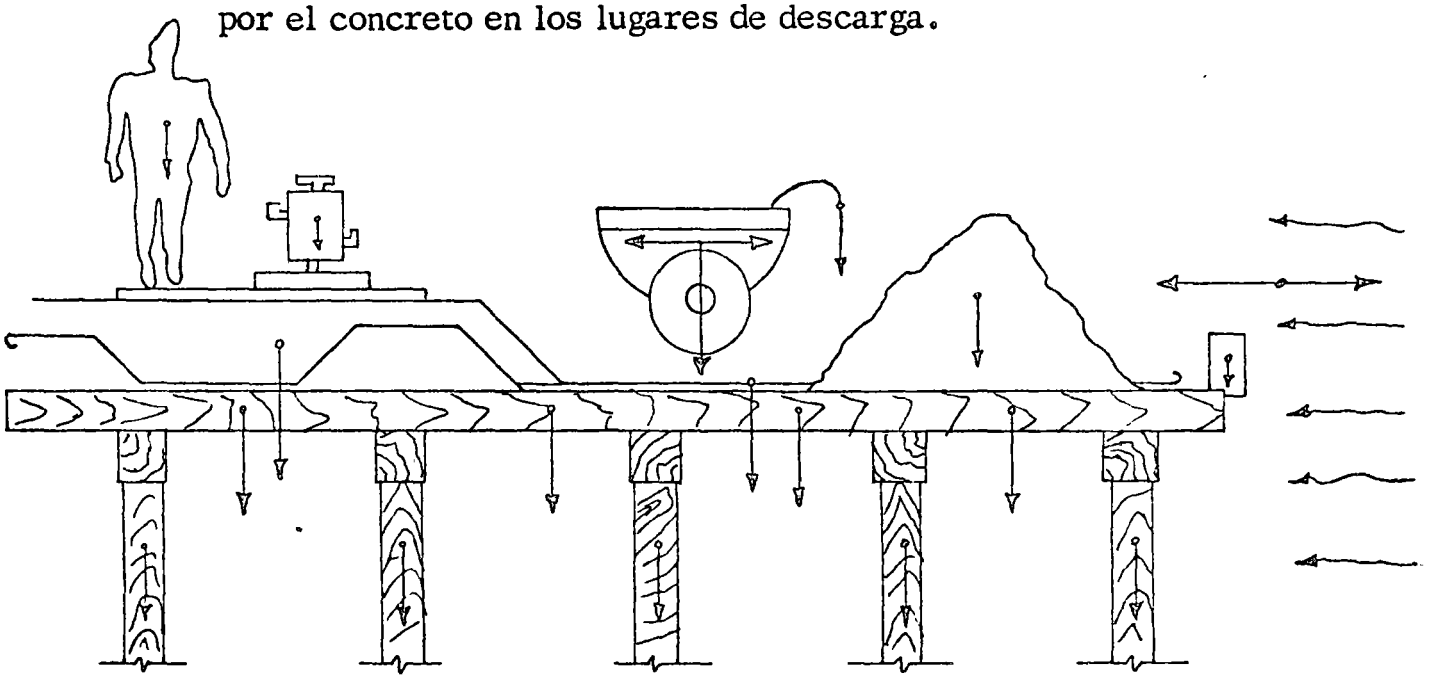
y varias cargas vivas.

Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento producen fuerzas laterales que debe resistir la obra falsa.

Debe considerarse también asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas

###

por el concreto en los lugares de descarga.



Peso propio: La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m2. Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto + la carga viva puede despreciarse.

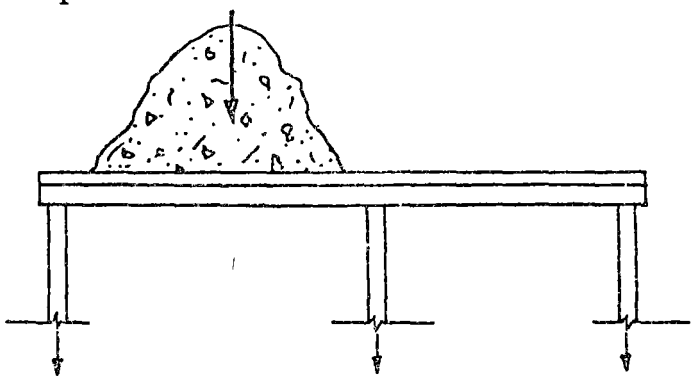
Cargas vivas:

El ACI, Comité 622, recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m2, de proyección - horizontal, que incluye peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volguetes motorizados - esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m2.

###

Alternancia de cargas.

Cuando las formas son continuas el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



Las formas deben diseñarse para soportar este efecto, de no ser así deben construirse como simplemente apoyadas.

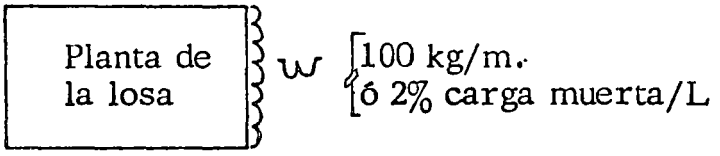
Cargas laterales.

Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El Comité 622 del ACI, recomienda las siguientes cargas mínimas laterales.

a) En losas: 150 kg/m. de borde de losa, ó 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de borde en la losa), el que sea mayor

###



(Considérese solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado).

b) En muros.

Carga de viento de 50 kg/m2 ó mayor si así lo exigen los códigos locales; en ningún caso menor de 150 kg/m. de - borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

PRESION LATERAL DEL CONCRETO.

El peso volumétrico del concreto tiene una influencia decisiva en esta presión. La presión hidrostática de un fluído es igual a γh (peso volumétrico por altura) y actua en - ángulo recto sobre cualquier superficie que confine el fluído. El concreto fresco no se comporta como un fluído, sino solamente en forma aproximada y únicamente hasta el fra-; guado inicial, en que se empieza a soportar por si mismo. Es por esta razón que también influye la velocidad vertical de colado en la presión.

###

La temperatura del concreto durante el colado también tiene gran importancia ya que influye directamente en el tiempo de fraguado inicial. A bajas temperaturas el concreto toma más tiempo en el fraguado inicial y por lo tanto, para la misma velocidad de colado, una mayor profundidad de concreto se mantiene fresco y hay entonces una mayor presión lateral.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado, estas presiones son de 10 a 20% mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado. porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluído en toda la produndidad de vibración.

El revibrado y la vibración externa producen cargan aún mayores.

Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4,800 kg/m2 por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el

###

concreto causando gran variación en la presión lateral.

Las tablas que se incluyen más adelante, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, como son: el revenimiento, cantidad y localización del refuerzo, temperatura ambiente, presión de poro del agua, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de las formas, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO.

El muro tendrá 4.50 m. de altura.

El colado se hará a razón de R=0.90 m/hr. con vibrador.

La temperatura de colado se considerará de T= 15°C.

La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar un 25%.

Se cuenta con hojas de triplay de 3/4" (1.9cm) de espesor que miden 1.20 x 2.40 y tensores de 2,800 kgs de capacidad.

###

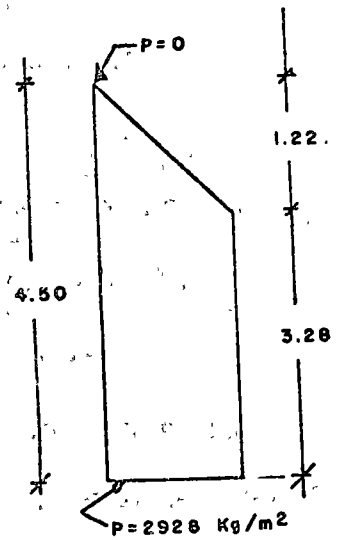
1.- Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla 5-2 para $R = 0.90 \frac{m}{hr.}$ y $T = 15°C$.

Pmax = 2928 kg/m2

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima.

$$\frac{2928}{2400} = 1.22 \text{ m.}$$



2.- Tablado vertical.

El triplay será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos de éste se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplay se colocará en el sentido más resistente, es decir con la fibra paralela al claro; esto significa colocar la dimensión de 2.40 horizontal actuando como losa continua.

Revisión por flexión.

$$M_{max} = \frac{wl^2}{10}$$ (viga continua con tres ó más claros)

$$M = \frac{wl^2}{10} \times 100 = 10\, w\, l^2$$

donde w en kg/ m.

###

l en m.

M en kg-cm.

Mom. resistente:

$Mr = f\,s$

S: Módulo de sección en cm3.

f: Esfuerzo admisible en flexión en kg/cm2.

Mr: en kg-cm.

igualando momentos

$f\,s = 10\,w\,l^2$

$\Rightarrow l = 0.32\sqrt{\frac{f\,s}{w}}$

f = 196 (Reglamento D.D.F.)

$\gamma = 0.6$ supuesto

$f = 196 \times 0.6 \approx 120$ kg/cm2.

fad= 120 x 1.25 = 150 kg/cm2 (por usarse una sola vez)

S = 100 x 0.3598 = 35.98cm3. (para 1.00 m. de ancho ver tabla 4-3)

$l = 0.32\sqrt{\frac{150 \times 35.98}{2928}} = 0.43$ m (máxima por flexión)

Revisión por flecha

$\Delta max = \frac{w\,l^4}{128\,EI} \times 10{,}000$

Δmax admisible $= \frac{l}{360}$

Δ: m

l: m

E: kg/cm2

I: cm4.

###

igualando flechas

$$\frac{l}{360} = \frac{w\, l^4}{128\, EI} \times 10{,}000$$

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

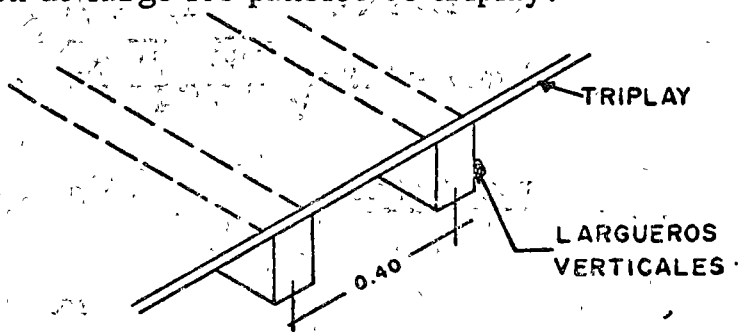
E = 196000 γ^{A} (Reglamento D.D.F.)

E = 196000 x 0.6 = 117600 kg/cm2.

I = 100 x 0.3413 = 34.13 cm4 (para 1.00 m. de ancho, tabla 4-3)

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 34.13}{2928}} = 0.37 \text{ m.}$$

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 en 2.40 que tienen de largo los paneles de triplay.



3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas madrinas.

Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento

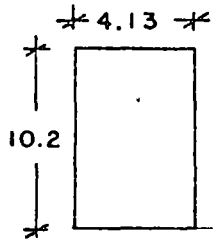
###

de madrinas, ó se puede fijar el espaciamiento de madrinas y calcular las medidas necesarias de los largueros. En este caso fijaremos largueros de - 2 x 4 pulgadas.

por flexión. $l\ max = 0.32\sqrt{\frac{f\ s}{w}}$

el ancho efectivo de largueros de 2 x 4 es 1 5/8"

tendremos



$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{\frac{4.13 \times 10.2^3}{12}}{5.1} = \frac{365.23}{5.1}$$

S = 71.61 cm3.

f = 196 γ^x = 120 kg/cm2.

fad= 120 x 1.25 = 150 kg/cm2.

w = 2928 x 0.40 = 1171 kg/m.

$$l\ max = 0.32\sqrt{\frac{150 \times 71.61}{1171}} = 0.97\ cm.$$

por flecha. $l\ max = 0.033\sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$

$$l\ max = 0.033\sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 365.23}{1171}}$$

l max = 1.09

revisión por corte.

$$v = \frac{3\ V}{2\ bh}$$

###

V= 0.6 wl (viga continua de tres ó más claros)

$$v = \frac{3}{2\ bh}\ (0.6\ wl)$$

Esfuerzo de corte admisible = 35γ (Reglamento)

= 35 x 0.6= 21 kg/cm2.

igualando

$$\frac{3}{2\ bh}\ (0.6\ wl) = 21\ kg/cm2.$$

despejando l

$$l = 23.33\ \frac{bh}{w}$$

l: m

b: cm

h: cm

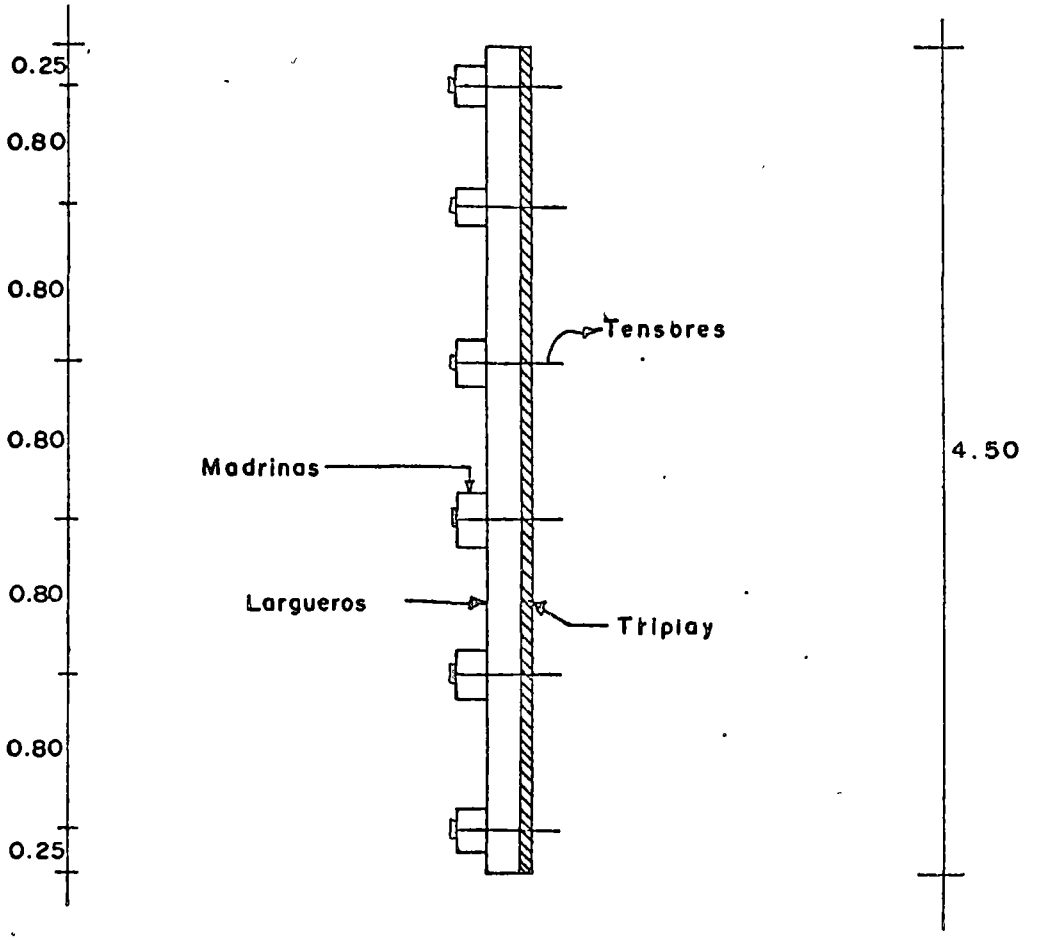
w: kg/m.

$$l = 23.33 \times \frac{4.13 \times 10.2}{1171} = 0.84\ m.$$

El claro máximo de largueros será de 0.84 m. por - cortante.

###

Se usará la siguiente distribución:



4.- Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas madrinas.

Carga en madrinas = 2928 x 0.80 = 2343.4 kg/m.

espaciamiento de tensores:

$$e = \frac{2800 \text{ kg}}{2343.4 \text{ kg/m}} = 1.195 \text{ m.}$$

Se usarán tensores @ 1.20 y este será el claro de las vigas madrinas.

###

Dimensionamiento de vigas madrinas.

por flexión.

$$l = 0.32\sqrt{\frac{f\,S}{w}}$$

despejando $S = \frac{10\,w\,l^2}{f} = \frac{10 \times 2343.4 \times 1.20^2}{150}$

$$S = 224.97 \text{ cm3.}$$

$$S = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh2}{6}$$

Para las vigas madrinas se acostumbra colocarlas en pares para evitar la perforación para los tensores.

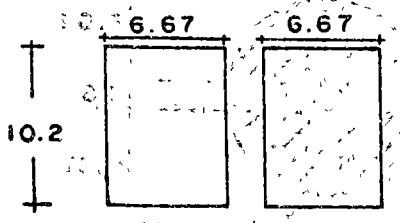
Por corte.

$$v = \frac{3V}{2\,bh} \qquad bh = \frac{3V}{2\,v}$$

$$bh = \frac{3\,(0.6\,wl)}{2\,v} = \frac{1.8\,wl}{2\,v}$$

$$bh = \frac{1.8 \times 2343.4 \times 1.20}{2 \times 21} = 120.52 \text{ cm2.}$$

Probar 2 de 3x4 pulgs. ancho efectivo= 2 5/8" (6.67cm)



b x h = 2x6.67x10.2=136.07 >120.52

$$S = \frac{(2x6.67)\,(10.20)^2}{6} = 231.32 > 224.97$$

se usarán vigas de 3 x 4 en pares.

###

5.- Revisión por compresión en apoyos.

Los puntos que deberán ser investigados en este diseño serán los apoyos de largueros en vigas madrinas y apoyos de éstas en placas de tensores.

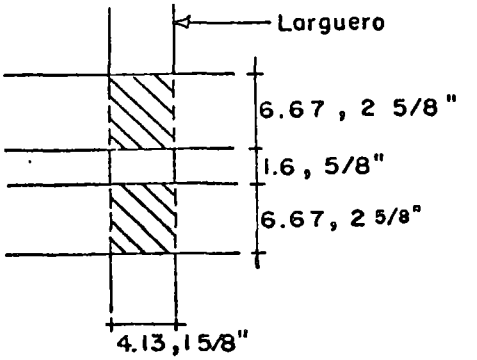
Esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra.

$C = 54.2\,\gamma^{k}$ (Reglamento D.D.F.)

$C = 54.2 \times 0.6 = 32.52$ kg/cm2.

$Cad = 1.25 \times 32.52 = 40.65$ kg/cm2.

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas madrinas será como sigue:



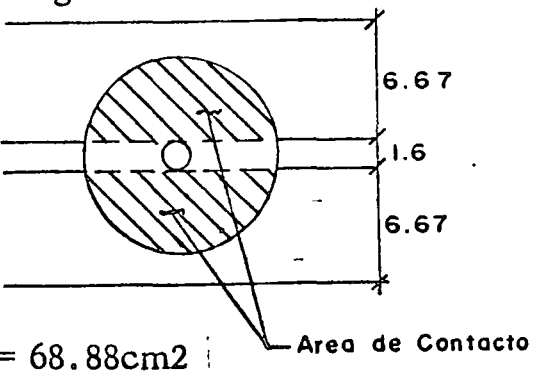
Area de apoyo= 2x6.67x4.13

= 55 cm2

Carga transmitida por largueros.

R=(2928 x 0.40)x 0.80=937 kg S.

$f = \frac{937}{55} = 17$ kg/cm2



Apoyo de tensores.

T= 2800 kg.

Area requerida = $\frac{2800}{40.65} = 68.88$cm2

###

Usar arandela 5" Ø (12.7cm)

Area de contacto

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 106.35$$

$$f = \frac{2800}{106.35} = 26.3 \text{ kg/cm2}$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor concreto normal 2,400 kg/m3. La cimbra se usará varias veces.

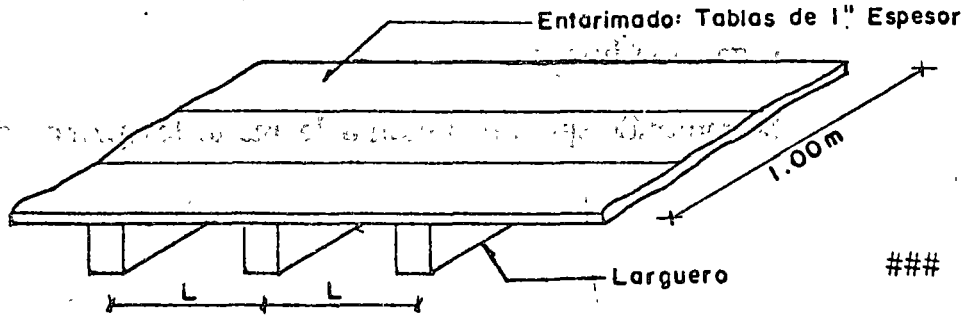
Altura libre piso a techo 2.40.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

1.- Cargas de diseño.

Peso propio	2,400 x 0.20 =	480
Carga viva *	=	200
		680 kg/m2.

* Puede ser 100 kg/m2., más una carga concentrada de 100 kg. en el lugar más desfavorable.



###

2.- Entarimado. usar tablones de 1" de espesor.

El espesor efectivo de tablas de 1" es 25/32"(~2.00cm)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho.

$$I = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}4.$$

$$S = \frac{bh^2}{b} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}3.$$

Por flexión.

$$l \max = 0.32\sqrt{\frac{f\,s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 66.67}{680}} = 1.10 \text{ m}$$

$$f = 196 \times \gamma = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/m}2.$$

Por flecha.

$$l \max = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$E = 196{,}000\ \gamma = 196\,000 \times 0.6 = 117\,600$$

$$l \max = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 66.67}{680}} = 0.75 \text{ m.}$$

Se usarán largueros @ 0.75 m lo cual nos dá 6 espaciamientos de 0.75 = 4.50 m. de ancho del tablero.

3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas madrinas.

Suponiendo que se tienen a la mano largueros de 2 x 4.

###

$I = 365.23\ cm^4.$

$S = 71.61\ cm^3.$

Carga en largueros = 680 x 0.75 = 510 kg/m.

Por flexión. $l\,max = 0.32\sqrt{\frac{f\,s}{w}} = 0.32\sqrt{\frac{120 \times 71.61}{510}}$

$l\,max = 1.31\ m.$

Por flecha. $l\,max = 0.033\sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$

$l\,max = 0.033\sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 365.23}{510}}$

$l\,max = 1.45\ m.$

Por corte. $l\,max = 23.33\frac{bh}{w} = \frac{23.33 \times 4.13 \times 10.2}{510}$

$= 1.92\ m.$

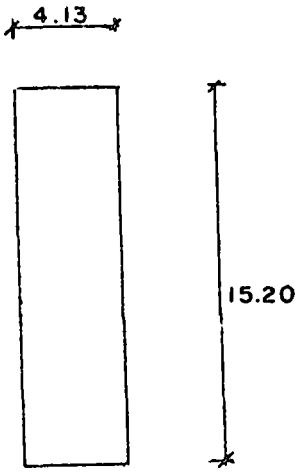
$\Longrightarrow l\,max = 1.31$ por flexión.

Dado que el tablero mide 4.50 se usarán 4 claros de 1.125 m. que será el espaciamiento de las vigas madrinas.

4.- Dimensionamiento de vigas madrinas y espaciamiento de puntales.

Probar madrinas de 2 x 6 pulgadas.

###



$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1\ 208.65 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3.$$

w equivalente $\approx$ 680x 1.125=765kg/m.

Por flexión.

$$l\,max = 0.32\sqrt{\frac{f\,s}{w}} = 0.32\sqrt{\frac{120 \times 159}{765}} = 1.60$$

Por flecha.

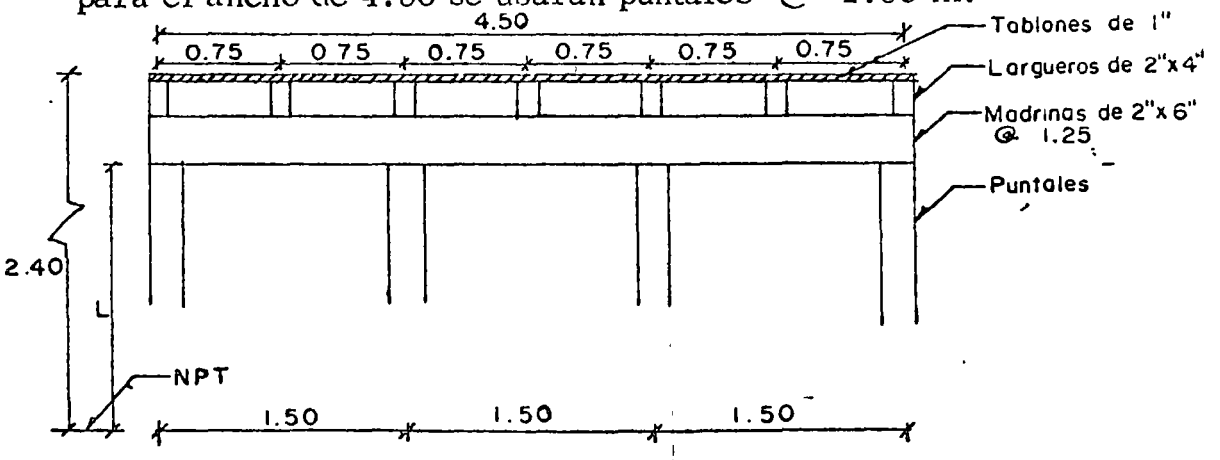
$$l\,max = 0.033\sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.033\sqrt[3]{\frac{117600 \times 1208}{765}} = 1.88$$

Por corte.

$$l\,max = 23.33\,\frac{bh}{w} = 23.33 \times \frac{4.13 \times 15.2}{765} = 1.91$$

$\Rightarrow l\,max = 1.60$ m.

para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.50 m.



se adopta esta distribución.

###

5.- Cálculo de los puntales.

Area tributaria = 1.50 x 1.125 = 1.6875 m2.

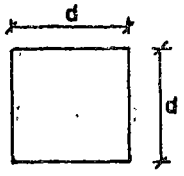
carga = 680 kg/m2

P = 1.147.50 kgs.

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

fc= 143.5 γ = 143.5 x 0.6 = 86 kg/cm2.

Probar puntales 3 x 3 pulgadas.



d= 2 5/8" = 6.67 cm.

A = 6.67^2 = 44.46 cm2.

Revisión por esbeltez.

l= 240 – 28 = 212 cm.

$$\frac{l}{d} = \frac{212}{6.67} = 32$$

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez.

