

3ej



VINCE IN BONO MALUM

UNIVERSIDAD ANAHUAC
ESCUELA DE INGENIERIA
Con Estudios Incorporados a la
Universidad Nacional Autónoma de México

**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES
PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS EN
ESTRUCTURAS DE ACERO Y CONCRETO.”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
EDUARDO PARRA PUYADAS

MEXICO

JUNIO, 1985

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

PROLOGO

INTRODUCCION

CAP. I. EL CONCRETO

CAP. II. ACEROS PARA ELEMENTOS PRETENSADOS

CAP. III. PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES

CAP. IV. ESTRUCTURAS

CAP. V. DETALLE DE CONEXIONES

CAP. VI. MENSULAS CORTAS

CAP. VII. GANCHOS DE ELEVACION PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS

C A P I T U L O

I

EL CONCRETO PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS

- 1.I COMPONENTES DEL CONCRETO
- 1.II TIPOS DE CEMENTOS
- 1.III HIDRATACION DEL CEMENTO
- 1.IV PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO

C A P I T U L O

II

ACEROS PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS

- 2.I GENERALIDADES
- 2.II CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE LOS ACEROS
- 2.III MALLAS ELECTROSOLDADAS
- 2.IV FENOMENOS DE FATIGA PARA ARMADURAS
- 2.V CRITERIOS DE RACIONALIZACION DE LAS ARMADURAS
- 2.VI RECUBRIMIENTOS

C A P I T U L O

- III -

PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES

- 3. I. INTRODUCCION
- 3. II. FACTORES DE SEGURIDAD
- 3. III. REFUERZO POR CORTANTE
- 3. III APLASTAMIENTO DE CONCRETO
 - 3. III. I APLASTAMIENTO DE CONCRETO SIN REFORZAR
 - 3. III. 2 APLASTAMIENTO DE CONCRETO CONFINADO
- 3. IV CORTANTE
 - 3. IV. I CONEXIONES EN MENSULAS
 - 3. IV. 2 CONEXIONES CON EXTREMOS EN MUESCA
 - 3. IV. 3 PERFILES DE ACERO EMPOTRADO
 - 3. IV. 4 CONEXIONES POR DIAFRAGMA
- 3. V. FUERZA POR CAMBIO VOLUMETRICO
 - 3. V. 1 TEMPERATURA
 - 3. V. 2 ACORTAMIENTOS APROXIMADOS POR CAMBIO DE VOLUMEN
- 3. VI. SOLDADURA DE LAS BARRAS DE REFUERZO
 - 3. VI. I INTRODUCCION Y ALCANCE

3.VI.2 RECOMENDACIONES

3.VII UNIONES TRASLAPADAS DE REFUERZO

3.VII.1 TRASLAPE NECESARIO A TRACCION

3.VII.2 TRASLAPES A COMPRESION

3.VIII RESISTENCIA EN EL LECHADO COMO REFUERZO

3.IX FRICCION.

C A P I T U L O

- IV -

ESTRUCTURAS

- 4.I ESTRUCTURAS PLANAS Y ESPACIALES
- 4.II.I CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DE LAS ESTRUCTURAS
- 4.III INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LAS BARRAS SOBRE LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS FLECTORES
- 4.IV INFLUENCIA DE LA VARIACION DE SECCION DE LAS BARRAS SOBRE LOS MOMENTOS FLECTORES
- 4.V RIGIDEZ LONGITUDINAL DE LOS SISTEMAS RETICULARES
- 4.VI PRINCIPIOS DE PROYECTOS DE LAS NAVES INDUSTRIALES
- 4.VII ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS PREFABRICADOS
 - 4.VII.1 PROYECTO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS
 - 4.VII.2 ANALISIS Y CALCULO ESTATICOS
 - 4.VII.3 ARTICULACIONES
 - 4.VII.4 ANALISIS Y DISEÑO DEL ARMADO PARA REFUERZO EN ARTICULACIONES.
 - 4.VII.5 PRINCIPIOS GENERALES DE PROYECTO DE ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS PREFABRICADOS.

4.VIII UNIONES RIGIDAS ENTRE COMPONENTES PREFABRICADOS

4.VIII.I UNIONES RIGIDAS

C A P I T U L O

- V -

DETALLES DE CONEXIONES TIPICAS.

- 5. I INTRODUCCION.
- 5. II. 1 CONEXION DE UNA COLUMNA A UNA PILA DE CIMENTACION (5 CASOS)
- 5. II. 2 CONEXIONES DE VIGAS A COLUMNAS (6 CASOS)
- 5. II. 3 CONEXIONES COLUMNA A COLUMNA (4 CASOS)
- 5. II. 4 CONEXIONES LOSA-VIGA (2 CASOS)
- 5. II. 5 CONEXION ENTRE LOSA Y MURO (6 CASOS)
- 5. II. 6 CONEXION ENTRE MURO Y CIMENTACION (4 CASOS)

C A P I T U L O

- VI -

ANALISIS Y DISEÑO DE MENSULAS ESTRUCTURALES.

- 6.I.1 GENERALIDADES
- 6.I.2 MENSULAS CORTAS
- 6.II PRUEBAS A RUPTURA DE LAS MENSULAS
 - 6.II.I SISTEMA DE ARMADO
 - 6.II.2 DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS INTERNOS
- 6.III ESFUERZOS HORIZONTALES EN MENSULAS DE APOYO
- 6.IV GENERALIDADES DE PROYECTO
- 6.V DISTRIBUCION DE ACERO EN MENSULAS

C A P I T U L O

- VII.-

GANCHOS DE ELEVACION PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS.

- 7.I.1 INTRODUCCION
- 7.I.2 LONGITUD MINIMA DE LOS ANCLAJES DE LOS GANCHOS EN EL CONCRETO.
- 7.II EFECTO CONTRA EL DESGARRE DE LOS GANCHOS
- 7.III INFLUENCIA DEL ANGULO DE INCLINACION DE LOS CABLES DE ENGANCHE.
- 7.IV TIPO DE GANCHOS
- 7.V INCREMENTO DE LAS CARGAS EN EL GANCHO PARA LVANTAMIENTO Y DESMOLDEO.
- 7.V.1 DIAMETROS EN GANCHOS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS.
- 7.VI CONCLUSIONES.

PROLOGO

La presente tesis tiene como principal objetivo el mostrar de un modo general, el mecanismo de diseño para elementos prefabricados y sus conexiones a superestructuras, ya sean éstas de acero o de concreto.

Es importante mencionar que este trabajo está encaminado a mostrar principalmente los aspectos de análisis y diseño para lograr la conexión entre los elementos prefabricados y los que complementan la estructura, también - trata aún cuando en forma menos profunda, otros factores como lo son la teoría del diseño estructural y el comportamiento de las estructuras.

En resumen, en el diseño de la superestructura no se eliminan los factores humanos y económicos, para la elección de las alternativas más adecuadas en el campo del diseño de estructuras prefabricadas como medio de optimizar el desarrollo de la ingeniería civil.

INTRODUCCION

GENERALIDADES.

Así como la industria de la construcción ha contribuido en forma importante en la economía y desarrollo del país, también dentro de esta industria el uso del acero del presfuerzo (aceros especiales) aunado a los elementos prefabricados de concreto armado lo que se traduce en elementos presforzados que han permitido desarrollar una nueva tecnología que significa un avance en el ramo de la construcción no solo por la reducción de costos de mano de obra y materiales que se logra, sino por la superación del elemento humano, ya que el uso cada día mayor de elementos prefabricados presforzados implica mayor mano de obra especializada y lógicamente esto provoca una mejora, tanto económica como técnica en él.

INTRODUCCION AL DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS.

En general se puede decir que los elementos presforzados son aquellos que presentan esfuerzos compresivos antes de entrar en su fase de servicio, en las zonas donde se sabe, por medio del cálculo, que se presentarán esfuerzos de tracción en el concreto. Los esfuerzos de compresión en el concreto son creados regularmente por cables de presfuerzo (ACERO DURO), tensados mediante gatos hidráulicos.

PRETENSADO.

Normalmente se usa este sistema, cuando los cables de presfuerzo son completamente rectos y se efectúa en plantas de prefabricación de elementos de concreto, en los llamados bancos de tracción. Dichos bancos de tracción o tensado consisten en una losa de 20 cm. de espesor, longitud de 100 mts. aproximadamente y ancho variable, en cuyos extremos se encuentran muertos de concreto armado a modo de cimentación, que sirven para anclar o empotrar el elemento que mantiene tensados los cables de presfuerzo (FLG I-1). Sobre la losa de concreto se coloca el acero de refuerzo de las piezas, así como la cimbra de las mismas; se coloca el acero de presfuerzo y se procede

a tensar, normalmente un solo extremo mediante un gato hidráulico. Al extremo donde se aplica la fuerza de tracción se le llama extremo vivo, y donde no se ancla la fuerza de tracción se llama extremo muerto.

Después de tensados los cables de presfuerzo, se procede al colado de las piezas y al curado del concreto, hasta que adquiere la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos compresivos creados por los cables de presfuerzo.

Una vez adquirida la resistencia necesaria en el concreto (en ocasiones se cura el concreto mediante vapor para acelerar el proceso de maduración), se procede a cortar los cables entre cada pieza, dejando normalmente pequeñas barbas de 10 a 15 cm. entre el paño de la pieza y el extremo del cable. La fuerza de tracción, antes producida en el cable, se traduce en compresión al desligarse de los muertos extremos y se transmite, entonces, al concreto por medio de adherencia. Dicho fenómeno se debe a la variación del área de sección del cable de presfuerzo :

a) área inicial del cable.



A_i

b) área del cable tensado.



A_i'

c) área del cable colado.



A_i''

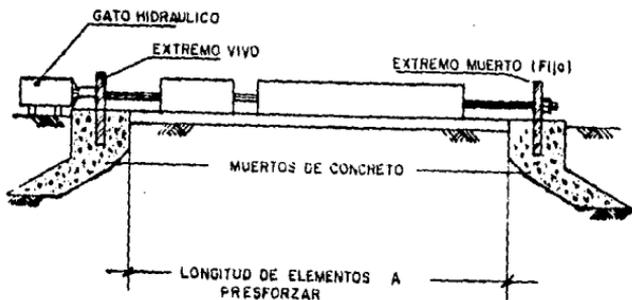
d) área del cable destensado.



A_i'''

$$A_i > A_i' > A_i''$$

Esto provoca adherencia en toda la superficie del presfuerzo en contacto directo con el concreto.



(FIG. I-1) BANCO DE TENSADO

a-2) POSTENSADO.- Este sistema siempre se usa en el lugar de la obra y a diferencia del anterior, se tensan los cables de presfuerzo después de haber colado y curado el elemento a presforzar.

Para dar este efecto, se dejan conductos metálicos de lámina de hojalata corrugada para alojar los cables de presfuerzo. La ventaja que presenta este otro procedimiento consiste en que los cables de presfuerzo, pueden colocarse según se necesite y se desee, mediante curvas cuyos radios mínimos dependen del tipo de cable; es decir, que podemos usar el postensado en el caso de una estructura continua hiperestática, donde se presentan tracciones en los centros del claro en las fibras inferiores y en las zonas de apoyo en las fibras superiores, como es el caso donde hay intersección de travesaños y columnas. Ver figura I-2

En los extremos de los cables pretensados, se requiere siempre de las piezas llamadas anclajes vivos, muertos o muertos por adherencia.

ANCLAJE VIVO.- Se utilizan en los extremos donde se aplicará la fuerza de

tracción al cable.

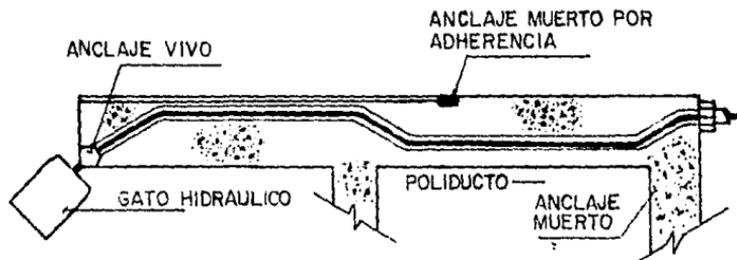
ANCLAJE MUERTO.- Se denomina así por estar en el extremo fijo del cable;- es decir, donde no se aplica ninguna fuerza de tracción.

ANCLAJE MUERTO POR ADHERENCIA.- Este se presenta cuando un extremo del cable queda ahogado dentro del concreto y en contacto directo con éste.

El hecho de tensar un cable en sus dos extremos (dos anclajes vivos) depende fundamentalmente de la longitud del mismo, y esta limitación a su vez, depende del tipo de cable en cuestión.

Dependiendo del tipo del cable y de su longitud, puede éste dejarse o no desde antes del colado de la estructura, dentro de los ductos metálicos. En caso de que el cable no sea colocado dentro del ducto antes del colado, se recomienda rellenar el ducto metálico con algún poliducto; para evitar que se deforme con el peso del concreto y posteriormente impida el paso del cable de presfuerzo.

Después de haber sido tensado los cables de presfuerzo, se procede a inyectar los ductos con lechadas de agua-cemento, para rellenar los espacios libres entre el cable y el ducto metálico y evitar así la corrosión del acero de presfuerzo.

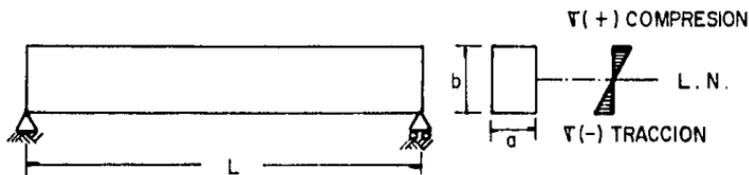


Se aplica generalmente en losas de concreto para carreteras o pistas de aeropuertos. No se emplea ningún tipo de acero duro; la losa desliza sobre -

una base de arena, previamente compactada, para poder deformarse y así comprimirse.

B) EFECTO DEL PRESFUERZO EN UN ELEMENTO DE CONCRETO PRESFORZADO.

Supongamos una trabe simplemente apoyada de longitud "L" y sección transversal rectangular. (a,b) sujeta a la carga de peso propio.

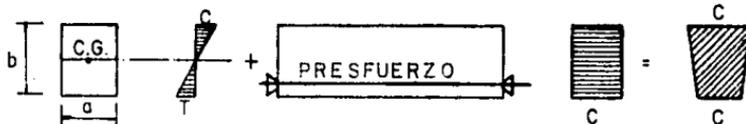


Llamando σ_c al esfuerzo de trabajo, que es el máximo admisible y σ al es esfuerzo máximo, para estar seguros de que la viga se comporta en su diseño -- $\sigma_c > \sigma$, es decir el esfuerzo de trabajo debe ser mayor que el actuante.

Sabiendo que el concreto es un material que trabaja a compresión, pues -- su resistencia a la tracción es mínima; por lo tanto si agregamos una fuerza de tracción que produzca esta un esfuerzo de compresión (σ_0) en la zona inferior tendremos.

$$\sigma_t < \sigma_t + \sigma_0$$

con lo que la resistencia de la pieza, que antes era σ_t , será ahora $\sigma_t + \sigma_0$, -- con lo cual podemos cargar más nuestra viga y ésta estará sometida a esfuerzos compresivos que es lo que buscábamos.



Si se pone el acero en la parte inferior eliminamos total o parcialmente -- los esfuerzos de tracción y lo único importante, es vigilar que los esfuerzos compresivos no sean excesivos; para esto es importante tomar en cuenta -- los reglamentos de diseño que nos dan los valores de los esfuerzos máximos -- admisibles.

Normalmente para elementos presforzados se usan concretos de f'_c entre 250 kg./cm² y 350 kg./cm² a la compresión.

EJEMPLO NUMERICO ACLARATORIO.

Se desea construir una viga pretensada, para aumentar su capacidad de carga.

DATOS CARACTERISTICOS.

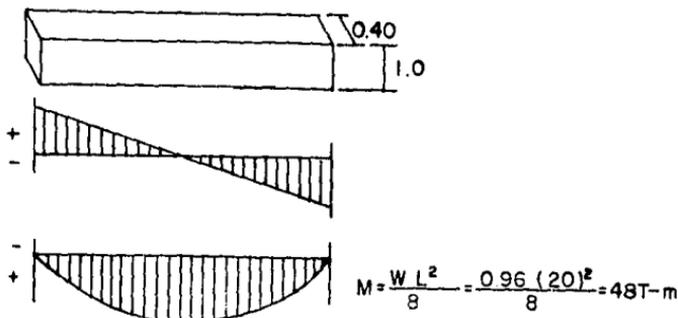
$$L = 20 \text{ m.}$$

$$a = 0,40 \text{ m.}$$

$$b = 1,00 \text{ m.}$$

$$W = 0.40 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.96 \text{ T/m}$$

P.P.



Como nuestra sección es rectangular, el centro de gravedad de la sección coincide con los ejes principales de inercia.

Sabemos que la viga esta sometida al esfuerzo máximo cuando sufre el momento flexionante máximo y se analiza la fibra más alejada al centro de gravedad.

Tenemos

$$\frac{P}{A} + \frac{M \max Y}{I_{xx}} + \frac{M Y}{I_{yy}}$$

Donde : Max = momento flexionante máximo.

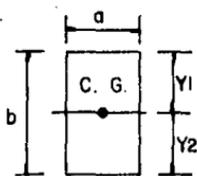
Y = distancia del CG de la sección a la fibra más alejada.

I_{xx} = momento de inercia respecto a los ejes principales de inercia,

Llamando módulo de sección a $\frac{I_{xx}}{Y} = S$

Tendremos : $\tau_{max} = \frac{M_{max}}{S_1}$

ANALISIS MECANICO DE LA PIEZA.



$$I_{xx} = \frac{1}{12} a b^3 = \frac{0.4 \times (1.0)^3}{12} = 0.0333 \text{ m}^4$$

$$Y_1 = b/2 = 0.50 \text{ m}$$

$$Y_2 = b/2 = 0.50 \text{ m}$$

$$M_{max} = 48.0 \text{ T-m}$$

$$S_1 = \frac{I_{xx}}{Y_1} = \frac{0.0333 \text{ m}^4}{0.50 \text{ m}} = 0.0666 \text{ m}^3$$

$$S_2 = \frac{I_{xx}}{Y_2} = \frac{0.0333 \text{ m}^4}{-0.50 \text{ m}} = -0.0666 \text{ m}^3$$

Los esfuerzos producidos por la carga de peso propio serán :

$$\tau_1 = \frac{M}{S_1} = \frac{48.0 \text{ T-m}}{0.0666 \text{ m}^3} = 720.0 \text{ T/m}^2 = 72 \text{ /cm}^2$$

$$\tau = \frac{M}{S_2} = \frac{48.0 \text{ T-m}}{0.0666 \text{ m}^3} = 720 \text{ T/m}^2 = -72 \text{ /cm}^2$$

Como se puede ver, se presentan 2 esfuerzos; uno de compresión localizado en la parte superior de la sección y el otro de tracción en la parte inferior.

Para eliminar el esfuerzo de tracción en la parte inferior de 72 kg./cm^2 será necesario colocar presfuerzo en la parte inferior de la trabe.

Para saber el esfuerzo a que van a estar sometido el acero de presfuerzo, nos basamos en la fórmula de la escuadria, que nos dice: El esfuerzo tractivo de un elemento presforzado es igual al cociente de la fuerza del presfuerzo entre el área de la sección transversal de la pieza I , + el cociente de dividir la fuerza de presfuerzo por la excentricidad, sobre el módulo de sección.

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I/Y_1} \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{I/Y_2}$$

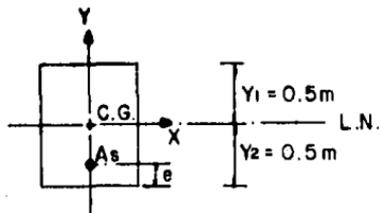
p ; fuerza de presfuerzo en la sección considerada.

A ; área de la sección transversal de la pieza.

e ; Excentricidad (distancia del CG de la sección al CG del acero de presfuerzo. Este término se considera negativo cuando el presfuerzo se encuentra abajo de la L.N. y positivo cuando se encuentra arriba.

Supongamos una fuerza total de presfuerzo igual a $P = 20 \text{ TONS.}$; colocaremos el presfuerzo a 20 cm. de la base de la trabe :

$$e = 0.50 - 0.20 = 0.30 \text{ m}$$



e = excentricidad de presfuerzo.

P = fuerza de pretensado.

$M = P \cdot e$ = momento isostático de -- presfuerzo.

$P = 20 \text{ TONS.}$

$e = -0,30 \text{ m.}$

$Pxe = 6T\text{-m}$

$$\frac{I \times X}{Y_1} = \frac{I \times X}{Y_2} = 0.0666 \text{ m}^3 \quad A = 0.4 \times 1.0 = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\nabla_{\text{SUP}} = \frac{20 \text{ TON.}}{0.4 \text{ m}^2} + \left(\frac{-6 \text{ T-m}}{0.0666 \text{ m}^3} \right) = 50 \text{ T/m}^2 - 90 \text{ T/m}^2 = -40 \text{ T/m}^2 = -4 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$\nabla_{\text{INF}} = \frac{20 \text{ TON.}}{0.4 \text{ m}^2} - \left(\frac{-6 \text{ T-m}}{0.0666 \text{ m}^3} \right) = 50 \text{ T/m}^2 + 90 \text{ T/m}^2 = 140 \text{ T/m}^2 = 14 \text{ Kgr./cm}^2$$

CONCEPTO	M (T-m)	∇ SUP (T/m)		∇ INF. (T/m)	
		PARCIAL	ACUM.	PARCIAL	ACUM.
PRESFUERZO P = 20 T	—	- 40	—	+ 40	—
PESO - PROPIO	+ 48	+ 720	680	- 720	- 580

En la fibra inferior, se presentan aún, esfuerzos de tracción, por lo tanto, será necesario aumentar la fuerza de presfuerzo, con la siguiente relación.

$$\frac{720}{140} = 5.14 \text{ VECES } \therefore \text{USAREMOS } P = 20 \text{ TON.} \times 5.5 = 110 \text{ TONS.}$$

$$\nabla_{\text{SUP}} = \frac{110}{0.4} + \left(\frac{110 \times 0.3}{0.0666} \right) = 275 - 495 = -220 \text{ T/m}^2 = -22 \text{ Kgr./cm}^2$$

$$\nabla_{\text{INF}} = \frac{110}{0.4} - \left(\frac{110 \times 0.3}{0.0666} \right) = 275 + 495 = 770 \text{ T/m} = 77 \text{ Kgr./cm}$$

Con estos nuevos valores tendremos:

El esfuerzo máximo de compresión según el Reglamento 404 del D. D. F. es :

$V_c = 0.4f_c$; suponiendo $f_c = 300 \text{ kg./cm}^2$ tendremos:

$V_{\text{CONC.}} = 0.4 \times 300 \text{ T/m}^2 = 120 \text{ T/m}^2$

* Como los dos esfuerzos actuantes a compresión son menores al máximo admisible, la sección queda dentro de los límites de la seguridad, dentro del diseño elástico.

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

Para la elección del tipo de estructura, tanto en elementos prefabricados presforzados y postensados, es necesario tomar en cuenta diversos factores, siendo entre otros, la economía, técnica de ejecución, correcto funcionamiento y conservación, de tal forma que entre todos se garantice la seguridad de la misma, así como la mayor vida útil y eficiencia.

Para efectuar la elección de tipo, es necesario comparar dos o más alternativas para solucionar la necesidad establecida. Es importante aclarar, que todas las alternativas deben garantizar la seguridad de la obra, así como sus anclajes, dentro de los cuales se ha dedicado un capítulo. A cada alternativa se le conoce como anteproyecto.

Para analizar cada anteproyecto, se requiere la evaluación aproximada de las cantidades de materiales que lo componen, lo cual se logra diseñando, de modo muy general la estructura en cuestión, bajo las condiciones de carga a que será sometida durante sus fases de construcción y de servicio.

Es importante aclarar, que no siempre el factor económico es el que determina la alternativa más adecuada para solucionar un problema. Así pues, es frecuente encontrar dos o más proyectos que presentan costos similares, pero entre los cuales, uno de ellos, tiene un tiempo de ejecución mucho menor, o bien se realiza bajo un sistema constructivo más sencillo. Así mismo, en ocasiones se presentan casos opuestos, es decir, que la importancia de la obra, el factor determinante es el tiempo, sin importar que la solución que llena este concepto, sea la de mayor costo.

En resumen, aún cuando en toda estructura se pretende de un modo general obtener SEGURIDAD Y ECONOMIA, en este orden, en ocasiones el factor económico puede ser reemplazado por el tiempo de ejecución, método constructivo o estética general, dependiendo siempre del tipo de estructura de que se trate o de las necesidades del cliente o arquitecto proyectista.

C A P I T U L O I

CAP. I EL CONCRETO

El concreto es una piedra artificial que se obtiene mezclando cemento, -- agregados petreos y agua.

El cemento en contacto con el agua da lugar a una serie de reacciones químicas por las cuales, después de cierto lapso de tiempo, endurece ligando -- entre sí los agregados en una única masa compacta y resistente.

1.1. COMPONENTES DEL CONCRETO.

De la definición antes observada resulta que son tres los componentes del concreto :

- a) Cemento
- b) Agregados petreos
- c) Agua

Los tres componenetes son importantes en igual medida. El cemento, aún -- de óptima calidad, no puede garantizar por si solo al concreto : Es absoluta mente necesario que también los otros componentes sean idóneos para su uso.