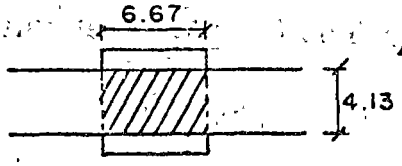
$$C = f_c \left(\frac{550}{(l/d)2} \right) = 46.20 \text{ kg/cm2.}$$

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

Pad= 46.20 x 44.46 = 2054 kg > 1147.50

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:



Area de apoyo= 4.13 x 6.67

= 27.55 cm2.

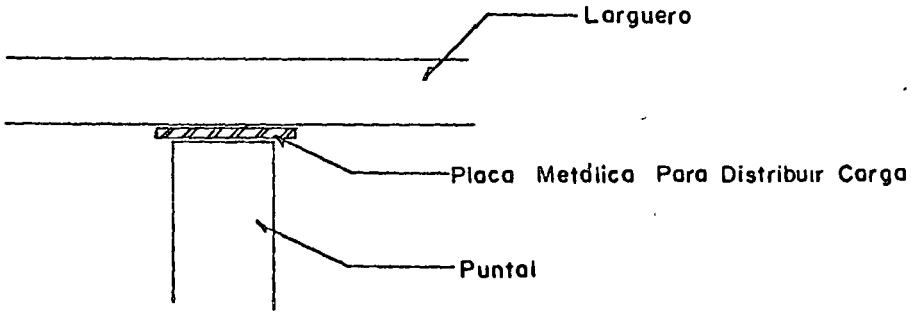
Esf.admisible $\perp$ a la fibra
=54.20 x0.6=32.52kg/cm2 ###

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55 \text{ no pasa}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{32.52} = 35.28 \text{ cm2.}$$

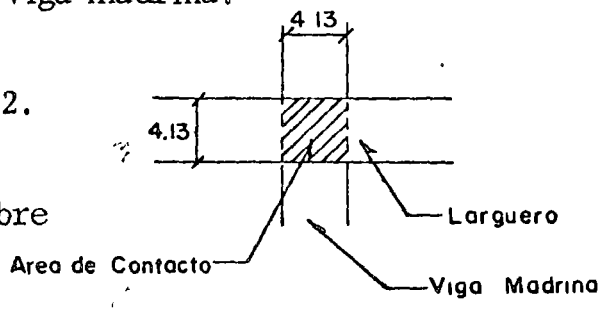
Usar placa metálica de 2 x 4 (5.08 x 10.2 cm)

A = 4.13 x 10.2 = 42.12 cm2.



Apoyo de larguero en viga madrina.

$A = 4.13^2 = 17.06$ cm2.



Carga de larguero sobre viga madrina:

C=(680 x 0.75) x 1.125 = 573.75 kg.

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ kg/cm2.}$$

Se considerará aceptable pues según reglamento:

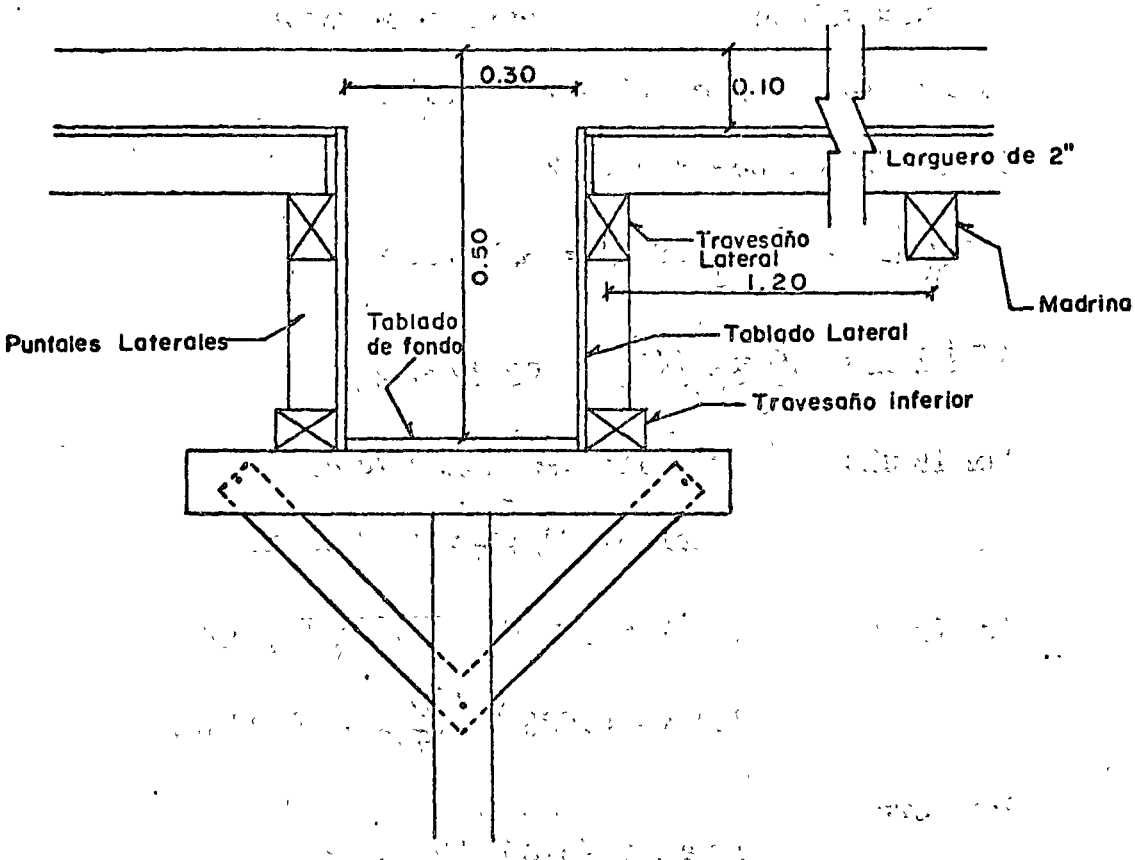
" sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm. ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor.

###

$$\frac{L + 1\ cm.}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$fad = 32.52 \times 1.24 = 40.3\ kg > 33.63$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 mostrada se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2400kg/m3) se usará madera de pino de 1a. con una densidad de 0.6

###

1.- Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

Carga muerta= 0.30 x 0.50 x 2,400 =	360
Carga viva= 0.30 x 200 =	60
	420kg/m.

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal.

el espesor efectivo es 1 5/16" = 3.33 cm.

b x h = 30 x 3.33= 99.9 cm2.

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm3.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.32 \text{ cm4.}$$

Por flexión: $f = 196\,\gamma \approx 120$ kg/cm2.

$$l\,max = 0.32\sqrt{\frac{f\,s}{w}} = 1.27 \text{ m.}$$

Por flecha. $E = 196{,}000\,\gamma = 117\,600$ kg/cm2.

$$l\,max = 0.033\sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.98 \text{ m.}$$

Por corte.

$$l\,max = 23.33\,\frac{bh}{w} = 5.5 \text{ m.}$$

Se usarán apoyos @ 1.00 m.

2.- Tablado Lateral.

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales se calculan en forma similar a el --

###

caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4 pulgs. resultaron adecuados. A razón de 1.00 de espaciamiento de puntales, que resultó por el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral:

Cargas en la losa: peso propio concreto 240 kg/m2.

carga viva 200

440

Cargas en travesaño = $440 \times \frac{1.20}{2} = 264$ kg/m.

Por flexión.

$$S = \frac{10\ wl^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{120} = 22 \text{ cm3.}$$

Por flecha.

$$\frac{l}{360} = \frac{wl^4}{128\ I} \times 10{,}000$$

$$I = \frac{360\ wl^3}{128\ E} \times 10{,}000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3 \times 10{,}000}{128 \times 117\,600} = 63.14 \text{ cm4.}$$

##

Por corte.

$$bh = \frac{wl}{23.33} = \frac{264 \times 1}{23.33} = 11.32 \text{ cm2.}$$

usar 2" x 4"

$$b \times h = 4.13 \times 10.2 = 42.13$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.23}{12} = 365$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.2^2}{6} = 71.61$$

3.- Cálculo de puntales principales.

Determinando la carga total sobre estos puntales tenemos:

Por carga de trabe:

420 kg/m x 1.00 = 420

Por losas:

2 x 264 x 1.00 = 528

948 kg.

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 948 kg. tomando en cuenta la esbeltez que tenga en función de su altura.

##

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA.

Sección de columna 0.45 x 0.45 m.

Altura de columna 3.50 m ($\approx$12 pies)

Colado en una hora a temperatura 15°C ($\approx$60°F)

La cimbra se usará varias veces.

1.- Presión lateral (según fórmula ACI)

$$p = 150 + 9000 \frac{R}{T}$$

P; lb/pie 2.

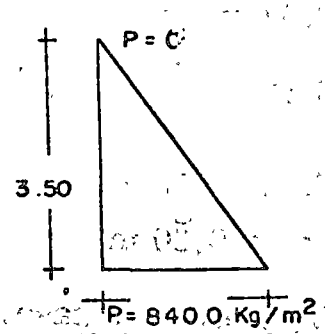
R: pies/hr.

T: °F.

R = 12 pies/hr.

$$P = 150 + \frac{9000 \times 12}{60} = 1950 \text{ lb/pie}^2 \ (\approx 9580 \text{ kg/m2})$$

$$P_{max} = \gamma h = 2400 \text{ kg/m3.} \times 3.50 \text{ m} = 8400 \text{ kg/m2.}$$



2.- Espaciamiento de yugos ó abrazaderas, colocando el primer yugo a 15 cm. de la base:

$$P = 8400 \times \frac{3.35}{3.50} = 8040 \text{ kg/m2.}$$

##

usando tablas de 1 pulgada (espesor efectivo= 25/32"

= 1.98 cm)

bh = 45 x 1.98 = 89.1 cm2.

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{45 \times 1.98^2}{6} = 29.40 \text{ cm3.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 1.98^3}{12} = 29.11 \text{cm4.}$$

Para P_1= 8040 kg/m2.

$$l \text{ flexión} = 0.32\sqrt{\frac{fs}{w}}$$

$$l \text{ flecha} = 0.033\sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l \text{ corte} = 23.33 \frac{bh}{w}$$

con γ = 0.6 en madera

w = 8040 x 0.45 = 3618 kg/m.

l flexión= 0.32 m.

l flecha = 0.32 m.

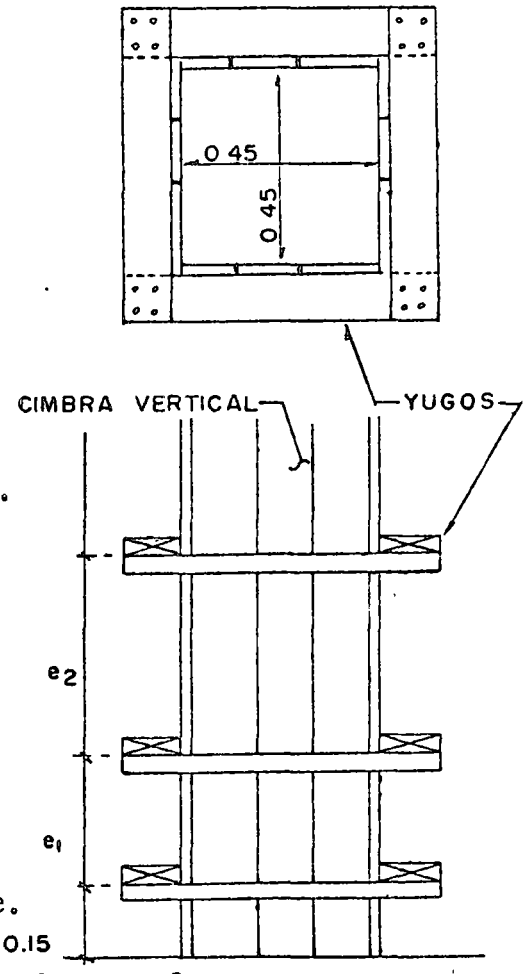
l corte = 0.57 m.

usar e_1 = 0.30 m.

Presión a 0.45 m. de la base.

$$P_2 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.45}{350} = 7320 \text{ kg/ m2.}$$

w = 7320 x 0.45 = 3294 kg/m.



##

l flexión = 0.33

l flecha = 0.33 usar $e_2 = 0.30$

l corte = 0.63

$$P3 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.75}{3.50} = 6600 \text{ kg/m2.}$$

w = 6600 x .45 = 2970 kg/m.

l flexión = 0.35

l flecha = 0.35 usar $e_3 = 0.35$

l corte = 0.70

$$P4 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.10}{3.50} = 5760 \text{ kg/m2.}$$

w = 5760 x .45 = 2592 kg/m.

l flexión = 0.37

l flecha = 0.36 $\Rightarrow$ $e_4 = 0.35$

$$P_5 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.45}{3.50} = 4920 \text{ kg/m2.}$$

w = 4920 x .45 = 2214kg/m.

l flexión = 0.40

l flecha = 0.38 $\Rightarrow e_5 = 0.35$

$$P_6 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.80}{3.50} = 4080 \text{ kg/m2.}$$

w = 4080 x 0.45 = 1836 kg/m.

l flexión = 0.44

l flecha = 0.41 $\Rightarrow e_6 = 0.40$

##

$$P_7 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.20}{3.50} = 3120 \text{ kg/m2.}$$

$w = 3120 \times 0.45 = 1404$ kg/m.

l flexión = 0.51

l flecha = 0.44 $\Rightarrow e_7 = 0.40$

$$P_8 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.60}{3.50} = 2160 \text{ kg/m2.}$$

$w = 2160 \times 0.45 = 972$ kg/m.

l flexión = 0.61

l flecha = 0.50 $\Rightarrow e_8 = 0.50$

$$P_9 = 8400 \times \frac{3.50 - 3.10}{3.50} = 960 \text{ kg/m2.}$$

$w = 960 \times 0.45 = 432$ kg/m.

l flexión = 0.91

l flecha = 0.65

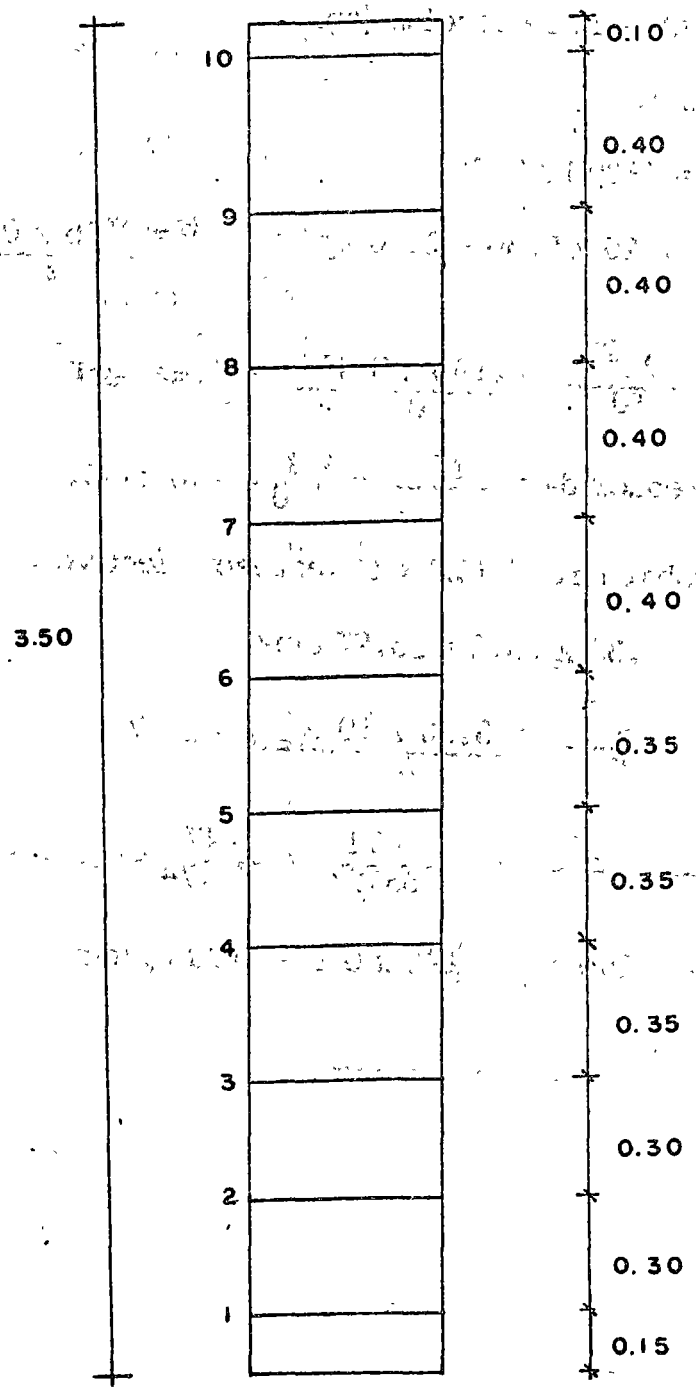
3.- Diseño de Yugos.

Los elementos que forman los yugos estarán trabajando a flexo tensión. Deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq fm$$

###

Se usará la siguiente distribución de yugos.



donde:

P: Fuerza axial (kgs)

A : Area de la sección transversal (cm2)

M : Momento flexionante (kg-cm)

S : Módulo de sección (cm3)

para yugo 2.

$P_2 = 7320$ kg/m2.

$9 = 7320 \times 0.30 = 2196$ kg/m $\qquad P = \frac{2196 \times 0.45}{2} = 494$ kg.

$M = \frac{9\, l^2}{10} = \frac{2196 \times 0.45^2}{10} = 44.47$ kg-m= 4447 kg-cm.

S requerida $= \frac{M}{f} = \frac{4447}{120} = 37$ cm3.

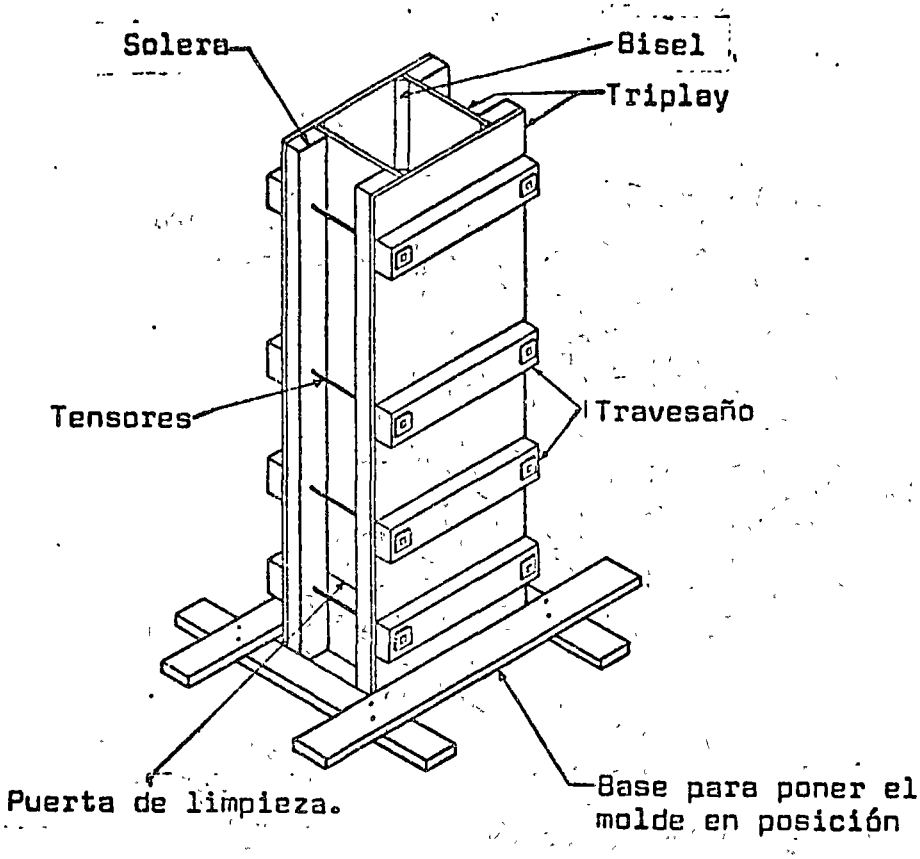
Probar tira 1 1/2" x 4" (espesor efectivo 1 5/16"=3.33cm)

$A = 3.33 \times 10.2 = 33.97$ cm2.

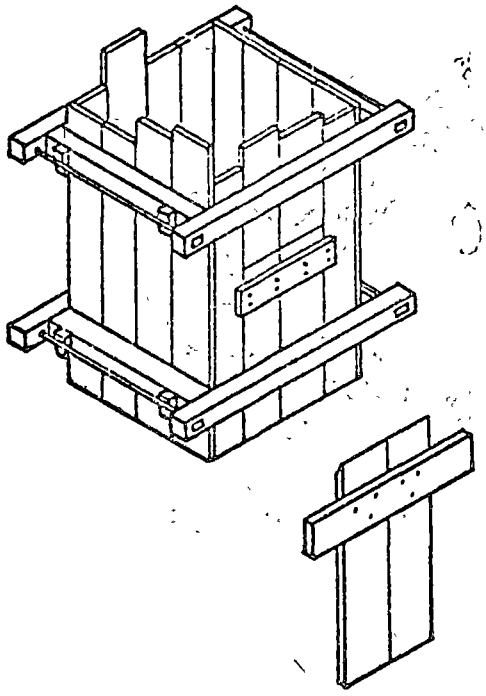
$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33 \times 10.2^2}{6} = 57.74$

$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{494}{33.97} + \frac{4447}{57.74} = 14.54 + 77.01 = 91.55$

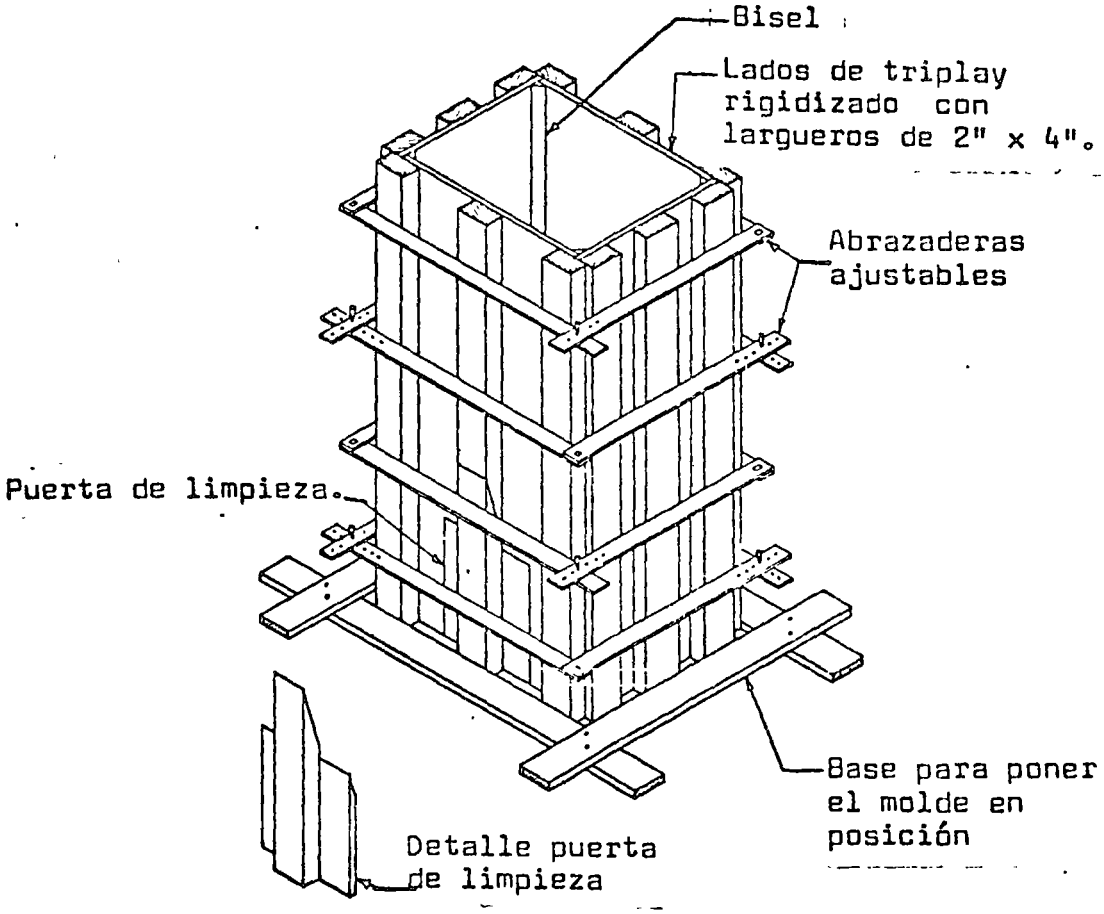
$fm = 196\ \gamma = 196 \times 0.6 \doteq 120$ kg/cm2.



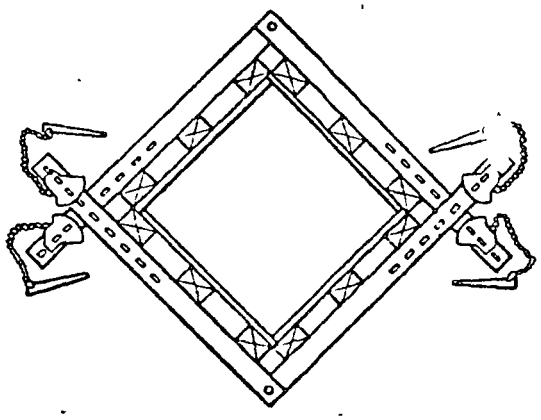
Cimbra típica para columnas ligeras.



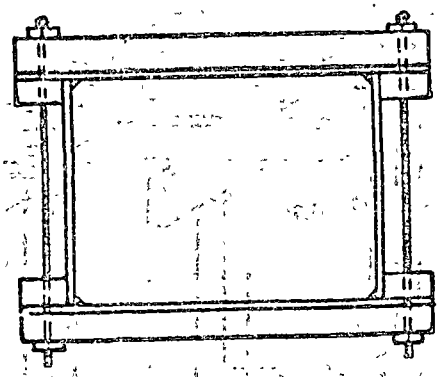
Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.



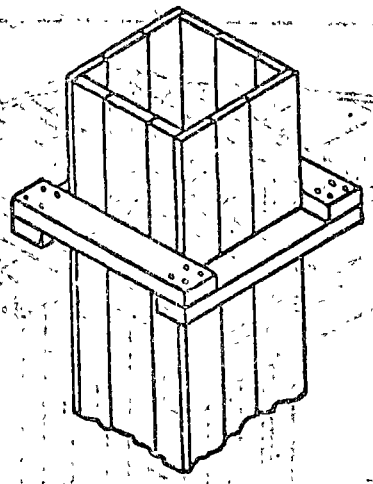
Cimbra tipica para columnas



Triplay y yugos metálicos

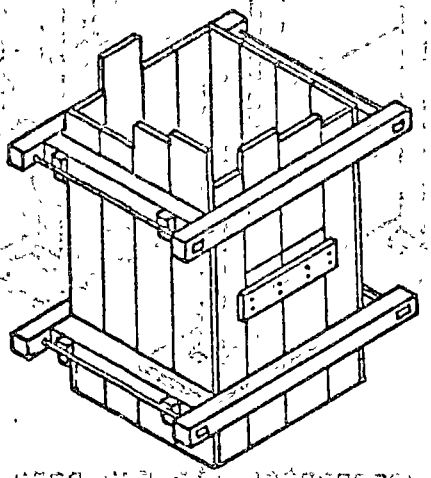


Triplay con yugo combinado
de madera y pernos

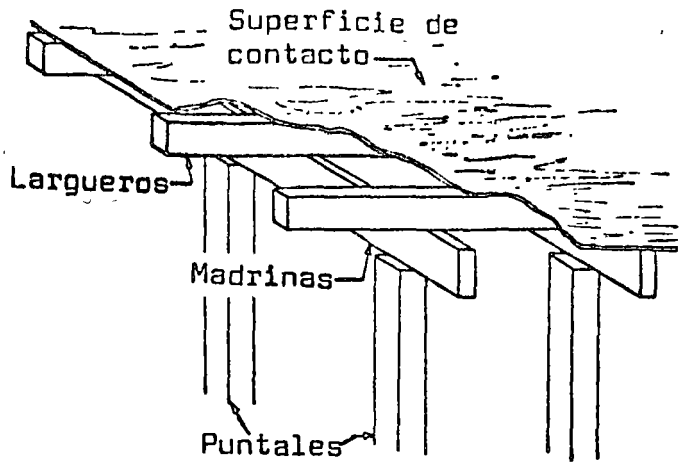


Cimbra de Columnas

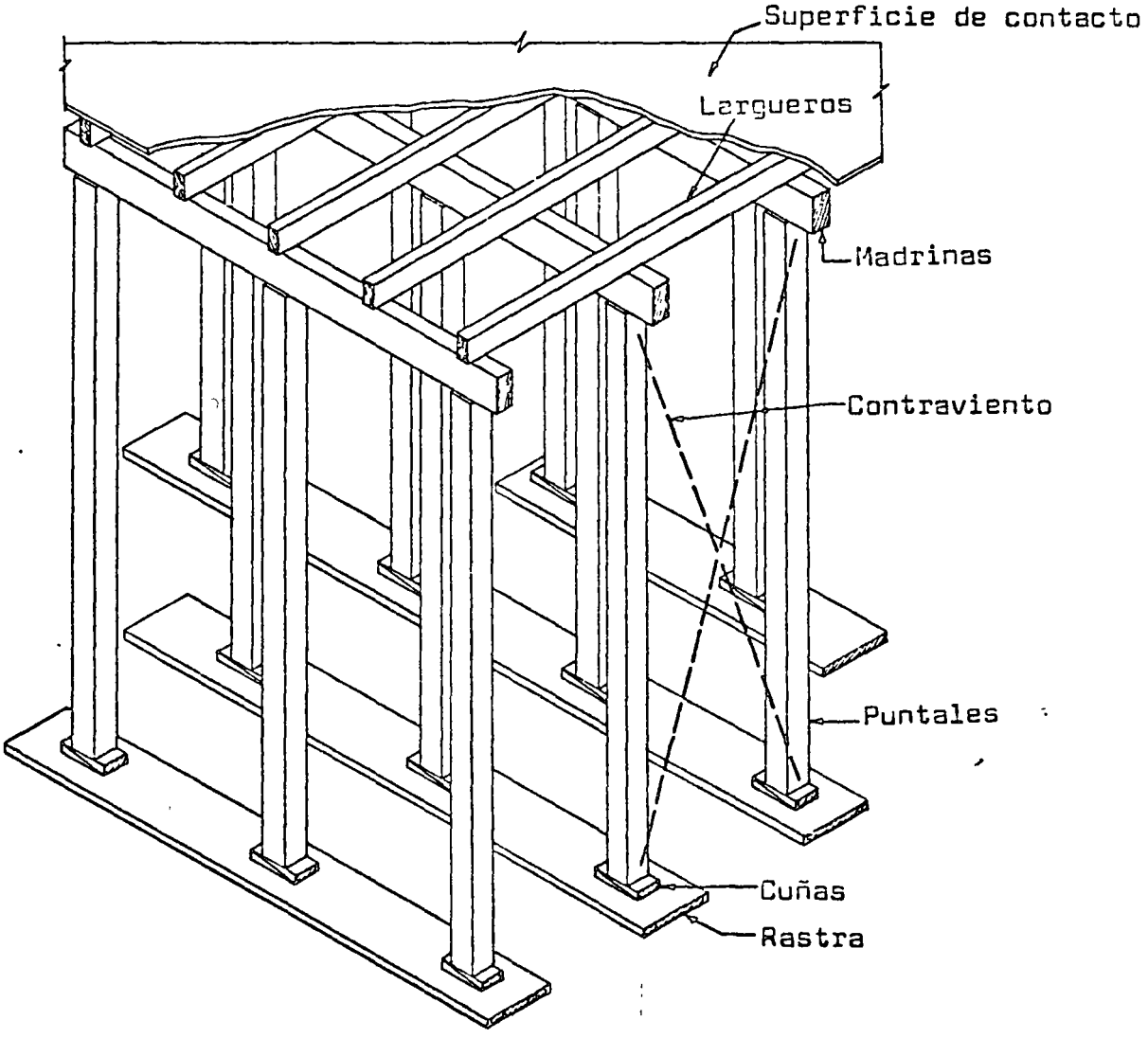
Duela de Madera con
Yugos de madera



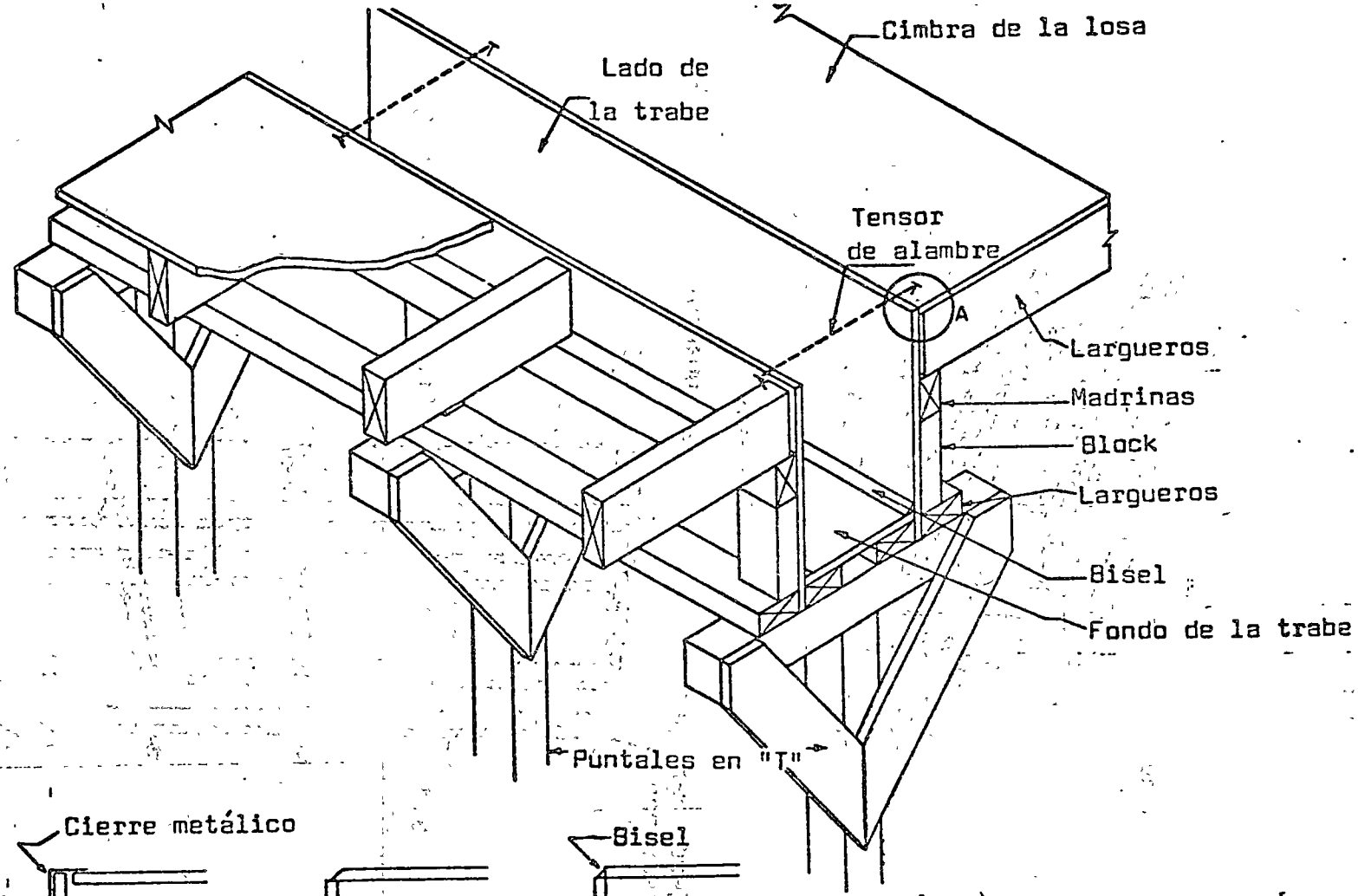
Duela de madera con
yugos combinados de
madera y pernos.

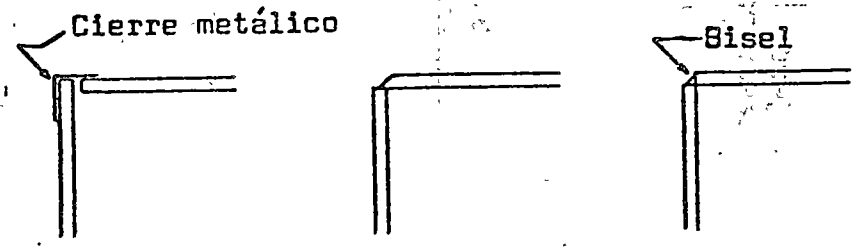


Cimbra típica de losa



Componentes típicos para cimbra de losas.

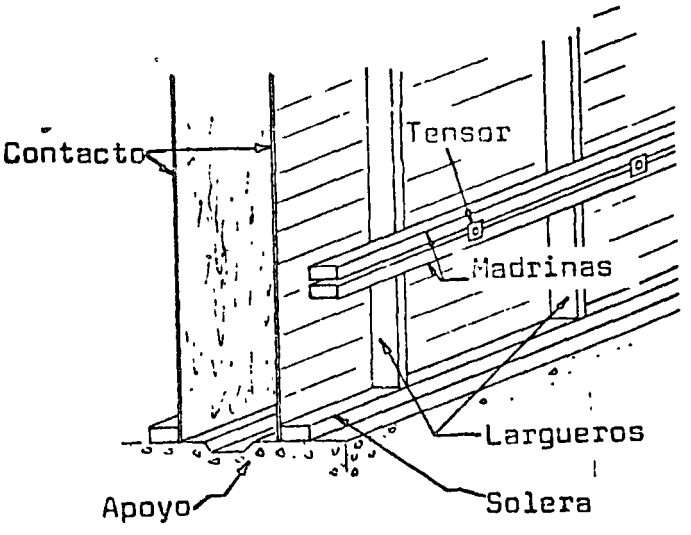


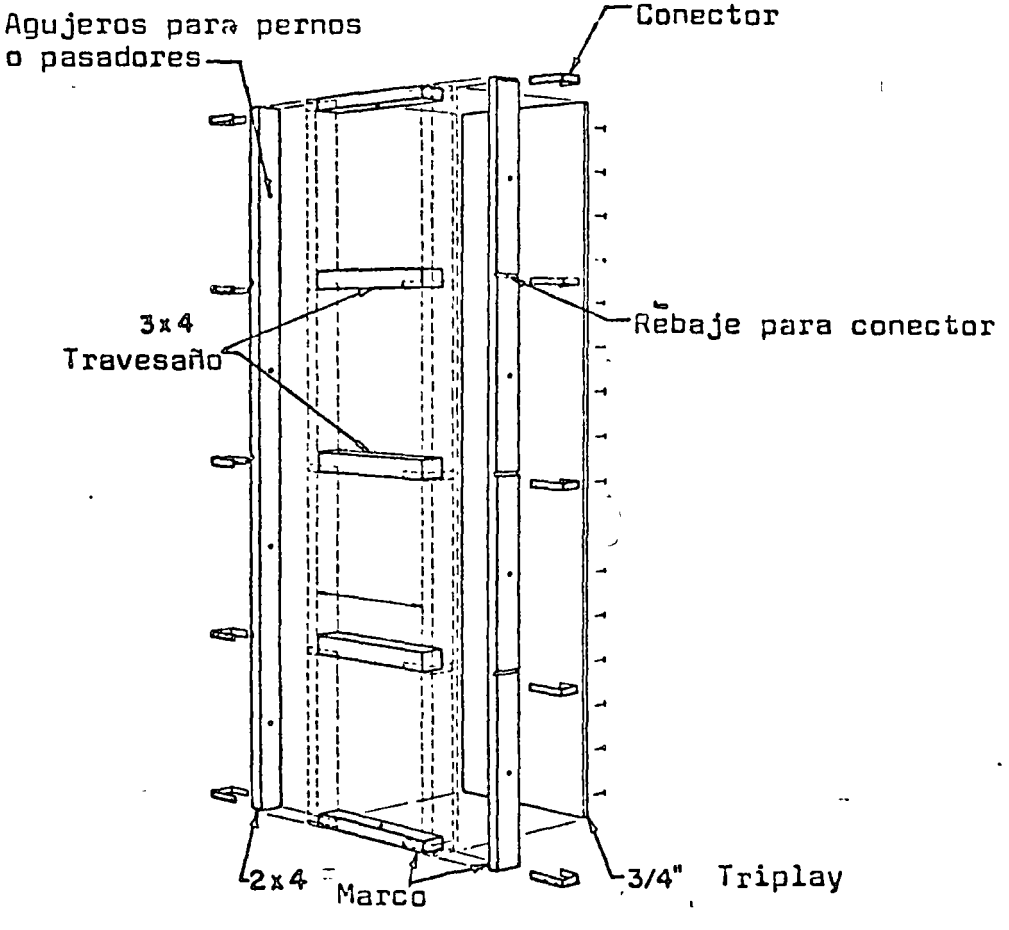


Diferentes maneras de
resolver las esquinas

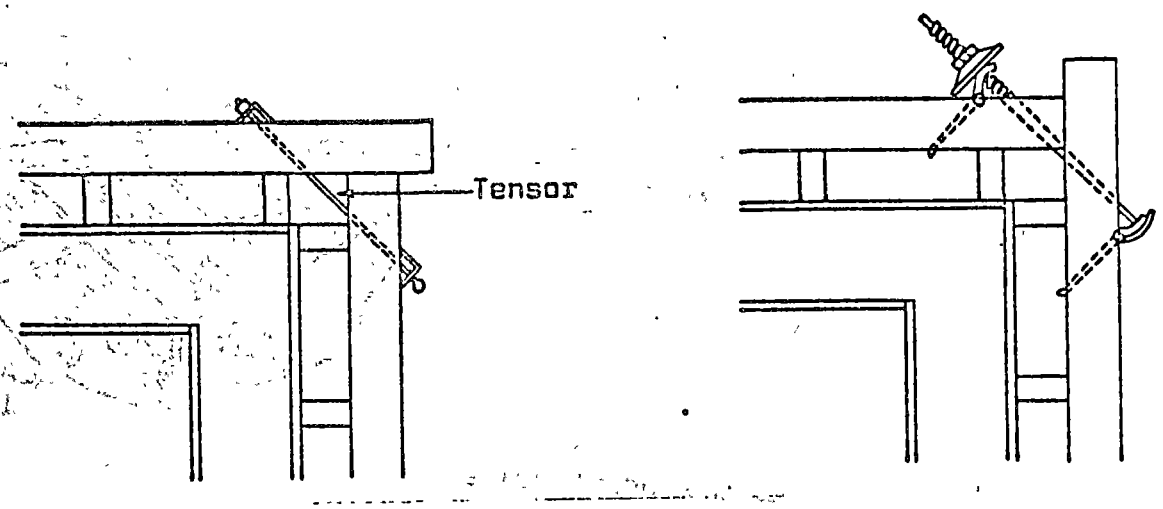
Arreglo típico de cimbra
para trabe y losa

Cimbra tipica de muro

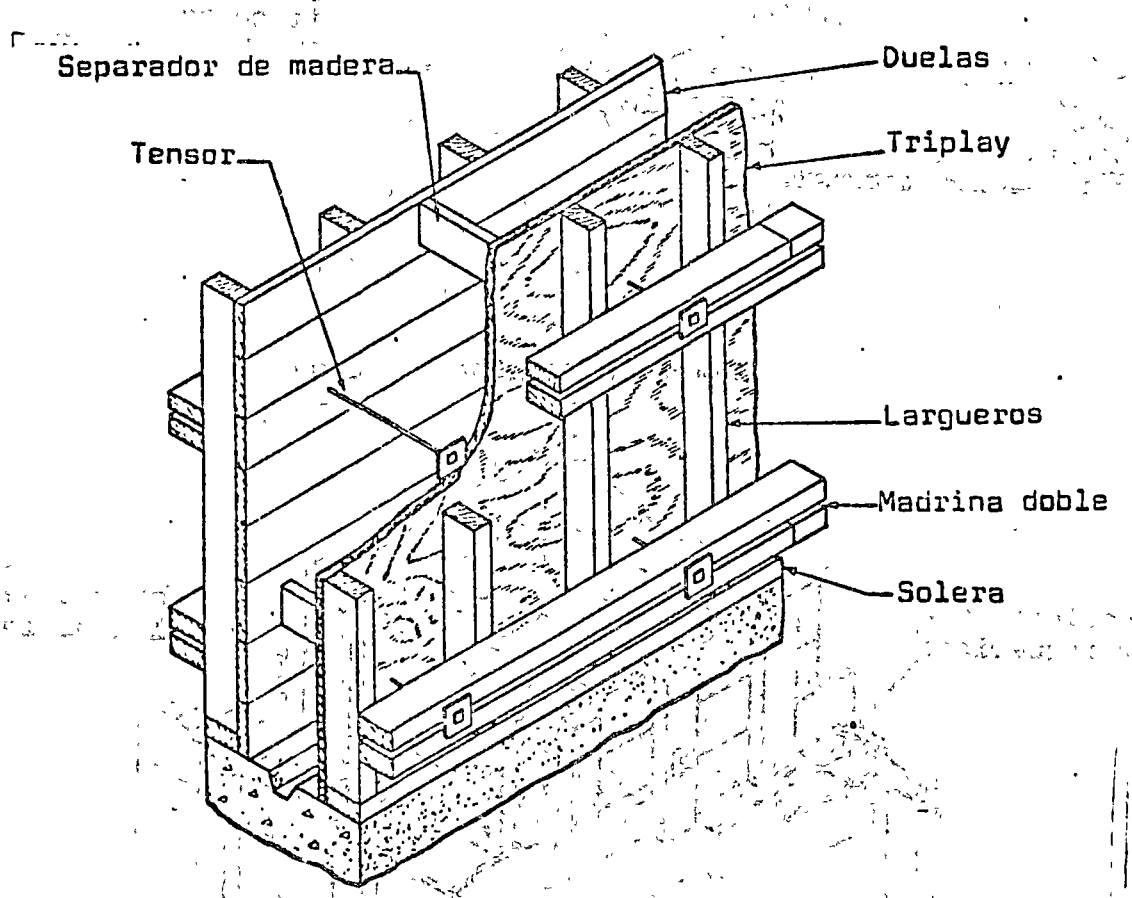




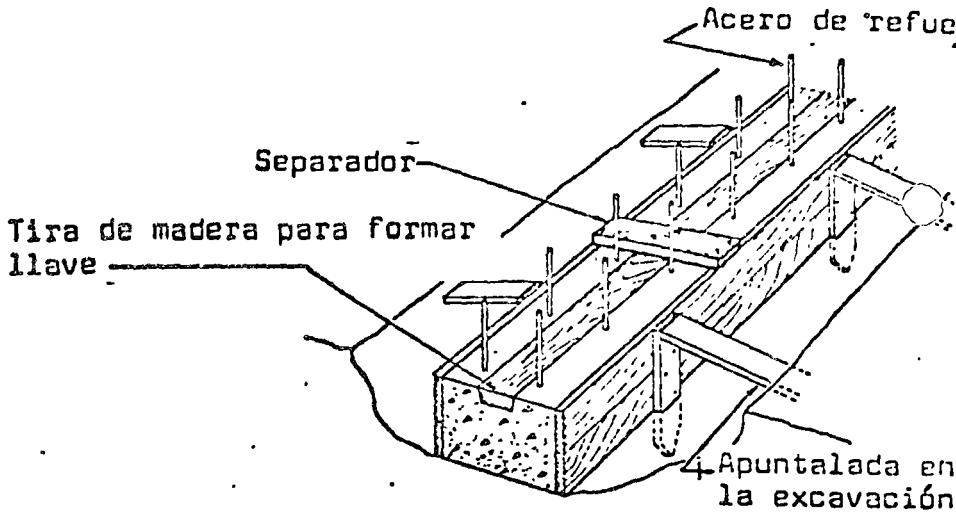
Ensamble tipico de cimbra
de muro

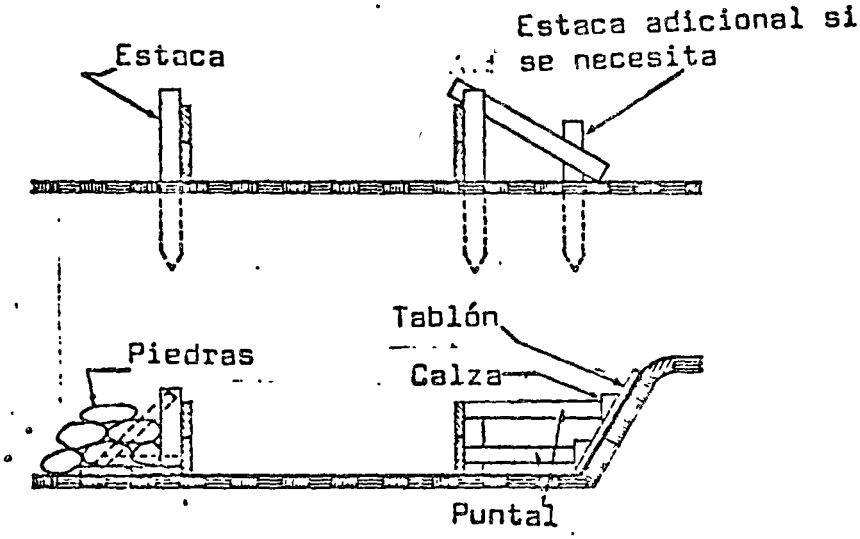


Varias formas de fijar esquinas



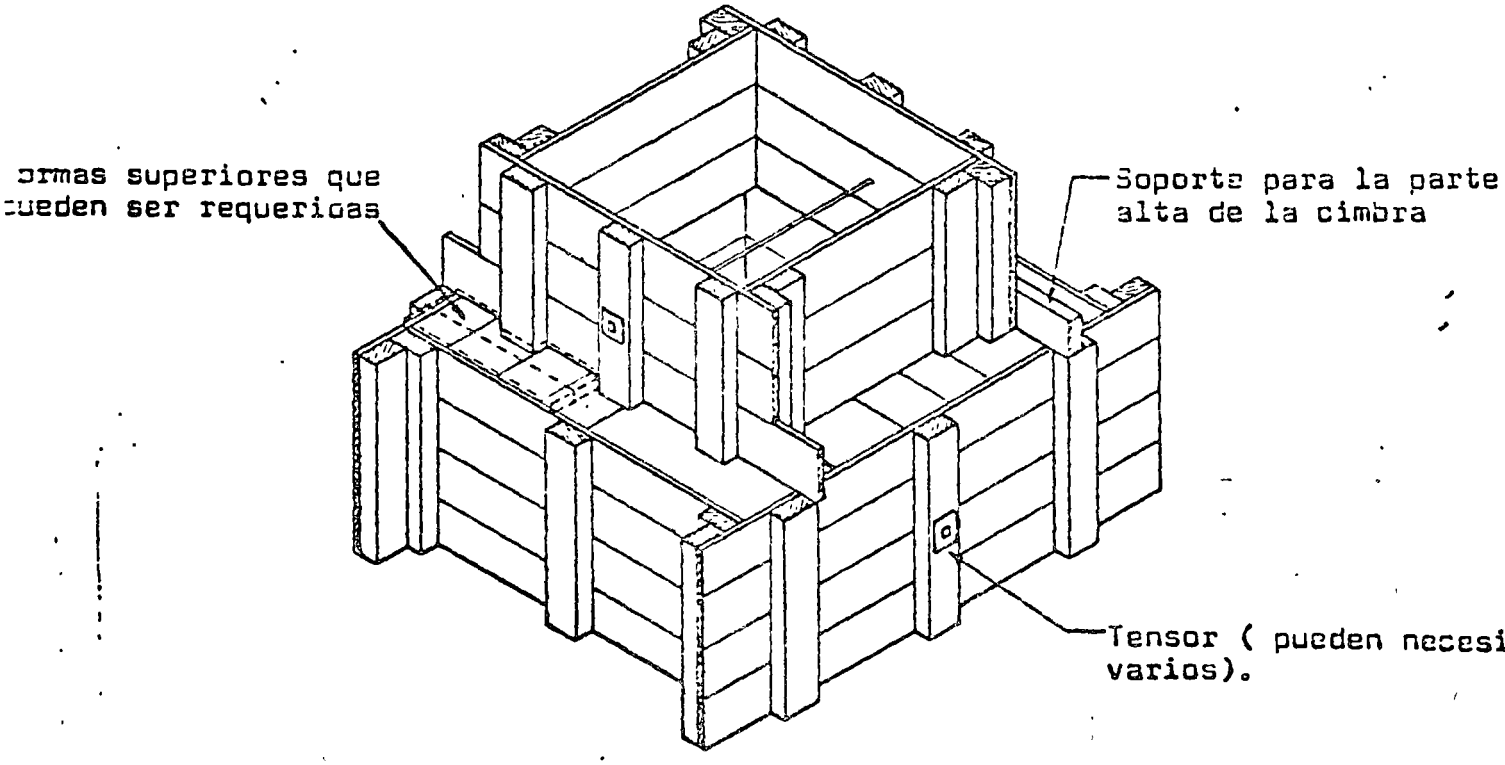
Cimbra típica para muro:Se muestran varias alternativas de materiales,el separador - con frecuencia parte del - - tensor.