El conglomerado de cemento presenta una resistencia a la tracción aproximadamente de $1/12$ a $1/10$ de la de compresión, y no se presta, por tanto, a la ejecución de estructuras sometidas a flexión o tracción. Poniéndole en -- las partes sujetas a tracción las barras de acero oportunamente dispuestas, -- se realiza una : estructura mixta de acero y concreto, llamada comunmente -- CONCRETO ARMADO.

El concreto armado tiene un comportamiento bastante elástico, el acero -- permite aprovechar mejor las propiedades elásticas del concreto, creando un sistema resistente a flexión, compresión, tracción y corte, como es el caso de elementos prefabricados y preforzados, a los que su nueva vida le serán -- aplicados los fenómenos antes citados.

La colaboración entre dos materiales tan diferentes se explica teniendo --

presente las dos propiedades siguientes :

a) Entre el acero y el concreto que lo envuelve, se manifiesta una adherencia suficiente para transmitir las tensiones activas del concreto al acero en el envuelto; el acero dispuesto convenientemente en la masa colabora a la resistencia, absorbiendo los mayores esfuerzos de tracción, mientras el concreto absorbe los de compresión.

b) Los coeficientes de dilatación térmica de ambos materiales son prácticamente iguales.

1.II. TIPOS DE CEMENTOS.

A partir del clínker, se obtienen los cementos comerciales, dentro de los cuales existen:

CEMENTO PORTLAND.- Viene definido como el producto obtenido por trituración del clínker, en unión de yeso o anhídrita, dosificado en la cantidad necesaria, para regular el proceso de hidratación inicial.

CEMENTO PUZOLANICO.- Se obtiene de la trituración sin unión de áridos de una mezcla de clínker puro y de puzolana que, como es sabido, es un material natural silíceo muy reactivo de origen volcánico.

CEMENTO DE ALTO HORNO (CEMENTO SIDERURGICO).- Es una mezcla homogénea obtenida por la trituración de clínker y de escoria básica granulada de alto horno (más yeso). La granulación de las escorias se obtiene enfriándolas bruscamente en agua, cuando se encuentran aún en estado de fusión a su salida del alto horno.

CEMENTO PARA OBRAS HIDRAULICAS.- Puede ser un cemento portland o puzolánico o de alto horno. Se caracteriza por un bajo calor de hidratación y por sus particulares características físico-mecánicas diversas que adquiere.

CEMENTO ALUMINOSO.- Se obtiene por la trituración de clínker constituido esencialmente de aluminatos hidráulicos de calcio.

TABLA I.1 TIPOS DE CEMENTO

TIPOS DE CEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION kg/cm ²					TIPOS DE FRAGUADO	
	HORAS 24	DIAS 3	7	28	90	MINUTOS	HORAS
CEMENTOS NORMALES : Portland, puzolánico, de alto horno	-			225	-	45	12
CEMENTO DE ALTA RESISTENCIA : Portland, puzolánico, de alto horno	-	175	325	425	-	45	12
CEMENTOS DE ALTA RESISTENCIA : Y FRAGUADO RAPIDO : Portland, puzolánico, de alto horno	175	325	-	525	-	45	
CEMENTOS PARA CONTENCIÓN DE RETEN- CIÓN.	-	-	-	200	250	45	12

* Peso específico del cemento portland seco $\gamma = 1.1 + 1.3 \text{ t/m}^3$

Para poder entender mejor los tiempos de fraguado, debemos comprender los siguientes términos que nos marcan la diferencia que existe entre ellos :

1.III

HIDRATACION DEL CEMENTO

Cuando el cemento toma contacto con el agua, se hidrata, es decir, reacciona con ella, dando lugar a una serie de complejas transformaciones químico físicas que se manifiestan con los siguientes fenómenos :

FRAGUADO.- Consiste en un progresivo endurecimiento de la pasta de cemento - (cemento + agua).

Para transporte y puesta en obra de una mezcla de cemento es necesario, - que el fraguado no se inicie inmediatamente después de la confección de la - mezcla, porque ésta, endureciéndose, perdería progresivamente su manejabilidad.

ENDURECIMIENTO.- Es el fenómeno que sigue al fraguado, prolongándose en el - tiempo; la masa endurece los primeros días con una notable rapidez, que se - atenúa gradualmente. Aún si el fenómeno continúa por meses y años, en gene- - ral se consideran por el control de las resistencias mecánicas los vencimien- - tos comprendidos en los primeros veintiocho días.

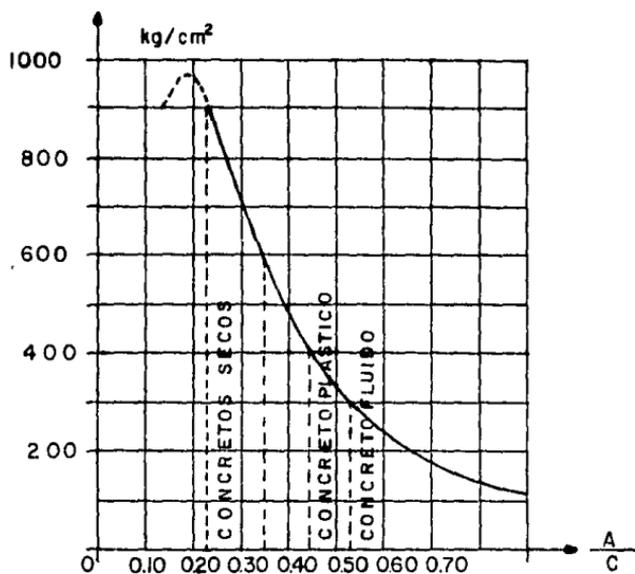
Para cada tipo de concreto se tiene una sucesión de resistencias a compresión al variar la relación A/C (Agua - cemento) elegida, por lo tanto, la -- relación A/C para las resistencias pretendidas en el concreto la relación - entre pasta y áridos se determina mediante ensayo, de modo que el concreto - obtenga la consistencia y, por tanto, la trabajabilidad deseada según la mo- - dalidad del vertido, de los medios de compactación y de las dimensiones y -- tipo de estructuras de la construcción en concreto armado y por supuesto en las estructuras reforzadas.

A continuación presentamos una tabla que nos muestra las proporciones en peso agua/cemento y valores de sus resistencias.

TABLA I.2 PROPORCIONES EN PESO AGUA-CEMENTO Y CORRESPONDIENTES VALORES DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DE LA PASTA Y EL CONCRETO.

AGUA/CEMENTO	0'40	0'45	0'50	0'55	0'60	0'70	0'80
PASTA DE 28 DIAS	380	330	290	250	225	180	140
CONCRETO DE 28 DIAS	500	400	350	290	250	200	170
TIPO DE CONCRETO	SECO			PLASTICO		FLUIDO	

FIG. 1.a REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION EN FUNCION DE LA RELACION AGUA/CEMENTO.



PROPORCION AGUA CEMENTO

1.IV

PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO

PESO PROPIO DEL CONCRETO

El peso propio del concreto, cuando el valor efectivo no resulte de la -- determinación directa, deberemos considerar.

concreto no armado	2,200	kg./m ³
concreto armado	2,500	Kg./m ³

RESISTENCIA DEL CONCRETO

NOCIONES GENERALES.

Por resistencia del concreto se entiende la propiedad que posee de oponer se a determinadas cargas externas en virtud de sus características físico - químicas.

La adquisición de estas características se pone en marcha de modo progresivo en el tiempo : Tiene comienzo en el acto mismo de la confección del concreto, es decir, en el momento en que el cemento, los áridos y el agua tienen contacto entre ellos y prosigue de manera prácticamente ilimitada en el tiempo.

Para conocer la resistencia alcanzada del concreto, la norma adopta como valor de resistencia la alcanzada después de veintiocho días de fraguado.

A continuación se presentará una tabla de compresiones en el concreto para distintos elementos estructurales sometidos a flexocompresión, compresión simple y simple flexión.

TABLA I.3 COEFICIENTE DE HOMOGENIZACION DE LAS RESISTENCIAS PARA PROBETAS -
DE FORMA Y TAMAÑO DIVERSO.

TIPOS DE PROBETA	DIMENSIONES	COEFICIENTE DE HOMOGENIZACION RESPECTO A LA PROBETA CILINDRICA.
	CM	∅ 15 cm , h 30cm
CILINDRO	15 x 30	1,00
CILINDRO	10 x 20	0,197
CILINDRO	25 x 50	1,05

En el esfuerzo de flexocompresión la tensión media en toda la sección no debe superar la tensión admisible para compresión simple.

Para estructuras macizas en concreto no armado la I.S.O. (International Standard Organization) admite el uso concreto con resistencia característica de $f_c/4$ para la compresión simple con un máximo de $30 \text{ kg/cm}^2, 35 \text{ kg/cm}^2$ para la flexocompresión con un máximo de 35 kg/cm^2

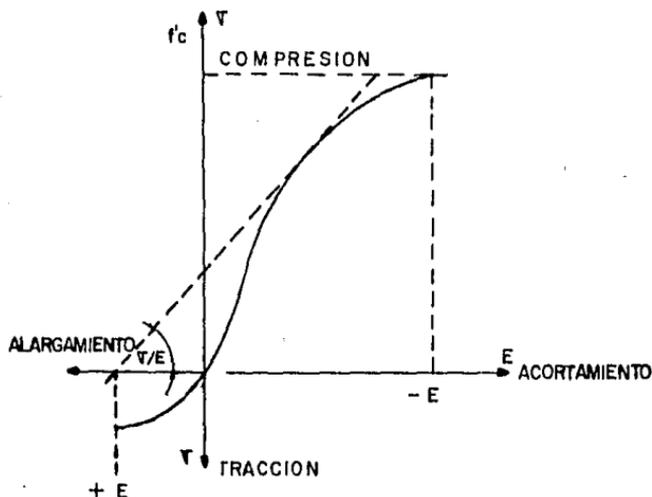
También la I.S.O., aconseja adoptar probetas cilíndricas STANDARD y -- proporciona coeficientes de homogenización para comprobar los resultados de pruebas realizadas en probetas de forma y tamaño diversos, respecto a la probeta cilíndrica 15 x 30 cm. después de 28 días de fraguado.

1.IV.1

DEFORMACION DEL CONCRETO

El concreto está sujeto a varios tipos de deformaciones, algunas dilatadas en el tiempo y otras instantáneas, debidas tanto a los fenómenos derivados — del fraguado como a la aplicación de las cargas de uso sobre las estructuras.

DEFORMACION ELASTICA Y MODULO DE ELASTICIDAD.



En esta gráfica, se representa la ley de las deformaciones del concreto en función de las tensiones generadas por cargas externas.

Esta ley, obtenida experimentalmente, representa el desarrollo de las deformaciones al aumentar la carga, por ejemplo, sobre una probeta cúbica hasta lograr la tensión de rotura $f'c$.

Examinando esta gráfica se puede afirmar, con buena aproximación, que para esfuerzos menores de $1/3 f'c$ se respeta la ley de proporcionalidad de Hooke.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \text{CONSTANTE } \text{kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad E_c , representado gráficamente mediante la recta de compensación del trozo curvilíneo comprendido entre el valor 0 y el valor f'_c se puede calcular con la expresión simplificada proporcionada por el reglamento para el Distrito Federal.

$$E_c = 10 \times 10^3 \sqrt{f'_c}$$

Para concretos de calidad muy controlada, en cuanto al tamaño máximo de agregado, la ley de proporcionalidad tensión - deformación puede adoptarse como válida hasta el valor de $2/3 f'_c$.

En realidad, siendo el diagrama $\sigma - \epsilon$ curvilíneo, el modo de elasticidad lineal más adecuado puede obtenerse mediante el valor.

$$E = \text{Tang } \alpha = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$$

1.IV.2

COEFICIENTE (MÓDULO) DE POISSON

Para deformaciones elásticas, el coeficiente de Poisson ν del concreto -- oscila de valor $1/8 \div 10$ para pequeñas cargas ($20 \div 40 \text{ Kg/cm}^2$), hasta -- $1/3 \div 5$ para cargas más elevadas.

Para deformaciones totales ν oscila de $1/6$ a 8 a $1/2 \div 3$.

Normalmente se adopta. $\nu = 1/6$

1.IV.3

MÓDULO DE ELASTICIDAD TANGENCIAL

Llamado normalmente también módulo de elasticidad tangencial G , está ligado al módulo de elasticidad normal y al módulo de Poisson mediante la relación.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Para valores de $\nu = 1/6$ se obtiene. $G = 0.43E$

1.IV.4

DILATACION TERMICA

En todos los cuerpos, a cada variación térmica, se acompaña una variación de volumen. Para las estructuras de concreto armado se deberá tener en cuenta la variación térmica más desfavorable respecto a la temperatura ambiente en el momento de la ejecución de la obra; en casos ordinarios, a falta de datos más precisos, podrán ser admitidas pérdidas de temperatura respecto a la media local de + 30 c para obras directamente expuestas a la acción atmosférica y 120 c para obras no directamente expuestas.

En general, la variación de temperatura podrá ser considerada uniforme para todas las estructuras de una construcción salvo cuando sean permisibles diferencias sensibles de temperatura entre los respectivos elementos.

Quando para una misma estructura existan variaciones de temperatura diversas en correspondencia con el interior y el exterior, se admitirá en general una distribución de la variación de temperatura de tipo lineal en el interior de las estructuras mismas. A falta de una determinación experimental directa, el coeficiente de dilatación térmica del concreto puede tomarse como :

$$\alpha_t = 0.00001 \text{ POR } 1^\circ\text{C}$$

Este coeficiente indica la variación en milímetros por cada metro de longitud y por cada grado de variación de la temperatura.

Por ejemplo, la dilatación térmica ΔL de un elemento de longitud L , por variaciones térmicas de $\Delta t = 30$ c se obtiene :

$$\Delta L = \alpha_t \times \Delta t \times L = 0.00001 \times 30 \times L = 0.00003L$$

Un concreto bajo carga sometido a altas temperaturas presenta una disminución de la resistencia a rotura f_c y del módulo de elasticidad E_c .

COEFICIENTES DE DISMINUCION DE RESISTENCIA Y MODULO ELASTICO, DEPENDIENDO DE LA TEMPERATURA AMBIENTAL.

TEMPERATURA (t) c	RESISTENCIA CONCRETO	MODULO DE ELASTICIDAD	PRESCRIPCIONES
0	1.0	1.0	TEMPERATURAS BUENAS
50	1.0	1.0	
100	1.0 0,9	1,0 0,95	
150	0,85	0,90	HAY QUE DISMINUIR LAS RESISTENCIAS Y MODULO ELASTICO
200	0,80	0,80	
300	0,70	-	HAY QUE AISLAR -- LA TEMPERATURA DE MASIADO ALTA.
400	0,60	-	

1.v. PRODUCTOS PARA MEJORAR EL HORMIGON

Los aditivos para el hormigón fresco pueden mejorar la manejabilidad, incrementar las resistencias y la impermeabilidad, reducir fisuras y mejorar la resistencia. Pueden acelerar ó retardar el tiempo de fraguado.

Ejemplo :

Existen películas antievaporantes para rociar sobre el concreto fresco; - evita la deshidratación de los paramentos horizontales durante las operaciones de acabado.

Polvoreado superficial metálico para mejorar de 4 a 8 veces la resistencia a la abrasión.

Película acondicionada para pulverizar sobre el hormigón durante la primera fase de fraguado, en sustitución del riego tradicional.

Descimbrante para concreto, de acción físico-química autocontrolada. Mejora la superficie vista, ahorra mano de obra y aumenta la duración de la cimbra.

C A P I T U L O I I

CAP. II ACEROS PARA ELEMENTOS PRETENSADOS

2.I GENERALIDADES.

Como es sabido, la función principal de las armaduras metálicas en las estructuras de concreto armado, consiste en absorber los esfuerzos de tracción que no pueden ser absorbidos por el concreto.

Normalmente las armaduras de acero están constituidas por barras de sección circular (redondos) de diámetro variable de 5 a 30 mm y con longitudes de 8 - 12 m.

Las barras de redondos, de diámetro constante, han resultado más aptas desde el punto de vista práctico y económico para la ejecución de las armaduras, de hecho, limitando el diámetro de las barras se puede obtener una mayor superficie de adherencia del concreto y utilizando la buena manejabilidad de la barra, se puede seguir la marcha de las tensiones principales en el concreto.

Los redondos, permiten además una fácil ejecución de las armaduras de constante.

2.II CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE LOS ACEROS.

El acero para la armadura del concreto armado debe responder a algunos requisitos fundamentales que afectan a las bases de la teoría estática del concreto armado : adherencia, elasticidad, resistencia y alargamiento de rotura.

a) ADHERENCIA ENTRE ACERO Y CONCRETO

Característica fundamental, que permite a las armaduras metálicas absorber los esfuerzos de tracción; esta deriva de diversos factores :

- racionamiento entre acero y concreto, proporcional a la presión ejercida en torno a las barras por la contracción del concreto.
- racionamiento debido a la aspereza y rugosidad de la superficie externa de las barras.

- adherencia intermolecular entre acero y concreto.

la adherencia viene caracterizada por la tensión límite de adherencia, \bar{T}_d de una barra de acero, embebida en el hormigón y sometida a tracción.

El valor de \bar{T}_d varía de 7 y 50 Kg/cm^2 en función de las características del acero y del concreto.

A la adherencia acompaña el fenómeno del alargamiento plástico del concreto : Un concreto armado, por vía de adherencia que se ejerce entre los hierros de armadura y el concreto en zona tensa, presenta alargamientos (antes de la fisuración) muy superiores respecto a los del concreto no armado.

$$AL = 0.1 \div 0.3\%$$

b) ELASTICIDAD.

El módulo de elasticidad del acero para concreto armado, en campo elástico, mantiene un valor constante que se acerca a $2,100.000 \text{ Kg/cm}^2$, tanto a tracción como a compresión, es decir :

$$E_s = \frac{F}{E} = 2,100.000 \text{ kg/cm}^2$$

Es muy importante para el acero estudiar el desarrollo de la curva de deformaciones en función de las tensiones.

$$E_a = \frac{\text{TENSION LIMITE DE ROTURA}}{E \text{ (TENSION LIMITE DE DEFORMACION PERMANENTE A 2\%)}}$$

En el siguiente diagrama de esfuerzo-deformación que mostramos, se puede observar como hasta cierto trecho las deformaciones aumentan en proporción lineal. Respecto a las tensiones (ley de Hooke), hasta que las tensiones alcanzan el valor límite de proporcionalidad; superando tal valor, se alcanza rápidamente el valor límite de elasticidad y, por tanto, el valor límite de agotamiento (normalmente estos tres valores, por simplicidad, se consideran coincidentes).

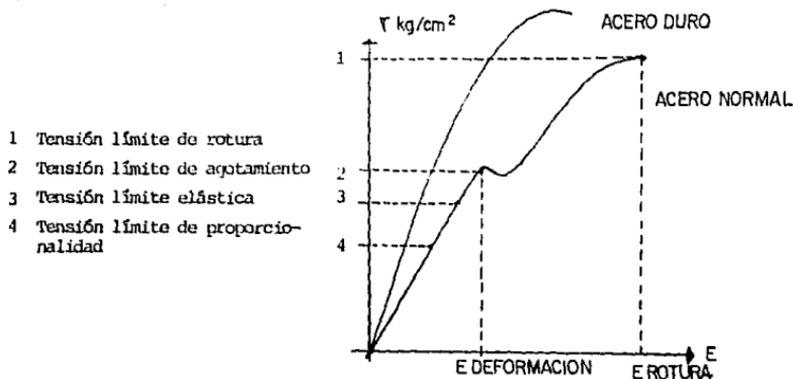


DIAGRAMA REPRESENTATIVO DE LAS PROPIEDADES ELASTICAS DEL ACERO

Al agotamiento, durante un breve intervalo, la tensión permanece casi constante al aumentar las deformaciones hasta alcanzar el valor máximo de rotura

2.111. MALLAS ELECTROSOLDADAS.

Para la armadura de elementos delgados y planos o también nervados de formas diversas (paneles, placas nervadas, etc.) se hace siempre mayor uso de mallas de acero electrosoldado. En el comercio se encuentran normalmente mallas de dimensiones casi 5,00 x 2,00 m. compuestas de redondos lisos o corrugados, con diámetros variables de 3 a 12 mm.

Normalmente los redondos que constituyen la malla, tienen todos el mismo diámetro; de todos modos es posible tener mallas con redondos de diverso diámetro según las exigencias.

Las dimensiones más comunes de las retículas de las mallas son de 10 x 10 cm. o 20 x 20 cm.

2. IV FENOMENOS DE FATIGA PARA LA ARMADURA.

Para estructuras de concreto armado sujetas a cargas variables periódicas, tales que generen en las cargas internas del acero oscilaciones de tensión - superiores al 30% de la tensión máxima, se establecen las oportunas reducciones respecto a la tensión admisible normalmente considerada; en particular, - para aceros corrugados, se introduce un factor que reduce esta tensión.

A continuación presentamos una tabla de los coeficientes dependientes de - las tensiones mínimas y máximas en la armadura.

TABLA 2.1 COEFICIENTES DEPENDIENTES DE LAS TENSIONES MINIMAS Y MAXIMAS EN LA ARMADURA.

OSCILACIONES PORCENTUALES DE LAS CARGAS Y DE LOS ES FUERZOS.	CARGAS O MOMENTOS MINIMO Y MAXIMO SOBRE EL ELEMENTO CALCULADO	TENSIONES MINIMA Y MAXIMA SOBRE LA ARMADURA.
δ	$q(P) \text{ min.} / q(P) \text{ max.}$ $M \text{ min.} / M \text{ max.}$	$V \text{ min.} / V \text{ max.}$
30	0,70	0,70
40	0,60	0,60
50	0,50	0,50
70	0,40	0,40
80	0,30	0,30
90	0,20	0,20
100	0,10	0,10
	0,00	0,00

2.V CRITERIOS DE RACIONALIZACION DE LAS ARMADURAS.

A fin de conseguir una buena organización de los trabajos, es importante plantear el problema del proyecto de las armaduras en acero; teniendo presente las características y los límites de los aceros del comercio, por lo tanto, el proyecto de las armaduras tendrá en cuenta tanto los problemas de carácter puramente estático como los problemas concernientes de la ejecución práctica de las armaduras.

Se relaciona a continuación algunos factores que interesan a los proyectos de ejecución de las armaduras:

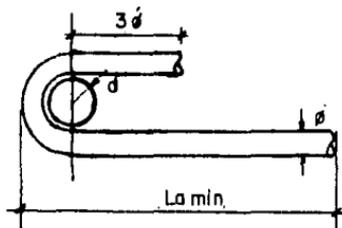
a) LONGITUD DE ANCLAJE DE ARMADURAS. Está estrechamente ligada a la adherencia entre acero y concreto.

Cuando un redondo no es ya necesario en una determinada sección, éste se dobla, dobla o curva. El redondo debe ser anclado oportunamente y, por lo tanto, se prolonga dicha LONGITUD MINIMA DE ANCLAJE, dependiente de las características del acero y del concreto.

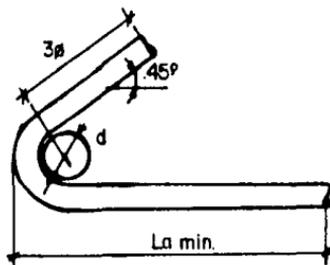
$$L_{\text{Min.}} = \frac{d \times \text{tensión del acero}}{4 \times \text{tensión diagonal}}$$

Para los casos corrientes se pueden adoptar para los redondos tensos las siguientes longitudes mínimas de anclaje.

acero liso	$L_{\text{min.}} \approx 40 + 50d$
acero corrugado	$L_{\text{min.}} \approx 25 + 30d$



modalidad de ejecución del gancho con acero dulce.



modalidad de ejecución del gancho con acero duro.

Una reducción del 25% de la longitud de anclaje se obtiene mediante un doblado en gancho de la extremidad de la barra.

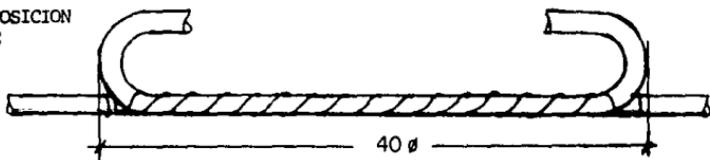
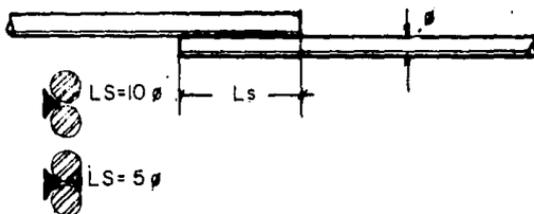
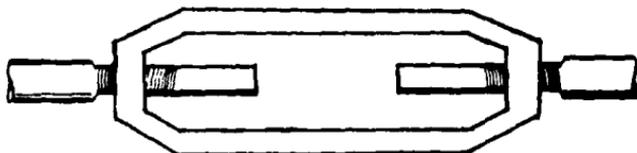
El tipo de gancho ilustrado se adopta para barras de acero liso y diámetros hasta $6/8'' \approx 18 \text{ mm}$. Para aceros corrugados y para diámetros superiores se adopta un plegado a 45° .

Naturalmente, estos tipos de anclaje se adoptan para las barras tensas, -- para los hierros en zona de compresión no tiene sentido hablar de anclaje, -- pero también éstos se prolongan en una longitud a casi $20 \div 30 d$.

b) UNIONES. Normalmente las barras del comercio tienen una longitud de 12 -- metros,; puede, sin embargo, ser necesaria una continuidad de armaduras para longitudes mayores, por las que se necesita recurrir a las uniones.