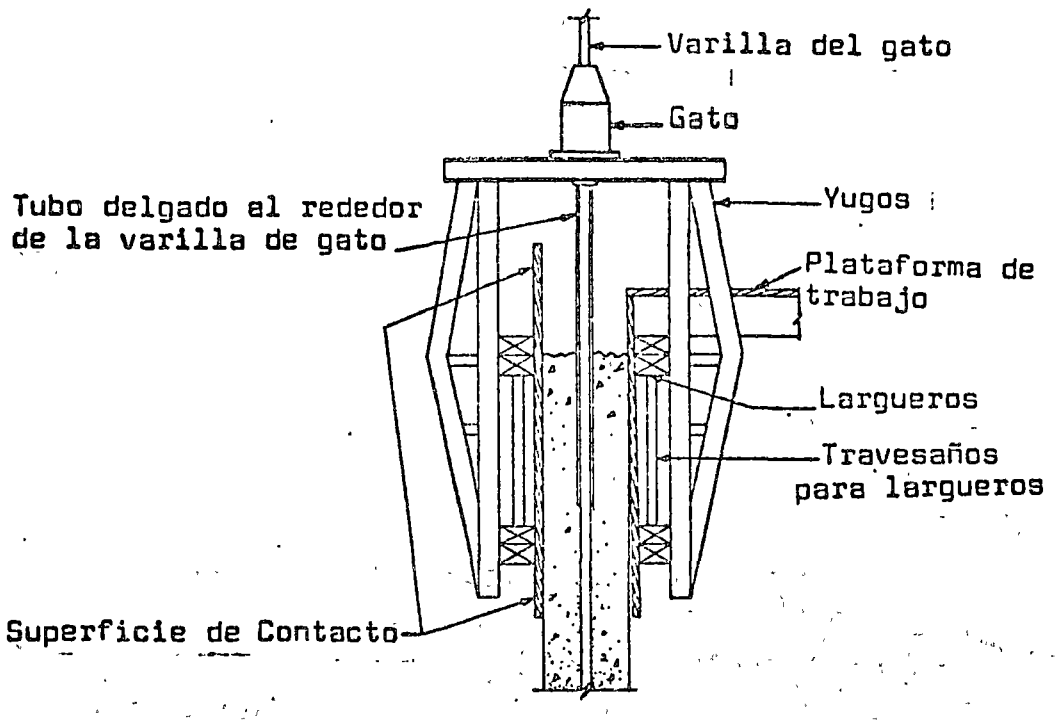




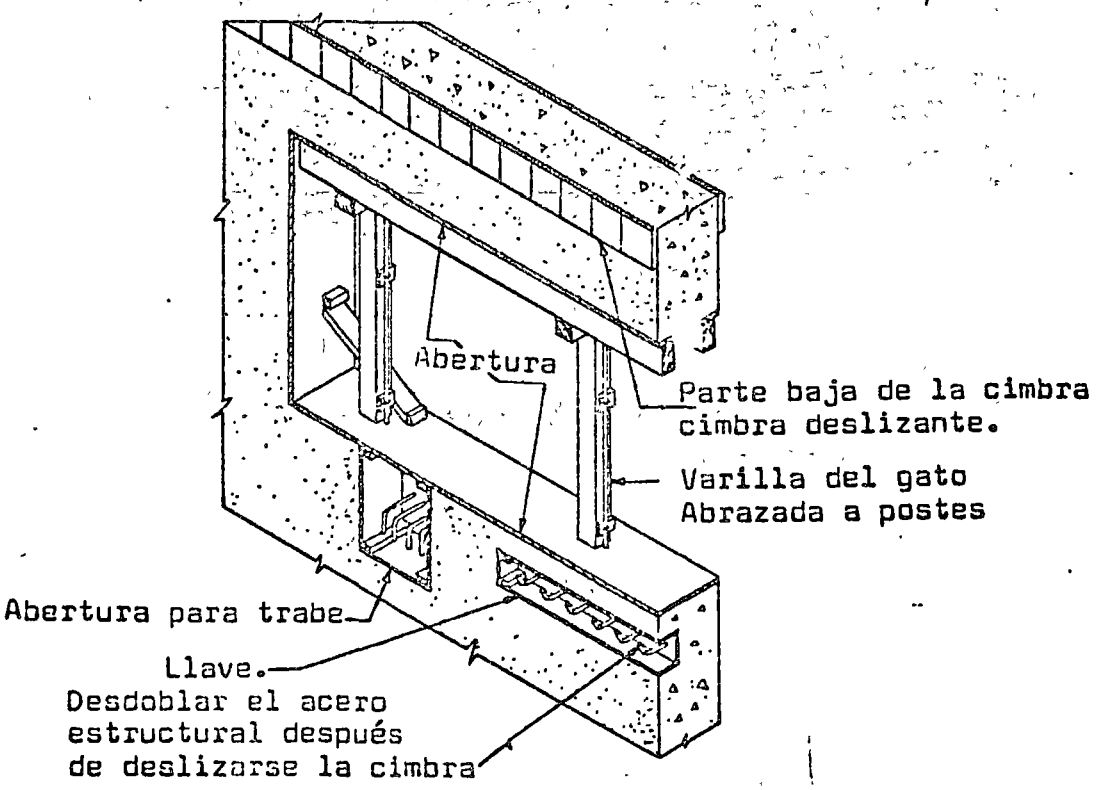
Varias alternativas para zapatas delgadas. Más -- gruesas pueden requerir tensores

Cimbra para zapata y dado

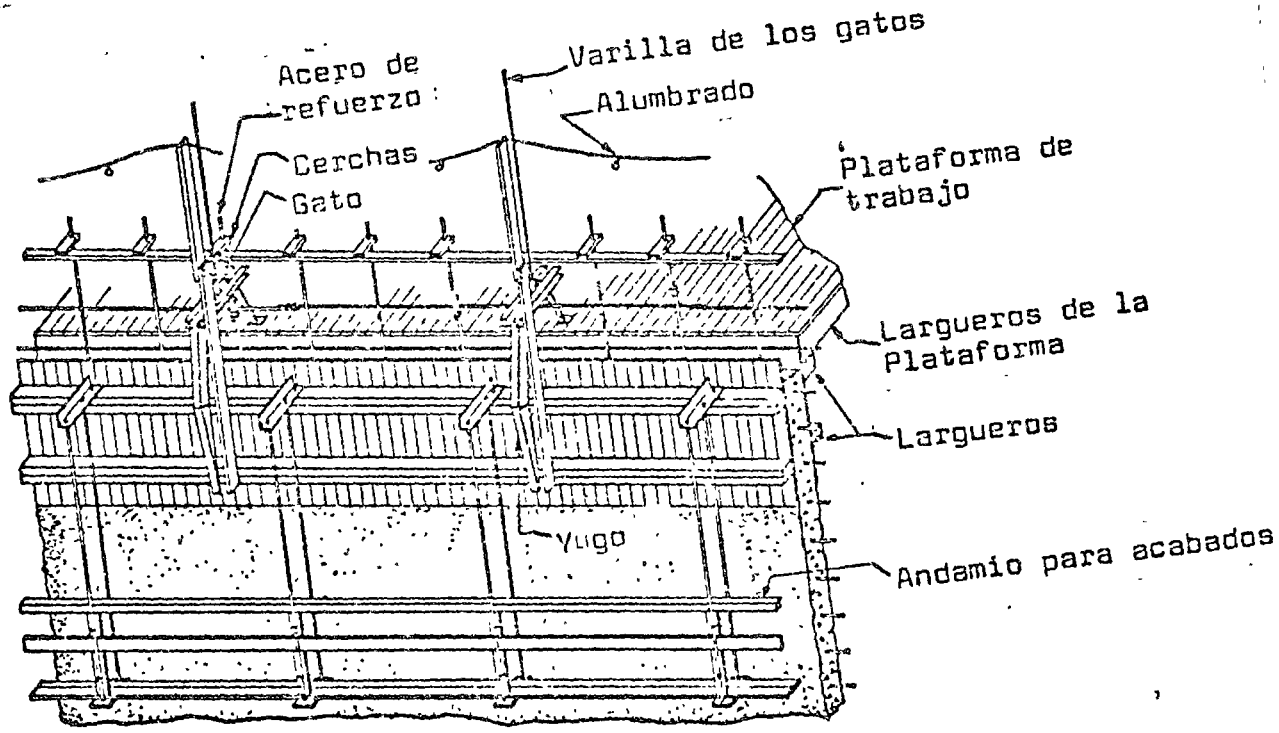




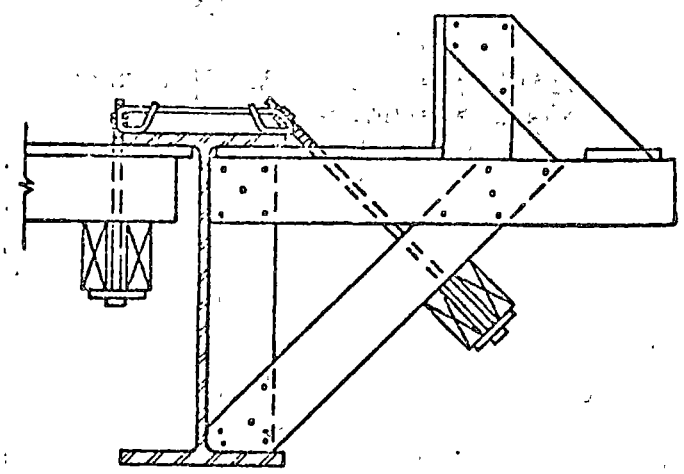
Sección Transversal de cimbra deslizante



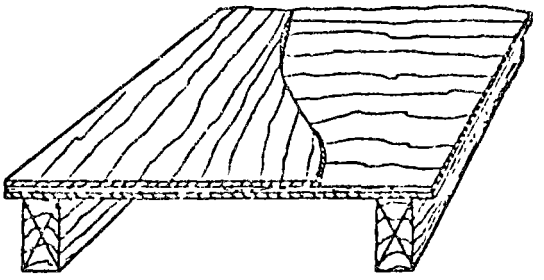
Cimbra para abertura en concreto colado con cimbra deslizante.



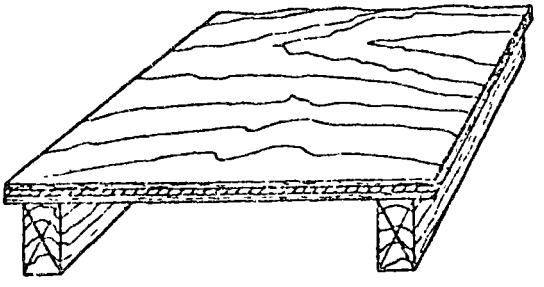
Cimbra deslizante típica



Marco colgado con tensor inclinado para volado en viga metálica.



Triplay usado en la dirección más resistente.



Triplay usado en la dirección menos resistente.

TABLA 4-3

Hoja de triplay pulido. Espesor neto. mm	No. de capas. No.	Espesor de las capas (nominal) Externas mm	Interiores mm	Central (para 5 y 7 capas) mm	1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro. Area de la sección transversal cm2	Momento de inercia cm4	Módulo de sección cm3	1 cm. de ancho con la veta visible perpendicular al claro. Area de la sección transversal cm2	Momento de inercia cm4	Módulo de sección. cm3	Peso Aproximado (kg) Hoja de 1.22 x 2.44	100 m2
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16,344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	2 2.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	2 2.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	2 3.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	2 4.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	2 2.12	3 3.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	2 4.00	3 3.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	2 3.20	3 4.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	2 4.80	3 4.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

TABLA 4-4

Espesor		Curva perpendicular a la veta	Curva paralela a la veta
pulg.	mm.		
1/4	6	38.10	60.96
3/8	10	91.44	137.16
1/2	13	182.88	243.84
5/8	16	243.84	304.80
3/4	19	304.80	365.76

CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-1

Espesor de losa (cm)	7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25.0	27.5	30.5
Concreto de 1600kg/m3	370	410	450	490	530	570	610	650	690	738
Concreto de 2000kg/m3	400	450	500	550	600	650	700	750	800	860
Concreto de 2400kg/m3	430	490	550	610	670	730	790	850	910	982

Carga viva de 250 kg/m2. Esta carga es válida para colados comunes. Si se usan carritos motorizados (vogues) para transporte de concreto deberá incrementarse a 500 kg/m2.

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE MUROS.

TABLA 5-2

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (kg/m2) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores, de 10,000 kg/m2, ó 2,400 x altura en metros, del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.

MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS.

TABLA 5-3

cm.por hr.	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4580	5125	5855	6880	8420
2.40	4635	5125	5750	6590	7760	9515
2.75	5125	5675	6380	7320	8635	10615
3.00	5610	6220	7000	8050	9515	11710
3.35	6100	6775	7630	8785	10395	12810
3.65	6590	7320	8260	9515	11270	13910
3.95	7075	7870	8890	10250	12150	14640
4.25	7565	8420	9515	10980	13030	
4.90	8540	9515	10770	12445	14640	
5.50	9515	10615	12025	13910		
6.10	10490	11710	13280	14640		
6.70	11470	12810	14540			
7.30	12445	13910	14640			
7.95	13420	14640				
8.55	14395					
9.15	14640					

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 kg/m2, ó 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma, la que sea menor.

MINIMA FUERZA LATERAL. PARA DISEÑO DE CONTRAVENTEO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-4

Espesor de la losa(cm)	Carga muerta kg/ m2	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (kg)				
		6.0(m)	12(m)	18(m)	24(m)	30(m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	255	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE CONTRAVIENTOS DE CIMBRAS DE MUROS, - APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE.

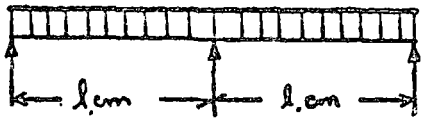
TABLA 5-5

Altura del muro (m)		Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada (kg/m)			
		73kg/m2	98kg/m2	122kg/m2	146kg/m2
(sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.6	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.8	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó mas	24.4 h.	36.6 h	48.8 h	61.0 h	73.2h

Bajo el terreno

FORMULAS DE VIGAS, APLICABLES EN CIMBRAS

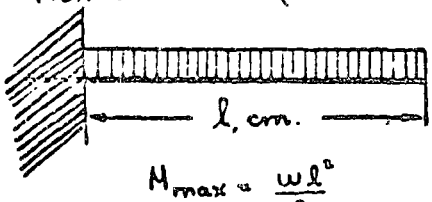
VIGA CONTINUA SOBRE 2 CLAROS IGUALES
CARGA UNIFORME



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^2}{185\,EI}$$

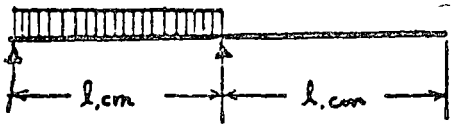
VIGA CANTILIVER (CARGA UNIFORME)



$$M_{max} = \frac{wl^2}{2}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{8EI}$$

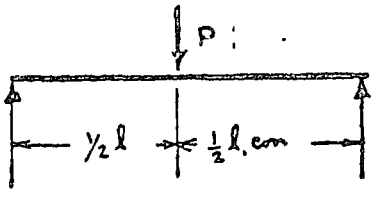
VIGA CON 2 APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTRE-MO, CON CARGA UNIFORME ENTRE APOYOS.



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384}\,\frac{wl^4}{EI}$$

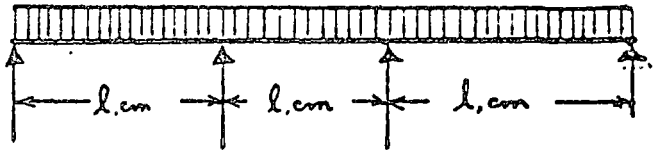
VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON CARGA CONCENTRADA AL CENTRO.



$$M_{max} = \frac{Pl}{4}$$

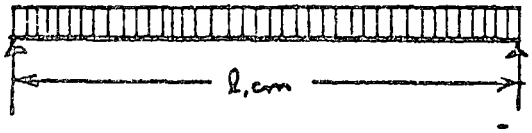
$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{48EI}$$

VIGA CONTINUA SOBRE 3 O MÁS CLAROS
CARGA UNIFORME



$$M_{max} = \frac{wl^2}{10}$$

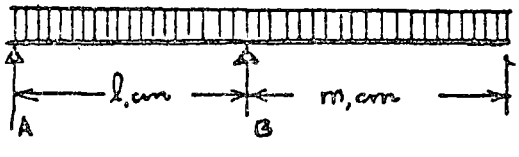
$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{145EI}$$



VIGA SIMPLEMENTE APOYADA (CARGA UNIFORME)

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5\,wl^4}{384\,EI}$$



VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS, PERO SOBRE-SALIENDO UNO CON CARGA UNIFORME.

$$M_{max_{AB}} = \frac{w}{8l^2}(l+m)^2(l-m)^2$$

$$V_{max_B} = \frac{w}{2l}(l^2+m^2)$$

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

ING. FERNANDO FAVELA L.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES

TEMA: FABRICACION, MANEJO Y COLOCACION DEL CONCRETO. - ELABORACION Y COLOCACION DEL REFUERZO. PROBLE - MAS PARTICULARES EN PUENTES CONTINUOS. CONTROL DE CALIDAD.

PROFESOR: ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA

I N D I C E

Página

1. CONCEPTO DE LA PLANEACION

LA PLANEACION

Visto como una función, el proceso de planeación incluye la identificación de los objetivos organizacionales y la selección de políticas, procedimientos y métodos diseñados para lograr estos objetivos. En términos de la habilidad que está implicada, la toma de decisiones, incluyendo la creatividad, juega un papel importante para determinar el éxito de la planeación.

Discutiremos la función de la planeación y el papel que el proceso de la toma de decisiones tiene en ésta función.

LA PLANEACION

La función de la planeación se compone de la selección y definición de las políticas, procedimientos y métodos necesarios para lograr los objetivos generales de la organización. Ya sea en el nivel en que se determinan las políticas, procedimientos o métodos, el proceso de la toma de decisiones es un componente esencial de la función de planeación. Por lo tanto, los factores de un diagnóstico efectivo, descubrimiento de alternativas y análisis de las situaciones de la toma de decisiones, se estudian en la última parte de esta presentación en forma programada.

Puesto que las políticas, procedimientos y métodos deben formularse para que estén de acuerdo con los objetivos de la organización, se sigue que el primer paso en la función administrativa de la planeación es la identificación de estos objetivos

A) POLITICAS

Aunque son necesarios los objetivos para dirigir los esfuerzos individuales y los de grupo, en la organización, las políticas sirven para indicar la estrategia general por medio de la cual se lograrán estos objetivos. Las políticas se han clasificado con base en el nivel organizacional que afectan, la manera como se forman en la administración y el área de trabajo a la cual se aplican.

1 Una empresa, puede tener el objetivo específico de lograr una penetración mayor en el mercado; atenerse a una competencia en los precios para lograr este objetivo, sería una _____ _____ empresarial.

política

2 Las políticas se han definido como declaraciones por medios o conocimientos que guían la toma de decisiones de los subordinados en los diversos departamentos de una empresa. ¿Es necesario que estas declaraciones se pongan por escrito a fin de que se consideren como políticas (sí/no).

decisiones

3 Sea que estén o no escritas, las políticas sirven como una guía amplia y general para la toma de _____ en una organización.

nivel

4 Las políticas pueden clasificarse de diferentes maneras. Una clasificación útil está basada en el nivel organizacional de los administradores afectados. De esta manera, políticas básicas, generales y departamentales identifican el _____ organizacional de la aplicación de la política.

superior

5 Las políticas básicas que son de finalidades muy generales y que afectan a toda la organización las usan principalmente los administradores de nivel (superior/medio/de primera línea) _____

básica

6 Una política de mercado para un producto por cada uno de los productos ofrecidos por un competidor e importancia es un ejemplo de una política _____.

medio

7 La política general, la cual es más específica, típicamente se aplica a grandes secciones de la organización pero ordinariamente no a toda ella. La usan generalmente los administradores de nivel _____ (superior/medio/de primera línea)

general

8 Una política acerca de que los agentes de compras deben trabajar con contratistas locales, donde sea posible, es un ejemplo de una política _____.

de primera línea

9 La política departamental es más específica por naturaleza y se aplica a las actividades diarias en el nivel departamental. La usan principalmente los administradores de nivel _____ _____ (superior/medio/de primera línea)

departamental

10 La política de que los empleados deben avisar si van a faltar por enfermedad es una política _____.

básicas generales departamentales

11 En resumen, existen tres tipos de políticas basados en el fin y en el nivel administrativo afectado. Estas son las políticas _____, _____, y _____ _____.

medios de primera línea superior

12 Las políticas generales se relacionan, primariamente, con las actividades de los administradores _____, y las políticas departamentales conciernen más a los administradores _____ y las políticas básicas afectan más directamente a los administradores de nivel _____.

manera

13 Otra clasificación de políticas se basa en la manera en que se forman en la organización. La política creada, la política solicitada y la política impuesta, son tres tipos de políticas basados en la _____ como se han formado.

están

14 La política creada es la iniciada por los administradores de una compañía con el fin de que les sirva de guía a ellos y a sus subordinados. Típicamente la relación entre la política creada y los objetivos organizacionales _____ (están/no están) íntimamente ligados.

creada

15 La decisión para promover la venta de contratos de servicio con venta de equipo, para asegurar que los clientes mantengan, de manera adecuada, el equipo, es un ejemplo de política _____.

solicitada

16 En comparación con una política creada, una política solicitada la formula el administrador de una compañía. La diferencia está en que ésta última se origina por la solicitud de un administrador a su superior, para resolver un caso excepcional; ésta es la base para que se le llame política _____.

si

17 Puesto que la política solicitada está basada en el manejo de casos individuales, el cual puede implicar circunstancias especiales, ¿existe algún peligro de que tal política sea incompleta, sin coordinación y quizás inconsistente? _____ (sí/no).

solicitada

18 Cuando no existe una política previamente especificada, un administrador pregunta a su jefe qué hacer con una cuenta por cobrar ya vencida. La decisión del superior constituye la formulación de una política _____.

creada

19 Cuando los administradores se ocupan contínuamente de la formulación de políticas solicitadas, es un indicio de que no se ha dado suficiente atención a la formulación del tipo de política que previamente discutimos, esto es la política _____.

impuesta

20 Las políticas impuestas son el resultado de una fuerza externa que presiona a la organización, tales como la acción gubernamental de la asociación comercial o del sindicato. En general, la importancia de la política _____ ha ido aumentando en los últimos años.

si (puesto que están sujetas a las mismas presiones gubernamentales, de la asociación comercial y del sindicato.

21 ¿Creé usted que las políticas impuestas en la General Motors, son similares a las de la Ford Motors Co.?_____(sí/no).

impuesta

22 Una política de depreciación de equipo formulada debido a las exigencias de un contrato con la Fuerza Aérea, es un ejemplo de política_____.

creada, solicitada impuesta

23 Con base en la manera como se forman, hemos discutido tres tipos de políticas: _____, _____, _____.

impuesta

24 El tipo de política que sería similar en diversas empresas de una misma rama es la política_____.

creada

25 La política específicamente formulada para establecer guías necesarias para lograr los objetivos de la organización antes de que se presente cualquier problema se llama política _____.

solicitada

26 El tipo de política cuya abundancia indica una flata de atención administrativa apropiada para dar por anticipado las guías necesarias para tomar decisiones se llama política_____.

trabajo

27 Finalmente, otra clasificación de políticas tiene como base el área de trabajo a la que se aplican. Aunque se podría discutir un gran número de categorías, abarcaremos: ventas, producción, finanzas y personal como las principales áreas de _____en la empresa.

es

28 Las políticas de ventas tienen que ver con decisiones tales como la selección del producto que va a fabricarse, su precio, su promoción de ventas y la selección de los canales de distribución puesto que éstas son áreas interdependientes de toma de decisiones, la coordinación de estos esfuerzos_____(es/no es) esencial.

ventas

29 La decisión para restringir la distribución de una cierta marca de cerveza a una área geográfica constituye una política de_____.

30 Las políticas de producción incluyen decisiones tales como la de fabricar o comprar un componente, la elección del sitio de producción, la compra del equipo de producción y los inventarios que deben mantenerse. Pueden formularse las políticas de producción sin tener en cuenta las políticas de ventas? ----- _____(sí/no).

no

31 La decisión para ubicar nuevas plantas a una cierta distancia de un mercado importante constituye una política de ------- _____.

producción

32 Las políticas financieras tienen que ver con la obtención de capital, métodos de depreciación y el uso de los fondos disponibles. Como tales, estas políticas (podrían/no podrían) ---- _____afectar directamente todas las otras áreas de formulación de políticas.

podrían

33 La decisión de alquilar en vez de comprar todo el espacio necesario para almacenes, es un ejemplo de política_____ _____.

financiera

34 Las políticas de personal tienen que ver con la selección del personal, desarrollo, compensación, desarrollo de una moral y con las relaciones sindicales. Es importante que estas políticas sean uniformes en toda la compañía?_____(sí/no)

sí

35 La decisión de que los solicitantes de empleo se inicien como aprendices, con base en las pruebas de habilidad, es un ejemplo de una política de_____.

personal

36 Los cuatro tipos de política básicos en el área de trabajo que se han discutido son:_____, _____, _____ y _____.

ventas
producción
finanzas
personal

37 Obviamente, cualquier política dada puede descibirse en términos de cualquiera de los tres sistemas principales de clasificación que se han discutido: El nivel_____, la _____como se formó la política, y el área de ------ _____afectada.

administrativo
manera
trabajo

38 El jefe de personal de una empresa ha informado a su superior que es incapaz de contratar cierto personal técnico en la comunidad local, y como resultado de esto el jefe de relaciones industriales decide que éste personal debe ser reclutado en una comunidad distante. Desde el punto de vista del nivel administrativo ésta es una política_____, desde el punto de vista de la manera como se formó es una política_____ _____y desde el punto de vista del área de trabajo es una política de_____.

general
solicitada
personal

básica
creada
ventas

39 Los administradores de nivel superior en una empresa deciden concentrar sus esfuerzos comerciales en el campo del equipo electrónico. Esto puede describirse como una política _____, _____ y de _____.

departamental
impuesta
producción

40 Debido a las exigencias el contrato sindical con la empresa, los supervisores deben usar solamente ciertos métodos de estudio de tiempos para determinar los estándars de producción. Esto puede describirse como una política _____, _____ y de _____.