Se puede tomar como regla o recetas que se ha de evitar que las uniones -- estén en zona tensa o en las zonas de carga máxima, además evitaremos el juntar todos los hierros de la armadura : En una sección se admiten uniones que afecten como máximo al 20% de las armaduras; las otras barras se unirán con un empalme de casi $80 d$.

TIPOS DE EMPALMES

1.- SUPERPOSICION
SIMPLE2.- SOLDADURA (EN
ZONA TENSA)
(ACERO SOLDA-
BLE)3.- CON MANGUITO
FILETADO

c) ACERO EN BARRAS Y ACERO EN ROLLO. Además de las barras de acero normales para la ejecución manual de las armaduras, existen en el comercio rollos de redondo trefilado, lisos y corrugados hasta 10 mm. de diámetro.

d) EJECUCION DE LAS ARMADURAS. Para ejecutar el plegado y corte de las barras, tanto con máquinas como manualmente, es necesario unir las diversas partes formando la jaula de acero.

Un buen proyecto de las armaduras debe tener en cuenta algunos factores fundamentales como :

RECUBRIMIENTO

Todos los hierros de armaduras de vigas y pilares deben ser recubiertos - con concreto por lo menos 1,5 el diámetro como lo especifica el reglamento.

En casos de ambiente particularmente agresivo, se deben aumentar estos revestimientos.

ATADO

Las armaduras principales y los cercos, se unen normalmente entre sí de -- forma que adquiera cierta rigidez a la jaula.

Las uniones se ejecutan con alambre metálico delgado o también con hilo -- acerado o de acero.

SEPARADORES

A fin de evitar contacto entre las armaduras y las caras de las cimbras, - se introducen elementos separadores de madera o plástico de diferente espesor.

C A P I T U L O I I I

CAP. III PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES

3.I INTRODUCCION.

Es necesario definir y explicar lo que es la seguridad en una conexión entre dos elementos prefabricados, por ello el rendimiento de la estructura conectada no puede asegurarse hasta que todos los factores de carga se hayan seleccionado y considerado con relación a la producción y montaje, así como, con relación a las cargas de diseño en la estructura ya montada.

3.II FACTORES DE SEGURIDAD.

Los factores de seguridad se hacen debido a que las conexiones en general, están sujetas a elevadas concentraciones de esfuerzos en donde las deformaciones importantes de advertencia de los elementos conectados, se presentan para condiciones de carga última. Pueden ocasionarse cambios en la magnitud, dirección y sentido de las cargas que actúan en la conexión, si existe una ligera variación en ésta con relación a la conexión diseñada.

Dada la importancia que existe en una conexión, se puede aumentar la carga incidente con un coeficiente de carga de $4/3$ para el diseño definido de conexiones (según el "manual for quality control for plants and production of architectural precast concrete products")

Los factores de carga de $(1,4D+1,7L)$ se proporcionan en la sec.9.3.1. del reglamento de construcción (ACI 318-71)

Cuando se consideren afectados por cambios volumétricos, también lo pueden ver en el reglamento de construcción en la sec. 9.3.7. (ACI), éstos deberán incluirse con la carga muerta como $0,75 (1,4D+1,7L)$ sin embargo, cuando se consideren los efectos de cambio volumétrico en ménsulas y cornisas, la fuerza resultante a la tensión deberá incluirse con la carga viva y un factor de carga de $1,7$ sin una reducción respecto al total (sec. 11.14.2, del reglamento de construcción ACI).

3.11.1 REFUERZO POR CORTANTE.

Para evaluar el efecto de fricción por cortante en conexiones de concreto con soportes de acero nos proporciona una solución del límite inferior para resistencia última, que puede usarse para evaluar muchos tipos distintos de conexiones.

Una suposición fundamental al aplicar el concepto de fricción por cortante, es que el concreto dentro del área de la conexión se nos agrietara en la forma más indeseable.

La ductilidad la podríamos lograr, colocando un refuerzo transversal al plano de la falla, cuando la fuerza $A_s F_y$ desarrollada por el refuerzo es normal al plano.

Esta fuerza normal en combinación con una analogía de fricción, da por resultado una resistencia al corte en la grieta.

El refuerzo para el cortante último a través de cualquier plano de agrietamiento podemos calcularlo por medio de :

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi(F_y \nu)(\mu)}$$

A_{vf} = área de refuerzo transversal.

V_u = Cortante último.

ϕ = factor de resistencia.

f_y = esfuerzo del acero.

μ = coeficiente de fricción entre el acero y el concreto.

Si los esfuerzos cortantes exceden los valores máximos (pero en ningún caso deberá V_u excederse de $0,25 f_c$ ni de 85 Kg/cm^2) podrá usarse un reducido.

$$\mu = \mu \left[\frac{21.12 \mu + 0.5}{V_u} \right]$$

ACI-11.7.3

A continuación se resumen los distintos valores de μ y de V_u para las -- combinaciones de distintas conexiones.

CONDICIONES DE AGRIETAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE CONTACTO	RECOMENDADO	V_u MAX. Kg/ cm ²
concreto a concreto vaciado monolíticamente.	1.4 hasta 1.7	60
concreto a concreto endurecido, -- con aspereza de 6 mm.	1.0	42
concreto a acero con conectores -- de perno soldado.	1.0	42
concreto a concreto, superficie de contacto liso.	0.7	30

3.III APLASTAMIENTO DE CONCRETO.

Las relaciones de diseño por resistencia última para el aplastamiento del concreto, dependen del tipo de carga, las fuerzas dentro del área de aplastamiento y la magnitud del esfuerzo de éste. Además, el concepto de diseño se modifica cuando se trata con amortiguadores de apoyo, que son los soportes -- sobre los que apoyamos los elementos estructurales, en la actualidad se emplean varios tipos de amortiguadores de apoyo como :

- amortiguadores elásticos (a base de neopreno).
- amortiguadores de tela laminada (a base de múltiples capas de lona de -- múltiples capas de lona de algodón).
- amortiguadores laminados de hule-tela. (a base de fibras sintéticas).
- amortiguadores sin fricción (a base de tetra fluoretileno con $\mu=0.05$)
- amortiguadores de otros materiales (formados por asbesto-cemento, cartón endurecido, fieltro pesado, plomo o plásticos.

3.III.1 APLASTAMIENTO EN CONCRETO SIN REFORZAR.

Cuando se tiene la seguridad de que el esfuerzo de aplastamiento es unifor

me y solamente se presentan cargas verticales dentro de la conexión, el esfuerzo último de aplastamiento en el concreto podrá calcularse por medio de:

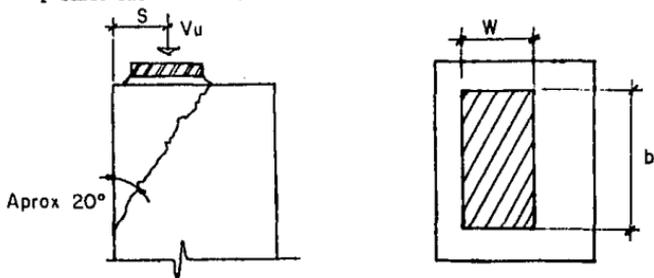
$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'_c} \sqrt{S/W}$$

en donde $\phi = 0.70$

S = distancia donde se aplica el V_u y el paño del elemento en cuestión.

W = ancho del amortiguador.

A continuación se muestra un amortiguador sobre una base de concreto y la posible falla.



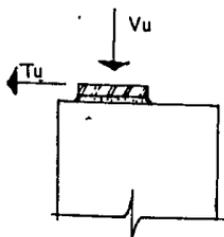
Si se presentase una fuerza horizontal T_u , la resistencia última al aplastamiento deberá reducirse por C_r .

$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'_c} \sqrt{S/W} C_r$$

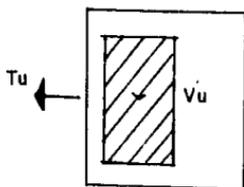
C_r = coeficiente de reducción de capacidad. de carga.

$$C_r = \left[\frac{S W}{1290} \right] T_u / V_u$$

donde T_u = fuerza horizontal, tal y como lo muestra la figura siguiente :



Para un esfuerzo de aplastamiento no uniforme, el esfuerzo último no deberá exceder el que resulte de la ecuación.



$$f_{bu} = 18.58 \sqrt{f'_c} \sqrt[3]{S/W}$$

para $S/W=0.5$

Para concretos ligeros sin confinar, deberemos tomar el 85% de los valores para el concreto de peso normal.

3.III.2 APLASTAMIENTO EN CONCRETO CONFINADO.

Pasamos a este tipo de concretos cuando no verifican las ecuaciones en los concretos sin reforzar.

El concreto confinado lo utilizamos cuando normalmente existen, cargas pesadas verticales o grandes cargas laterales, el concepto de fricción por cortante, puede usarse para determinar, los refuerzos de confinamiento en la región de las conexiones.

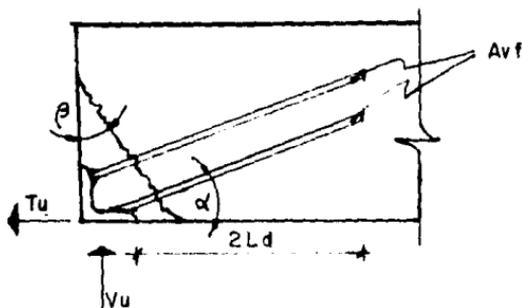
El esfuerzo último vertical de aplastamiento, no deberá exceder del 85% de f'_c

Como se ha mencionado antes un elemento de concreto confinado es aquel en el que confinamos o sujetamos el trozo que primero falla, es decir, donde aparece la fisura. Para este tipo de grietas o fisuras verticales de aplastamiento deberemos usar un refuerzo soldado a los ángulos de confinamiento que puede determinarse por medio de :

$$A_{vf} = \frac{l}{\phi f_y V} \left[\frac{V_u}{u} + T_u \right] \quad \text{DONDE } \phi = 0.85$$

T_u = fuerza horizontal, la determinamos por análisis y se recomienda usar un valor no menor de $T_u = 0,2 V_u$

A continuación se esquematizará como reforzar las zonas de grietas verticales y el acero de refuerzo como se puede poner.



A_{vf} = acero de refuerzo por aplastamiento para las grietas verticales.

T_u = fuerzas horizontales.

V_u = cortante último (que no es más que la reacción)

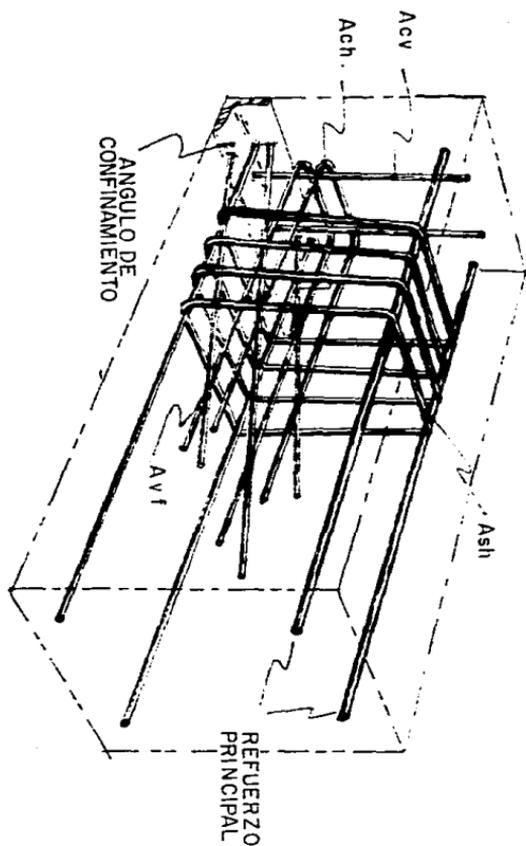
L_d = Longitud de desarrollo en tracción (ACI) (318 -7)

$$L_d = 0.0594 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

α = ángulo de inclinación del acero de refuerzo para absorber las grietas verticales, aprox. = 15°max.

β = ángulo de ruptura por cortante aproximadamente = 20°

REFUERZO PRINCIPAL



A_{sh} ACERO DE REFUERZO POR ARRAS
 TENDIDO PARA LAS CRISTAS -
 VERTICALES QUE SON PRINCIPAL-
 DAS POR LA FLEXIÓN POR COR-
 TANTE.

Para las grietas horizontales, el refuerzo dentro del área de apoyo se determina así.

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}} \quad -$$

A_{vf} = área del esfuerzo de fricción por cortantes.

f_{yv} = resistencia a la fluencia para A_{vf}

f_{ys} = resistencia a la fluencia A_{sh}

M = coeficiente de fricción por cortante = 1,4

Para las grietas horizontales, el refuerzo dentro del área de apoyo se de termina así.

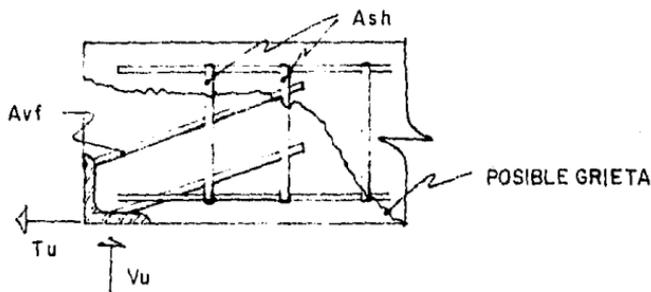
$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}}$$

A_{vh} = área del refuerzo de fricción por cortante

f_{yv} = resistencia a la fluencia para A_{vf}

f_{ys} = resistencia a la fluencia para A_{vh}

μ = coeficiente de fricción por cortante = 1,4



* (Según el "MANUAL ON DESIGN OF CONNECTIONS FOR PRECAST PRESTRESSED CONCRETE")
se usará como

$$f_{ys} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

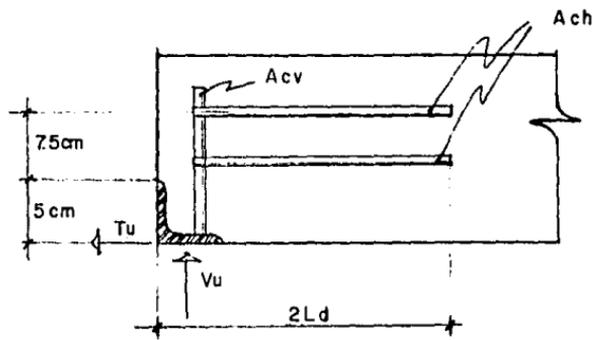
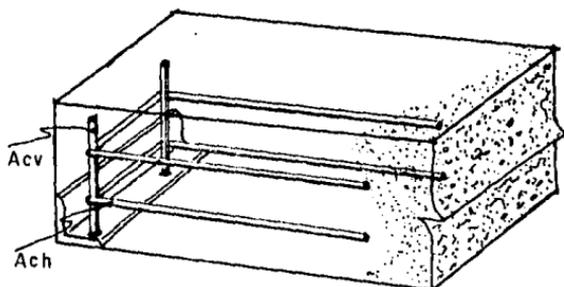
$$f_{vs} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Hasta el momento se ha visto el refuerzo para fricción por cortante A_{vf} — y el refuerzo para las grietas horizontales.

Además de estos refuerzos existen refuerzos adicionales tanto como para — los derivados por la fricción por cortante como para los horizontales.

El refuerzo de confinamiento adicionado a A_{vf} y A_{sh} deberá proporcionarse tanto en la dirección vertical como horizontal y se obtiene por :

$$A_{cv} = A_{ch} = \frac{V_u}{51.6 f_y}$$



3.IV CORTANTE.

En el diseño de conexiones, la relación de claro de cortante a peralte -- efectivo, es generalmente menos de la unidad.

El cortante en una conexión puede transferirse por medio del concreto de la conexión, por perfiles estructurales empotrados o por una combinación de ambos.

Tipos de conexiones que se estudiarán:

3.IV.1 CONEXIONES EN MENSULAS.

3.IV.2 CONEXIONES CON EXTREMOS EN MUESCA.

3.IV.3 PERFILES DE ACERO EMPOTRADOS.

3.IV.4 CONEXION POR DIAFRAGMA

3.IV.1 CONEXIONES EN MENSULAS.

Para poder hacer un análisis de lo que resiste por cortante, necesitamos saber constantes para plantear el diseño de una ménsula.

La resistencia última al cortante del concreto, puede calcularse por medio de :

$$V_u = \phi b d \sqrt{f_c} C_1 C_2$$

DONDE $\phi = 0.085$

$C_1 = 6.5 (1 - 0.5d/L_v)$

$$C_2 = \frac{(1000 \rho_v f) (1/3 + 0.4 T_u/V_u)}{(10) 0.8 T_u/V_u}$$

V_u = fuerza cortante última (Kg)

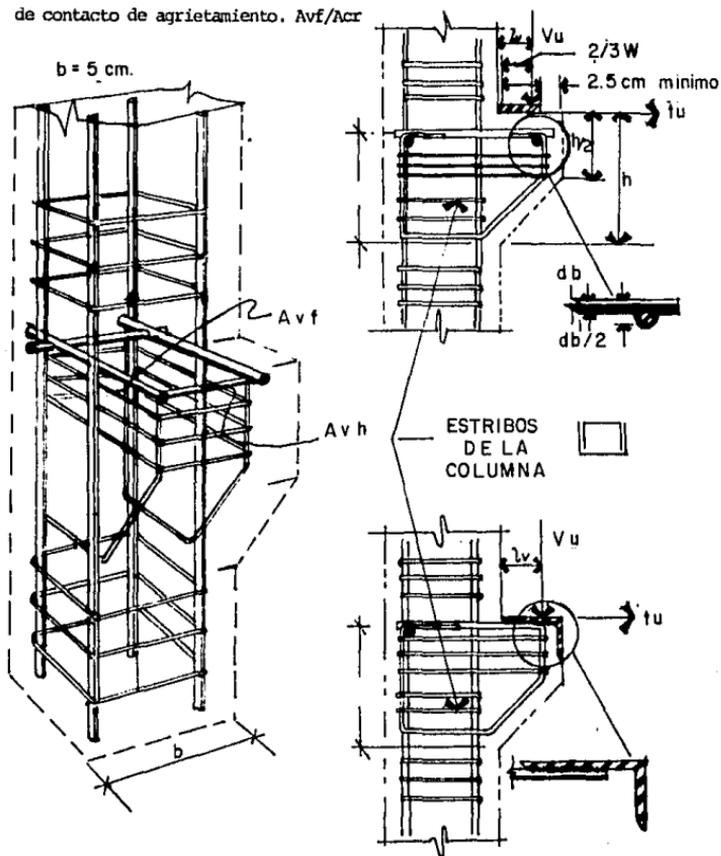
ϕ = factor de reducción de capacidad.

c_1, c_2 = parámetros de resistencia de las ménsulas de concreto.

d = distancia a la fibra más alejada a compresión al centroide del refuerzo de tracción (cm)

l_v = tramo o distancia sometido a cortante.

ρ_{vf} = relación del refuerzo de fricción por cortante al área de la superficie de contacto de agrietamiento. A_{vf}/A_{cr}



El refuerzo A_{vf} deberá anclarse del lado positivo, cerca de las caras - exteriores extremas, mediante barras transversales soldadas o soldándose a - los ángulos de confinamiento.

Deberán colocarse estribos horizontales A_{vh} aproximadamente iguales a --- $A_{vf}/2$, en los dos tercios superiores de la ménsula.

La posición de la carga vertical aplicada, se supone ubicada en el tercio exterior del área de contacto de apoyo.

El esfuerzo último de aplastamiento sin ángulos de confinamiento no deberá exceder $0,5 f'c$

3.1V2 CONEXIONES EN EXTREMOS EN MUESCA.

Al igual que las ménsulas o repisas de concreto el cortante último será

$$V'u = \phi bd \sqrt{f'_c C_1 C_2}$$

$$\text{DONDE } \phi = 0.85$$

$$C_1 = 6.5(1 - 0.5 d/L_x)$$

Y

$$C_2 = \frac{(1000 \rho_{vf})(1/3 + 0.4 t_u/V_u)}{10.08 t_u/V_u}$$

El refuerzo horizontal A_{vf} deberá estar diseñado de acuerdo con la ecua--- ción.

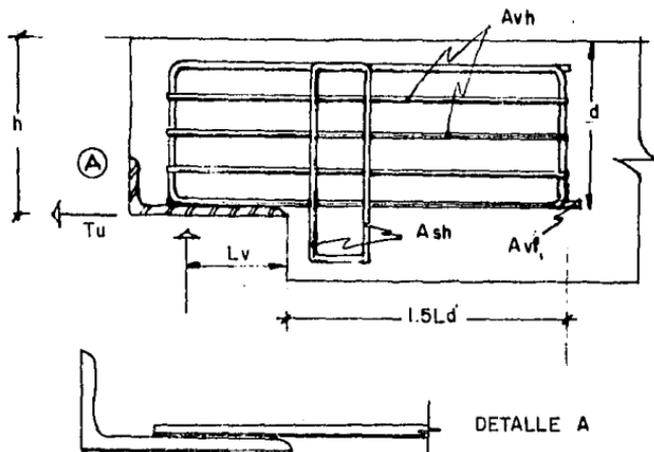
$$A_{vf} = \frac{1}{\phi f_{yv}} \left(\frac{V_u}{\mu} + t_u \right)$$

$$\text{DONDE } \phi = 0.85$$

Y el refuerzo vertical A_{sh} con la ecuación.

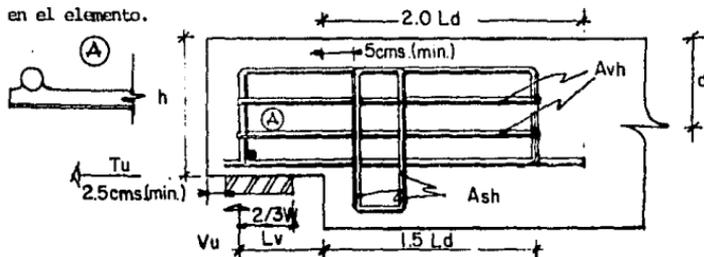
$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}}$$

Además la relación del L_v/d no deberá exceder 0,40 y A_{vh} deberá ser igual a $A_{vf}/2$.



ANGULO DE CONFINAMIENTO SOLDADO

Según el (PCI MANUAL ON DESIGN OF CONNECTIONS FOR PRECAST PRESTRESSED CONCRETE). Cuando no estemos restringidos por el peralte en vigas prefabricadas, apoyadas por apoyo de placa o en muesca, se puede ésta apoyar de la siguiente forma, considerando unas sensibles ventajas en la forma de sujeción de la placa como amortiguados, en este otro caso no existiría ningún problema de corrosión interna, al no ir soldado el ángulo de confinamiento al acero horizontal en el elemento.



3. IV.3 PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL EMPOTRADOS.

Este tipo de conexión entre dos elementos estructurales, como en este caso de acero en concreto, es recomendable cuando se requiere ligereza, los perfiles de acero empotrados en columnas de concreto consisten normalmente en vigas de patines anchos, canales o placas verticales. El comportamiento y consideraciones de diseño son básicas para todos los perfiles estructurales empotrados.

Para cualquier elemento estructural empotrado en cualquier miembro, incluso la columna de un solo lado, la capacidad del concreto máxima vendrá dada por :

$$V_u = \frac{\phi f'c b L_e}{3+4(L_v + L_e)}$$

donde $\phi = 0.85$

L_v = tramo sometido a cortante -
(cm)

La capacidad de carga última, se puede incrementar adicionando ángulos, placas o cualquier otra pieza para incrementar el ancho efectivo b del perfil empotrado.

L_e = Longitud de empotramiento de los insertos de pernos, perfiles estructurales o varillas de refuerzo en lechadas (cm).

b = ancho de la cara a compresión.

La fuerza horizontal T_u en caso de presentarse puede soportarse mediante conectores de perno o refuerzo soldado, en caso que el refuerzo de adherencia sobre el perímetro del perfil exceda. 18 Kg/cm^2

Para perfiles de acero estructural empotrados a cada lado de la columna, a otro miembro prefabricado y cargado aproximadamente de forma simétrica, su capacidad última del concreto lo determino por :

$$V'u = \frac{\phi f'c b L_e}{3}$$

DÓNDE $\phi = 0.85$

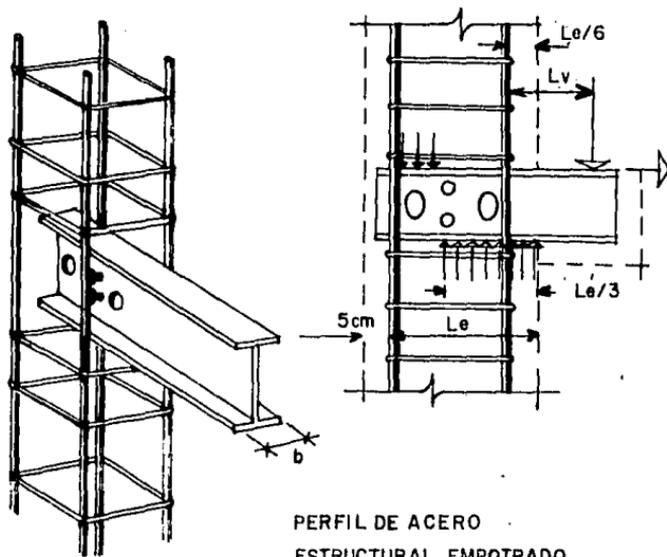
* Se supone que el bloque del esfuerzo de compresión en carga última, tiene a $1/3$ de la longitud empotrada L_e .

Todos los perfiles estructurales deberán diseñarse de acuerdo con las últimas especificaciones del AISC.

(AISC)

1.) El claro de cortante será igual a $L_e/6$ más la distancia de la cara del concreto al punto de aplicación de carga.

2.) Los perfiles estructurales empotrados en un miembro prefabricado con menos de 90 cm. de concreto arriba o abajo de la pieza empotrada, pueden requerir un confinamiento adicional o un anclaje, para estar seguros, que por aplastamiento el concreto puede desarrollar el $0.85 f'c$ en condiciones de carga última.



3. IV.4 TRANSFERENCIA DE CORTANTE DE DIAFRAGMA.

El cortante producido en un sistema lineal, aplicado en un plano euclideo con ejes triortogonales como lo puede ser una simple losa, necesita transmitir el cortante hacia muros, trabes o cualquier otro sistema de apoyo, la separación entre estos 2 sistemas y la transferencia de cortante de diafragma - como losas de pisos y techos típicos prefabricados, puede efectuarse por dos métodos generales.

El primero de ellos consiste en placas soldadas empotradas en los patines de 40 y 50 mm. de los miembros con alma prefabricados,

El segundo consiste en ranuras rellenas de lechada, típicas en losas de núcleo hueco.

La transferencia de cortante por medio de las placas empotradas y varillas de refuerzo del No. 4 soldadas a ellas, deberá basarse en una capacidad máxima al cortante de 5500 Kg.

El cortante último de diafragma logrado por las ranuras de lechadas con mortero de $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ mínimo, puede determinarse por :

$$A ds = \frac{f d}{\phi \mu f y a}$$

donde $\phi = 0,85$

Fd = fuerza de ruptura sobre el diafragma (Kg.)

μ = coeficiente de fricción por cortante.

$f_y d$ = esfuerzo a la influencia para un $A ds$ (Kg/cm^2).

$A ds$ = área de refuerzo del diafragma (cm^2).

El valor del refuerzo último por cortante en la ranura rellena de lechada,

V_u no deberá exceder de $V_u = F_d = 6 \text{ Kg/cm}^2$ sobre un plano de agrietamiento de F_{dy} o F_{dx} .

El refuerzo A_{ds} se requerirá para F_{dx} solamente cuando 0,9 veces la carga muerta de todos los materiales que resisten F_{dx} sea menor que ésta.

Deberá efectuarse una revisión cuidadosa para asegurarse de que el refuerzo A_{ds} para F_{dy} sea efectivo.

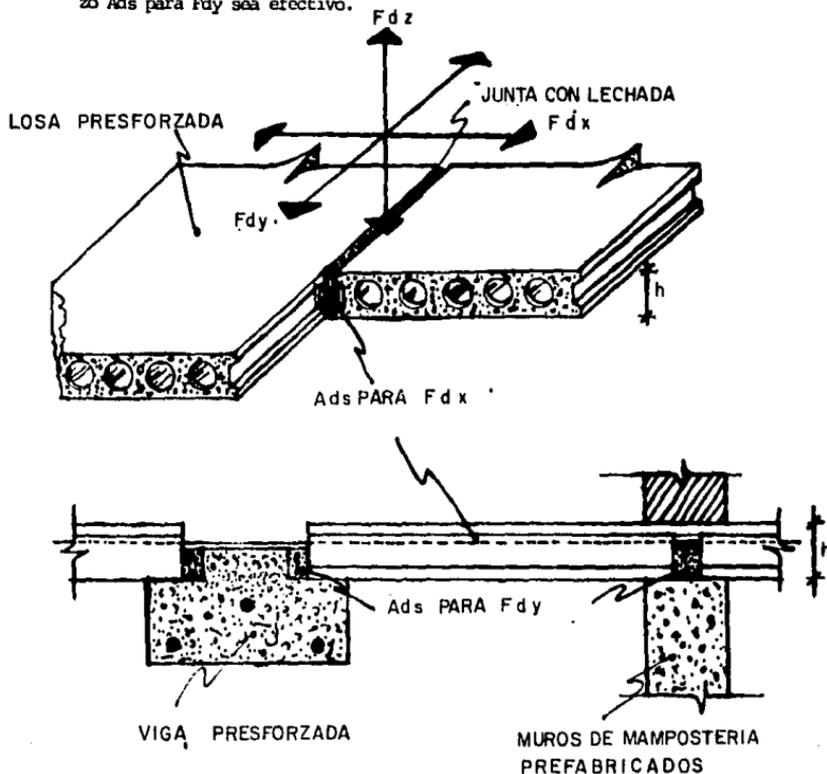


FIG. 13.4.4. - 1) CORTANTE DE DIAFRAGMA CON CUÑEROS RELLENOS DE LECHADA.

3.V FUERZA POR CAMBIO VOLUMETRICO.

3. V. 1 TEMPERATURA

El incremento o disminución por unidad de longitud debido a cambios de temperatura puede valorarse por medio de :

$$\Delta E_t = C (\Delta C^\circ)$$

donde $C = 10,8 \times 10^6$ cm/cm °C para concreto de peso normal y,
 9×10^6 cm/cm °C para concreto estructural ligero.

3. V. 2 ACORTAMIENTOS APROXIMADOS POR CAMBIO DE VOLUMEN

Acortamientos o alargamientos en elementos estructurales, son sumamente importantes, pues la concentración de esfuerzos en las conexiones los pueden llevar a la falla, aún sin estar cargados ni debidamente protegidos en sus dilataciones. De tal forma que si no hacemos un análisis exacto por cambios volumétricos en estructuras las deformaciones unitarias de acortamiento para miembros individuales sin empotrar, tomando en cuenta fluencia, contracción y cambio de temperatura se volverían o se traducirían en una reducción promedio en longitud.

A continuación presentamos una tabla (PCI) (PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE) basada en la relación de esfuerzo (P/A) a la resistencia del concreto al momento de esforzarlo igual al 25% y una reducción promedio en longitud para una disminución aproximada de temperatura de 1 c. El factor de masa es la relación del área de la sección transversal al perímetro expuesto (relación de volumen a superficie).

FACTOR DE MASA	DEFORMACION EN EL CONCRETO CM/CM DE PESO -- NORMAL.	DEFORMACION EN EL CONCRETO LIGERO CM/CM
25	0,00062	0,00081
38	0,00067	0,00089
50	0,00069	0,00091
75	0,00080	0,00105
100	0,00086	0,00113
125	0,00089	0,00116
150	0,00089	0,00116

A esta tabla corresponden cambios volumétricos axiales aproximados en concreto presforzado sin empotrar.

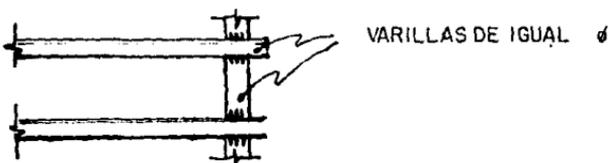
3.VI SOLDADURA DE LAS BARRAS DE REFUERZO

3.VI.1 INTRODUCCION Y ALCANCE

La soldadura del refuerzo proporciona un medio práctico para formar una conexión para una diversidad de transferencias de fuerzas, la soldadura que se trace de acuerdo con las recomendaciones del (ACI - 318 - 71), da por resultado conexiones seguras y predecibles.

Los tipos básicos de soldadura para las varillas de refuerzo, son las siguientes :

ANCLAJE DE LAS VARILLAS TRANSVERSALES SOLDADAS.



d_b = diámetro nominal de la varilla (cm)

t_w = espesor efectivo de soldadura para el refuerzo de transape soldado (cm)

L_w = Longitud de la soldadura para los esfuerzos de transape soldado (cm)

Las normas comunes y los sistemas de soldadura con relación a la composición química del acero, indican que es necesario conocer ésta en el refuerzo que va a soldarse. Dependiendo del contenido de carbono y magnesio del refuerzo, se requerirán procesos especiales de soldadura.

3.VI.2 RECOMENDACIONES

A menos que se especifiquen requisitos diferentes, se recomienda que solamente se suelden varillas de refuerzo del grado 40 o grado 60 con un contenido de carbono que no exceda el 0,50% y contenidos de magnesio que no excedan el 1,30%. Deberán emplearse solamente electrodos de bajo hidrógeno, AWS cla se E 7015 o E 7016.

Un efecto principal de la soldadura lo representan una reducción en la resistencia en el punto de fluencia, por lo tanto, la ductibilidad se reduce en forma importante.

La resistencia a la ruptura de cualquier varilla de refuerzo soldada puede ser

determinarse por : $TW = \phi (1.761) LW TW$

DONDE $\phi = 0.70$

TW = capacidad última de la soldadura (Kg)

LW = longitud de soldadura para traslapes (cm)

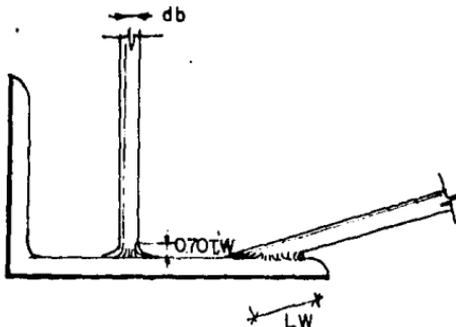
tw = espesor efectivo de soldadura (cm)

La soldadura del refuerzo no deberá hacerse a una distancia menor de 20 cm de cualquier dobléz en frío.

Cuando se requiera un precalentamiento éste deberá hacerse en tal forma que la superficie en la cual se deposita la soldadura esté a una temperatura igual o superior a la de precalentamiento.

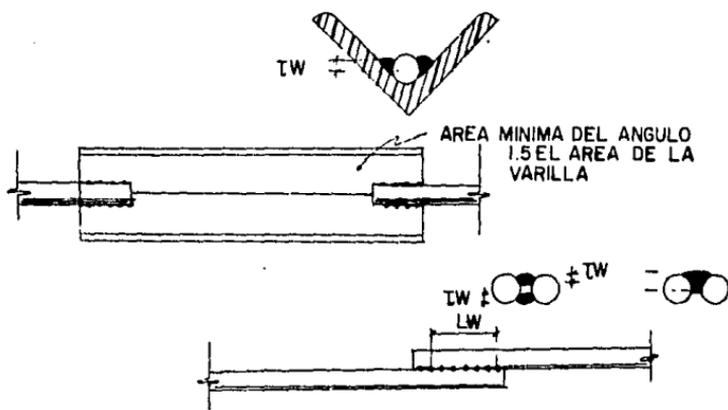
No deberá permitirse la soldadura por puntos, de cualquier varilla de refuerzo en conexiones de campo.

La soldadura de varillas mayores al No. 11, se consideran como casos especiales.



REFUERZO SOLDADO A LA PLACA O ANGULO

VARILLAS DE REFUERZO SOLDADAS ENTRE SI



3. VII UNIONES TRASLAPADAS DE REFUERZO

3. VII. 1 TRASLAPE NECESARIO A TRACCION

Para el manual (ACI - 318 - 71) la longitud de desarrollo para varillas - del número 11 y más pequeñas, empotradas en concreto es :

$$L_d = 0.0594 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

L_d = longitud de desarrollo de las barras de refuerzo (cm)

Además la longitud mínima no deberá ser menor de 0,00569 $d_b f_y$ o 30 cm.

La longitud de desarrollo para concreto ligero (de arena y gravilla), deberá incrementarse en un 18% sobre el que necesita el concreto de peso normal (arena y grava 1/2" ó 3/4").

Las varillas de locho superior definidas en el reglamento ACI (318 - 17) deberán incrementar l_d a 1.4 l_d .

A continuación presento una tabla que relaciona la resistencia del concreto con el módulo de elasticidad para concretos de peso normal y ligero.

Para distinguir mejor los concretos ligeros y pesados, nos referiremos a su peso por unidad de volumen, de tal manera que :

concreto de peso normal	2323 Kg/m^3
concreto ligero	1762 Kg/m^3

RESISTENCIA DEL CONCRETO Kg/cm^2	CONCRETO DE PESO NORMAL 2323 Kg/m^3		CONCRETO LIGERO 1762 Kg/m^3	
	E_c Kg/cm^2	E_{ct} Kg/cm^2	E_c Kg/cm^2	E_{ct} Kg/cm^2
280	260 000	133 600	168 700	84 370
350	288 000	147 700	189 800	98 434
420	316 400	161 700	210 900	105 500
500	337 500	168 000	225 000	112 500

E_c = módulo de elasticidad del concreto a los 28 días (Kg/cm^2)

E_{ct} = módulo de elasticidad del concreto a largo plazo (Kg/cm^2)

3.VII.2 TRANSLAPES EN COMPRESION

La longitud de desarrollo mínima no deberá ser menor de

$$0.00427 \text{ dbfy o } 20 \text{ cm}$$

y la mínima se determina con :

$$l_d = 0.0755 \text{ dbfy} / \sqrt{f_c}$$

3.VIII RESISTENCIA EN EL LECHEADO COMO REFUERZO

El caso que a continuación se explica es el del acero de refuerzo rodeado con lechada, en el interior de un tubo para inyectarla.

El estudio de la resistencia de este tipo de conexión (FIG. 3.8I) que va al final de este punto, nos indica que las varillas de refuerzo empotradas en un ducto de intercierra, flexible, metálico, brillante, relleno de mortero de cemento, puede servir como una conexión para columna o cimentación, columna a columna o para otras conexiones del tipo de tracción o compresión.

Para varillas de refuerzo del No. 8 y menores, con inyección de lechada, en que la varilla sea forzada dentro del ducto flexible relleno de lechada, la longitud de empotramiento deberá determinarse por :

$$L_e = \frac{A_b f_y}{\phi \Sigma (84.5)} \geq 150 \text{ mm}$$

donde $\phi = 0.85$

L_e = longitud de empotramiento de los insertos de pernos, perfiles estructurales o varillas de refuerzo enlechadas (cm).

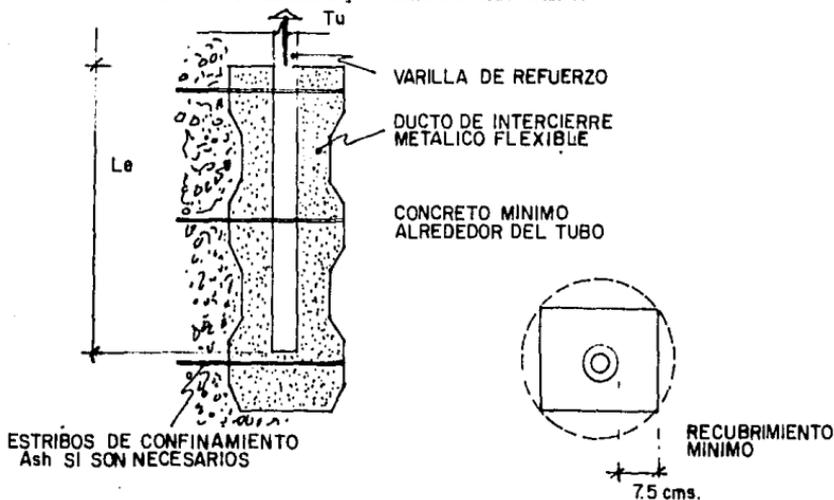
Disto mucho de ser empotramiento desde la raíz de la columna o de la zapata, por lo que el recubrimiento mínimo de concreto alrededor del ducto flexible de interconexión deberá ser de 75 mm.

- * El ducto deberá de ser de acero metálico brillante de interconexión usado para recibir la inyección de lechada, deberá tener un espesor de pared mínima de 0,6 mm.
- * El material de inyección deberá tener una resistencia última a la compresión de 420 Kg/cm^2 .
- * El refuerzo de confinamiento que consiste de una espiral o estribo puede determinarse por medio de :

$$A_s h = \frac{A_s f_y}{\mu f_{ys}}$$

$\mu \rightarrow$ Se ve en una pequeña tabla de fricción que mostramos.

Puede ser necesario este refuerzo para impedir fallas de separación o de unión entre el ducto flexible y el concreto circundante.



CONEXION DE TUBO CON INYECCION DE LECHADA

3.IX FRICCION

La fricción es importante entre los materiales de construcción que se usan en las conexiones, para determinar la resistencia al deslizamiento debido a movimientos de cambio de volumen y a los efectos de carga y fuerzas.

La fuerza máxima desarrollada por fricción estática puede determinarse por:

$$F_s = \mu_s V_u$$

A continuación presentaremos valores en dondición seca, de coeficientes -
estáticos de fricción

MATERIAL	μ_s	μ^s
ELASTOMERICO A ACERO O CONCRETO		0,7
TELA DE ALGODON LAMINADA, A CONCRETO		0,6
LAMINA DE FIBRA A CONCRETO		0,5
CONCRETO A CONCRETO		0,8
CONCRETO A ACERO		0,4
ACERO A ACERO (NO OXIDADO)		0,25
TFE A TFE (TETRAFLUOR ETILENO)		0,50

TABLA 3.9.I COEFICIENTES ESTATICOS DE FRICCION PARA MATERIALES SECOOS.

C A P I T U L O I V

CAPITULO IV

ESTRUCTURAS

GENERALIDADES

Podemos definir como estructura, a un complejo de barras diferentes, como pilares ya sean estos verticales o inclinados y vigas, rectilíneas o en arco, que se unen normalmente mediante nudos rígidos. Respetando la condición de la estabilidad geométrica del sistema, se puede proceder a la sustitución de algunas uniones rígidas por nudos articulados.

4.1 ESTRUCTURAS PLANAS Y ESPACIALES

Estructuras planas se adoptan comúnmente en la construcción residencial e industrial. Estas estructuras se conectan entre sí mediante vigas secundarias y con el entramado portante de la cubierta, constituyendo un sistema tridimensional rígido.

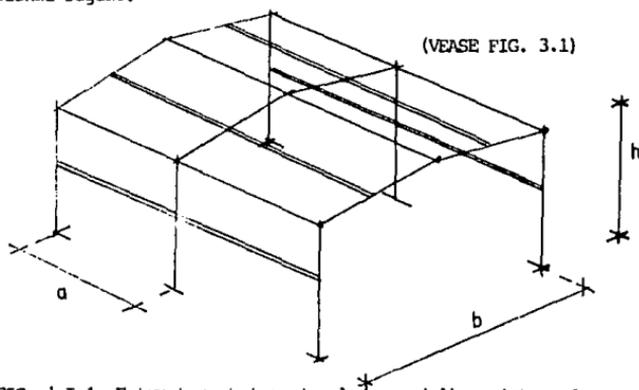


FIG. 4.I.1 Estructura tridimensional (espacial) o sistema de estructuras planas.

En este capítulo se describirán de manera más detallada los principios de proyectos, de cálculo estático y de construcción de retículas planas.

Para poder entender y manejar mejor la utilidad de adoptar cuando sea posible las estructuras amadas de nudos rígidos, en la figura 3.2 se presentan los diagramas cualitativos del desarrollo de los marcos de flexión, en igualdad de cargas verticales y horizontales y dimensiones, para dos tipos de estructura: la primera con nudos rígidos, la segunda con dos articulaciones. En la estructura de nudos rígidos se obtiene una utilización más ventajosa -- del material; por el contrario, en estructuras con nudos o rótulas, tiene un esquema isostático y permite una gran facilidad de ejecución (a menudo utilizamos elementos prefabricados).

En base a estas consideraciones es posible obtener con relativa economía, estructuras reticulares con claros hasta de 20 metros; en el caso de retículas biarticuladas (vigas en apoyo simple) el umbral de economía se establece en claros de alrededor de los 12 metros (para estructuras de concreto, armado ordinario).

Si se requieren claros mayores, se recurre a diversas tecnologías como vigas reticulares de concreto armado, arcos, vigas prensadas, etc.

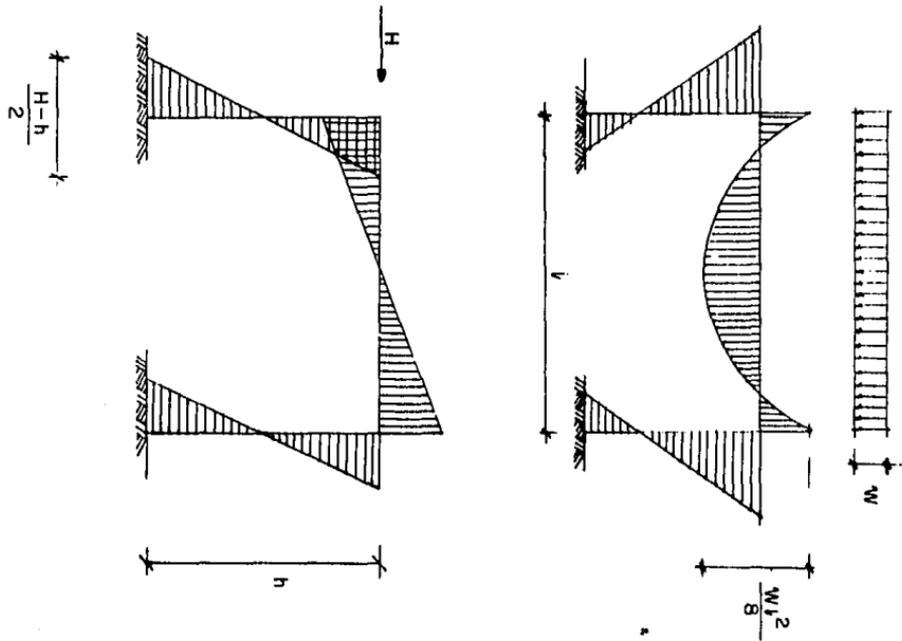


FIG. 4.1.1 DIAGRAMA PARA LOS MOMENTOS FLECIORES PARA ARMADURA DE NUDOS RIGIDOS.

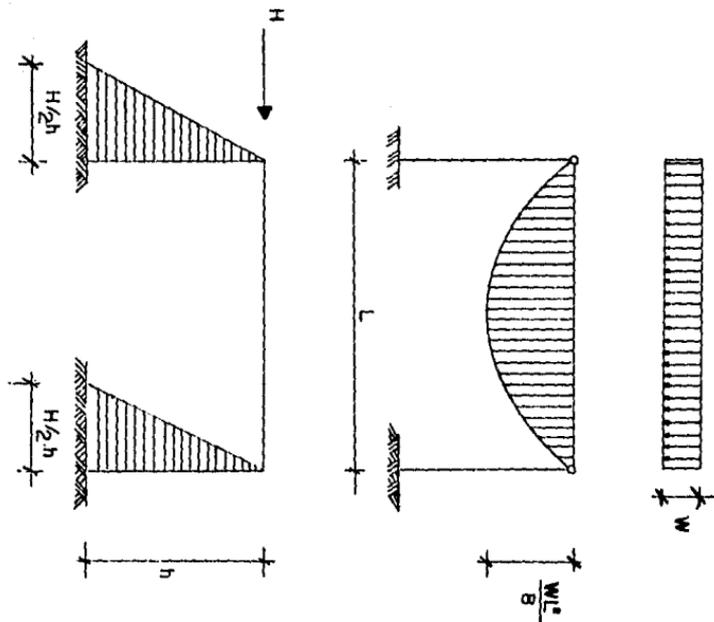


FIG. 3.3 ESTRUCTURA CON DOS ARTICULACIONES

4.II CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DE LAS ESTRUCTURAS.

La elección de un tipo particular de estructura, como elemento característico del sistema portante principal de una construcción, esta condicionada en primer lugar, por las exigencias tecnológicas y por las condiciones de ejercicio de la estructura; por tanto, de las condiciones del terreno, de las exigencias arquitectónicas y las posibilidades prácticas de ejecución.

Para hacer una elección en comparación a un determinado esquema estático, es necesaria, por tanto una excavación de reconocimiento sobre las condiciones de ejercicio de la estructura, sostenida por los conocimientos teóricos y la experiencia del proyectista.

4.III INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LAS BARRAS SOBRE LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS FLECTORES.

En la mayor parte de los casos las estructuras son una o varias veces hiperestáticas; por este motivo la distribución de las cargas internas dependen de las características elástico-geométricas de las secciones dimensionadas en primera aproximación, ésto es, de la rigidez de las barras mismas.

La variabilidad más frecuente se encuentra según la altura de la sección de los soportes, que puede variar de manera continua o con ley arbitraria por tramos.

En las estructuras biarticuladas es fácil encontrar pilares de sección variable linealmente a lo largo de toda la altura, mientras los soportes están reforzados en la proximidad de los nudos, mediante engrosamiento de mensulas, por trozos de longitud de cerca de 1/10 del claro.

En el proyecto de las estructuras es; por tanto, muy importante, antes de comenzar el verdadero cálculo estático, plantear una correcta medida de las varias partes componentes; esto se obtiene sobre todo en base a una sensibilidad madurada con la experiencia. Como ayuda, podríamos recurrir a un cálculo operativo basado en esquemas simplificados.