B) PROCEDIMIENTOS Y METODOS

Una declaración de procedimiento es más específica que una declaración de política en que enumera la secuencia cronológica de pasos que deben tomarse para lograr un objetivo. Por otra parte, un método especifica cómo va a realizarse un paso del procedimiento.

procedimiento

41 Una descripción de cómo debe realizarse una serie de tareas, cuándo y por quién, normalmente se considera un _____ _____.

procedimiento

42 Las instrucciones específicas para atender órdenes de elaboración, que pueden incluír actividades en los departamentos de ventas, contabilidad y producción, son un ejemplo de un _____ especificado.

contratación

43 Haga referencia a la figura 3.1 para un ejemplo de un procedimiento. En este caso está implicado un proceso de _____ _____

Figura 3.1 ESQUEMA DE UN PROCEDIMIENTO TIPICO DE CONTRATACION.

1 Entrevista preliminar (discriminación de datos)

2 Solicitud

3 Verificación de referencias

4 Prueba de aptitud

5 Entrevista de trabajo

6 Aprobación del supervisor

7 Examen médico

8 Orientación

menos

44 Comparados con las políticas, los procedimientos permiten _____(más/menos) amplitud en la toma de decisiones administrativas.

método

45 En contraste con un procedimiento, una descripción de cómo debe realizarse un paso de un procedimiento se denomina _____.

si

46 ¿Es posible que un método implique a solo un departamento y a solo una persona en ese departamento? (sí/no)_____.

método
procedimiento

47 La técnica especificada para usarse en la realización de una prueba de aptitud es un_____, mientras que la secuencia de pasos en la función del empleo constituye un_____.

mejoramiento de métodos

48 El método se refiere a la manera de realizar tareas específicas. Históricamente el reemplazo de métodos manuales por medios mecánicos ha sido un ejemplo popular del_____.

procedimientos

49 Desde un punto de vista más amplio, el término simplificación del trabajo se aplica a los esfuerzos por realizar una tarea particular, o toda una serie de tareas, de manera que sea más eficiente y económica. Por lo tanto, la simplificación del trabajo puede aplicarse tanto a métodos como a_____.

simplificación del trabajo

50 En años recientes, el equipo electrónico se ha visto relacionado, de manera muy importante, con la_____.

b

51 ¿Cuál piensa usted que es más probable, (a) que un cambio en un método particular originará un cambio en el procedimiento total, o (b) en un cambio en el procedimiento total afectará la necesidad de un método?_____(a/b).

procedimientos

52 Puesto que un cambio en un procedimiento puede hacer que ciertos pasos, y de aquí que ciertos métodos, sean innecesarios en ese procedimiento, se sigue que la simplificación de trabajo deberá comenzar con un estudio de los (métodos/procedimiento) _____existentes.

53 A menos que la simplificación del trabajo sea en sí mismo un procedimiento planeado, es más fácil lograr un mejoramiento y simplificación en los _____ que en los _____ _____.

métodos
procedimientos

54 Por ejemplo, si comparamos con la simplificación del procedimiento de selección de personal, la cual tiene que ver con varios departamentos, un mejoramiento en el método de realizar una prueba de aptitud es (más fácil/más difícil).

más fácil

55 En resumen, en las secciones anteriores hemos descrito tres niveles de planeación que están relacionados con el logro de los objetivos organizacionales. Estos son la determinación de _____, _____ y _____.

políticas
procedimientos
métodos

56 Una descripción cronológica de los pasos que hay que dar para lograr un objetivo, es un _____, mientras que la especificación de cómo debe darse un paso particular, es _____.

procedimiento

método

57 Los mejoramientos y la simplificación, tanto en los procedimientos como en los métodos se denominan _____, _____ _____.

simplificación del trabajo

C) TOMA DE DECISIONES

La habilidad para tomar decisiones es la clave de una planeación exitosa en todos los niveles. Esto implica más que la selección de un plan de acción, porque al menos deben realizarse tres fases: Diagnóstico, descubrimiento de las alternativas y análisis, antes de que se haga una elección.

58 La secuencia de las actividades de la toma de decisiones es de una importancia considerable. El análisis exitoso depende del descubrimiento previo de _____, apropiadas mientras que esta fase, a su vez depende de un cuidadoso _____.

alternativas

diagnóstico

59 La función de la primera fase en la toma de decisiones, esto es el _____, es identificar y esclarecer un problema.

diagnóstico

60 Un diagnóstico cuidadoso depende de la definición de los objetivos organizacionales con los cuales se compara la situación presente. Esto está de acuerdo con nuestra observación previa de que los objetivos son el punto focal para la función de ------

planeación

objetivos

61 Después de identificar los _____ organizacionales, el diagnóstico implica la identificación de los principales obstáculos que impiden que se logren. Según esto, debe observarse que el describir un problema _____ (sí/no) necesariamente identifica los obstáculos.

no

62 Por ejemplo, el identificar un problema que implique la función del mercadeo está al nivel de la descripción, mientras que el localizar las fallas específicas en el sistema interno de comunicación de la empresa constituye una identificación de los _____.

obstáculos

63 Además de definir los _____ organizacionales e identificar los principales _____, la fase de diagnóstico de la toma de decisiones ordinariamente implica el señalar los factores en la situación que no pueden cambiarse. ¿Esta acción tiende a aumentar o disminuír el número de posibles soluciones al problema? _____ (aumentar/disminuír)

objetivos
obstáculos

disminuír

64 En la fase del diagnóstico de la toma de decisiones hay que tener cuidado para evitar "bloquear" las alternativas que de hecho son posibles. Por ejemplo, el ejecutivo de mercadeo que acepta el método actual para distribuír el producto, con un factor fijo, es _____ (probable/improbable) que considere un método alternativo obvio.

improbable

65 La primera fase del proceso de la toma de decisiones, que ya discutimos, es la del _____. Esta fase es seguida por el descubrimiento de cursos alternativos de acción.

diagnóstico

66 Es en esta segunda fase descubrir cursos _____ de acción donde el elemento de la creatividad es especialmente importante.

alternativos

67 ¿Existen diferencias individuales marcadas, entre las personas en lo relativo a pensamiento creativo? _____ (sí/no)

sí

68 Dada la importancia de las diferencias individuales en la creatividad existen diversas variables organizacionales que afectan la posibilidad de la creatividad. Un factor obvio pero a menudo olvidado es que la recompensa al comportamiento creativo (lo hace/no lo hace) _____ que surja.

lo hace

69 De esta manera, el administrador que hace a un lado las nuevas sugerencias considerándolas poco, no alienta el desarrollo de la _____ en sus subordinados.

creatividad

70 Otro factor íntimamente relacionado con la creatividad es el nivel de presión en el ambiente. Aunque cierta presión es estimulante, las investigaciones que se han realizado en este campo indican que la alta presión da como resultado un desorden en el comportamiento o a una manera rígida de actuar, ninguna de las cuales favorece la creatividad. De acuerdo con esto las personas que dentro de una organización trabajan a "alta presión son _____ (más/menos) creativas, aunque pueden ser productivas.

menos

71 Comparando las organizaciones de investigación exitosas con las organizaciones de producción que han alcanzado el éxito, uno podría esperar encontrar menos énfasis en los programas diarios en las _____ (primeras/últimas)

primeras

72 Finalmente el pensamiento creativo y las soluciones perspicases no puede surgir sin dedicar tiempo para adquirir y considerar el material de hechos. Esto sugiere el "tiempo para pensar", durente el cual no es obvio ningún progreso patente, _____ (es/no es) tiempo gastado productivamente.

es

73 De esta manera, al menos tres factores afectan el clima la creatividad. La creatividad mejora cuando tal comportamiento es _____, cuando el nivel de _____ es apropiado, y cuando está disponible el _____ adecuado para considerar el problema.

recompensado
presión(etc)
tiempo

74 Después del diagnóstico y del descubrimiento de alternativas, la parte final del proceso de la _____ _____ es la del análisis el cual consiste en comparar los posibles cursos de acción y en escoger una de las alternativas.

toma de decisiones

75 En el grado en que un administrador basa sus decisiones en corazonadas o sentimientos internos, el proceso de la elección se basa en la intuición. En un enfoque totalmente intuitivo, la tercera fase de la toma de decisiones, la del _____ podría virtualmente estar ausente.

análisis

76 El hecho de que la base para la elección de una alternativa no esté claro, ni aún para la misma persona que va a tomar la decisión, es una debilidad o desventaja confiar en la _____ _____ al tomar decisiones.

intuición

77 El enfoque típico para la fase de análisis de la toma de decisiones es el análisis de hechos. En este enfoque, las corazonadas asociadas con el enfoque _____ _____ deberán ser específicamente identificadas o rechazadas en el proceso de la toma de decisiones.

intuitivo

78 El identificar y posiblemente enumerar las ventajas y desventajas relacionadas con cada una de las alternativas es un ejemplo del método del _____ ____ _____.

análisis de hechos.

79 ¿Crée usted que sería útil cuantificar a menudo los diversos factores implicados en el análisis de hechos? _____ (sí/no)

sí

80 Un método que confía en la cuantificación de todos los factores y que se ha encontrado que es útil en la toma de decisiones es el de la investigación de operaciones. Algunas veces se hace referencia a éste usando las primeras letras de las dos palabras, esto es _____ _____.

I O

81 Una de las características de la investigación de operaciones para analizar las situaciones de toma de decisiones es la construcción de un modelo para la situación. De acuerdo con su interés en cuantificar todas las variables implicadas, el modelo usado en el enfoque de la I O es típicamente un modelo _____ (físico/matemático)

matemático

82 De esta manera, el enfoque de la investigación de operaciones pone énfasis de la importancia de identificar y cuantificar todas las variables implicadas en una situación de toma de decisión y construír un modelo _____ para representar la situación.

matemático

REPASO

83 Antes de comenzar una actividad efectiva de planeación a cualquier nivel, deben identificarse los _____ organizacionales.

objetivos (o-metas)

(Introducción a la Unidad, Cuadro 1)

84 La planeación se define como la selección y definición de _____, _____ y _____ para lograr los objetivos organizacionales.

políticas
procedimientos
métodos

(Introducción a la Unidad)

85 Las políticas, que sirven como guías generales para la toma de decisiones de los administradores, pueden clasificarse de diferentes maneras. Con base en el nivel organizacional de los administradores afectados, las políticas se describen como _____, _____ o _____

básicas
generales
departamentales

(Cuadros del 2 al 12)

86 Por ejemplo, el tipo de política que se aplica a grandes -- secciones de una organización, pero no a la totalidad de ella, - y que es de gran interés para los administradores medianos, es la política _____.

general

(Cuadros del 7 al 8)

87 Existen también tres tipos de políticas basadas en la manera como se forman en la organización. Estas son políticas --- _____, _____ e _____.

creadas
solicitadas
impuestas

(Cuadros del 13 al 23)

88 ¿Qué tipo de formulación de política indica que los administradores superiores no han anticipado con éxito las necesidades de política de la organización?. Política _____.

solicitada

(Cuadros 16 al 26)

89 La tercera clasificación de las políticas que discutimos se basa en el área de trabajo a la cual se aplican. Sobre esta base, existen políticas de _____, _____, _____ y _____.

ventas
producción
finanzas de
personal

(Cuadros 27 al 36)

90 La decisión de rentar más que comprar mercados de ventas al menudeo es un ejemplo de la formulación de la política de _____.

finanzas

(Cuadros del 32 al 33)

91 Cualquier política puede describirse desde el punto de vista de los tres sistemas de clasificación que hemos discutido. - La decisión de que todos los supervisores en la empresa deben ser responsables del desarrollo de sus subordinados puede clasificarse como política _____, _____ y _____.

departamental
creada
de personal

(Cuadros del 37 al 40)

92 Una descripción de cómo va a realizarse cada una de las -- series de tareas, cuándo se realizará y por quién debe ser realizada normalmente está incluída en una declaración de un ----- _____.

procedimiento

(Cuadros del 41 al 44)

93 Por contraste, la especificación detallada de cómo se realiza un paso de un procedimiento es el establecimiento de un ---- _____.

método

(Cuadros del 45 al 57)

94 La selección de un plan de acción representa la culminación del proceso de toma de decisiones. El proceso mismo está -- constituído por tres partes, al menos: _____, _____ y _____.

diagnóstico
descubrimiento de alternativas
análisis

(Cuadros del 58 al 78)

95 Es en el descubrimiento de alternativas en el que adquiere gran importancia la creatividad en la toma de decisiones. El - comportamiento creativo surge con más facilidad cuando es --- _____, cuando el nivel de _____ es apropiado y está disponible el _____ adecuado para considerar el problema.

recompensado
presión
tiempo

(Cuadros del 76 al 78)

96 El análisis de hechos, el cual se basa en la construcción de un modelo matemático y que se ha encontrado que es útil en la - toma de decisiones denomínase _____ ___ _____ _____.

investigación de operaciones (10)

(Cuadros del 79 al 82)

PREGUNTAS PARA DISCUSION.

1. Al contestar a una pregunta, el presidente de una compañía dice "Mi único objetivo es obtener utilidades".
Comente la respuesta.

2 ¿De qué manera la planeación efectiva en el nivel departamental en una organización depende de acontecimientos en los - niveles superiores de la organización?.

3 Las políticas se han clasificado de varias maneras. Por - qué no se utiliza un sistema de clasificación más simple?.

4 Considere la diferencia que existe entre el mejoramiento - en los métodos y la simplificación del trabajo. ¿Por qué debe - preferirse en la mayoría de los casos el segundo?.

5 ¿Qué papel juega la creatividad en la planeación?.

2. LA PLANEACION DE UNA OBRA

A. QUE ES LA CONSTRUCCION

Dentro de los campos en la profesión del Ingeniero Civil ocupa un lugar preponderante la construcción. En la realización de una obra, este campo sigue inmediatamente al diseño y precede a los de operación y mantenimiento de obras. Consiste la construcción en la realización de una obra combinando materiales, obra de mano y maquinária con objeto de producir dicha obra de tal manera que satisfaga una necesidad generalmente colectiva, y que cumpla con las condiciones planteadas por el diseñador, entre las que se cuenta con primordial importancia la seguridad.

Consiste la construcción en uno o varios procesos de producción en el o los que se combinan en alguna forma recursos (materiales, obra de mano y maquinaria) para lograr el producto terminado, se trata pues de un típico proceso industrial, que solo difiere del clásico en que las obras normalmente son diferentes y se requiere estudiar un proceso que será diferente para cada obra, en cambio en el proceso típico industrial este es repetitivo.

B. PROCESOS

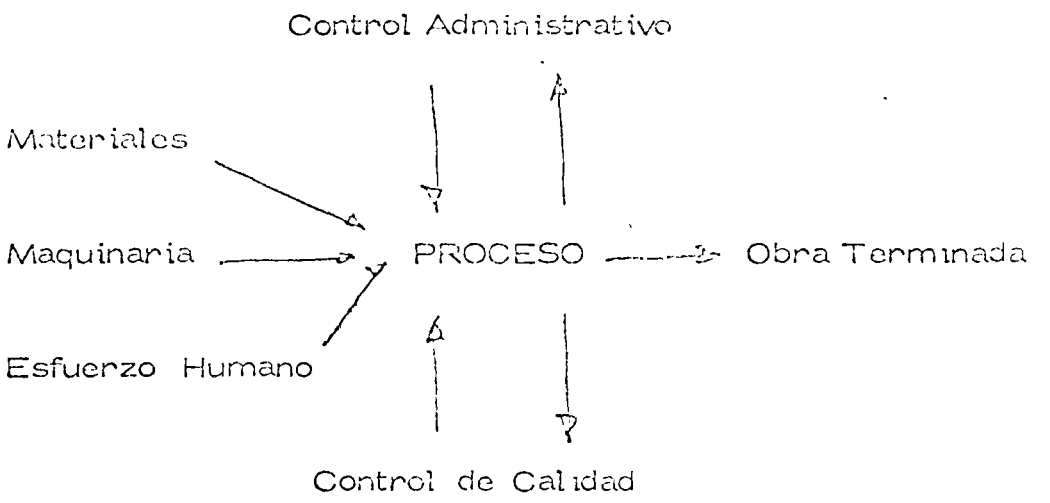
Podemos pues presentar la construcción como uno o varios procesos de transformación con una entrada, los recursos y una salida, la obra terminada.

Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, pero también podremos dividirlo en subprocesos, cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen por separado para definir los procedimientos de construcción que producirán la obra que deseamos.

C. CONTROLES

A lo largo de la ejecución deberemos revisar para que nuestro esfuerzo nos vaya llevando a la obra terminada tal y como lo concebimos. Es fácil comprender que no conviene esperar al fin de la obra para revisar si esta coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumplió, esto es, si las cantidades y calidades que calculamos usar de nuestros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla lo ejecutado no coincidirá con lo planeado. A la revisión de el uso de los recursos a lo largo de la ejecución se le llama Control Administrativo. A la revisión de la calidad de la obra en todas sus partes a fin de que realmente ésta sea la diseñada se le denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a lo largo del proceso y compararlas con los estándares tomados de la planeación; en realidad constituyen en si un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en estos procesos se encuentran desviaciones significativas con el estándar actúan sobre los procedimientos de construcción para corregir las desviaciones y acercar el producto al estándar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siguiente esquema.



D. PLANEACION DEL PROCESO

El Planear el Proceso, significa definir entre varias posibilidades una que sea conveniente para el que va a planear. Una vez definida una alternativa ésta involucra una serie de procedimientos de construcción que deberán llevarse a cabo para producir la obra terminada.

Por ejemplo definiremos tipo de cimbra, sus características geométricas, equipo de producción de concreto, equipo de transporte, método de colocación del concreto, método de vibrado del concreto, programa general, etc., si se trata del proceso para construir una estructura de concreto.

3. DECISIONES

A. TOMA DE DECISIONES

El ingeniero que se ocupa de la construcción tiene que planear anticipadamente los procedimientos a utilizarse en el proceso. Esto lo hace seleccionando varios tipos de máquinas u operaciones en ciertas combinaciones que él sabe le producirán la obra de acuerdo con el diseño. Se le presentan pues varias alternativas, una de las cuales escogerá para realizar las obras. Esto constituye la toma de una decisión. Una decisión es simplemente una selección entre dos o más cursos de acción. Podemos decir pues que la selección del procedimiento de construcción es un caso de la toma de decisiones.

La toma de decisiones puede realizarse intuitiva o analíticamente. Si se aplica la intuición normalmente se usa lo que ha sucedido en el pasado y aplicando este conocimiento se estima lo que puede suceder en el futuro, con cada una de las vías de acción, y en función de esta apreciación se toma la decisión. La decisión tomada analíticamente consiste en un estudio sistemático y evaluación cuantitativa de el pasado y el futuro, y en función de este estudio se selecciona la vía de acción más adecuada. Ambos métodos se usan comunmente en el problema de selección de equipo.

B. OBJETIVOS

Si queremos hacer la selección de un camino entre varios que se presentan, y que solucionará el problema tendremos en alguna forma que comparar las posibles soluciones. Se presenta el problema de como compararlas ¿En función de qué? ¿Cómo valuarlas? El ingeniero deberá pues determinar un objetivo u objetivos que le servirán para valuar dichas vías de acción o caminos alternativos.

La labor del ingeniero está orientada por la economía; es decir tiene como objetivo fundamental adecuar el costo con la satisfacción de una necesidad. Aún cuando no es raro que en su labor el ingeniero se enfrente a problemas con objetivos contradictorios en el caso de la selección de procedimientos de construcción sus decisiones están orientadas por el criterio económico.

La valuación de las alternativas será pues una valuación de tipo económico, habrá que determinar el costo de las entradas a lo-

largo del tiempo y el beneficio que proporcionará la salida, también a lo largo del tiempo, para cada alternativa. De la comparación de estos costos-beneficios saldrá una manera de comparar las alternativas en que se basará el ingeniero para tomar su decisión. El ingeniero deberá pues tener un conocimiento profundo de los costos, y deberá poder definir tanto los costos físicamente creados por el uso de su alternativa, como los derivados de usar la solución propuesta por él.

La selección dependerá pues del criterio económico. La evaluación de las alternativas podría tomar la forma de :

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Salida}}{\text{Entrada}} = \frac{\text{Ingreso}}{\text{Costo}}$$

También puede decirse pues que lo que busca el ingeniero es hacer máximas las utilidades.

C. PROCEDIMIENTOS PARA TOMAR DECISIONES

Definido el problema deberá hacerse un análisis del mismo, en esta fase se recaba toda la información que nos de un conocimiento profundo y completo del problema, con el objeto de poder definir y valuar el mismo, lo que traerá como consecuencia una selección más depurada de las distintas alternativas-solución que se formulará en la siguiente etapa de la toma de decisión. Esta definición y valuacion del problema se hará tomando en cuenta el objetivo.

En la siguiente fase se toman todas las alternativas posibles o cursos alternativos de acción. En este caso es muy importante para escoger las alternativas posibles la preparación técnica del ingeniero.

La tercera fase consiste en comparar estos posibles cursos de acción en función del objetivo y al final de esta fase podremos tomar ya una decisión que vaya guiada al objetivo propuesto.

Por último se considera una última fase de especificación e implementación, en la cual se hace una descripción completa de la solución elegida y su funcionamiento.

D. CERTEZA - RIESGO - INCERTIDUMBRE

Se dice que una decisión se toma bajo certeza cuando el ingeniero conoce y considera todas las alternativas posibles y conoce todos los estados futuros de la situación consecuencia de tomar dichas alternativas, y a cada alternativa corresponde un solo estado futuro.

Se dice que una decisión se toma bajo riesgo si a cada una de las alternativas corresponden diversos estados futuros, pero el ingeniero conoce la probabilidad de que se presente cada uno de ellos.

Se dice que la decisión se toma bajo incertidumbre si el ingeniero no conoce las características probabilistas de las variables.

E. PROCESO - SISTEMAS

Al analizar el proceso constructivo y planearlo nos encontramos que en realidad estamos encontrando el grupo de decisiones que permitirán el logro de nuestros objetivos.

Para estudiar este proceso será indispensable analizar todas las variables o las más importantes que intervienen en él, las relaciones entre ellas y como una variación en cada una de ellas influye en que el resultado final se acerque más o menos a nuestro objetivo. Esto en realidad equivale a considerar la totalidad de cursos alternativos de acción en función del objetivo.

Normalmente las variables tienen limitaciones. Podremos tener limitaciones en tiempo, en recursos, en sumas mensuales a gastar, etc.

Muchas veces los cursos alternativos de acción son muy grandes en número, y por esto es conveniente para compararlos con facilidad, encontrar como cada valor de la variable influye en la salida del proceso.

F. RESTRICCIONES

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o limitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseñador, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas.

Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarán el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitaría la aplicación de la técnica del ingeniero.

G. SELECCION DE VARIABLES

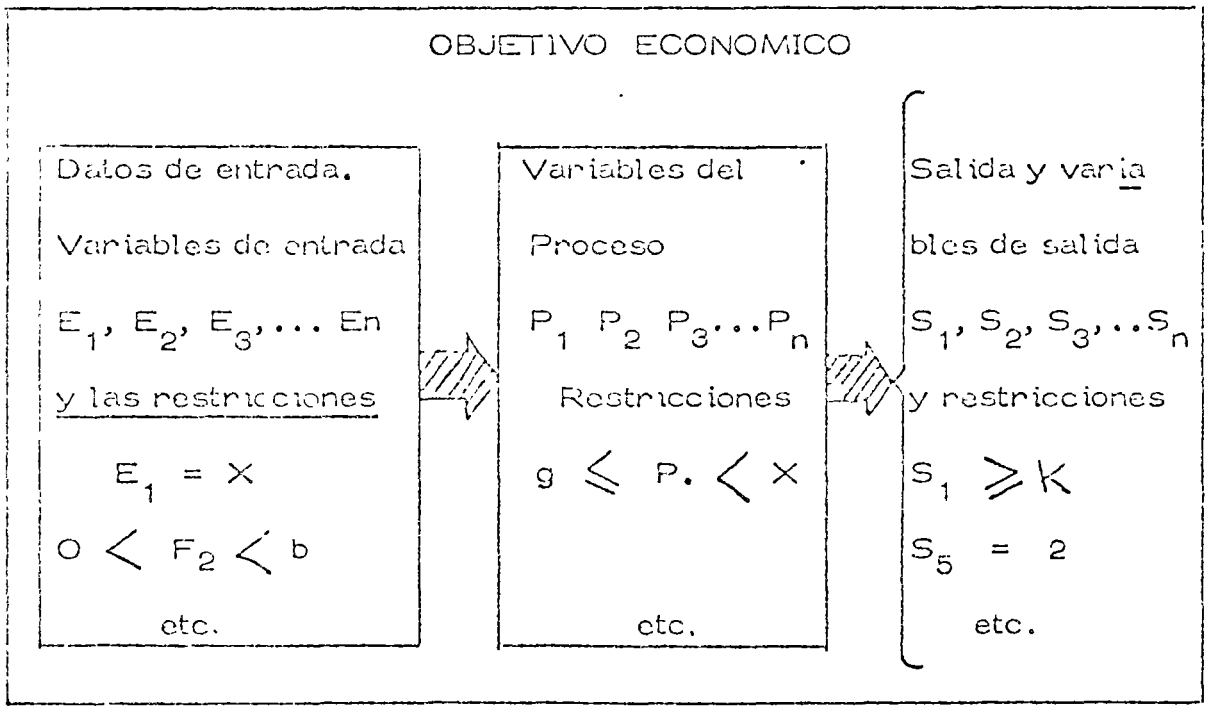
No es fácil encontrar todas las variables; por otro lado no todas influirán importantemente en el proceso, es pues conveniente definir las variables significativas, esto es las que modifiquen importantemente la salida valuada en función del objetivo. Las variables pueden ser :

a) Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo.

b) Las que no pueden ser controladas o manipuladas en el proceso, pero que influyen en la salida.