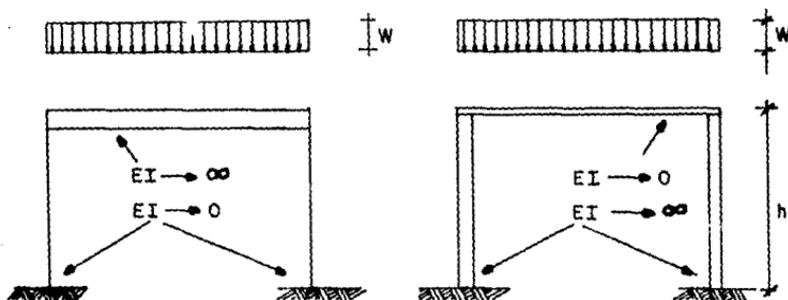
Si se nos presentase el caso en que todos los elementos deban ser aumentados o disminuidos en la misma proporción, ya que no variarían las proporciones entre los momentos de inercia de los componentes, no sería necesario repetir el cálculo para todo el sistema; sería, por tanto, necesaria una corrección debida a la influencia del peso propio de la estructura.

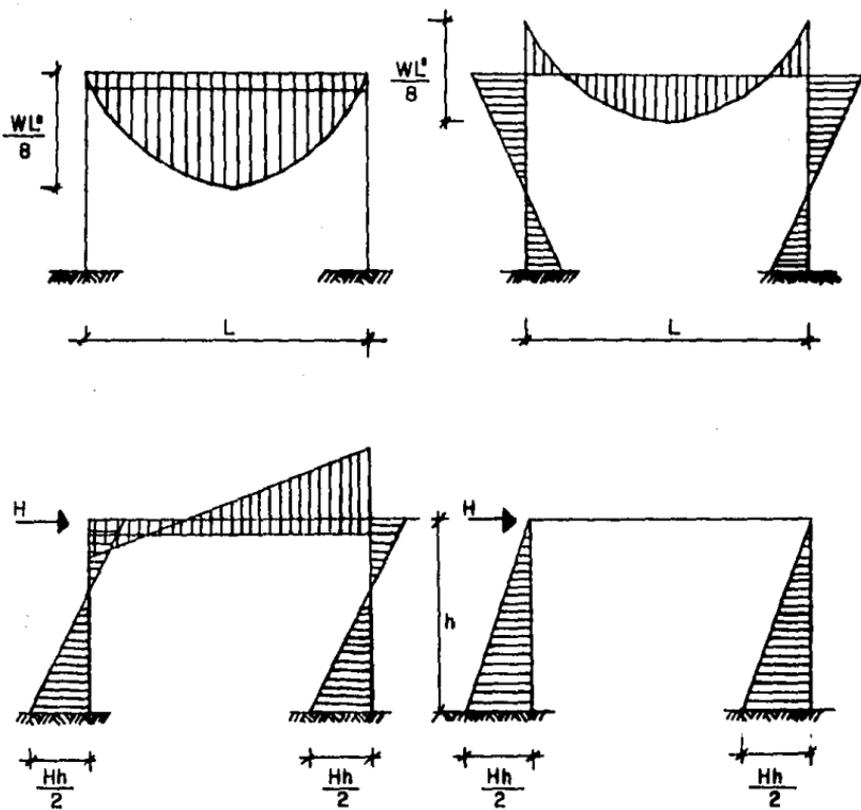
Para variaciones dimensionales de las secciones que comportan una variación de los momentos de inercia comprendida en el 25% del valor inicial, se puede evitar la repetición del cálculo estático del sistema; de hecho, el error que se puede encontrar para los momentos flectores finales entra en el límite del 5% del valor real, error, por tanto, ampliamente aceptable.

En la siguiente figura (4.III.1) se ilustra la influencia de la rigidez de los elementos de una estructura en las comparaciones con la distribución de los momentos flectores.

Un ejemplo aplicado de rigidez es el de las secciones en "T". Si el espesor de sus alas es \geq al 10% de la altura total H , conviene tomar en cuenta el momento de inercia de una sección con un ala superior colaborante de anchura b_1 . (Véase Fig. 4.III.2).

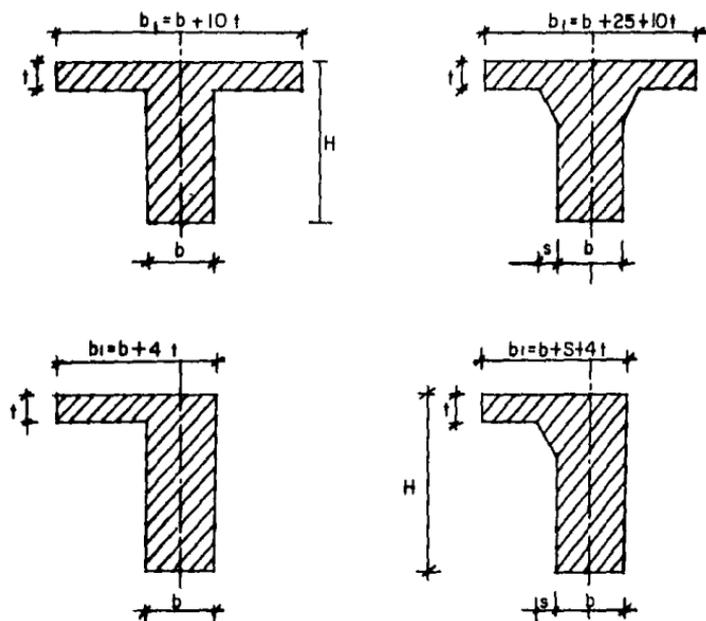
INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE UNA ESTRUCTURA SOBRE LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS FLECTORES.





(FIG. 4. III.3)

COLABORACION DE LAS ALAS EN LAS SECCIONES EN T PARA $t \geq 1/10 H$.



(FIG. 4.III.4)

4.IV.- INFLUENCIA DE LA VARIACION DE SECCION DE LAS BARRAS SOBRE LOS MOMENTOS FLECTORES.

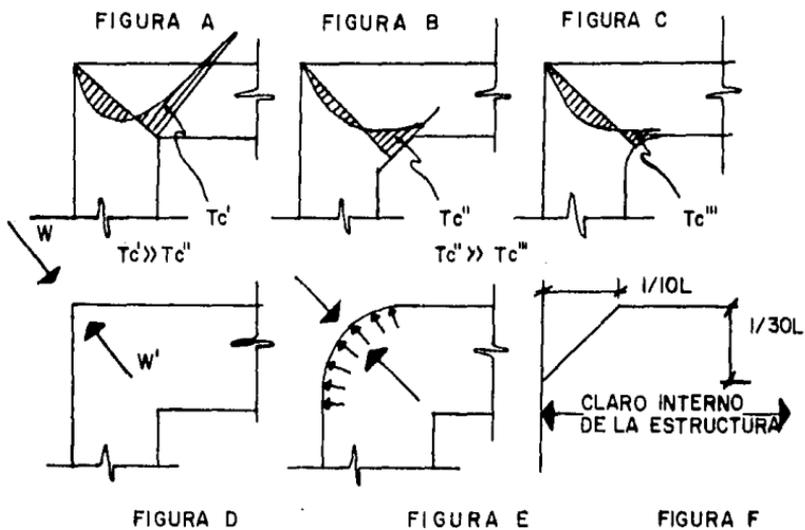
Los nudos de las estructuras son zonas de concentración de tracciones; por este motivo, se recurre a aumentar las secciones resistentes o amándolas oportunamente.

En estas zonas (nudos), tan importantes es particular el uso de chaflanes indicados respecto a los ejes de las barras que nos permiten obtener el aumento de altura útil h de la sección de confluencia del ángulo, con la consiguiente disminución de la cuantía de las armaduras metálicas.

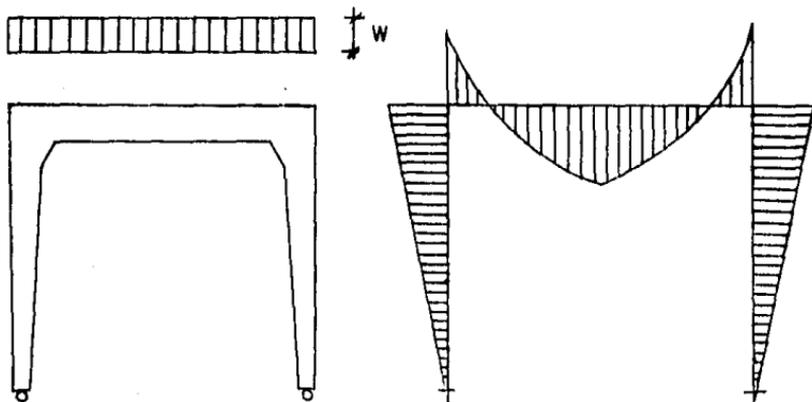
Otra ventaja que presenta la utilización de chaflanes es la disminución del valor de las tracciones internas debidas al momento flector como a la acción-cortante, así como el aumento de la rigidez de las barras concurrentes.

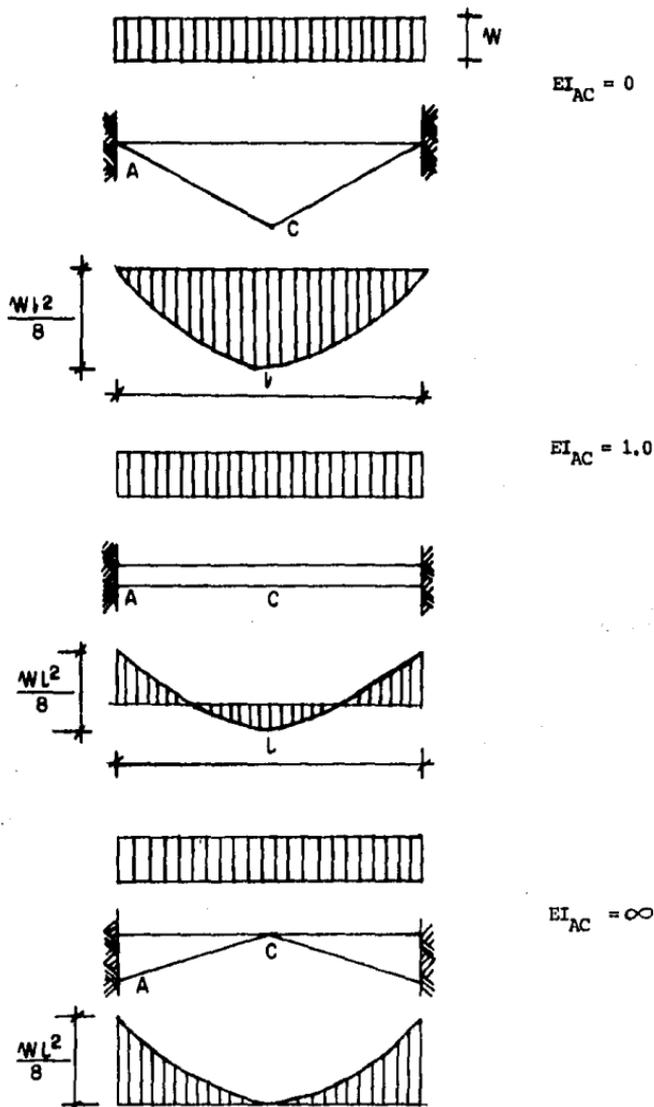
En la mayor parte de los casos se adoptan chaflanes de longitud al $1/10$ y de altura del $1/30$ del claro.

En las siguientes figuras (4.IV.1) presentamos diagramas de los momentos-flectores de tres tipos de soportes ensamblados en los extremos y sometidos a cargas uniformemente distribuidas; entre ellas se notan evidentes diferencias debidas al variar la sección.



(FIG. 4-IV.2) INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DEL SOPORTE SOBRE LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS FLECTORES.





4.IV.2 SECCION DE INERCIA PARA SECCIONES VARIABLES.

A veces en las armaduras biarticuladas se adoptan montantes de sección variable linealmente a lo largo de toda la altura. Esta variabilidad la justifica por el desarrollo de las cargas flectoras a lo largo de los mismos montantes FIG. (4.IV.2.1)

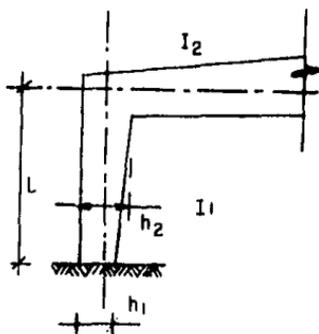
En el cálculo de los momentos de inercia de los montantes es necesario tomar nota de la variabilidad de la sección.

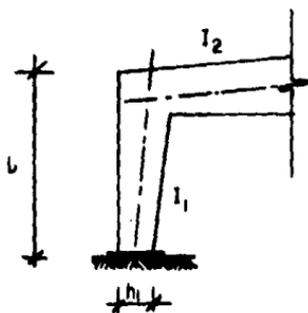
En caso de variación lineal de la sección se puede adoptar un momento de inercia para la sección transversal igual a $I = 0.5 (I_1 + I_2)$

donde

$$I_1 = \frac{bh_1^3}{12} \quad (\text{momento de inercia al pie})$$

$$I_2 = \frac{bh_2^3}{12} \quad (\text{momento de inercia para la sección superior}).$$





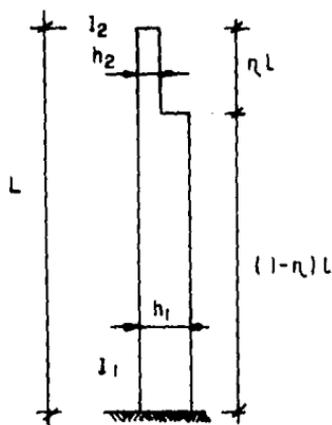
a) SECCION VARIABLE
LINEALMENTE (CON
ESPESOR CONSTANTE)

En presencia de variaciones bruscas de sección, se puede introducir en los cálculos un momento de inercia indicativo obtenido por la fórmula:

$$I = I_1 (L - \eta) + I_2$$

donde I_1 = momento de inercia del tramo $(1-\eta)L$

I_2 = momento de inercia en ηL



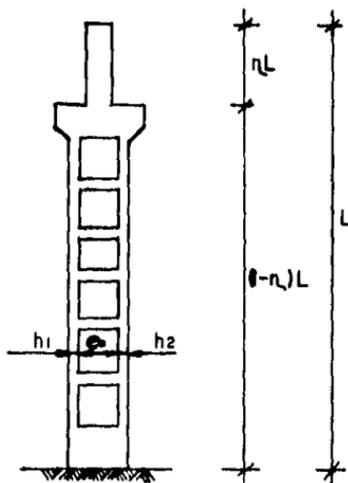
b) SECCION CON VARIACION
BRUSCA.

En el caso de montantes de dos barras, el momento de inercia puede ser, -
calculado mediante. $I = I_1 (1-n) + I_2$ a condición de que I_1 sea obtenido por
la ecuación.

$$I_1 = 2 \frac{bh_1^3}{12} + 2bh_1 \cdot \frac{1}{2} (e_o + h_1^2) = \frac{bh_1^2}{6} + bh_1 e_o^2$$

donde e_o = intereje de las barras.

donde η = constante de proporcionalidad en $f(L)$.

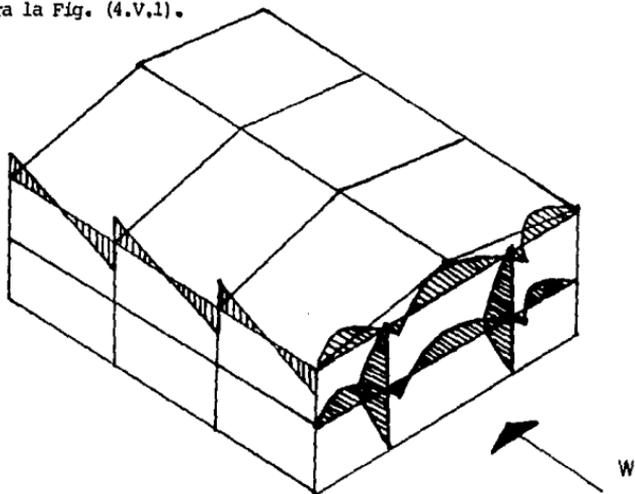


d) SECCION COMPUESTA, EL SOPORTE DEBE SER NOTABLEMENTE RIGIDO.

4.V. RIGIDEZ LONGITUDINAL DE LOS SISTEMAS RETICULARES.

En este subcapítulo veremos de sistemas reticulares mas usados, como son el caso de retículas industriales y edificios de esqueleto. Los sistemas de retícula plana se unen mediante vigas que tienen la función de hacer estable todo el edificio frente a las cargas que actúan en sentido longitudinal, tales cargas provienen de la acción del viento sobre los muros frontales, del frenado de los puentes grúa y de todas las restantes cargas que actúan en sentido perpendicular a las estructuras principales. Las cubiertas de las estructuras industriales se realizan con pilares y soportes secundarios que transmiten las acciones horizontales a los rigidizadores longitudinales de la estructura.

Los pilares unidos sobre las paredes frontales pueden ser utilizados también para transmitir cargas verticales: de este modo la estructura principal de cubierta, se sustituye por una estructura de malla mas densa, como lo muestra la Fig. (4.V.1).



TRANSMISION DE CARGAS HORIZONTALES MEDIANTE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.

4.VI PRINCIPIOS DE PROYECTO DE LAS NAVES INDUSTRIALES.

Las principales características de una nave industrial, es decir, ancho, - longitud, altura, número de claros, depende de las exigencias funcionales y - tecnológicas y de las posibilidades de realización ofrecidas por la técnica - del concreto armado.

Los claros óptimos máximos concedidos a los claros de estructuras no pres_ forzadas se sostiene en los valores de 12 a 20 m. Normalmente la distancia - entre castillos se fija en base al tipo de cubierta.

Entre los ejes más comúnmente adoptados son de 6,00 - 9,00, - 10,00 ó tam_ bién 12,00 metros.

El esquema estático de la estructura se decide en base a las dimensiones : Las estructuras más comunes no presentan articulaciones.

Estas, se introducen en general para conceder la posibilidad de movimiento por asentamiento de las cimentaciones, variaciones dimensionales para dilata_ ciones térmicas o también para determinar estáticamente el sistema.

Las cargas externas se determinan en base a la normativa vigente conside_ rando:

- a) Peso propio de las estructuras
- b) Las cargas útiles
- c) El viento
- d) La nieve
- e) Cargas debidas a las dilataciones térmicas.
- f) Cargas sísmicas
- g) Asentamientos

4.VII ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Una buena elección de la técnica de prefabricación se resume, para las estructuras como para cualquier otro componente constructivo, en los siguientes términos:

- Economía en los moldes y cimbra.
- Independencia de las condiciones atmosféricas.
- Posibilidad de adoptar las secciones más convenientes estáticamente.
- Posibilidad de proyectar al límite las cargas admisibles.
- Reducción de costos de mano de obra.
- Programación de tipo industrial, eliminando tiempos muertos.
- Rapidez en las operaciones de montaje.

Por el contrario especialmente en el caso de estructuras, se particularizarán algunos factores negativos.

- Dificultad de transporte.
- Dificultad en la ejecución de las uniones entre componentes, especialmente para los nudos rígidos.
- Necesidad de un proyecto muy cuidado.

La suma de los factores positivos, por tanto, induce a una mayor aplicación de las estructuras prefabricadas en el campo industrial y civil.

4.VII.1 PROYECTO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.

Por lo que concierne al dimensionamiento de los elementos principales de las estructuras prefabricadas y los esquemas estáticos, nos atendremos a los principios expuestos precedentemente sobre las estructuras de concreto armado tradicionales.

En la figura siguiente se puede observar diversos esquemas de disposición de los elementos de unión de varios componentes. Normalmente las juntas se localizan en los nudos o también en los puntos donde los momentos flectores son mínimos.

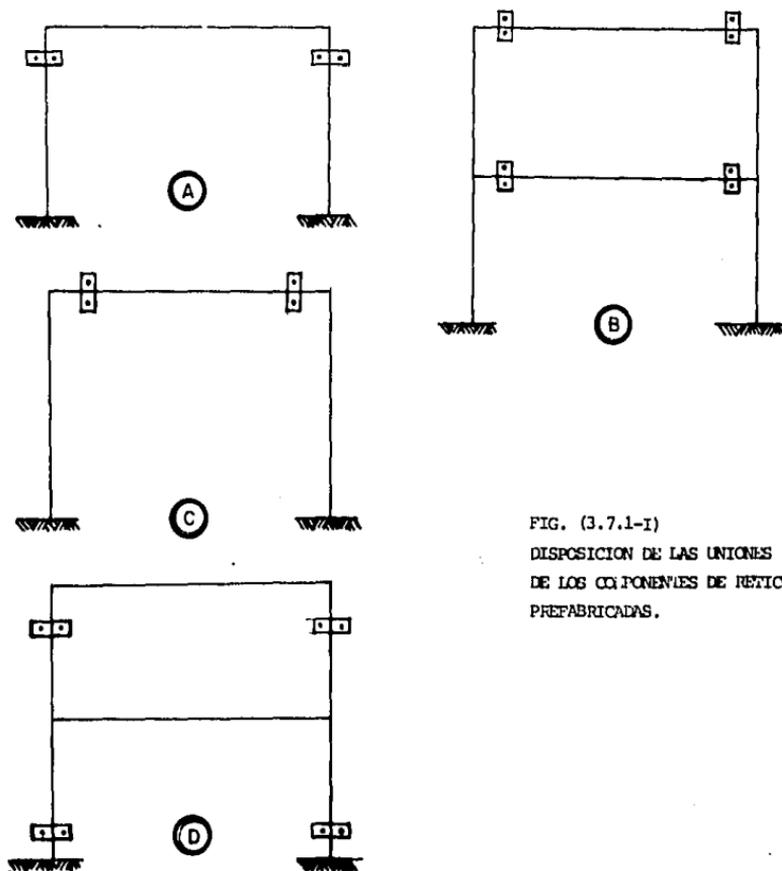


FIG. (3.7.1-1)
DISPOSICION DE LAS UNIONES
DE LOS COMPONENTES DE RETICULAS
PREFABRICADAS.

En los casos A y B la estructura está compuesta por barras rectilíneas, -
(pilares y soportes) conectados a los ángulos donde se tienen los máximos, -
momentos y los máximos esfuerzos cortantes.

En los casos C, B y D las conexiones están situadas en zonas más ventajosas pero los elementos prefabricados presentan formas más complejas. La elección de la solución más oportuna debe tener en cuenta los problemas estáticos y los problemas de ejecución, transporte y montaje.

4.VII.2 ANALISIS Y CALCULO ESTATICOS.

Los cálculos estáticos para estructuras prefabricadas se conducen según -- los mismos principios enunciados para las estructuras de concreto armado en -- obra, teniendo presente a menudo las cargas debidas al cimbrado, al transporte y puesta en obra, pueden superar las cargas de uso. Esto depende de los -- siguientes factores:

- a) Distribución de los ganchos de elevación y modalidad de levantamiento.
- b) Adherencia al molde durante el descimbrado.
- c) Distribución de los apoyos provisionales en la fase de almacenado y transporte.
- d) Modalidad de alzamiento en la fase de montaje.

En la fase de cálculo es, por tanto, necesario analizar atentamente todas las posibles situaciones.

4.VII.3 ARTICULACIONES.

A continuación examinaremos algunos tipos de uniones clásicas para la realización de pórticos de dos y tres articulaciones; su función es transmitir -- los esfuerzos axiales y transversales de un elemento estructural a otro, manteniendo la posibilidad de rotación en la sección de contacto, anulando el -- momento flector. Las articulaciones que a continuación se presentan permiten la transmisión de los esfuerzos axiales mediante amaduras verticales de sección global.

Tales amaduras están ancladas en el pilar y en la cimentación mediante -- una longitud de 40 diámetros.

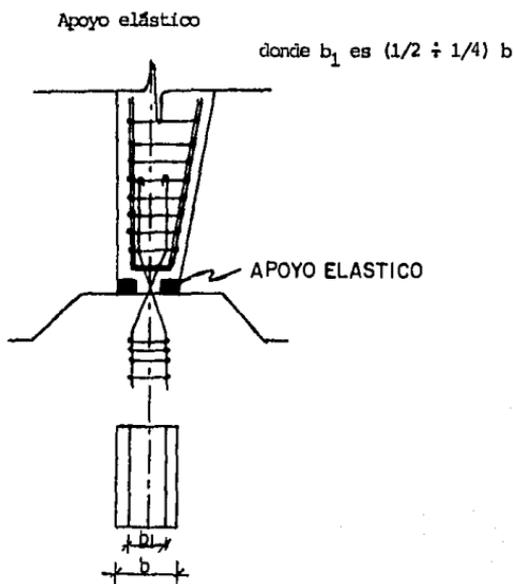
La posibilidad de rotación se garantiza mediante una capa elástica inter -- puesta, ya sea de goma, alquitranado o fieltro.

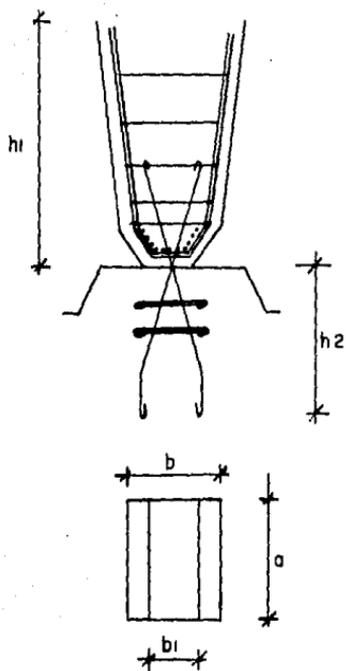
La semiarticulación o semirótula se obtiene mediante una reducción de sección y de armadura del pilar.

La reducción de la armadura se extiende por una altura $h_1 = 1/3 h$ y está constituida por barras longitudinales y a veces por barras plegadas a 45° que se interceptan en correspondencia de la articulación.

La semiarticulación en concreto armado, en consideración de la continuidad del relleno armado que presenta una cierta inercia a la flexión ($I_o = E a b^3/12$) están en grado de reaccionar a momentos flectores no muy grandes en el plano de la estructura que se obtienen como insignificantes y despreciables en los cálculos.

En dirección normal, la rigidez a flexión es mucho mayor ($I_o = E b_1 a^3/12$), y se admite, por tanto, la posibilidad de reacción a los momentos flectores - como mostramos en las siguientes figuras.





$$\text{donde } b_1 = \left(\frac{1}{2} \div 4\right)b$$

$$\text{donde } h_1 = \frac{1}{3} h$$

$$\text{donde } h_2 = \frac{1}{6} h$$

Las siguientes articulaciones son de eje axial sencillo por simple carga, -
 permiten desplazamientos laterales mínimos y para fin de cálculo se las consi-
 dera libres al giro.

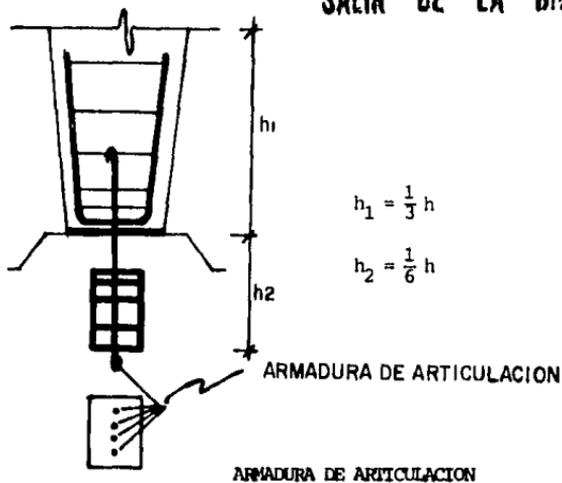
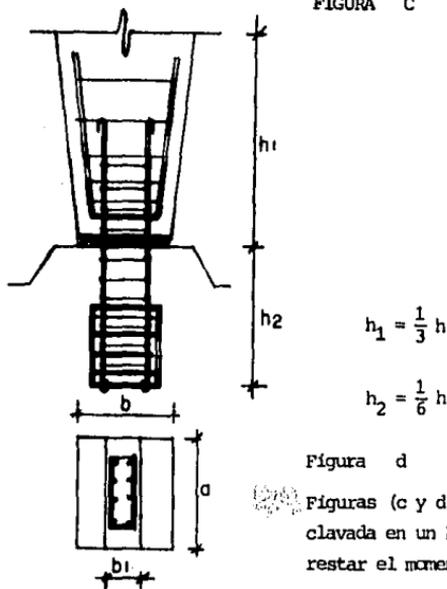
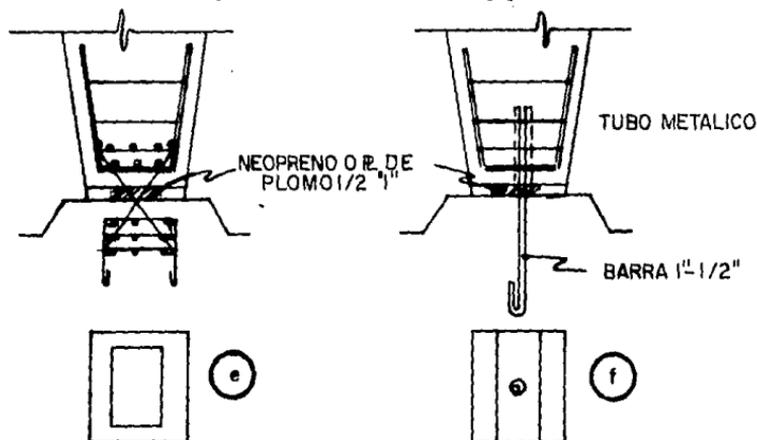


FIGURA C



Las siguientes articulaciones que ilustraremos pueden transmitir con eficacia grandes cargas verticales; de hecho las plantas de plomo de un espesor de 1/2" a 1", gracias a su plasticidad, anulan los efectos de planicie de las superficies de contacto y permiten una distribución uniforme de cargas, aun en el caso de la rotación recíproca de las secciones de apoyo.



En el cálculo de las articulaciones de este tipo se adopta como tensión de compresión admisible para el plomo.

$$r_d = 130 \text{ kg./cm}^2$$

Al mismo tiempo, es necesario verificar que el concreto a la compresión local deberá mantenerse en el siguiente rango.

$$N \leq f_c \times W_c \text{ Ac}$$

en la que

N = carga total sobre la superficie de contacto.

f_c = Resistencia del concreto admisible bajo compresión simple.

$$w_c = 4-5 \sqrt{\frac{A_c}{A_d} + 2 \frac{A_c}{A_d}}$$

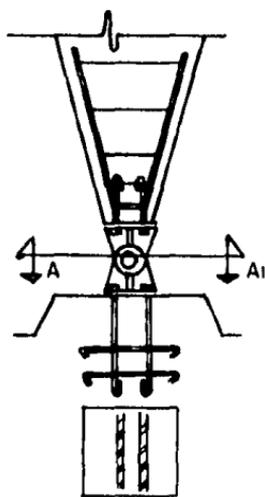
A_d = área de difusión.

A_c = área de contacto

Para soportar grandes cargas se adoptan rótulas de acero de varios tipos - como lo son las cilíndricas y esféricas. Fig. (e, f)

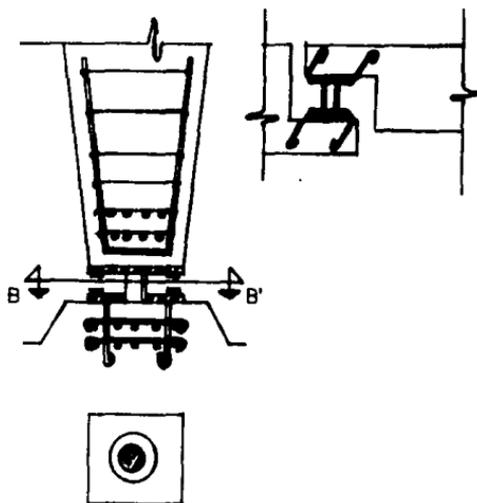
Las placas de unión a los rellenos pueden venir bloqueados con morteros en asientos predispuestos en los rellenos, como lo muestran las figuras, que a continuación presentaremos.

Entre los órganos en acero constituyentes de la rótula, normalmente se deja una posibilidad de juego de cerca de 2 mm, si es de tipo fijo; si se admiten desplazamientos en apoyos, como por ejemplo; para una viga apoyada, es necesario mayor tolerancia. (Fig. f)



SECCION A-A¹

FIGURA e



SECCION B-B¹

FIGURA f

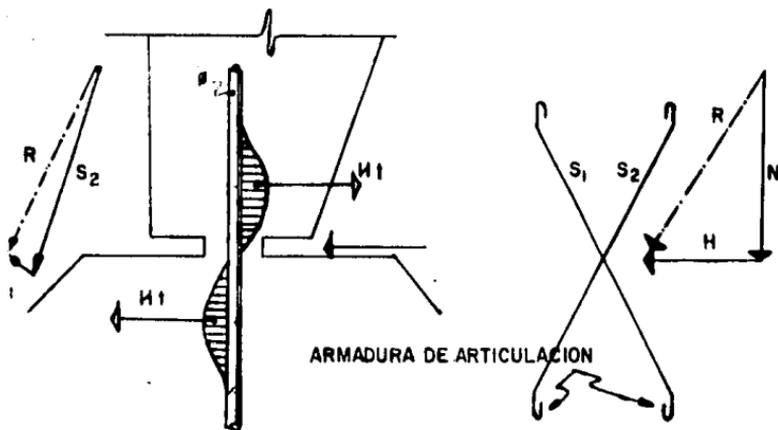
4.VII.4 ANALISIS Y DISEÑO DEL ARMADO PARA REFUERZO EN ARTICULACIONES.

El dimensionamiento del acero que a continuación mostramos se hace disponiendo sobre su dirección la resultante R de los esfuerzos verticales y horizontales N y H . Si el esfuerzo H resulta de signo variable, es recomendable que la armadura de la rótula sea simétrica. Las elevadas cargas en correspondencia a la reducción de sección de las articulaciones se reparten en toda la sección del pilar, que irá oportunamente armado con mallas horizontales o también por medio de estribos con más ganchos. El cálculo de tales distribuciones se consigue según esta modalidad: Se admite un flujo simplificado de cargas elementales de compresión como lo mostraremos en la fig. (4.VII.4.II), lo cual, en la zona vecina a la articulación, estando sujetos a cambios de trayectoria, admiten una resultante horizontal H_t aplicada a la altura $h/3$ con $h=b$.

$$\text{Puesto que } H_t : \frac{N}{2} = \frac{b-b_1}{4} : \frac{h}{3}$$

$$\text{Se obtiene } H_t = \frac{3N(b-b_1)}{8b} = \frac{3}{8} N \left(1 - \frac{b_1}{b}\right)$$

FIG. (4.VII.4.I) CONDICIONES DE EQUILIBRIO DE LA RÓTULA. DESCOMPOSICIÓN DE LA RESULTANTE R SOBRE LAS DIRECCIONES S_1 Y S_2 DE LAS ESTRUCTURAS INTERNAS.



4.VII.5 PRINCIPIOS GENERALES DE PROYECTO DE ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS PREFABRICADOS.

- 1.-) Las columnas deben presentar dimensiones iguales en todos los pisos, o bien para edificios muy altos, por grupos de pisos.
- 2.-) Todas las vigas, excluidas, las que conciernen al techo, deben presentar iguales dimensiones.
- 3.-) La adecuación de las características de resistencia, en base a las cargas incidentes se obtiene dosificando la cuantía de armadura.
- 4.-) Todos los volados deberán presentar iguales características.

Si nos atenemos a estos principios, aunque si se imponen algunas condiciones de reparto, se obtienen grandes ventajas desde el punto de vista de la --unificación de los elementos y por tanto, de la economía de proyecto y realización.

PRINCIPIOS DE SUBDIVISION DE LOS COMPONENTES PREFABRICADOS.

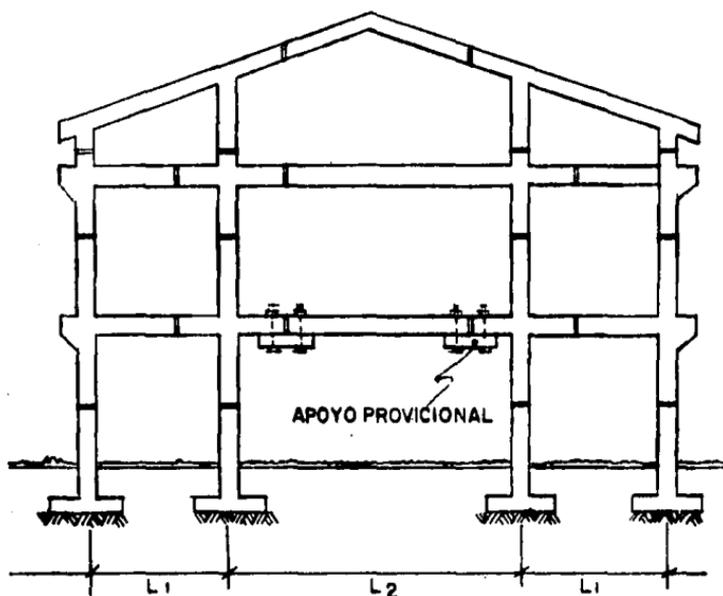
Sobre la colocación de las juntas entre los varios elementos concurrentes para formar una estructura prefabricada, se siguen algunos criterios base:

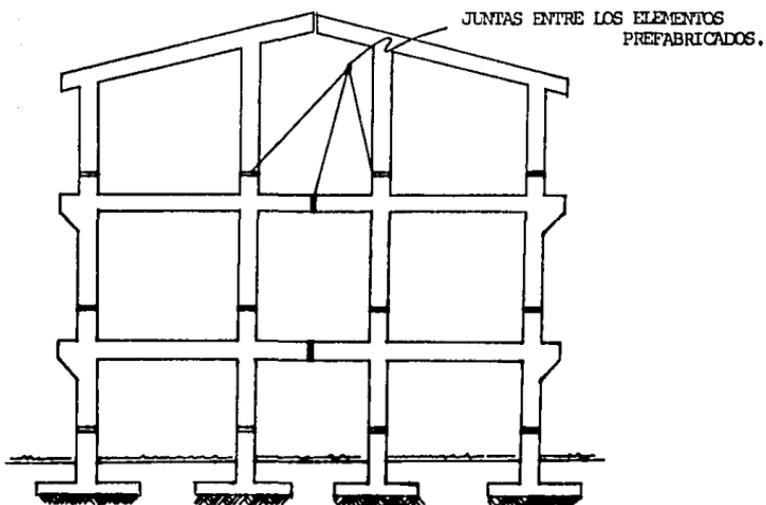
- a) Facilidad de realización de las uniones rígidas.
- b) Adecuación del peso de los componentes en función de los equipos de elevación.
- c) Adecuación de las dimensiones y formas en función de los problemas de almacenamiento y transporte.
- d) Posibilidad de reducción del número de elementos componentes.
- e) Estabilidad de los componentes durante el montaje.

4.VIII UNIONES RIGIDAS ENTRE COMPONENTES PREFABRICADOS.

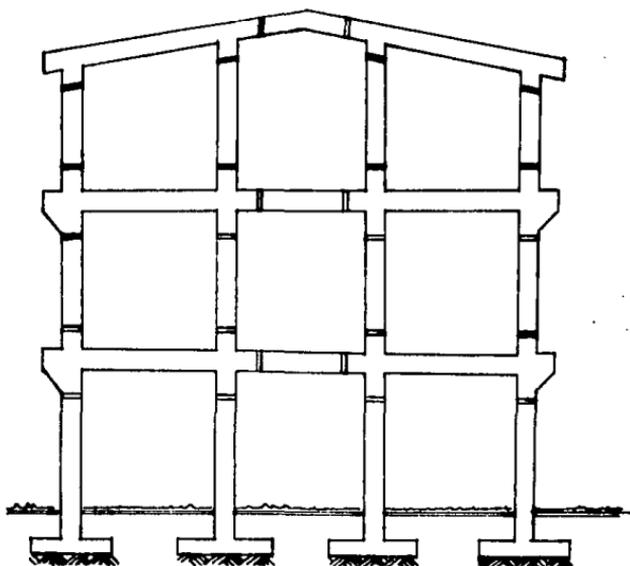
Por lo que concierne a las columnas, la unión puede ser industrial en cualquier sección, en función de las exigencias tecnológicas.

Para las vigas el problema es más complejo en cuanto es necesario realizar las juntas fuera de las zonas afectadas por armaduras plegadas. En el sistema que a continuación presentamos. Las juntas se individualizan de los marcos elementales, unidos rigidamente si los claros intermedios son de claro reducido, es fácil obtener el soporte intermedio con dos claros unidos en el centro.

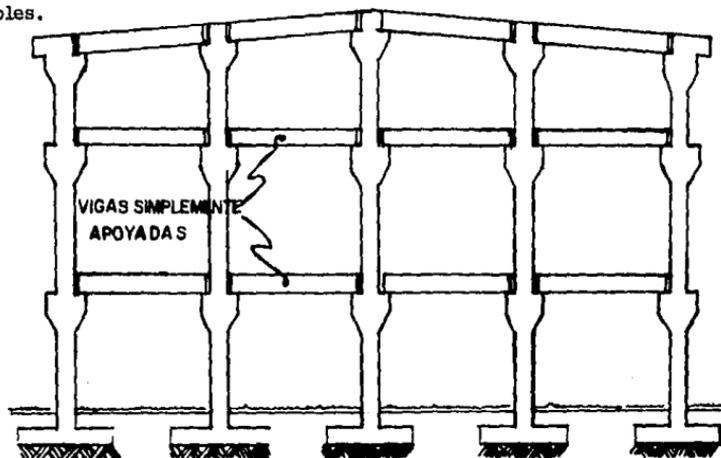




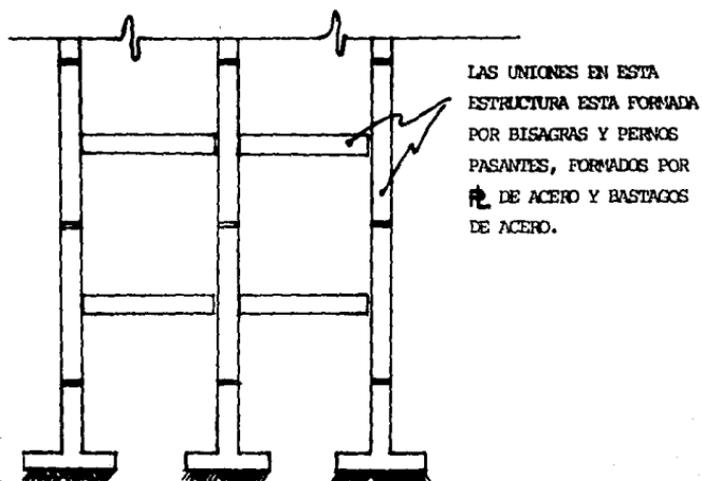
En las siguientes estructuras, los soportes intermedios de claro mayor, se unen en dos secciones próximas a las columnas.



En la siguiente estructura, las vigas intermedias están libremente apoyadas - en mensulas salientes de las columnas mediante semiarticulaciones no desplazables.



En la siguiente figura se representa un esquema de estructura de columnas pasantes y vigas unidas de cabeza a las columnas.



4.VIII.1 UNIONES RIGIDAS.

La realización de una junta rígida, necesaria para aumentar la rigidez de todo el sistema, es un problema que presenta algunas dificultades.

A continuación ilustraré mediante ejemplos algunas soluciones mas comunes.

En la siguiente figura, se representa el esquema de armadura y de planteamientos de las juntas metálicas para una armadura en H prefabricada. Tal tipo de unión metálica es naturalmente el elemento más delicado del sistema en cuanto que debe permitir una cuidada regulación y una soldadura que garantice el absoluto monolitismo.

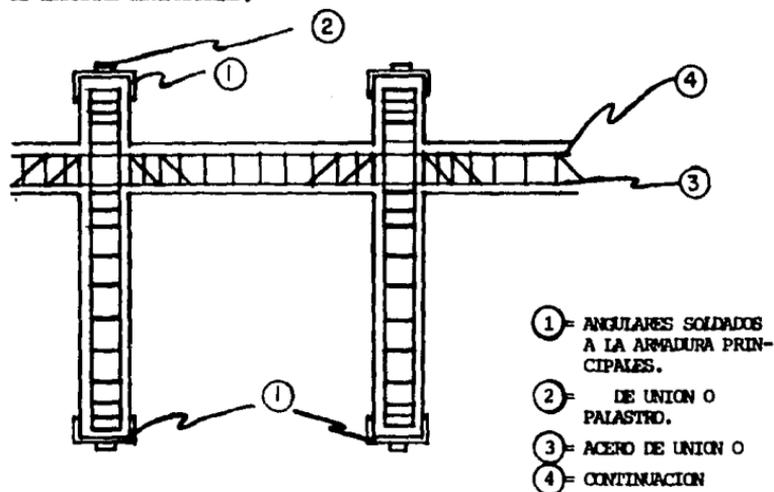
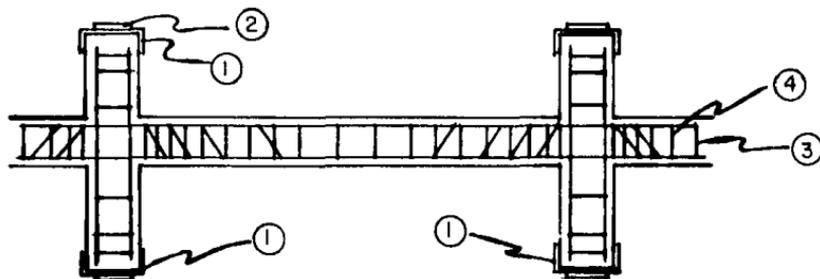


FIG. (3.VIII.1-1) ESQUEMA GENERAL DE ARMADURA Y DE LOS ANCIAJES METALICOS EN COMPONENTES DE ESQUELETO PREFABRICADO.

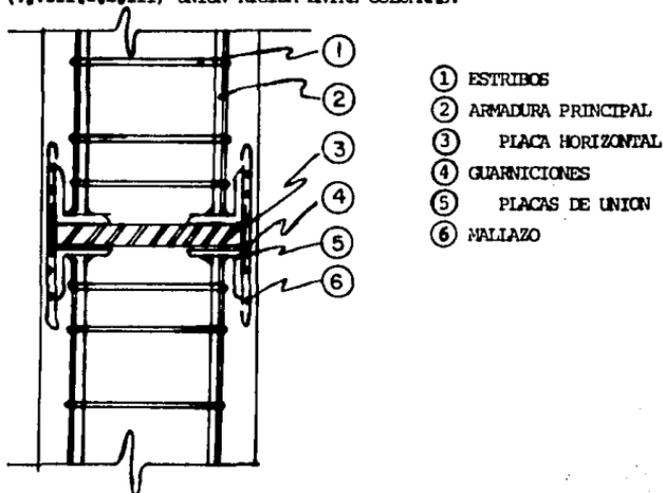
FIG. (4.VIII.1-II) ESQUEMA DE LA ARMADURA Y DE LOS ANCLAJES PARA ESTRUCTURAS DEL TIPO DE ESQUELETO (DE RETICULAS ELEMENTALES) COMO LA FIG. QUE REPRESENTA UN ESQUEMA DE ESTRUCTURA DE COLUMNAS.



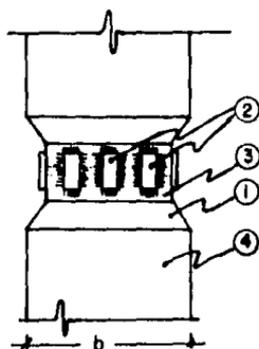
- ① → ANGULARES SOLDADOS A LAS ARMADURAS PRINCIPALES
- ② → PALASTROS
- ③ → ACEROS, SALIENTES O DE UNION.
- ④ → ACEROS, SALIENTES O DE UNION.

En la siguiente figura, presento una unión rígida entre tramos de columnas daré su vista exterior así como sus cortes longitudinales, verticales y horizontales.

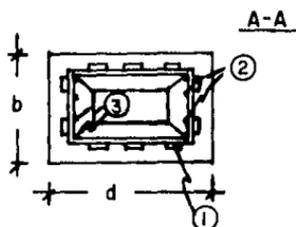
FIG. (4.VIII.3.1,III) UNION RIGIDA ENTRE COLUMNAS.



- ① ESTRIBOS
- ② ARMADURA PRINCIPAL
- ③ PLACA HORIZONTAL
- ④ GUARNICIONES
- ⑤ PLACAS DE UNION
- ⑥ MALLAZO



- ① CHAFLAN A 45° PREFABRICADO
- ② PL. PLACAS DE UNION
- ③ ANGULOS DE UNION
- ④ COLUMNA.

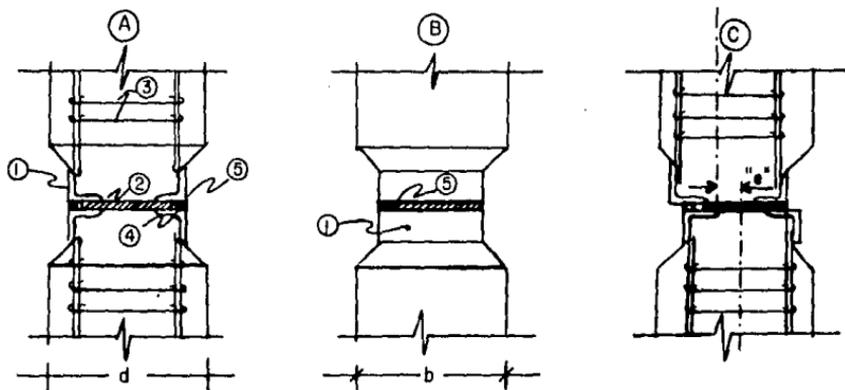


- ① PL. DE UNION
- ② ARMADURA PRINCIPAL
- ③ ANGULOS.

FIG. (4.VIII.3.1.III) Otra variante de unión rígida entre pilares: adoptada muy a menudo.

Esta unión no prevé placas de unión, pero sí soldaduras directas entre los angulares.

La adopción de juntas del tipo mostrado en las FIG. (4.VIII.1.II) y FIG. (4.VIII.1.I), garantiza la transmisión integral al tronco inferior de todos los esfuerzos presentes en el superior, a través del armado, a los angulares y la soldadura, dado el posible deterioro del concreto a causa de las altas temperaturas debidas a la soldadura, estará bien el aumentar los cercos en la proximidad de los nudos.



- 1 ANGULARES DE MONTAJE
 2 DE ASEQUIAMIENTO
 3 ESTRIBOS
 4 REDONDOS AGREGADOS EN LAS ZONAS DE CONTACTO
 5 JUNTAS SOLDADAS (RELLENOS)

CASO A Sección vertical con superposición teórica.

CASO B Vista lateral del caso anterior A

CASO C Unión en caso de desplazamiento de ejes debido a errores admisibles de producción y montaje.

Por lo que concierne a uniones rígidas de las vigas como presentaremos en la siguiente figura.