Podemos pues definir nuestro método de decisión usando la siguiente notación :

DADOS



ENCONTRAR

El conjunto de valores de las variables controlables que hagan óptimo el criterio económico y que satisfagan las limitaciones y restricciones.

H. DECISION MINIMIZANDO COSTO DIRECTO

Este es un método comunmente usado en la obra para definir el equipo adecuado y en general tomar la decisión de qué procedimiento debe usarse en una obra determinada. Tiene la ventaja de su simplicidad, pero considera como sistema la actividad específica a analizar y no considera la relación de las diferentes actividades o subsistemas de la obra entre si.

Es costumbre relacionar a posteriori las actividades similares para buscar una optimización posterior. Por ejemplo todas las actividades que se refieren a compactación.

I. DECISION CONSIDERANDO GASTOS INDIRECTOS

Puede considerarse el sistema obra completo, lo cual es complicado, pero más comunmente se consideran algunas variables significativas que tienen que ver con gastos generales y se controlan como tales. Por ejemplo considerar el Costo del Almacén, Costo del Financiamiento, etc.

J. FLUJO DE INFORMACION

Se adjunta flujo de actividades para evaluar una alternativa, este flujo es de carácter general y tendrá las modificaciones que el tipo especial de obra indique. La decisión del tipo de equipo puede hacerse repitiendo la evaluación alternativa por alternativa seleccionando la más conveniente desde el punto de vista económico. Es común este sistema.

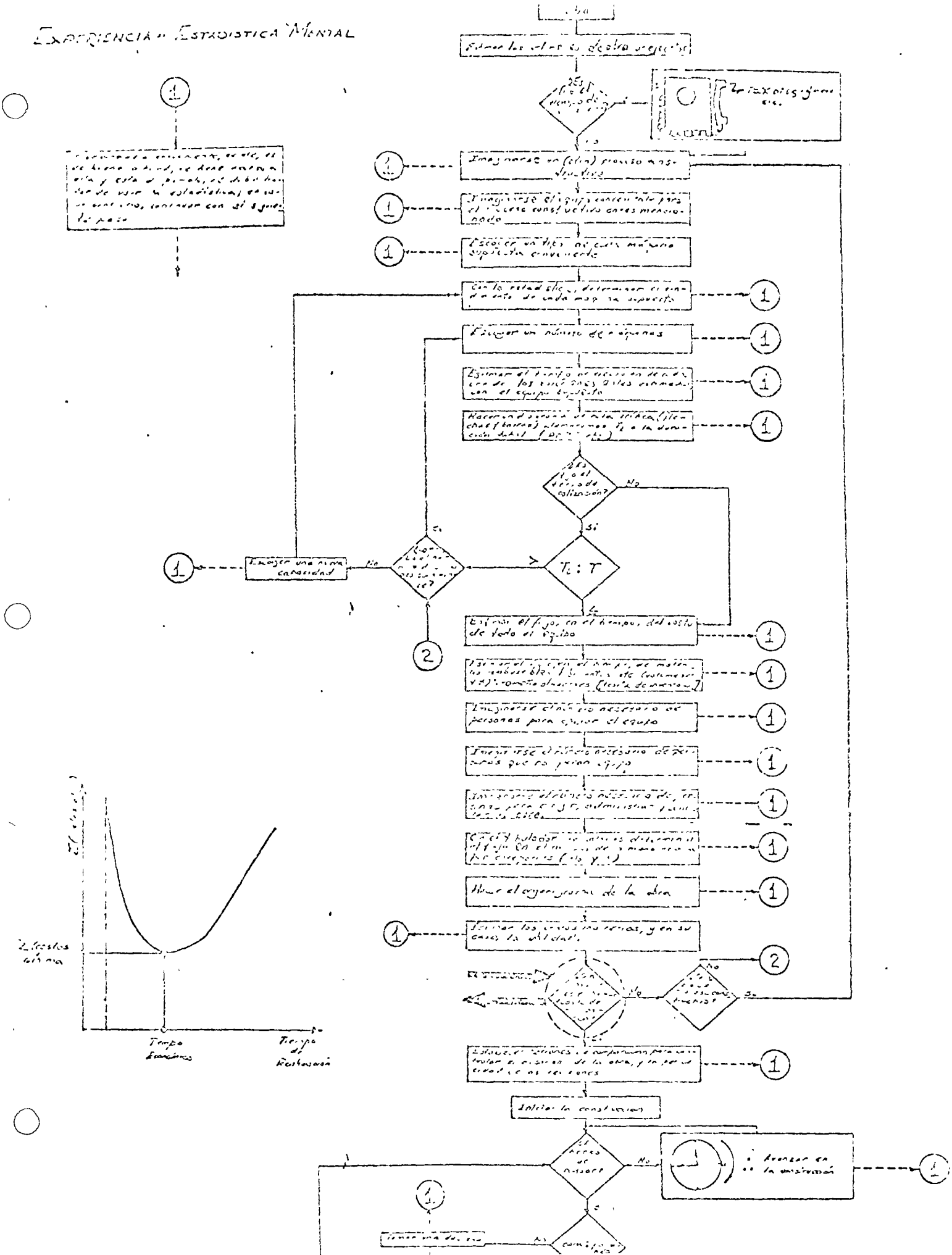
K. DECISIONES A NIVEL GERENCIA

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-empresa. En este sistema las obras son subsistemas.

Es común que una decisión a nivel gerencia modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor-gerente; pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución a nivel de obra, que ha sido convenientemente analizada y la decisión sea diferente y en apariencias menos convenientes.

Es difícil aplicar un método cuantitativo que tome en cuenta todas las variables significativas. Sin embargo se consideran algunas que son de especial relevancia, por ejemplo los aspectos financieros.

Experiencia n. Estadística Mental



4. PROCEDIMIENTO PRACTICO

A. PROGRAMA GENERAL

Por ser muy difícil planear de conjunto todo el proceso, es co -- mún que el ingeniero divida este proceso en subprocesos y opti-- mice estos subprocesos por separado. Posteriormente podrá -- analizar estos subprocesos integrados en el proceso total para-- una segunda etapa de optimización.

Es muy frecuente que esta división en subprocesos o "activida -- des" lo haga a través del programa general.

Esto le permite, al mismo tiempo que subdivide, tener un esque ma en el que todas las actividades están ligadas por su relación - de tiempos de ejecución, cosa muy conveniente para no perder - de vista el proceso total.

Para realizar el Programa General se presentan las siguientes - etapas que se enlistan a continuación :

a) Estudiar la Obra
b) Desglosar Actividades
c) Definir Procedimientos
d) Determinar Tiempos
e) Ordenar Actividades

Estudiar la obra y el desglose del proceso en subprocesos o acti vidades ya se habían comentado, y solo es conveniente decir que las actividades serán tanto más importantes cuanto menor sea el detalle del programa.

Al definir los procedimientos constructivos lo haremos en esta - primera etapa de una manera general, sin un estudio muy profun do.

En seguida determinamos tiempos de duración de las actividades y ordenamos las mismas de acuerdo con su posición temporal, -- es decir colocándolas de tal manera que queden ordenadas res -- pecto al tiempo de su realización.

Esto puede hacerse fácilmente mediante redes de actividades.

El orden puede modificarse, y hacer nuestra red de actividades - previa a la fijación de tiempo.

Una vez revisado el tiempo total de realización del proyecto y -- después de varios intentos quedará fijo el programa general tentativo.

B. EJEMPLO DE PROGRAMACION DE CONCRETOS

Es usual para la planeación de concretos separar éstos del programa general y planearlos de conjunto.

Por esto es usual seguir las siguientes fases :

a) Marcar Actividades
b) Plantear Programas
c) Programas Zonales
d) Programas Totales
e) Retroalimentación
f) Estudio Económico
g) Definir Procedimientos

Se marcan primero aquellas actividades del programa general -- que tengan que ver con los concretos especificamente (fig. # 2).

En seguida y con los datos del programa total se colocan en un -- programa generalmente de barras, teniendo cuidado de marcar - holguras (fig. # 3).

Estos programas se hacen en las diferentes zonas geográficas de la obra, definiendo volúmenes totales a ejecutar por zona, y pasando estos programas de volúmenes por ejecutar a gráficas --- (fig. # 4).

En seguida se agrupan si se ve conveniente estos programas zonales en un programa total.

Despues se procura una retroalimentación de estos datos al programa parcial y al general de manera que se modifique el programa de producción a fin de uniformizarlo buscando ahorros en insumos.

Esta uniformización se busca primero usando las holguras. En la fig. # 5 se ve el resultado de una uniformización utilizando es_

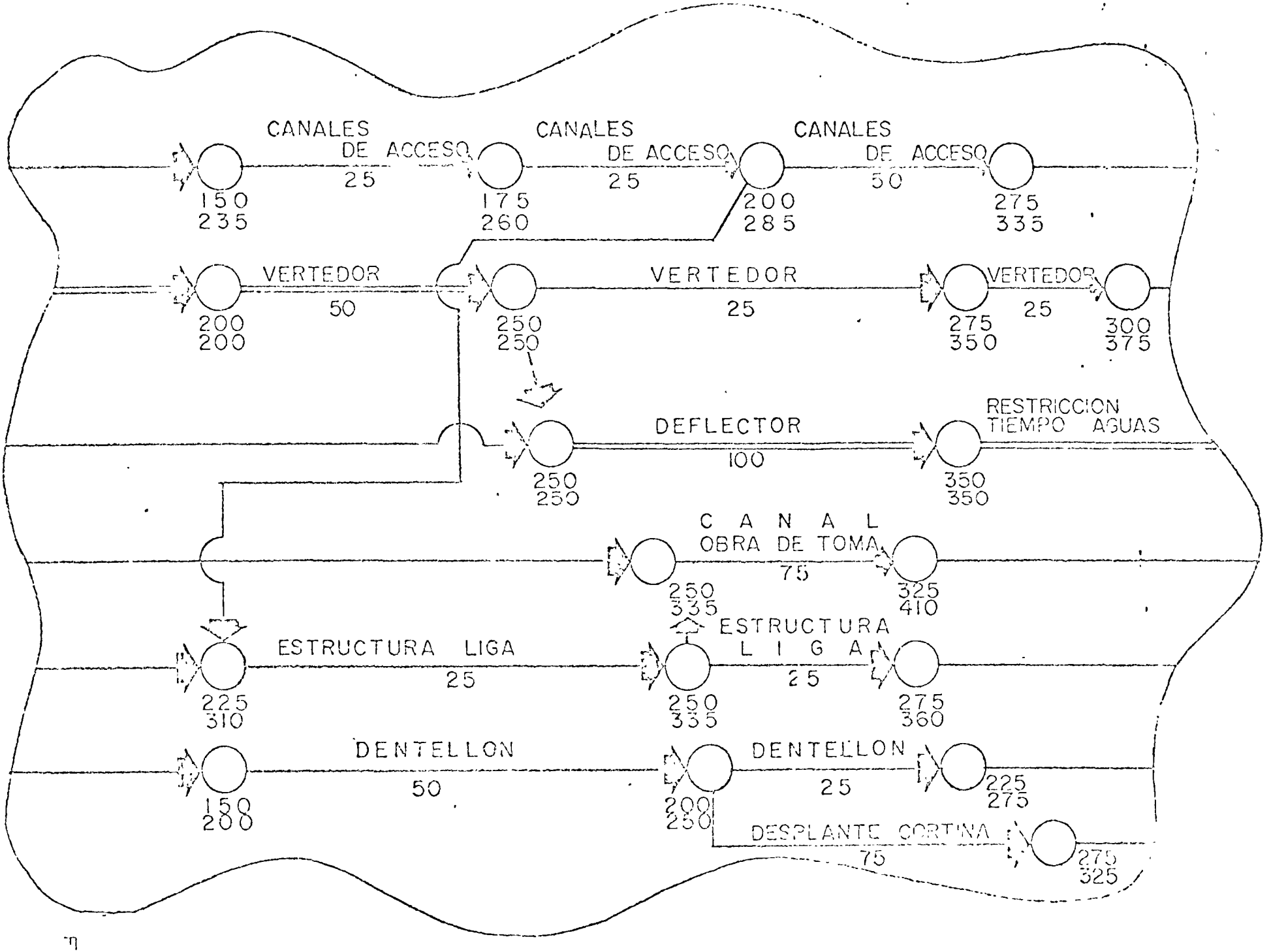
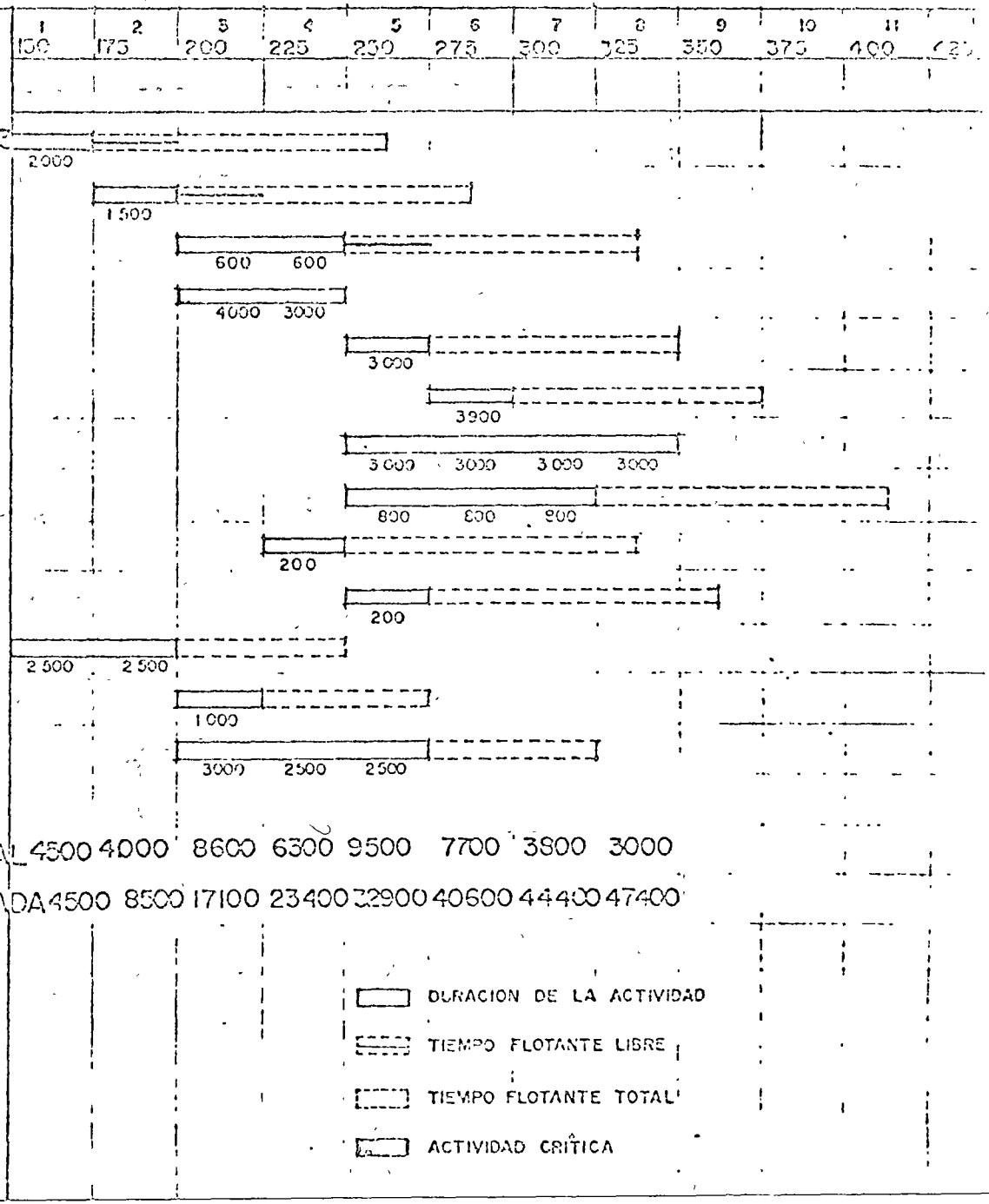

CANALES DE ACCESO
25
150
235
CANALES DE ACCESO
25
175
260
CANALES DE ACCESO
50
200
285
275
335
VERTEDOR
50
200
200
VERTEDOR
25
250
250
VERTEDOR
25
275
350
300
375
DEFLECTOR
100
250
250
RESTRICCION TIEMPO AGUAS
350
350
CANAL OBRA DE TOMA
75
250
335
325
410
ESTRUCTURA LIGA
25
225
310
ESTRUCTURA LIGA
25
250
335
275
360
DENTELLON
50
150
200
DENTELLON
25
200
250
225
275
DESPLANTE CORTINA
75
275
325

Fig. 19

ROGRAMA DE COLADOS CONCRETO

Fig. # 3

CONCEPTO		
CANALES DE ACCESO	2 000	m³
CANALES DE ACCESO	1 500	
CANALES DE ACCESO	1 200	
VERTEDOR	7000	
VERTEDOR	3 000	
VERTEDOR	3 900	
DEFLECTOR	12000	
CANAL OBRA TOMA	2 400	
ESTRUCTURA LIGA	200	
ESTRUCTURA LIGA	200	
DENTELLON	5 000	
DENTELLON	1 000	
DESPLANTE CORTINA	8000	



SUMA	PARCIAL	4500	4000	8600	6300	9500	7700	3800	3000
SUMA	ACUMULADA	4500	8500	17100	23400	32900	40600	44400	47400

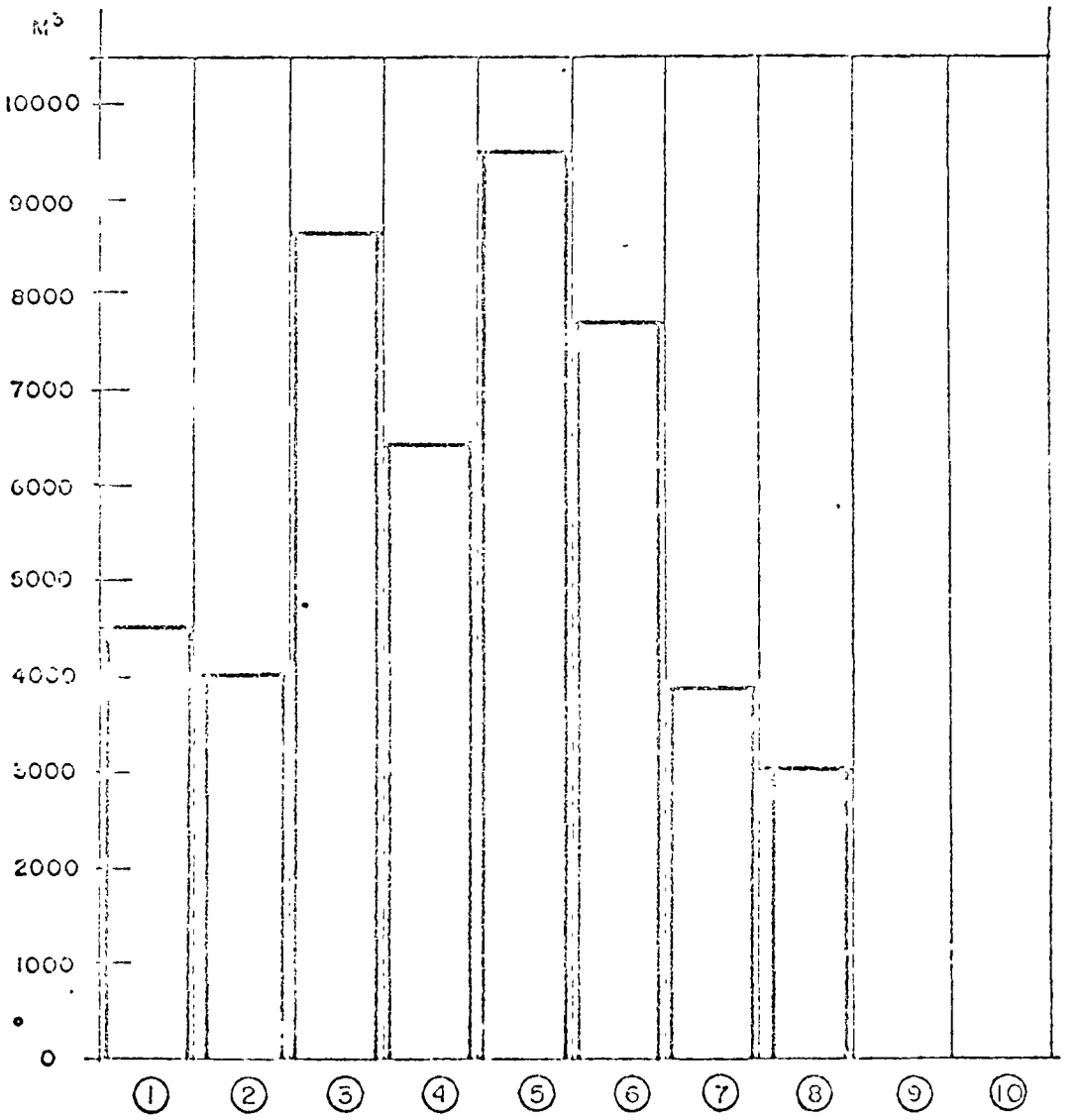

M³
10000
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Fig. # 4

(3)

PROGRAMA DE COLADOS (CONCRETO)

Fig. # 5

CONCEPTO		150 1	175 2	200 3	225 4	250 5	275 6	300 7	325 8	350 9	375 10	400 11
CANALES DE ACCESO	2000 m³		2000									
CANALES DE ACCESO	1500			750	750							
CANALES DE ACCESO	1200					600	600					
VERTEDOR	7000			4000	3000							
VERTEDOR	3000								3000			
VERTEDOR	3 900									3 900		
DEFLECTOR	12000					3000	3000	3000	3000			
CANAL OBRA TOMA	2 400						800	800	400	400		
ESTRUCTURA LIGA	200					200						
ESTRUCTURA LIGA	200						100	100				
DENTELLON	5 000	2500	2500									
DENTELLON	1 000				1000							
DESPLANTE CORTINA	8000					3000	2500	2500				
SUMA PARCIAL		2500	4500	4750	4750	6800	7000	6400	6400	4300		
SUMA ACUMULADA		2500	7000	11 750	16500	23300	30300	36700	43100	47 400		

te procedimiento. La fig. # 6 muestra la gráfica de producción de concretos correspondiente al programa modificado. Se ve que el máximo de producción se ha disminuido con respecto al de la gráfica 4, a que se hizo referencia previa.

Si es necesario para uniformizar la producción se puede revisar el programa general haciendo las correcciones necesarias.

En seguida con las producciones de la zona uniforme hasta donde sea posible se pasa a realizar un estudio económico donde se define comparando las diferentes alternativas para realizar el trabajo desde el punto de vista económico.

De las alternativas elegidas se derivan los procedimientos de construcción detallados que se pasan a especificar y luego a implementar.

C. IMPLEMENTACION

Al implementar la planeación hay que estar concientes de dos factores muy importantes.

El primero es que es indispensable planear también los mecanismos de control que permitan revisar continuamente si lo ejecutado es igual o sensiblemente igual a lo planeado.

Como consecuencia de variaciones detectadas por el control, se tiene que modificar la planeación, y de aquí resulta el siguiente factor que consiste en que la planeación es una actividad contínua a lo largo de la obra.

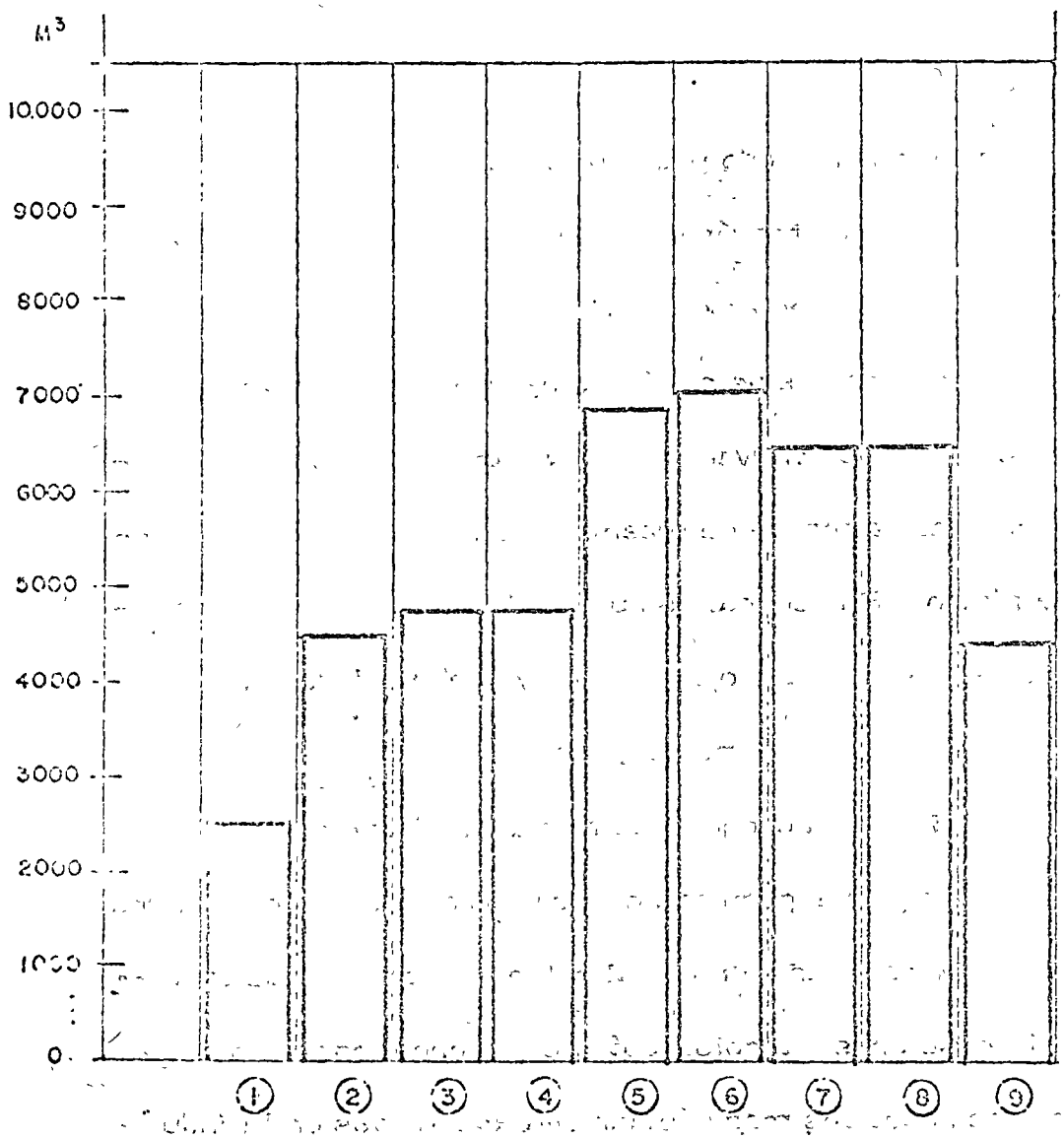

M³
10.000
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9

Fig. # 6

5. COLOCACION DEL CONCRETO POR METODOS DE BOMBEO

INTRODUCCION

El concreto bombeado puede definirse como un concreto -- conducido por presión a través de un tubo rígido o de una manguera flexible y vaciado directamente en el área de trabajo. La presión se aplica con bombas de pistón, aire comprimido o presión — comprimida. En 1933, en Milwaukee, Wisconsin, se introdujo el- concreto bombeado a través de tuberías metálicas por medio de -- bombas de pistón. En general, su uso ha tenido buen éxito, especialmente en el revestimiento de túneles y para vaciados en áreas inaccesibles a las grúas, camiones, etc.

Desde 1950 se ha progresado mucho en el campo del bombeo, incluyendo nuevas y más perfeccionadas bombas, así como la introducción de las mangueras de metal flexible o material plástico. -- Con estas innovaciones, la colocación del concreto por bombeo ha sido una de las prácticas más rápidamente extendidas en la industria de la construcción.

El sistema de bombeo puede ser utilizado en la mayor parte de las construcciones de concreto, pero es útil especialmente en - las áreas donde el espacio para el equipo de construcción es muy - reducido. Así pues, elevadores y grúas pueden despachar los - -

otros materiales de construcción al mismo tiempo que el vaciado del concreto. Otros elementos de trabajo pueden operar, igualmente, sin ser estorbados por el movimiento del concreto.

Para obtener un bombeo satisfactorio se requiere una dotación constante de concreto bombeable, el cual, como las mezclas convencionales, requiere un buen control de calidad; esto es: agregados uniformes debidamente graduados y materiales en cantidades consistentes bien mezclados. De acuerdo con el equipo que se use, la capacidad de entrega de concreto variará de 8 a 70 m^3 por hora. El alcance efectivo variará de 91 a 305 metros horizontalmente, o de 30 a 91 m verticalmente. Se han registrado casos en los que se ha logrado bombear el concreto horizontalmente a más de 610 m. Se ha efectuado cuando menos un trabajo con bombeo vertical hacia arriba de 512 m.

EQUIPOS DE BOMBEO

1. Bombas de pistón

Existen muchos fabricantes de bombas de pistón. Todas estas bombas se componen de una tolva de recepción para el concreto mezclado, una válvula de entrada, otra de salida, un pistón y un cilindro. La válvula de salida está situada en la línea de descarga. Cuando el pistón inicia su retro-arranque, la válvula de entrada se abre y la válvula de salida se cierra. En tal punto el pistón empuja al concreto del cilindro hasta la manguera o tubería, y al final

de la línea se descarga sobre el área de colocación una cantidad correspondiente de concreto.

Hoy en día, la mayor parte de las bombas constan de dos pistones: uno que retro-acciona cuando el otro se impulsa hacia adelante, para darle un flujo más uniforme al concreto. En algunos modelos, los pistones pueden funcionar independientemente. Las válvulas de entrada y salida varían de acuerdo con el fabricante; existen los siguientes tipos de válvulas: de "guillotina", de obturador, de émbolo y de válvula de tapón.

Los pistones son accionados mecánicamente por medio de una biela o cadena, o hidráulicamente con aceite o agua. La energía básica proviene de motores de gasolina, diesel o eléctricos. Las tolvas de recepción varían en tamaño, de 0.1 a 1.5 m^3, y generalmente están equipadas con aspas remezcladoras para mantener la consistencia y la uniformidad. La toma de fuerza y el equipo de bombeo pueden ser proporcionados por un solo camión, o bien por separado, en un camión y su remolque montado sobre un chasis especial.

2. Bombas neumáticas

Estos sistemas constan básicamente de un tanque de presión y un abastecimiento de aire comprimido. El concreto es enviado al tanque de presión, y luego éste se sella herméticamente; el aire comprimido se inyecta por la parte superior del tanque e impulsa al concreto a través de un tubo conectado en el fondo. Al

final del ducto se halla una caja mezcladora, que sirve para expulsar el aire y evitar la segregación.

Cuando el tanque de presión se vacía, el aire es expulsado; el tanque se llena otra vez de concreto, y la operación se repite. - En obras mayores, se emplean varios tanques de presión a fin de- proporcionar una dotación más uniforme de concreto. El aire es- suministrado por medio de compresores cuya capacidad mínima - es de 3.5 m^3 por minuto. Con mucha frecuencia se emplea un tanque receptor de aire para estabilizar el suministro de aire comprimido y asegurar así la fluidez constante del concreto.

Cierto tipo de máquinas introducen el concreto directamente en la línea conductora de aire con una secuencia determinada -- con objeto de mantener un flujo de concreto más o menos uniforme. La segregación, el desplazamiento de refuerzos y las averías en - las cimbras en el momento de descarga, requieren la atención inmediata a base del transporte neumático y el equipo de colocación.

3. Bombas de retacado

Esta clase de equipo se compone de una tolva de recepción con tres aspas re-mezcladoras. Se conecta una manguera flexible en el fondo de la tolva receptora, de forma que llegue hasta el fondo de un tambor metálico que se mantiene al alto vacío. La -- manguera corre alrededor de la periferia interior del tambor, y - sale hasta la parte superior. Rodillos accionados hidráulicamente giran sobre la manguera flexible dentro del tambor y exprimen al-

concreto fuera para enviarlo a la parte superior. El vacío mantiene en el tubo un abastecimiento uniforme del concreto, procedente de la tolva.

PROPORCIONAMIENTO DEL CONCRETO BOMBEABLE

Aun cuando los ingredientes son los mismos, tanto en el caso de mezclas bombeadas como en el de las que se han colocado a base de otros métodos, es esencial poner más atención en el control de calidad para el proporcionamiento y el uso de una mezcla bombeable segura.

La seguridad no sólo depende del equipo y los operadores, sino que también está definitivamente asociada de principio a fin al control de todos los ingredientes de la mezcla, las operaciones de mezclado y colado, y al conocimiento y la experiencia de todo el personal.

Las mezclas de concreto para bombear deben ser plásticas.

Las mezclas ásperas no se bombean bien. Se debe prestar especial atención al mortero (cemento, arena y agua) y a las cantidades y tamaños de los agregados gruesos. Las especificaciones para aprovisionamiento del concreto colocado por bombeo aparecen en varios documentos ya publicados.

El compresor llena de aire comprimido el tanque, que empuja el concreto en la bomba a través de la tubería.

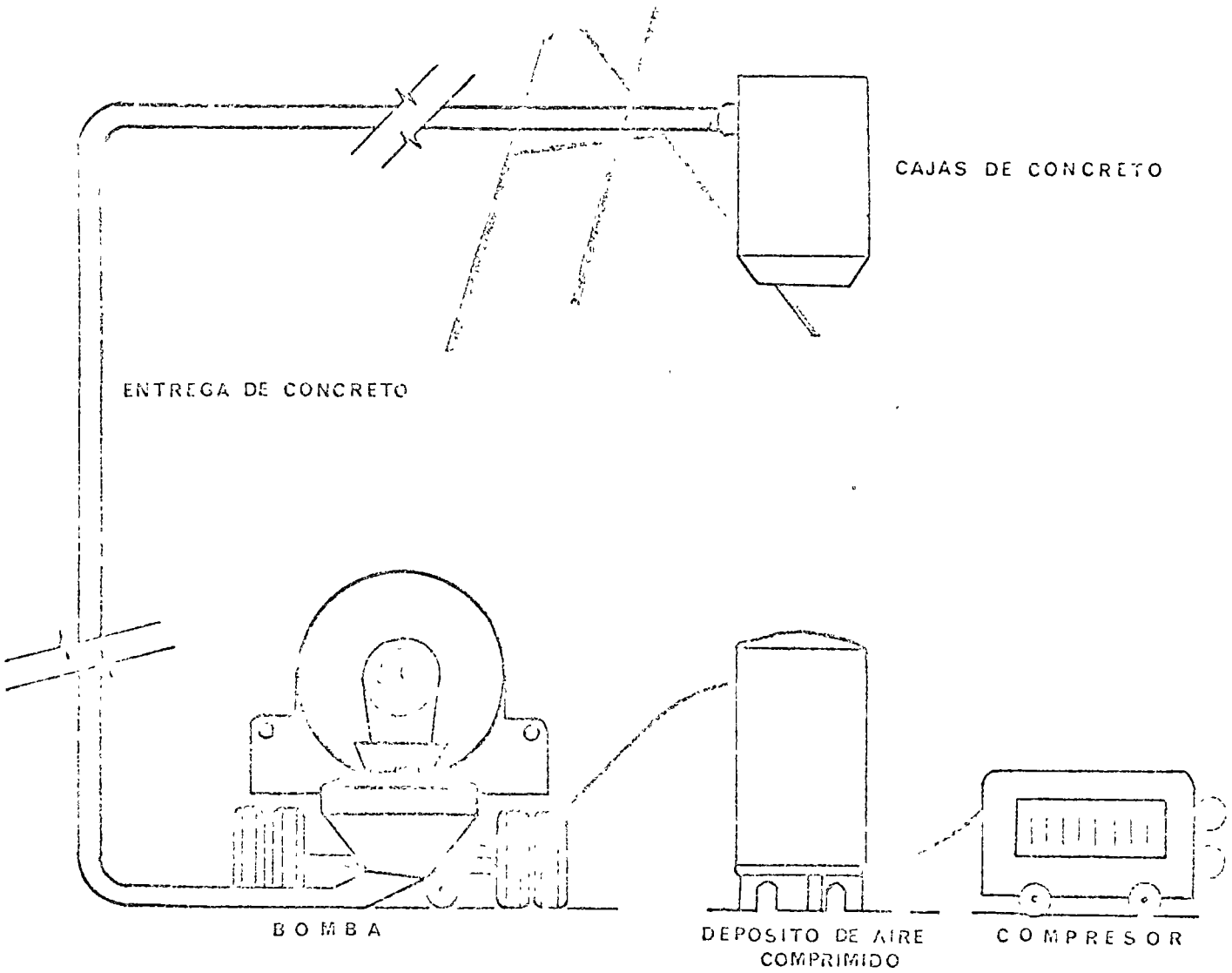
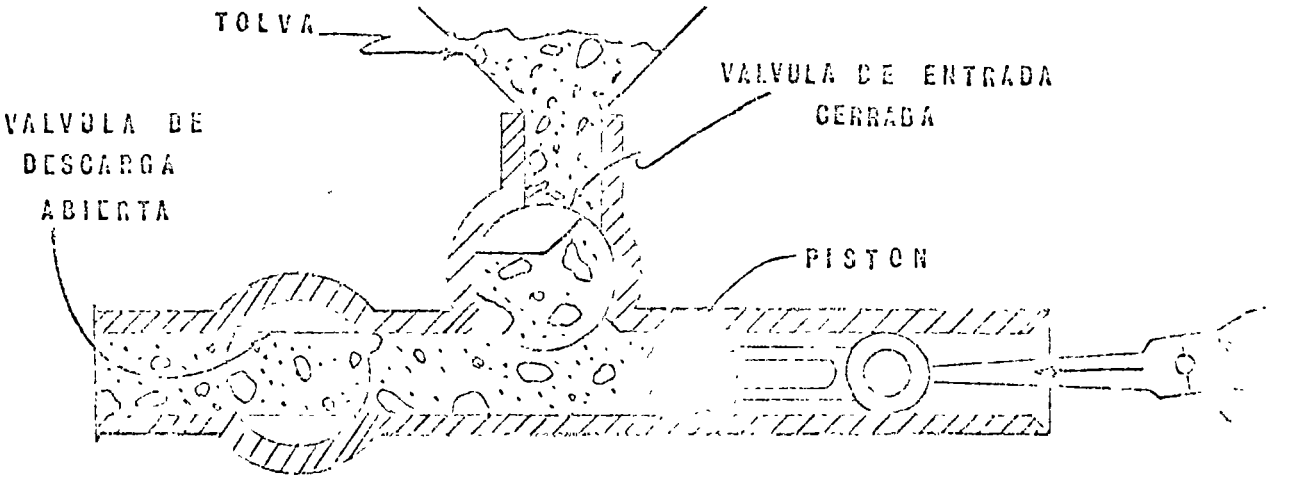
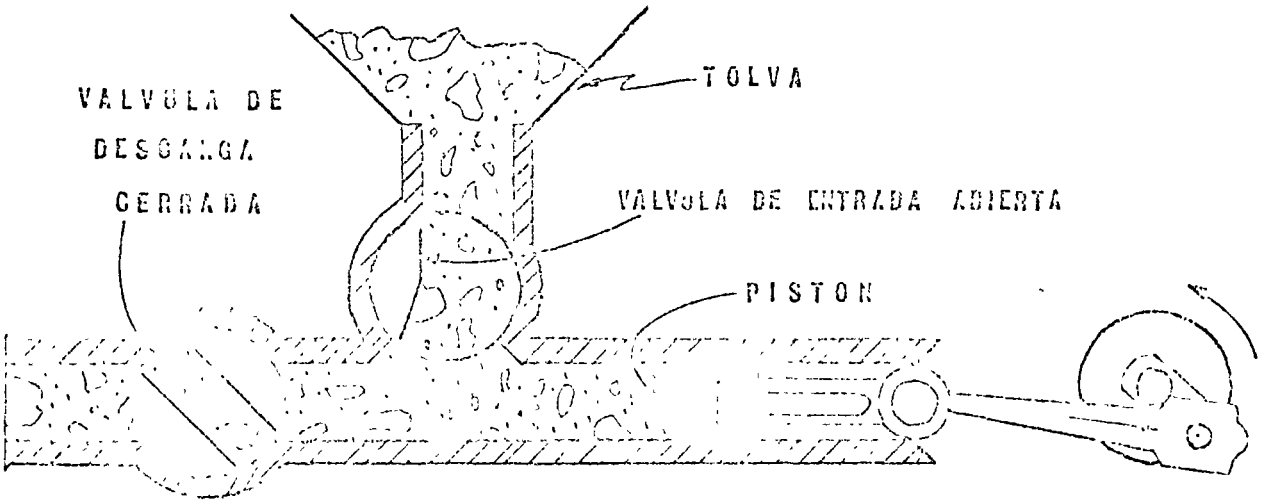


DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA DE CONCRETO, TIPO NEUMATICO

DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA DE CONCRETO

TIPO DE PISTON





La válvula de entrada se abre cuando la válvula de descarga está cerrada y el concreto se introduce en el cilindro por gravedad y por la succión del -- pistón. Cuando el pistón avanza se cierra la válvula de entrada, la válvula de descarga se abre, y el concreto es empujado por la tubería hacia la - -- cimbra.

6. COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO

GENERALIDADES

Como trabajo complementario de la fabricación y colocación de concreto, en toda estructura se debe colocar previamente el correspondiente fierro de refuerzo estipulado para los miembros de la misma en los planos del proyecto respectivo, trabajo que de acuerdo con las especificaciones vigentes, se paga por separado bajo otro concepto de trabajo titulado "Corte, doblado y colocación de fierro de refuerzo para estructuras".

En algunas ocasiones el contratante es el que suministra al contratista el fierro de refuerzo que éste colocará en las estructuras a que se destine, limitándose éste a hacer los trabajos siguientes que integran el concepto de trabajo arriba consignado:

1. Corte del fierro a los tamaños señalados por los planos.
2. Doblados especificados por el proyecto.
3. Colocación y amarre en los sitios que correspondan de las estructuras.

Los acarreos del fierro de refuerzo, se pagan en conceptos de trabajo por separado.

RENDIMIENTOS

Los rendimientos en trabajos de preparación y colocación de fierro de refuerzo, varían ampliamente, dependiendo de múltiples factores, tales como: tipo de estructura, densidad del armado, número de cortes, dobleces y formas especiales que intervengan en el armado, equipo disponible para la preparación, etc.

a) Preparación. Como guía general, se puede estimar que para estructuras de concreto masivo, como las que normalmente intervienen en la mayoría de las obras hidráulicas, se suelen requerir de 56 horas-hombre para el corte, doblado y maniobras de taller, cuando el trabajo se ejecuta a mano; la distribución se suele realizar aproximadamente en la forma siguiente:

Para corte y doblado de una tonelada en 8 horas

Cortando a mano:	2 peones
Doblando:	3 peones
Maniobras en el patio del taller:	2 peones
Dirección:	1 cabo fierrero.

En estructuras en las que se estipule un armado muy complicado, la estimación del trabajo deberá efectuarse con mayor precisión, para lo cual podrá utilizarse los datos consignados en la tabla de: "Labor Expresada en Horas Hombre, Requerida Para Hacer 100 Ganchos o Dobleces en Fierro de Refuerzo.

b) Colocación. La colocación comprende la instalación del fierro de refuerzo en los miembros estructurales correspon--

dientes, incluyendo los espaciadores, silletas y amarre con alambrón, para mantener las barras en su posición adecuada de acuerdo con lo -- consignado en los planos respectivos.

La colocación y amarre del fierro de refuerzo en estructuras con armados no muy complicados, suele requerir, al igual-- que la preparación, una labor del orden de 56 horas-hombre por tonelada; es costumbre formar cuadrillas integradas por 7 peones y un cabo-fierrero que dirige las operaciones.

Para aquellas estructuras en las que se tengan armados muy complicados se pueden considerar los rendimientos consignados en la tabla antes indicada, tabulados para cada 100 varillas.

c) Amarre con alambrón. En aquellas estructras en las que no se requiere que el fierro de refuerzo sea soldado, las diversas varillas se sujetan a sus posiciones correctas empleando para ello alambrón de fierro, del que se utiliza un promedio de 20 kg por tonelada de fierro de refuerzo.

d) Desperdicios. En la preparación del fierro de refuerzo generalmente se obtiene un desperdicio del orden de 5% (cinco - por ciento), por lo que de acuerdo con lo estipulado en el contrato, el - contratista deberá entregar al contratante dicho material sobrante, o - se le considerará en los análisis de precios unitarios correspondientes, especialmente en los casos en que el material sea suministrado por el propio contratista.

LABOR EXPRESADA EN HORAS-HOMBRE, REQUERIDA PARA HACER 100 GANCHOS O DOBLECES EN FIERRO DE REFUERZO. (+)

DIAMETRO DE LA VARILLA EN PULGADAS	TRABAJO A MANO		TRABAJO CON MAQUINA	
	doblez	gancho	doblez	gancho
1/2" o menor	3	4.5	1.2	1.9
de 5/8" a 7/8"	3.8	6	1.5	2.3
de 1" a 1 1/8"	4.5	7.5	1.9	3.0
1 1/4" a 1 1/2"	5.5	9	2.3	3.75

(+) El trabajo de cortado usualmente requiere un promedio de 2 horas por cada 100 cortes - efectuados

ALGUNAS RECOMENDACIONES DE CARACTER GENERAL

El acero de refuerzo que se utiliza en los puentes es fabricado por empresas siderúrgicas especializadas y es recomendable adquirirlo de marca reconocida y cuyas pruebas hayan dado resultados correctos en la mayoría de las ocasiones. La Secretaría de Obras Públicas y otras muchas dependencias oficiales tienen la buena costumbre de probar el material, previamente alotado, en sus laboratorios oficiales, antes de enviarlos a la obra y como la mayor parte de las obras de puentes están fuera de los centros de producción, esta es una medida magnífica para todos pues evita transportes y discusiones inútiles.

El habilitar previamente el acero es una medida que se utiliza cada vez con mayor frecuencia, en vista de que se hace un mayor número de proyectos y tipos y habilita el acero fuera de la obra, hay que usar una codificación y una tabla que no de lugar a confusiones. No debe haber ningún cambio en las medidas del puente y si se tiene la menor duda al respecto hay que abandonar la idea de prehabilitación. Las dependencias oficiales deben cooperar para que la prehabilitación sea correcta teniendo localizaciones que no sufran ninguna modificación y planos perfectamente bien detallados y revisados que no ocasionen alteraciones posteriores.

El habilitado en la obra es el caso más común y lo que si consideramos indispensable es que el maestro encargado de esa operación tenga un aprendizaje previo que le permita leer los planos

de armado correctamente y no solo confiar en que el ingeniero los lea- y de sus instrucciones, pues hemos visto que si el personal obrero especializado no sabe lo que está haciendo, siempre se originan problemas y malas interpretaciones. Es decir los planos deben ser claros y evitar caer en interpretaciones ambiguas cueste lo que cueste un plano y no creer que se dibujan solo para ingenieros sino para los operarios especialistas. Por otro lado el ingeniero o residente encargado debe - proporcionar al maestro tablas completas de habilitado y revisar la ejecución a medida que se vaya efectuando y no solo al final cuando los -- errores no tienen remedio. El ingeniero o residente debe elaborar las tablas de armado a las que haciamos mención, con todo cuidado y pensando muy detenidamente en todas las posibles combinaciones de corte y habilitado para disminuir al mínimo los desperdicios, consideración económica fundamental en el costo de la partida y él es el responsable directo de evitar grandes desperdicios sin poder atribuirle la culpa al- maestro.

En la colocación debe respetarse los planos correspondientes, con criterio de ingeniero , y cerciorarse plenamente que - el maestro entienda lo que va a ejecutar perfectamente, pudiendo indicarse las mismas consideraciones que se hicieron para el habilitado. - El ingeniero responsable debe revisar el proceso de colocación a medida que vaya avanzando y no esperarse hasta el último, cuando las correcciones son complicadas y costosas. Deciamos que debe usar criterio ingenieril, en las dudas, pues siendo el proyecto de humanos puede

haber en casos no frecuentes que originen errores de importancia es-- tructural, que él debe evitar y no achacarle la culpa a un proyectista o dibujante que está muy lejos de la obra sin conocimiento de lo que sucede. Podíamos indicar que el ingeniero debe tener un conocimiento adecuado de comportamiento estructural pero ese es un tema tan amplio e interesante, por lo que damos por hecho que un ingeniero es lo que esperamos debe ser.

El fierro debe ocupar su lugar fijado y tener la seguridad de que no se va a mover al colocar y vibrar el concreto, para lo cual hay que usar los elementos adecuados, llamense taquetes de con-- creto, tan fácil de hacerlos en la obra, separados, estribos adicionales, etc. y no dejaremos de insistir en la importancia de este punto pues - graves fallas estructurales se han originado por no respetar esta condición.

La soldadura ocupa un lugar muy especial de discu-- sión y debe tratarse en un capítulo especial, pero nosotros la mencio - naremos brevemente pues aun cuando se están fabricando en casos particulares, varillas de longitud especial, 18 ó 36 m, y se puede recurrir al traslape, no hay obra de puentes en donde no se tenga algo que sol-- dar. Hay que respetar las especificaciones al pie de la letra, sobre todo en lo que se refiere al tipo de soldadura, revisar que la que se ha - adquirido se está aplicando, tener un lugar adecuado donde almacenar- los electrodos y vigilar el grado de humedad ambiental. La máquina-- soldadora debe estar en buenas condiciones y revisar que el voltaje y -

amperaje sean los recomendados y no "aproximadamente exactos".

Es indispensable contar con un soldador calificado y no habilitar a cualquiera del personal especializado, pues se debe tener la seguridad de que el trabajo es correcto ya que la soldadura puede pasar la inspección ocular, pero si no pasa la inspección del laboratorio ocasiona prejuicios enormes ya que el resultado llega cuando se está a punto de terminar el trabajo.

Por estas consideraciones de soldadura opinamos que es de lo más recomendable llevar a cabo pruebas químicas y no solo físicas del acero de refuerzo o usarse, pues eso determina el tipo de soldadura correcto a utilizarse y evita posibles fallas al soldar.

7. SINTESIS SOBRE PROBABILIDAD

por

S. ZUÑIGA B.

En el presente trabajo se hace una síntesis sobre algunos conceptos de probabilidad, enunciándolos someramente y sin demostración. - Para hacerlos más claros frecuentemente se recurre a dar ejemplos.-

Experimento:

Es una acción mediante la cual se obtiene un resultado y se realiza la observación de éste.

Experimento Aleatorio:

Experimento cuyo resultado no se puede predecir antes de que se realice el experimento.

Ejemplo 1.- Tirar un volado, antes de tirarlo no se conoce si el resultado es águila o sol.

Experimento Determinista:

Experimento cuyo resultado se puede predecir antes de que se realice el experimento.

Ejemplo 2.- Sumar 2 números pares, se conoce de antemano que el resultado va a ser un número par.

Eventos Elementales:

Son los resultados más simples de un experimento.

Ejemplo 3.- Al tirar un dado y observar el "número resultante" - los eventos elementales son seis: 1, 2, 3, 4, 5, 6. El evento "cae par"

no es un evento elemental ya que se puede expresar mediante los even-tos 2, 4, 6.

Espacio de Eventos:

Es la totalidad de eventos elementales de un experimento.

Ejemplo 4.- Al tirar un lado, el espacio de eventos es el conjunto de los seis eventos elementales: s = 1, 2, 3, 4, 5, 6.

Eventos Elementales igualmente posibles:

Cuando al realizar un experimento aleatorio no existen factores que favorezcan la aparición de un evento elemental, se dice que estos son igualmente posibles.

Probabilidad Clásica:

Supóngase que es finito el número de eventos elementales "n" de que está compuesto el espacio de eventos asociado a un experimento aleatorio y además que todos son igualmente posibles. Si un evento A del espacio de eventos está compuesto por "m" eventos elementales, entonces la probabilidad de que el evento A se verifique está definida por la relación:

$$P(A) = \frac{m}{n}$$

en donde:

m = número de eventos elementales en A

n = número de eventos elementales en el espacio de eventos.