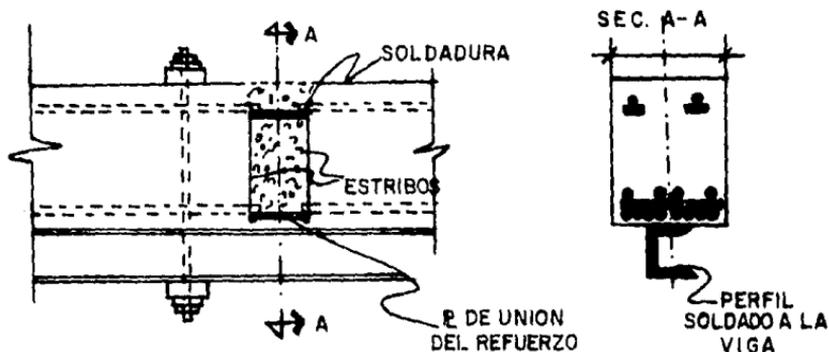
Nos da un sistema de unión estrechamente conectado con la organización de las operaciones en obra y por lo tanto, requiere una cuidadosa verificación.

A las ménsulas salientes de los pilares se cuelgan mediante pernos los -- apoyos provisionales metálicos para recibir las vigas prefabricadas.

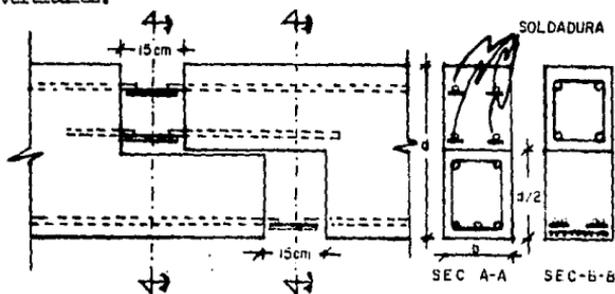
De las ménsulas y de las vigas sobresalen algunos conillos de conexión de armaduras principal inferior y superior que son soldadas entre ellas.

La separación teórica entre los elementos prefabricados (aproximadamente - 15 cm) nos permite absorber las tolerancias de ejecución y montaje.

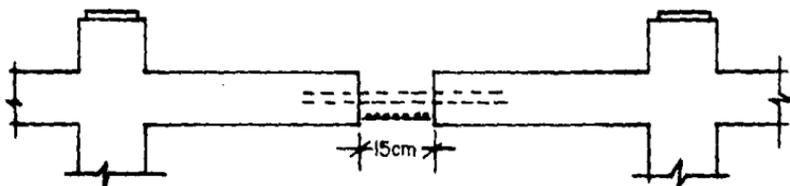
Una vez conseguidas las soldaduras es posible poner o amarrar con estribos de refuerzo para posteriormente colar, el concreto de relleno.



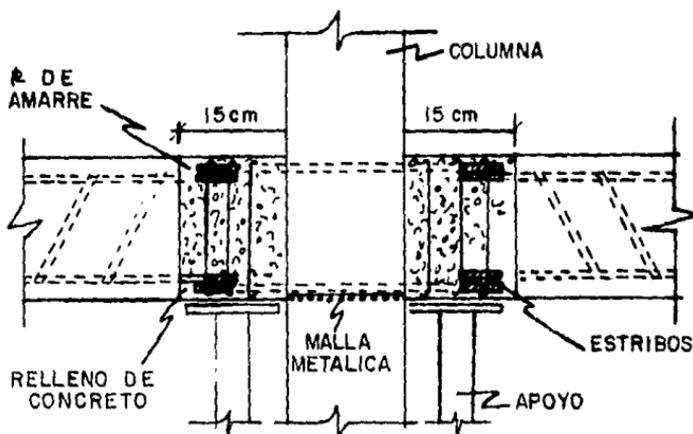
Otro ejemplo de conexión rígida que garantiza de inmediato apoyo en seco de las vigas, sin necesidad de apoyos provisionales, donde quedan dos aberturas para rellenar con concreto y además la operación de soldadura de los refuerzos son poco fáciles es la denominada como unión rígida entre elementos horizontales con apoyo en seco a continuación daremos una vista lateral y sus secciones verticales.



Otro tipo de unión es la de soportes en mitad del claro, esta no requiere ni apoyos provisionales ni equipos provisionales es suficiente el soldar mediante placas o redondos interpuestos y cubrirlos con concreto, después de haber puesto malla de acero.



Otro tipo de unión entre vigas y estructuras está presentado en la figura siguiente, las extremidades de las vigas se sostiene provisionalmente con puntales, procediendo a soldar, el acero de refuerzo de los pilares y vigas y posteriormente son instalados malla metálica electrosoldada y estribos; por último se hace el relleno para el acabado, este tipo de unión permite una continuidad metálica sin introducir collares metálicos incorporados en los rellenos; además estas juntas permiten anular los errores de montaje y de fabricación.



C A P I T U L O V

CAPITULO V

DETALLES DE CONEXIONES

5.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta una diversidad de arreglos de conexiones. Por supuesto que existen muchas posibilidades de detalles de conexiones según la situación deben determinarse ya sea de acuerdo con los requisitos de montaje o producción, con el criterio de diseño en servicio, o simplemente con los sistemas comunes que usan los fabricantes de concreto presforzado, prefabricado, en la zona en donde se lleve a cabo la construcción.

A continuación se indican unos dibujos ilustrativos para la mejor comprensión tratando de dar a entender su uso y comprender sus anclajes, para realizar diferencias a las actuales.

5.1.1 CONEXION DE UNA COLUMNA A UNA PILA DE CIMENTACION.

Los detalles que a continuación se examinan son usadas para la conexión - columnas a una pila de cimentación.

Una cimentación de muro, una zapata aislada o una cabeza de pilotes. Todos los detalles usan una lechada de cemento sin contracciones y un sistema de doble tuerca. Si la conexión se hace en la parte superior del muro o de la pila vaciada en la obra, es obligatorio que se coloquen suficientes, estribos en la parte superior de la pila o del muro, para confinar los pernos de anclaje.

CONEXION DE CIMENTACION CON COLUMNA, CON ANCLAJE EXTERIOR.

Este detalle tiene una placa de base de dimensiones mayores que la sección transversal de la columna. Típicamente, se usan cuatro pernos de anclaje con doble tuerca, y existe una separación de 50 a 55 mm para la lechada de cemento sin contracciones, entre la parte superior, del cimiento y la parte inferior de la placa de la base. Los pernos de anclaje están colocados, ya sea en las esquinas o en el centro de los lados, dependiendo de los requisitos de

Dedico esta tesis con mucho cariño:

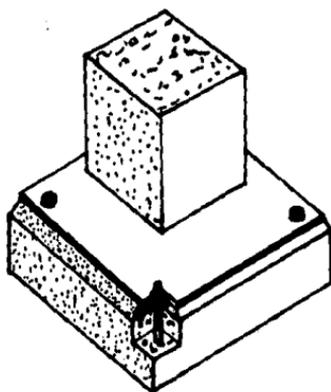
A mis padres y hermanos
Por todo lo que han sido y serán para mí.

A mi abuelita Consuelo

A mi novia Mariel, por su infinito cariño y ayuda.

A todos mis compañeros de generación por nuestra constante
unión.

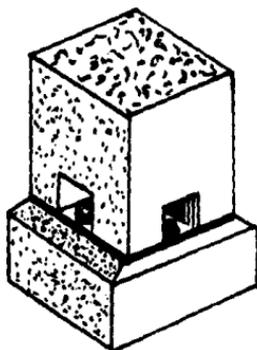
montaje. Los refuerzos de la columna estan soldados a la placa de base.



CONEXION DE PLACA DE BASE INTERNA.

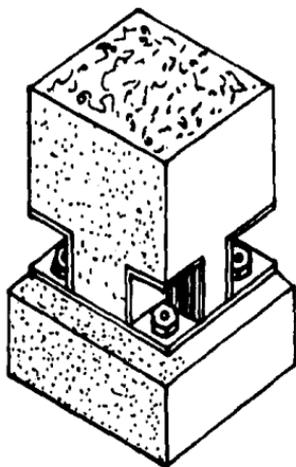
El detalle placa de base interna, tiene una placa que es del mismo tamaño o menor que la sección transversal de la columna y tiene huecos para los pernos de anclaje o desbastes en la base de la columna. Es similar a la conexión de cimentación con columna con anclaje exterior, usando el sistema de doble tuerca, lechada de cemento sin contracciones y unión soldada del refuerzo de la columna a la placa. Las dimensiones de la placa de base, son generalmente menores, que las de la columna cuando se necesita el tratamiento arquitectónico de la junta.

Después del montaje, normalmente se rellenan con lechada los huecos para los pernos de anclaje.



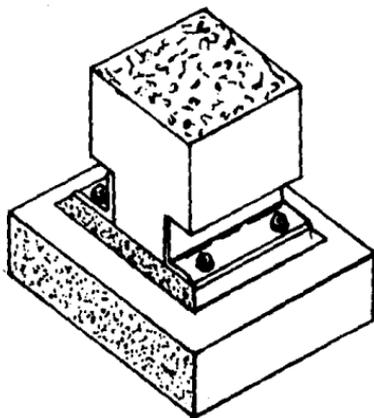
CONEXION DE PLACA DE BASE CON ANGULO DE REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE.

Generalmente no se usa una placa completa inferior de la base. Un ángulo, de 13 mm de espesor se deja enbebido en las esquinas con una placa de base de 20 mm ϕ mayor, soldada al ángulo. Para impedir que el concreto llene el hueco formado por el ángulo, se suelda una placa de 3 mm como tapa, en la parte superior del ángulo. Las barras de refuerzo pueden soldarse en la placa inferior o en los lados inferiores de los ángulos y traslaparse con las barras de refuerzo de la esquina de la columna que se alinean aproximadamente con la línea central de los pernos de anclaje. Una ventaja de este tipo de detalle es que permite que una placa de base normal, se ajuste a diversos tamaños de columnas.



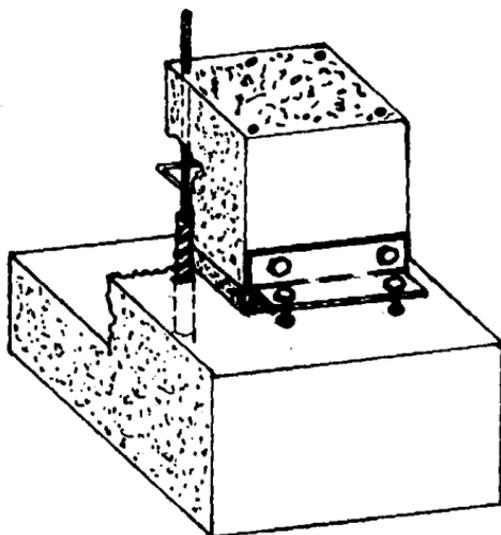
CONEXIONES DE PLACA EN ANGULOS SIMPLES PARALELOS.

En este caso los ángulos están unidos con soldadura de refuerzo principal que traslapan con el refuerzo principal. En ocasiones se requiere la instalación de placas planas de base entre los ángulos. Para impedir la rotación, pueden unirse pernos soldados a las patas verticales de los ángulos, o los ángulos pueden sujetarse por medio de atiesadores.



CONEXION DE COLUMNA DE LINDERO.

Las barras principales de refuerzo de la columna sobresalen de la parte inferior de la columna y se insertan en el ducto metálico, flexible, relleno de lechada de cemento empotrado en el cimiento de la columna, hasta que la lechada haya obtenido su resistencia deseada. Un método de contraventear es atornillar un ángulo a los insertos colocados dentro de la columna y la base, tal como se muestra en el siguiente dibujo.

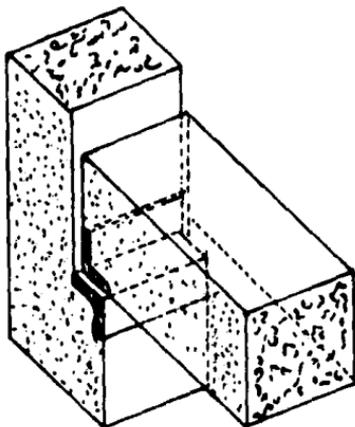


5.II.2 CONEXIONES DE VIGAS A COLUMNAS.

A continuación se muestran combinaciones de conexiones que se usan para las vigas a columnas. Por sencillez, todas las vigas, son rectangulares, aun que pueden ser trabes rectangulares, vigas "T" ó doble "T".

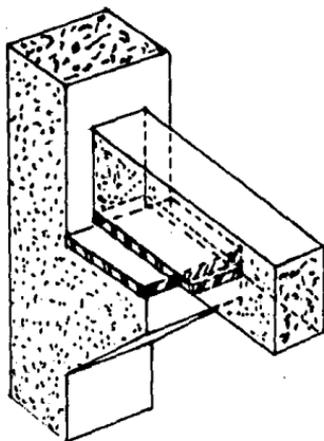
CONEXION DE TRABE EN MENSULAS REFORZADA.

En la siguiente figura se muestra una cornisa o ménsula sin usar una viga con el extremo rebajado como se muestra en la siguiente figura.



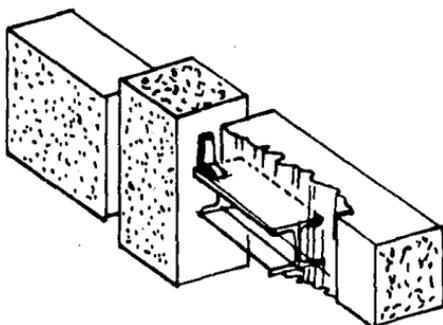
CONEXION DE TRABE CON MENSULA DE CONCRETO REFORZADO. (RECTO)

En este dibujo se muestra un amortiguador elástico de apoyo y placas tanto en la ménsula como en la viga, el detalle se muestra para una condición de apoyos simples, pero puede desarrollarse a una conexión para momento, en caso deseado. Los amortiguadores de apoyo son opcionales, de acuerdo con los requisitos de diseño.



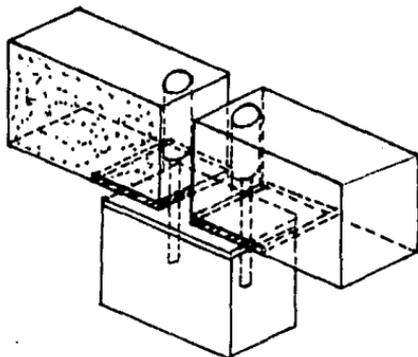
CONEXION COLUMNA TRABE OCULTA.

Se usa cuando se desea ocultar la conexión de viga a columna. Se muestra una sección de patín ancho que sobresale de la columna. Pueden usarse otros perfiles de acero estructural, empotrado como vigas T, canales dobles o placas dobles



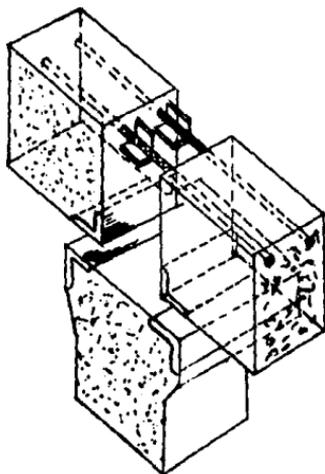
CONEXION POR ESPIGAS (COLAPINA TRABE)

Es una conexión por medio de espigas con varillas que sobresalen de la columna dentro de ductos o tubos de acero colocados dentro de la viga. Después se llena el tubo, con lechada. Para impedir restricción contra la rotación - por cambio de volumen puede colocarse vermiculita, arena u otro material suelto en la parte interior del tubo, antes de colocar la lechada. En temperatura de congelación, es importante impedir que el agua penetre a los tubos antes de la inyección de lechada. En las superficies de apoyo se usan, amortiguadores de apoyo, placas de acero o ángulo confinados.



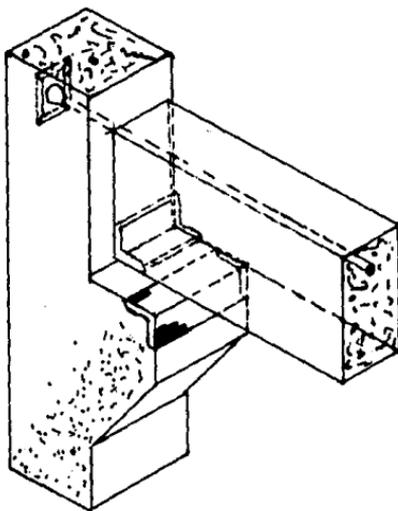
CONEXION POR ESPIGAS EN ZONA DE MOMENTOS.

Esta conexión para momentos, logrado por varillas de refuerzo soldadas a ángulos, tiene la ventaja de permitir una extensión futura de la columna, colocando un perno de anclaje o insertos en el concreto vaciado en la obra entre los extremos de las vigas. Cuando se hace ésto, las varillas confinadas con estribos de la columna, deberán sobresalir al corramiento vaciado en la obra de la columna de abajo.



CONEXION EN COLUMNA CON VARILLA PARA POSTENSADO.

En este detalle se muestra una varilla recta para postensación que se tensa después de la colocación la lechada no contractil, entre la columna y el extremo de la viga. Esto requiere - un buen anclaje mecánico para impedir pérdida del esfuerzo de postensación debido a deslizamiento o asentamiento. También requiere la colocación apropiada de los estribos de confinamiento para impedir un esfuerzo excesivo del apoyo bajo el anclaje extremo. El tendón podrá también curvarse y anclarse en la parte inferior de la viga, o hacerse continuo a través de ello.



5.II.3 CONEXIONES COLUMNA A COLUMNA.

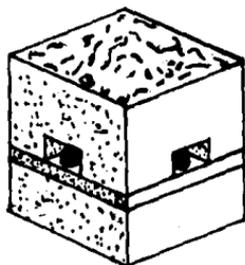
En la mayoría de las uniones de columna se usa lechada sin contracciones - entre las superficies de contacto de los miembros para evitar las variaciones dimensionales debido a tolerancias de la construcción.

Cuando se usan placas de base o superiores, éstas pueden tener el mismo tamaño de la columna o remeterse de 25 a 30 mm., dependiendo de los requisitos arquitectónicos. Deberán colocarse estribos de confinamiento muy cercanos en las columnas inmediatamente arriba y abajo de la junta. Pueden hacerse conexiones con pernos de anclaje, barras de refuerzo con rosca e injertos. Deben tomarse providencias de montaje y alineación, como usar el sistema de contra-tuerca.

CONEXION COLUMNA A COLUMNA CON CAVIDADES PARA PERNOS DE ANCLAJE.

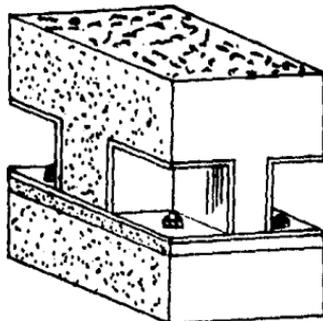
En esta conexión el refuerzo principal de la columna o las espigas que traslapan el acero de la columna están soldados a la placa de base.

Las cavidades pueden colocarse en las esquinas o en los lados, tal como lo muestra en la siguiente figura.



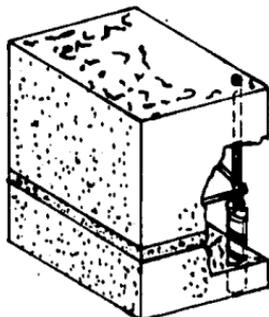
CONEXION COLUMNA A COLUMNA CON PLACA DE BASE.

Aquí usamos una placa de base de tamaño completo en vez de placas mas pequeñas soldadas a ángulos como se muestra. El uso de placas superiores en las uniones de columnas dependen de los requisitos de diseño.



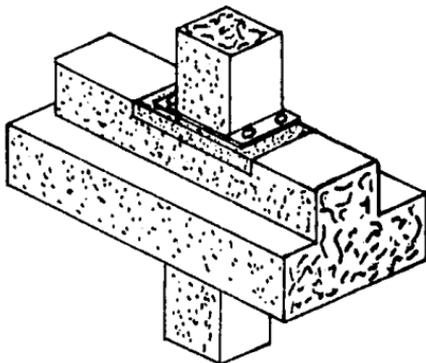
CONEXION COLUMNA A COLUMNA CON ACERO DE REFUERZO TRANSAPADO.

Muy usada para columnas que se unen con la misma sección transversal, aquí se pueden aplicar las mismas consideraciones que la conexión de columna en lindero.



CONEXION DE COLUMNA A COLUMNA POR MEDIO DE UNA VIGA CONTINUA.

Podemos utilizar todos los detalles de las distintas formas de conexión -- entre columna a columna, cuando las columnas están separadas por una viga. Es importante proveer refuerzo dentro de la viga, para transmitir las cargas entre las columnas. Deberá usarse lechada sin contracciones de 50 a 65 mm de espesor, bajo la placa de base para asegurar la transferencia de cargas axiales de la columna.



5.II.4 CONEXIONES LOSA A VIGA.

El diseño de todas las conexiones de losa a viga, ya sea para piso o techos, debe considerar los efectos de cambio de volumen y la transferencia de fuerzas horizontales de losa a la viga cuando se asume que el piso o techo actúa como un diafragma. Los movimientos en la conexión entre losas de techo y las vigas pueden dañar el techado, por lo que debe considerarse un detalle especial de expansión. En pisos con recubrimiento vaciado en la obra, deberá colocarse un refuerzo o malla adicional a través de la viga para disminuir el agrietamiento.

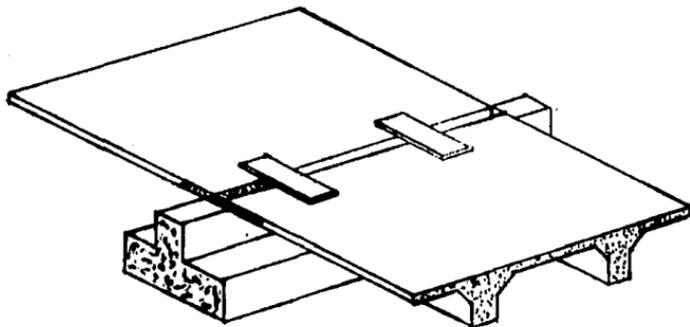
A continuación se muestra gráficamente algunos detalles de conexión losa viga.

- a) CONEXION DE MARCO DE MIEMBRO DE TECHO SOBRE LARGUERO
- b) CONEXION DE DIAFRAGMA PARA SISTEMA DE TECHO DE NUCLEO

CONEXION DE MARCO DE MIEMBRO DE TECHO SOBRE LARGUERO.

En la siguiente figura se muestra un marco de miembro de techo sobre un larguero. Usando las placas superiores soldadas y amortiguadores de apoyo, se transfieren las cargas laterales, pero se permite cierto movimiento por cambio de volumen. Las placas soldadas pueden no necesitarse en todos los miembros ni en cada una de las espigas.

Son posibles diversas variaciones de este detalle. Por ejemplo, los extremos de las patas de la "T" pueden rebajarse para acomodarse a un mayor peralte de construcción o si se requiere continuidad por el diseño, puede ser deseable soldar las espigas, considerando plenamente los efectos de cambio de volumen. Para pisos con recubrimiento, pueden eliminarse las placas soldadas. Sin embargo, deberá revisarse el efecto de los amortiguadores de apoyos, ya que ellos permiten cierto movimiento y esto puede ser suficiente para ocasionar grietas en el recubrimiento.

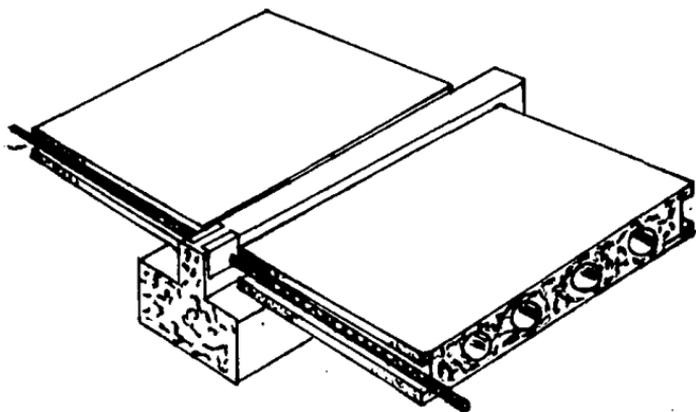


CONEXION DE DIAFRAGMA PARA SISTEMA DE TECHO DE NUCLEO.

En la siguiente figura se puede apreciar una forma para desarrollar la acción de diafragma en una viga en un sistema de techo de núcleo hueco si la fricción no es suficiente para transferir las fuerzas laterales y por lo tanto se requiere una conexión positiva. Las placas se embeben en la posición superior del larquero y las espigas soldadas de varilla corrugada, se prolongan dentro de la unión rellena de lechada entre las losas.

Las consideraciones de montaje pueden dictar un detalle diferente, como tener la parte superior de la viga mas baja que la superior.

Las losas para permitir la colocación de varillas de refuerzo continuo en los cuñeros de la losa.



5.II.5 CONEXION ENTRE LOSA Y MURO.

En las siguientes figuras que presentaremos, mostramos algunas combinaciones de losas apoyadas sobre muros. También mostraremos la conexión de una losa de techo a un muro paralelo. En la mayoría de los diseños se requiere cierto grado de continuidad en la conexión de losa o muro.