Los valores entre los cuales varía la probabilidad de que se verifique un evento son:

$$0 \leq P(A) \leq 1$$

Si la probabilidad de un evento es muy cercana a cero se dice que el evento es practicamente imposible.

Por el contrario, si la probabilidad de un evento es muy próxima a uno se dice que el evento es practicamente seguro.

La probabilidad de que no se verifique el evento A es : ---------

$P(\bar{A}) = 1 - P(A)$.

Ejemplo 5.- Si se extrae al azar una bola de una urna que contiene 6 bolas rojas, 4 blancas y 5 azules, encontrar la probabilidad de -- que la bola extraída:

a) Sea roja a) $P(R) = \frac{6}{15}$

b) Sea Blanca b) $P(B) = \frac{4}{15}$

c) No sea roja c) $P(R) = 1 - \frac{6}{15} = \frac{9}{15}$

Probabilidad Condicional :

Se representa por $P(B/A)$ y se interpreta como la probabilidad de que el evento B se verifique, con la condición de que previamente el -- evento A se haya verificado.

Ley de Adición de Probabilidades:

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B)$$

en donde :

$P(A \cup B)$ es la probabilidad de que se verifique a y/o B.

$P(A \cap B)$ es la probabilidad de que se verifique A y B.

Si los eventos A y B se excluyen mutuamente: $P(A \quad B) = 0$

entonces :

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B)$$

Ejemplo 6.- A partir del ejemplo 5, cual es la probabilidad de -- que la bola extraída sea roja o blanca.

$$P(R \cup B) = P(R) + P(B) = \frac{2}{5} + \frac{4}{15} = \frac{10}{15} = \frac{2}{3}$$

Ley Condicional de Probabilidades :

$$P(A \cap B) = P(A)\ P(B/A)$$

Ejemplo 7.- Si de la urna del ejemplo 5 se extraen sucesivamente 2 bolas, ¿cuál es la probabilidad de que una sea roja y la otra blanca? .

$$P(R \cap B) = P(R)\ P(B/R)$$
$$= (\frac{6}{15})\ (\frac{4}{14})$$

Variable Aleatoria (v.a.):

Si x es una variable mediante la cual se pueden representar los resultados de un experimento aleatorio, entonces se dice que "x" es una variable aleatoria.

Ejemplo 8.- Sea el experimento aleatorio tirar dos dados y el resultado que interesa es la suma de los números asociados a las caras que caen hacia arriba, los valores de esos resultados se pueden representar mediante una variable que toma los siguientes valores:

$$x = \left[2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12\right]$$

Tipos de Variable Aleatoria:

a) Discreta.- La v. a. está definida en el intervalo (a,b) y solo toma ciertos valores de ese intervalo.

Ejemplo 9.- Tirar un dado, la v.a. está definida en el intervalo (1,6) y solo toma los valores 1, 2, 3, 4, 5, 6.

b) Continua.- La v.a. está definida en el intervalo (a, b) y toma cualquier valor comprendido en dicho intervalo.

Ejemplo 10.- Medir la altura de k estudiantes, la v.a. puede tomar cualquier valor entre la altura de la persona más pequeña y la de la más alta.

VARIABLE ALEATORIA DISCRETA (v.a.d.)

Distribución de Probabilidad:

Si x es una v.a.d. con valores $x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n$ y se conoce la probabilidad de que se verifiquen cada uno de ellos $P(x_i)$, con la condición de que $\sum P(x) = 1$, el conjunto de valores $P(x_i)$ recibe el nombre de distribución de probabilidad.

Ejemplo 11.- La distribución de probabilidad de la v.a.d. definida en el problema 8 es:

x	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
P(x)	1/36	2/36	3/36	4/36	5/36	6/36	5/36	4/36	3/36	2/36	1/36

Esperanza Matemática:

Cualquier función h(x) de la v.a.d. x es una v.a.d. que puede tomar los valores $h(x_1), h(x_2), \ldots, h(x_n)$. La esperanza matemática de h(x) se define como:

$$E\left[h(x)\right] = \sum_{i=a}^{b} h(x_i)\, P(x_i)$$

Momento respecto al origen:

Se establece cuando $h(x) = x^n$, entonces:

$$E\left[x^n\right] = \sum_{i=a}^{b} x_i^n\, P(x_i)$$

Si $n = 1$, se obtiene la media de la v.a.d. y se representa por :

$$\mu_x = E\ x = \sum_{i=a}^{b} x_i P(x_i)$$

Ejemplo 12.- Para el caso de los dados (problema 8) se tiene:

$$\mu_x = 2(1/36) + 3(2/36) + 4(4/36) + 6(5/36) + 7(6/36) +$$
$$+ 8(5/36) + 9(4/36) + 11(2/36) + 12(1/36) = 252/36 = 7$$

Momento con respecto a la media: se define cuando $h(x) = (x - \mu_x)^n$, entonces:

$$E\left[(x - \mu_x)^2\right] = \sum_{i=a}^{b} (x_i - \mu_x)^n\ P(x_i)$$

Si $n = 2$, se obtiene la varianza de la v.a.d. x y se representa por:

$$\sigma_x^2 = E\left[(x - \ _x)^2\right] = \sum_{i=a}^{b} (x_i - \mu_x)^2\ P(x_i)$$

Ejemplo 13.- La varianza de la v.a.d. en el caso del problema 8 es :

$$\sigma_x^2 = (2-7)^2\,(1/36) + (3-7)^2\,(2/36) + (4-7)^2\,(3/36) +$$
$$+ (5-7)^2\,(4/36) + (6-7)^2\,(5/36) + (7-7)^2\,(6/36) +$$
$$+ (8-7)^2\,(5/36) + (9-7)^2\,(4/36) + (10-7)^2\,(3/36) +$$
$$+ (11-7)^2\,(2/36) + (12-7)^2\,(1/36) = 35/6$$

Desviación Estándar: Se define como la raíz cuadrada de la varianza y se representa por : $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$

Ejemplo 14.- La desviación estándar en el caso del problema 8 es:

$$\sigma = \sqrt{35/6} = 2.42$$

Variable Aleatoria Continua (v.a.c.) :

Densidad de Probabilidad.- Para este caso se define la distribución de probabilidad por medio de una función f(x), llamada densidad de probabilidad, la que debe cumplir con las siguientes restricciones.

a) $f(x) \geq 0 \; \forall x$

b) El área bajo la curva definida por la función f(x) y el eje de las abscisas debe valer uno.

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)\, dx = 1$$

c) La probabilidad de que la v.a.c. tome un valor en el intervalo (c,d) está dada por :

$$P(c \leq x \leq d) = \int_{c}^{d} f(x)\, dx$$

Distribución de Probabilidad Acumulada:

La d.p.a. F(x) de la v.a.c. x está definida por :

$$F(x) = P(x \leq a) = \int_{-\infty}^{a} f(x)\, dx$$

Esperanza Matemática de una v.a.c. :

$$E\left[h(x) \right] = \int_{-\infty}^{\infty} h(x)\, f(x)\, dx$$

Momento de orden n:

$$E\left[x^n \right] = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f(x)\, dx$$

Si n = 1, se define la media de la v.a.c.x

$$x = E\left[x \right] = \int_{-\infty}^{\infty} x\, f(x)\, dx$$

Momento de orden n con respecto a la media:

$$E\left[(x - \mu_x)^n \right] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^n f(x)\, dx$$

Si n = 2, se define la varianza de la v.a.c.x

$$E\left[(x - \mu_x)^2 \right] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 f(x)\, dx$$

DISTRIBUCIONES TEORICAS DE UNA VARIABLE

a) Variables discretas :

1. Distribución Binomial o de Bernoulli.

Supóngase efectuar "n" experimentos independientes tales que el resultado de cada uno de ellos es un éxito o un fracaso; la probabilidad de un éxito es p y la de fracaso es q, siendo $p + q = 1$. En tal caso se dice que se tienen n pruebas de Bernoulli con probabilidad "p" de éxito.

Al realizar un experimento de Bernoulli, la probabilidad de que se presenten x éxitos consecutivos seguidos por $(n - x)$ fracasos es:

$$\overbrace{\underbrace{pppp\ldots p}_{x}\underbrace{qqq\ldots q}_{nx}}^{n} = p^x q^{n-x} \qquad (1)$$

La probabilidad de obtener precisamente x éxitos y $(n-x)$ fracasos con otro orden de ocurrencia, está dada también por la expresión (1).

La probabilidad de que se presenten x éxitos y $(n-x)$ fracasos en cualquier orden será la suma de las probabilidades de todas las combinaciones posibles de n elementos de los cuales x son éxitos y $(n-x)$ fracasos.

Lo anterior puede expresarse por :

$$P(x) = {}_nC_x\, p^x q^{n-x}$$

que recibe el nombre de distribución de Probabilidad Binomial.

La media en esta distribución de probabilidad es:

$$\mu_x = E\left[x\right] = \sum x\, P(x) = \sum x\, {}_nC_x\, p^x q^{n-x} = np$$

$$\mu_x = np$$

La variancia queda definida por :

$$\sigma_x^2 = E\left[(x - \mu_x)^2 \right] = \sum (x - \mu_x)^2 \; P(x)$$

$$= \sum (x - \mu_x)^2 \; {}_nC_x \, p^x \, q^{n-x} = n\,p\,q$$

$$\sigma_x^2 = n\,p\,q$$

2. Distribución de Paisson.

Si la v.a.x designa el número de éxitos de una sucesión de prue-- bas de Bernoulli y se considera n suficientemente grande y p suficien- temente pequeña.

$$n\,p = \lambda \qquad n \geqslant 50 \qquad p \leqslant 0.10$$

$$f(x) = e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}$$

expresión que define la d.p. de Poisson.

La media y la variancia son :

$$\mu_x = E\left[x \right] = \sum \left(e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}\right) x = \lambda$$

$$\sigma_x^2 = E \quad (x - \mu_x)^2 = \sum_{i=0}^{n} (x - \lambda)^2 \, e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!} = \lambda$$

b) Variables Continuas.

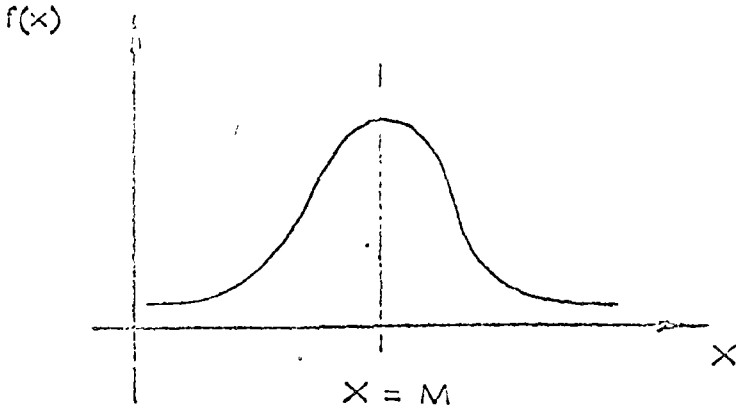
1. Distribución Normal.

Una variable casual que se encuentra frecuentemente en la práctica es una v.a. continua cuya d.p. es la distribución normal.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\; S} \; e^{-\frac{(x-m)^2}{2S^2}}$$

$-\infty < x < \infty$ rango en el cual se encuentra definida la v.a.

La función anterior tiene la siguiente representación geométrica :



La media de la distribución es $\mu_x = m$

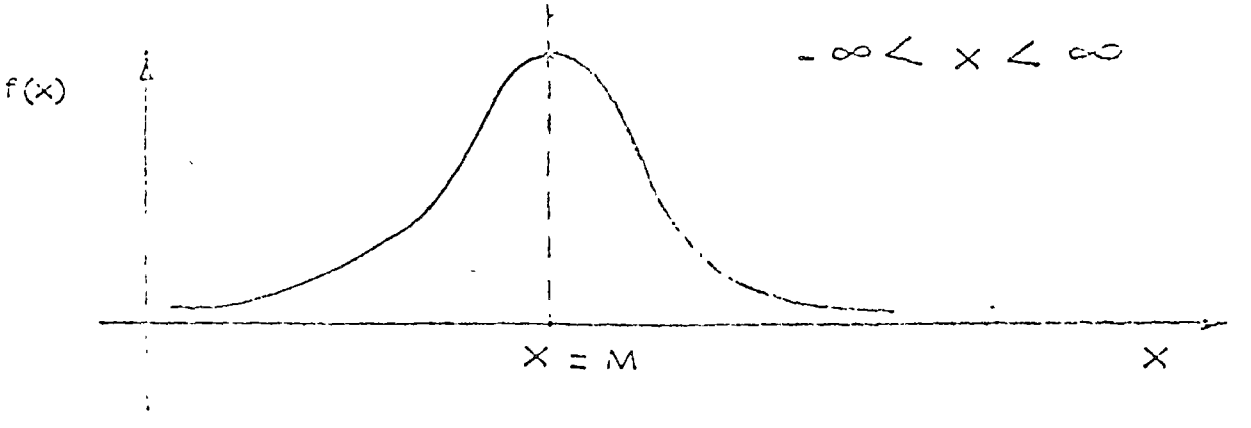
La variancia de la distribución es $\sigma_x^2 = S^2$

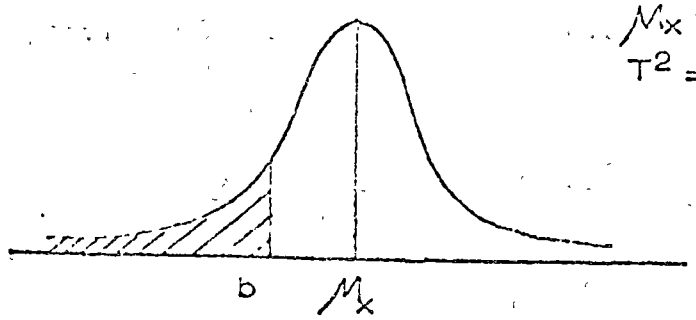
Dadas m y S^2 es posible calcular que x tome valores menores o mayores que un cierto número o bien que quede comprendida entre dos valores, por ejemplo :

DISTRIBUCION NORMAL

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\, S} e^{-\frac{(x-m)^2}{2S^2}}$$

$$-\infty < x < \infty$$

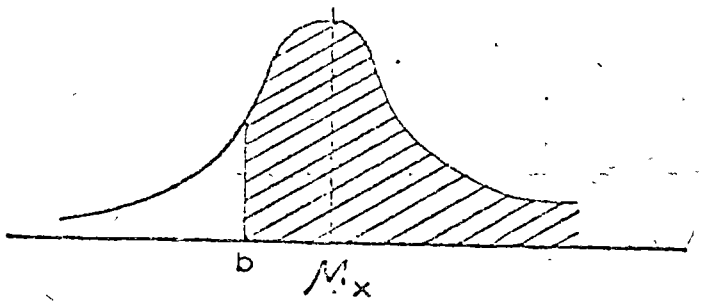




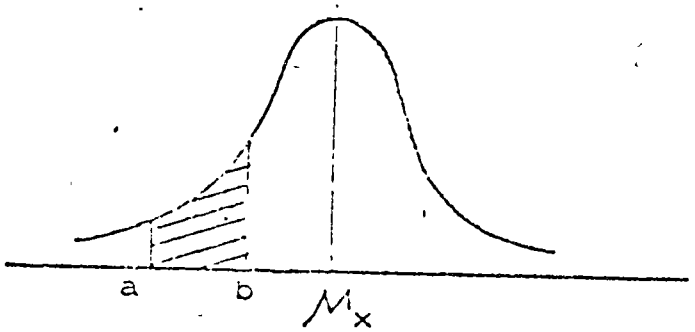
$\mu_x = m$

$T^2 = S^2$

$$P(x < b) = \int_{-\infty}^{b} f(x)\, dx$$



$$P(x > b) = \int_{b}^{\infty} f(x)\, dx$$



$$P(a \leq X \leq b) = \int_{d}^{b} f(x)\, dx$$

2.- Distribución Gamma y Exponencial.

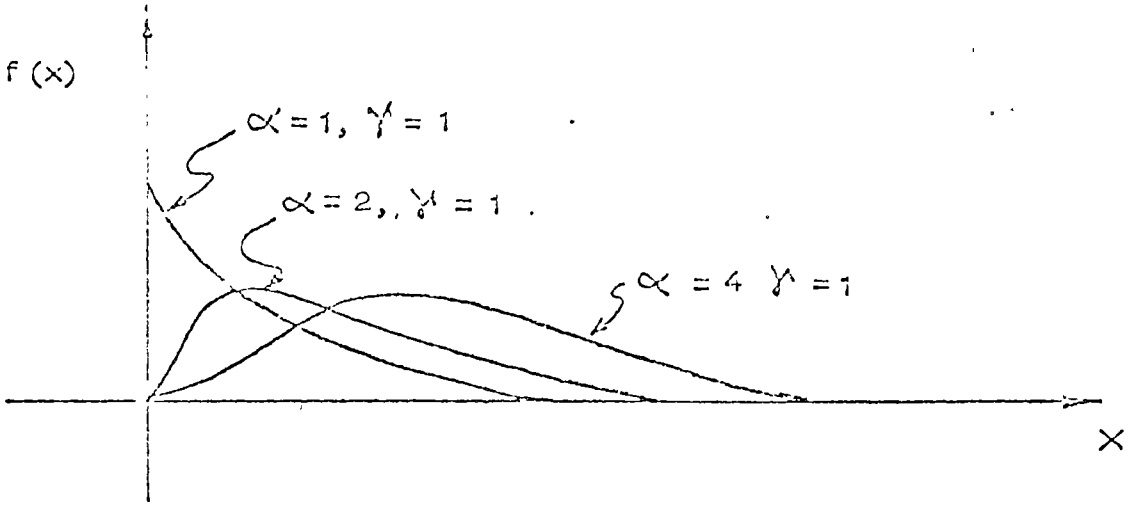
Se dice que la v. a. x. tiene distribución gamma si su d. p. es de la forma :

$$f(x) = \frac{1}{\gamma(\alpha)\,\beta^{\alpha}}\, x^{\alpha - 1}\, e^{-\frac{x}{\beta}}$$

$$x > 0, \quad \alpha > 0, \quad \beta > 0$$

$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha - 1} e^{-x} dx$ recibe el nombre de función gamma.

$$\mu_x = \alpha\gamma \qquad \sigma_x^2 = \alpha\gamma^2$$



Si = 1 a la función gamma se le llama distribución exponencial.

$$f(x) = \frac{1}{\gamma} e^{-\frac{x}{\gamma}}$$

$$\mu_x = \gamma \quad \sigma_x^2 = \gamma^2$$

NOTA: Sacado del libro Ingeniería de Sistemas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO Y CONST. DE PUENTES

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
Gerente
SACMAG DE MEXICO S.A.
Nueva York 310 P.H.
México, D.F. 523.90.12

ING. SILVINO BAÑOS
Toribio de Benaventa 44
Col. Cimitario
Quéretaro, Qro. 2.21.34

ING. JOSE LUIS CEÑAL S.
Plancarte 140
Col. Chapalita
Guadalajara, Jal. 21.28.80

ING. MIGUEL Z. CHAZARO
Gerente General
Constructora Mayo, S.A.
Palmas 755-3°
México, D.F. 520.60.70

ING. SERGIO CHAZARO
Gerente de Construcción
Constructora Maya, S.A.
Palmas 755-3°
México, D.F. 520.60.70

ING. OSCAR DE BUEN
Investigador del Instituto de Ingeniería
Gerente de
Colinas de Buen, S.A.
Viaducto M. Alemán 190
Mexico, D.F. 538.05.44

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO Y CONST. DE PUENTES

ING. GUSTAVO DEL RIO SAN VICENTE
Director General de Serv. Técnicos
Secretaría de Obras Públicas
S. O. P.
Xola y Ave.Universidad
México, D.F. 519.20.55

ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA
Vice Presidente de ICA
Minería 145 Edif. D 2°Piso
México, D.F. 515.03.17

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ
Residente General
Dirección Gral. de Carret. Federales
S. O. P.
Xola y Av. Universidad
México, D.F. 530.75.84

ING. FERNANDO PAREDES ZAVALA
Jefe del Depto. de Promoción
I C A
Minería 145 Edif. B. 3°Piso
México 18, D.F. 516.04.60 Ext. 412

ING. JOEL PONSODA SELLES
Apoderado de Freyssinet, S.A.
Nápoles 36
México, D.F. 5.33.55.01

ING. JOSE MARIA RIOBOO MARTIN
Jefe de la Secc. de Estructuras
Fac. de Ing. UNAM
Dir. Gral. de
Rioboo, S.A.
Insurgentes Sur 1194-302
México, D.F. 559.13.81

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO Y CONST. DE PUENTES

ING. GONZALO RIVERA DIAZ
Ayte. Comisionado en Ptes.
y Básculas del Ing. en Jefe
S. O. P.
México, D.F. 547.68.51

ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ
Profesor, Depto. de Ciencias Básicas e Ing.
Universidad Autónoma Metropolitana 561.94.00
Sección Azcapotzalco
México, D.F.

ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO
Auxiliar Técnico del Depto. de Ing. Civil
Topográfica y Geodésica
Fac. de Ing. UNAM 548.96.69

ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS
Gerente General
Cimentaciones Auger de México, S.A.
Tezozomoc 96
México, D.F. Z.P.16 595.37.44

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ
Jefe del Depto. de Puentes de la
Dir. Gral. de Carr. Federales, S.O.P.
Xola y Av. Universidad
México, D.F. 530.04.42

'eds.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES (DEL 4 DE JUNIO AL 20 DE JULIO DE 1975)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
1. ING. ESTEBAN AMBRIZ REYES Casas Grandes 153-303 Col. Navarte México 12, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-92-21
2. ING. CARLOS M. ANDRADE TORRES Gonzalo Carrasco 7 Cto. Pintores Cd. Satélite Edo. de México Tel: 5-72-15-56	CIA. CONSTRUCTORA EL SAUCILLO, S. A. Insurgentes Sur 1650-Desp. 203 Col. Florida México 20, D. F. Tel: 5-24-25-79
3. SR. VICENTE M. BELLO AYAPANTECATL Fundidora de Monterrey 71-2 Peñón de los Baños México 9, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-30-46-77
4. ING. JESUS CAMPOS DE LA GARZA Tabasco No. 211 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-14-45-54	FREYSSINET, S. A. Nápoles No. 36-6o. Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-33-55-00
5. ING. HECTOR CHAVEZ RAZO México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS México, D. F.
6. ING. SAMUEL DIOSDADO DUEÑAS Playa Cortes 453 Col. Marte México, D. F. Tel: 5-19-14-58	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F.
7. ING. RAMON G. DURON RIOS Paris No. 141 Valle Dorado México, D. F. Tel: 5-65-79-68	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel: 5-20-72-46

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES (DEL 4 DE JUNIO AL 20 DE JULIO DE 1975)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
8. SR. ANDRES E. GONZALEZ PRIEGO Comisión Monetaria No. 64 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-59-50-76	ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
9. ING. FRANCISCO JIMENEZ ZUÑIGA Cadiz 217-5 Col. Alamos México 13, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola No. 1755 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-68-15
10. ING. AGUSTIN JUAREZ VEGA Talabarteros No. 242 Col. Michoacan México 2, D. F. Tel: 5-26-71-01	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-27-70
11. ING. JOSE I. LABADIE CASTELLOT Gabriel Mancera No. 1420-202 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-75-78-79	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-27-70
12. ING. FERNANDO LOPEZ DE ARRIAGA México, D. F.	MASS-MEX, S. A. México, D. F.
13. ING. ENRIQUE LOPEZ PELAYO Matías Romero 1510 Col. Vertiz-Narvarte México 13, D. F. Tel: 5-75-35-43	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-19-88-57
14. ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ Insurgentes Norte No.286-2 Col. Santa María la Ribera México 4, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No.136-10o.P. Col. Juárez México 1, D. F. Tel: 5-46-79-92

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES (DEL 4 DE JUNIO AL 20 DE JULIO DE 1975)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
15. ING. ARTURO MARTIN SEBASTIA México, D. F.	MASS-MEX, S.A. México, D. F.
16. ING. MANUEL MEDINA PADILLA Allende No. 7 Col. Pilares Toluca, México	FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO Av. Central No. 140 Col. Guerrero México 2, D. F. Tel: 5-47-56-27
17. SR. ENRIQUE MEDINA RAMIREZ México, D. F.	FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO Av. Central No. 140 México, D. F. Tel: 5-47-56-27
18. ING. RAYMUNDO JIMENEZ PARADA Hda. de la Huerta No. 46 Echegaray, Edo. de México	FREYSSINET, S. A. Nápoles No. 36-6o. Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-33-55-00
19. SR. JOSE L. PACHECO DE LOS SANTOS General Anaya No.324 Residencia " Naza, Dgo."	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F.
20. ING. ANTONIO OSORIO VELASCO Playa Flamingo No. 53 Col. Marte México 13, D. F. Tel: 5-79-52-97	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-27-70
21. ING. JORGE F. PINEDA ARENAS Pennsylvania 100-301 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-43-67-49	CIMENTACIONES Y EDIFICACIONES,S.A. Acapulco 43-201 Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-11-92-65
22. ING. J. HORACIO QUIÑONES CORDOVA Edif. 2 de Abril Depto. 601-A Unidad Tlatelolco México 3, D. F. Tel: 5-97-39-94	INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE PROYECTO Y CONSTRUCCION DE PUENTES (DEL 4 DE JUNIO AL 20 DE JULIO DE 1975)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
23. ING. CARLOS SOLARES DIAZ México, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F.
24. ING. ROLANDO VALLE F. Av. Veracruz 12-5 Col. Roma México 7, D. F.	FREYSSINET, S. A. Nápoles 36-6o. Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-33-55-00
25. ING. JOSE LUIS VERA Real del Monte 63-3 Col. Industrial México 14, D. F.	FREYSSINET, S. A. Nápoles 36-601 Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-33-55-00
26. ING. PETRONIO VILLEGAS GONZALEZ Andador 18 Grupo 8 Casa 4 Acueducto de Guadalupe México 14, D. F.	FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO Av. Central 148-8-A Col. Guerrero México 1, D. F. Tel: 5-47-56-27
27. ING. RICARDO YTT ESPINOZA Calle 301-No. 67 Unidad Hab. "El Cayal " Col. Gustavo A. Madero México 14, D. F.	FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM Ciudad Universitaria México 20, D. F. Tel: 5-48-96-69