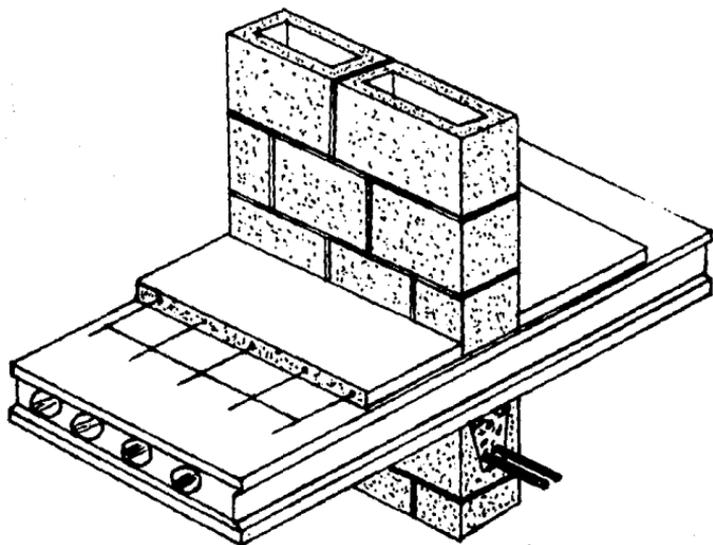
Sin embargo en general no es deseable una conexión completamente fija, especialmente con las losas en forma de "T", de claros mayores, y esto se impide usando amortiguadores de apoyos.

A continuación describiremos distintas conexiones de losa a muro.

- a) CONEXION DE LOSAS DE NUCLEO HUECO, SOBRE MUROS DE MAPOSTERIA.
- b) CONEXION EN "T" DENTRO DE UNA CAVIDAD EN MURO COLADO "INSITU"
- c) CONEXION CON ANCLAJE POSITIVO DE LAS UNIDADES DE NUCLEO HUECO AL MURO.
- d) CONEXION CON PISO EN DOBLE "T" APOYADO EN MURO DE MAPOSTERIA.
- e) CONEXION EN MENSULAS VACIADAS A UNIDADES DE DOBLE "T"
- f) CONEXION DE LOSA DE TECHO Y MURO PARALELO.

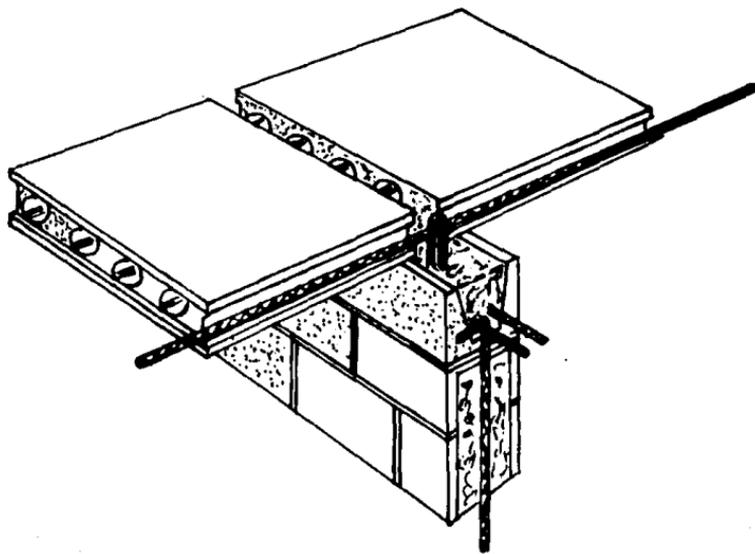
a) CONEXION DE LOSAS DE NUCLEO HUECO, SOBRE MUROS DE MAMPOSTERIA.

El siguiente detalle muestra una instalación típica de losas de núcleo hueco sobre muros de mampostería. Se ha previsto una viga de unión directamente abajo de las losas y la unión entre los extremos de éstas se rellena de lechada. En construcciones de pisos múltiples, es necesario asegurar que los extremos de las losas pueden transmitir las fuerzas verticales de compresión. En construcciones de naves múltiples, deberá tomarse en consideración las fuerzas desarrolladas debido a la restricción de cambio de volumen.



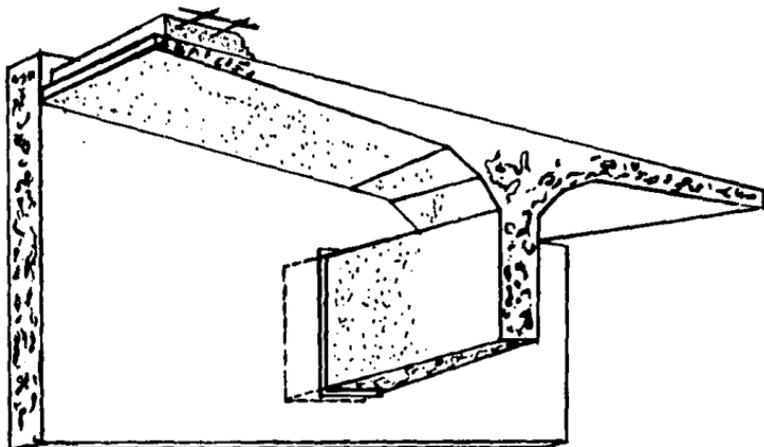
b) CONEXION EN "T" DENTRO DE UNA CAVIDAD EN MURO COLADO "INSITU"

En la siguiente figura se muestra una estructuración de "T" sencilla dentro de una cavidad en un muro vaciado en la obra. En este tipo de conexión, es importante hacer la cavidad de un tamaño suficientemente grande para evitar problemas al colar los miembros, si usamos recubrimientos, las espigas con rosca dentro de los injertos embebidos en el muro amarrarán las unidades del piso a éste. Pueden usarse amortiguadores elásticos de apoyo para reducir los efectos de momento negativo.



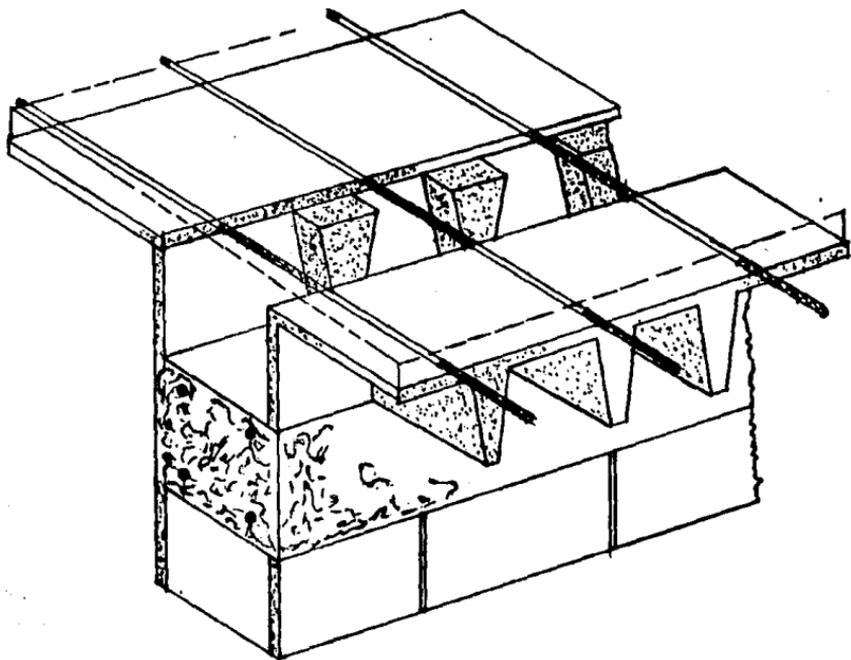
c) CONEXION CON ANCLAJE POSITIVO DE LAS UNIDADES DE NUCLEO HUECO AL MURO.

En el siguiente detalle vemos como se produce el anclaje positivo de las unidades de núcleo hueco al muro, insertando varillas en forma de horquilla en la viga de unión y empotrándola en la ranura para lechada entre los extremos de las losas. De ser necesario, pueden dejarse varillas empotradas en forma de L dentro de la viga de unión y dentro de los núcleos llenos de mortero del bloque, como se muestra, con objeto de transferir las fuerzas al muro. Para una acción positiva de diafragma de techo, o cuando no se use recubrimiento en los pisos, puede empotrarse en lechada una varilla, de refuerzo dentro de los cuñeros entre las losas de núcleo hueco. Esta varilla también sirve para amarrar entre sí las losas, previniendo los problemas en las juntas.



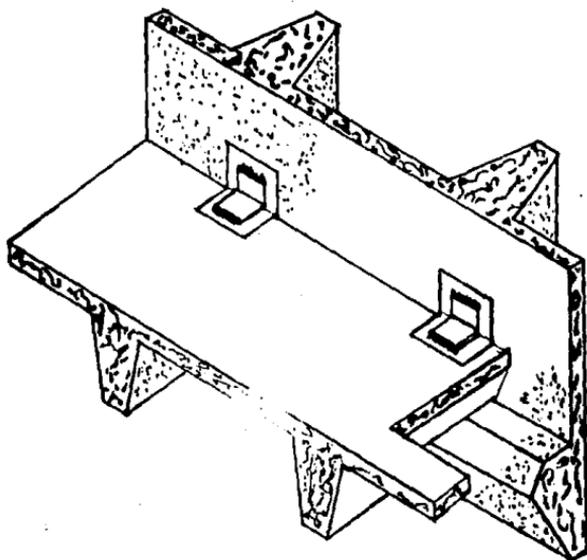
d) CONEXION CON PISO EN DOBLE "T" APOYADO EN MURO DE MANPOSTERIA.

En la siguiente figura mostramos un piso de doble "T" apoyado en un muro de mampostería con una viga de unión vaciada en la obra. En la construcción de edificios múltiples se usan frecuentemente rellenos prefabricados entre las almas de la "T" como moldes para el concreto colado entre ellas. Los refuerzos pueden colocarse en el recubrimiento como se muestra para disminuir el agrietamiento en el muro.



e) CONEXION EN MENSULAS VACIADAS A UNIDADES DE DOBLE "T"

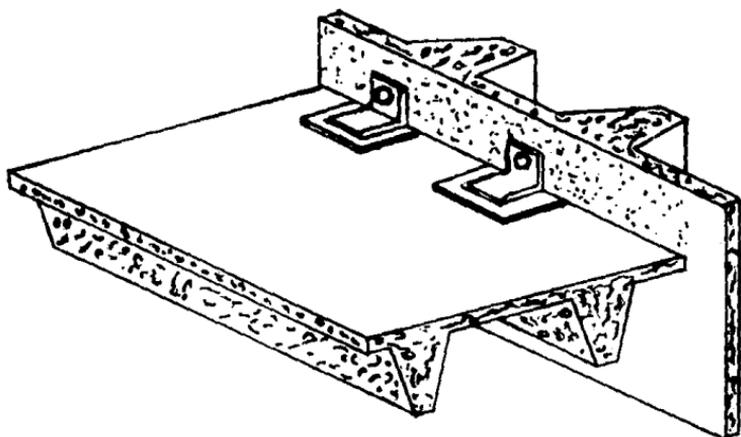
En esta conexión vemos que los miembros de piso y techo frecuentemente se apoyan en mensulas vaciadas a unidades de doble "T" ó "T" sencilla que se usan como tableros de muro. Los amortiguadores elásticos bajo las patas se usan para impedir la formación de pares de momento. Las conexiones atornilladas ranuradas verticalmente, sirven para anarrar los miembros a la flexión en forma positiva a los tableros que conducen la carga, pudiendo usarse placas y ángulos soldados.



f) CONEXION DE LOSA DE TECHO Y MURO PARALELO.

Si se desea conectar una losa de techo a un muro paralelo, es importante reconocer que la losa puede tener cambios cíclicos en la contraflecha, y podrán sufrir deflexiones conforme se colocan recubrimientos, techado y otras cargas. Esto requiere una conexión que pueda acomodar los movimientos verticales. Los ángulos ranurados con arandelas de baja fricción permiten este movimiento proporcionando simultáneamente un soporte lateral al muro y al mismo tiempo transfieren las cargas laterales.

Otro detalle que se usa frecuentemente, es el de soldar el patín de la losa directamente al muro. La rotación de la losa alrededor de la soldadura acomoda la mayoría de los movimientos verticales de ella. Cuando se solda la losa al muro, deberán considerarse los efectos de los cambios volumétricos axiales de la losa.



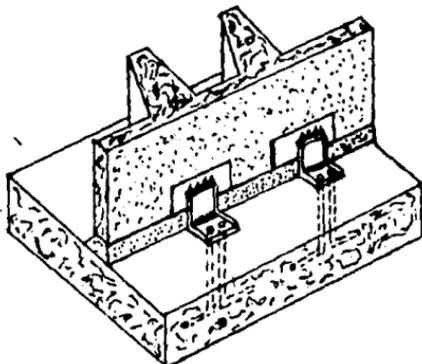
5.II.6 CONEXION ENTRE MURO Y CIMENTACION

La importancia que tiene una conexión de cimentación-muro es la número 1 (uno) en una estructura. Se le puede denominar de 1er. orden pues son en ellas donde se producen los pares de fuerzas mayores en la estructura. Es esencial proporcionar dos partidas en cualquier conexión de un tablero de muro prefabricado a un muro de cimentación o una zapata continua; un método de unión es el de tomar el cortante en cualquier dirección para nivelar y alinear el tablero al muro, siendo los mas importantes.

- A) CONEXION TABLERO DE MURO A BASE POR MEDIO DE ANGULOS O PLACAS EMBEBIDAS.
- B) CONEXION DE TABLERO POR MEDIO DE PLACA Y SOLERA SOLDADA Y ATORNILLADA.
- C) CONEXION ENTRE UNIDAD DE MURO Y LOSA DE PISO POR BARRAS CON ROSCA.
- D) CONEXION TABLERO DE MURO A BASE POR MEDIO DE PERNOS EN BASE.

A) CONEXION TABLERO DE MURO A BASE POR MEDIO DE ANGULOS O PLACAS EMBEBIDAS.

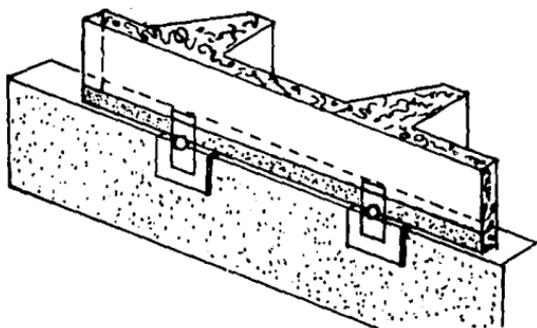
El tablero de muro está unido a la base por medio de ángulos soldados a placas embebidas en el tablero del muro. Los ángulos están unidos a la base con pernos de anclaje empotrados o taladrados dentro. La nivelación y alineación se hace a través del uso de calzas. El espacio entre el tablero y la zapata, se empaca con lechada, no contráctil después de la unión, con objeto de transmitir la carga de diseño a la zapata.



B) CONEXION DE TABLERO POR MEDIO DE PLACA Y SOLERA SOLDADA CON TORNILLO.

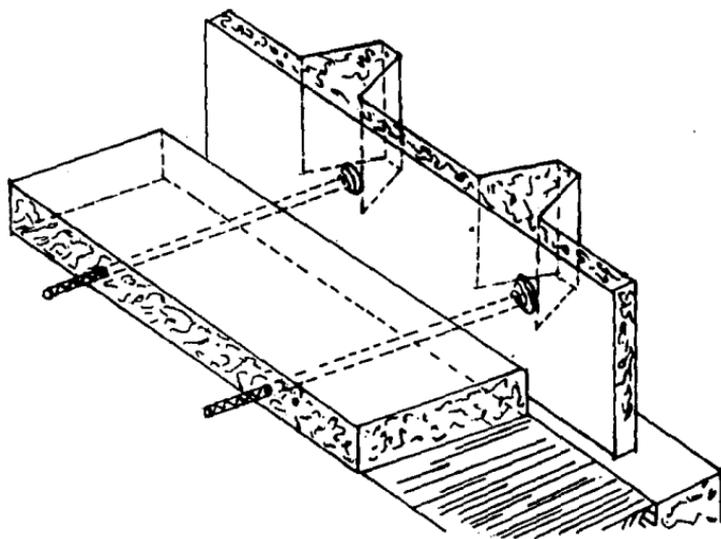
La solera se une a la base por soldeo a una placa embebida en el interior y a los tableros del muro por medio de pernos dentro de los injertos embebidos en los muros. Las calzas abajo de las nervaduras de las "T" proporcionan

la nivelación y la lechada no contráctil, proporciona la transferencia uniforme de la carga.



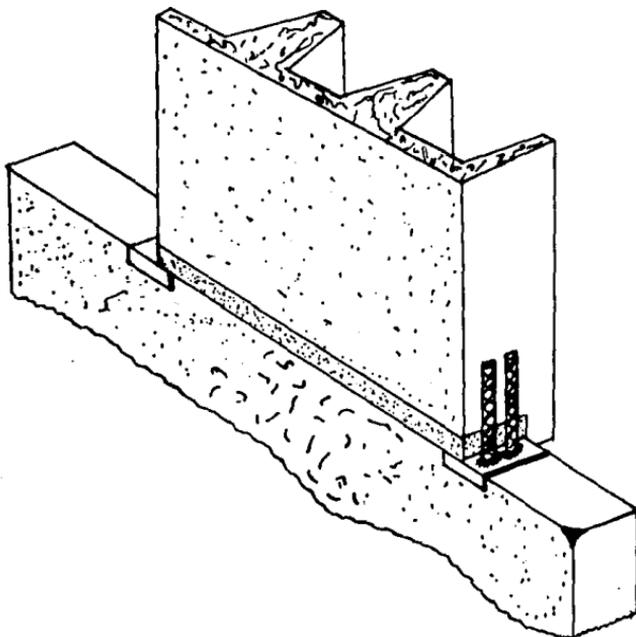
C) CONEXION ENTRE UNIDAD DE MURO Y LOSA DE PISO POR BARRAS CON ROSCA.

En esta conexión se ha previsto un amarre entre la unidad del muro y la losa del piso por medio de barras con rosca en espiral dentro de los injertos colocados en los tableros. Para nivelar podemos usar calzas y lechadas, proporcionando un contraventeo temporal hasta que el piso esté vaciado y alcance el nivel requerido de resistencia.



D) CONEXION TABLERO DE MURO A BASE POR MEDIO DE PERNOS EN BASE.

En la siguiente figura se detalla un perno de vástago cuadrado, de cabeza redonda, en un inserto que se erbebe y se taladra dentro de la base de un tablero de muro. Las cabezas se apoyan entonces sobre placas de acero erbebidas dentro de los cimientos y los ajustes de nivelación se efectúan simplemente haciendo girar los pernos. También se proporcionan estribos similares a los que se muestran en los detalles anteriores y el espacio entre los tableros y los cimientos deberá llenarse con lechada no contractil.



C A P I T U L O VI

CAPITULO VI

MENSULAS CORTAS .

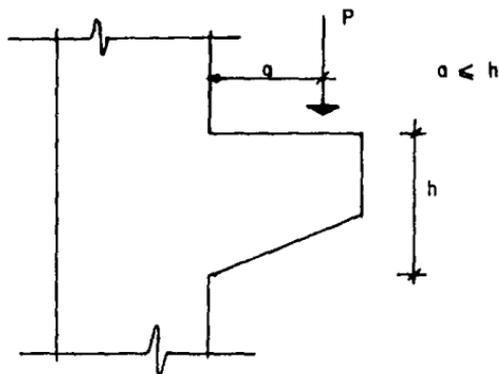
6.1.1 GENERALIDADES.

Dentro del capítulo IV, vimos algunos ejemplos de conexiones típicas proponiendo su forma de análisis y diseño, esto se hizo con el fin de dar una idea general de conexiones estructurales en el campo de apoyo en ménsulas. Pues bien si se denominan elementos estructurales de 1er. orden a las columnas, por ser la parte más importante de una estructura superior es igualmente importante las ménsulas en las que apoyamos otros elementos estructurales. Por ello se ha querido dedicar este capítulo al análisis y diseño de ménsulas, dando principal importancia a ménsulas cortas.

6.1.2 MENSULAS CORTAS

Se entiende por ménsulas cortas aquellas en las que el brazo "A" de la fuerza aplicada "P" es igual o menor a la altura H en el punto de aplicación de la fuerza misma.

Para comprenderlo mejor, a continuación mostramos la siguiente figura.



CLASIFICACION DE LAS MENSULAS CORTAS.

- Ménsula saliente de los pilares (para puentes-grúa, sostén de vigas, armados, fachadas, etc.);
- Ménsulas salientes en el sentido del eje de las vigas (por ejemplo articulaciones para vigas Gerber, estructurales etc.)
- Ménsulas salientes transversalmente de las vigas y muros (sobre todo para apoyos de otras vigas, armados etc.)

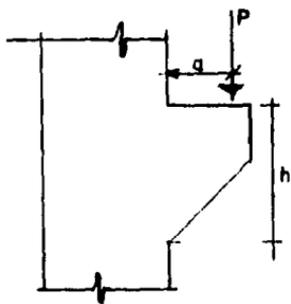
Quando nos encontramos con problemas de dimensionamiento y cálculo de las ménsulas cortas se interpretan de forma diversa, por ello enumeramos algunas fórmulas prácticas, según las cuales se podrá rápidamente y con suficiente margen de seguridad proyectar y calcular las ménsulas cortas.

El siguiente sistema de cálculo está fundado sobre el análisis de pruebas empíricas, el coeficiente de seguridad a la rotura llega a los valos de entre 3 y 4, todo ello fue estudiado por los ingenieros polacos.

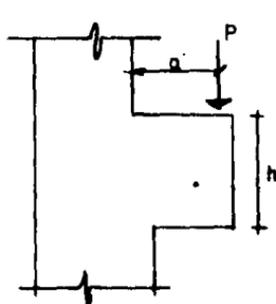
KAUFMAN, S; OLSZAK, W; EIMER, Cr., en su libro

BUDOWNICTWO BETONOWE. TOM III WARSZAWA 1965

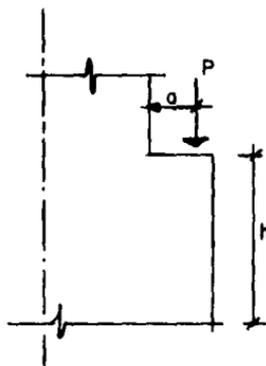
$$\therefore \geq (3\div 4)$$



MENSULA
TRAPEZOIDAL



MENSULA
RECTANGULAR



MENSULA SALIENTE
DE UNA VIGA

6:II PRUEBAS A RUPTURA DE LAS MENSULAS

En las siguientes 4 fotografías que mostramos a continuación, mostramos gráficamente los resultados de interesantes pruebas hechas sobre ménsulas cortadas por autores alemanes (PROF. DIPL. ING. MEHREL, Y DIPL. ING. W. FREISTAG).

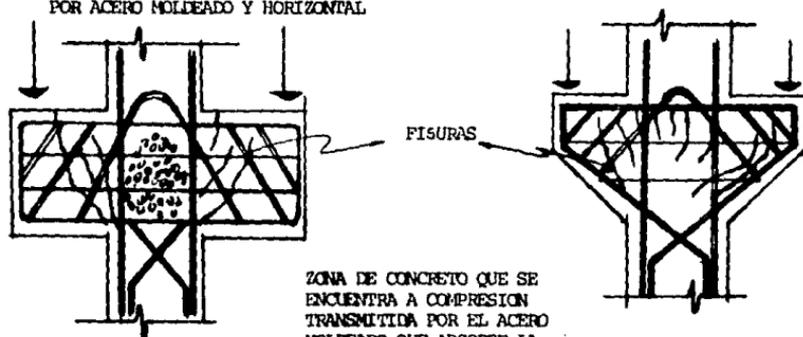
Se proyectaron y sometieron a pruebas una cierta cantidad de ménsulas de tamaño natural confeccionadas con concreto de resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ de forma trapezoidal y rectangular y armaduras de diversos modos y con diferentes cantidades de acero de resistencia $f'_s = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Tales muestras fueron sometidas a esfuerzos concentrados hasta el logro del colapso de los materiales.

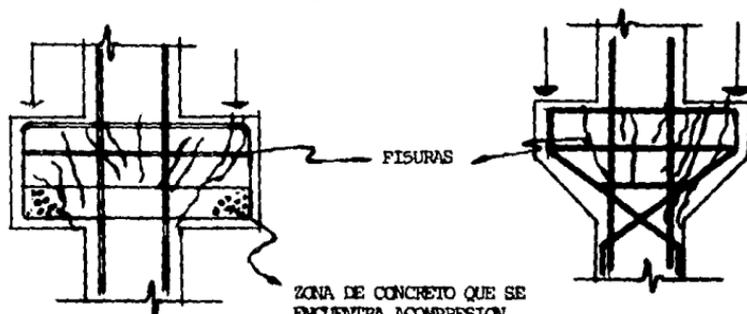
En base a las pruebas efectuadas se pudieron llegar a las siguientes conclusiones.

- Las ménsulas trapezoidales presentan una resistencia menor que las ménsulas rectangulares de aproximadamente entre el 10 y 15%, con el mismo armado, gracias a la forma de la ménsula misma.
- Las primeras hendiduras en el concreto se presentan en las ménsulas rectangulares; sin embargo, en la fase que apenas precede a la rotura, las mayores lesiones se tienen en las ménsulas trapezoidales.
- Las ménsulas armadas con acero moldeado (no solamente horizontales), presentan una mayor resistencia.

ARMADURA PORTANTE COMPUESTA
POR ACERO MOLDEADO Y HORIZONTAL



ZONA DE CONCRETO QUE SE
ENCUENTRA A COMPRESION
TRANSMITIDA POR EL ACERO
MOLDEADO QUE ABSORBE LA
TRACCION.



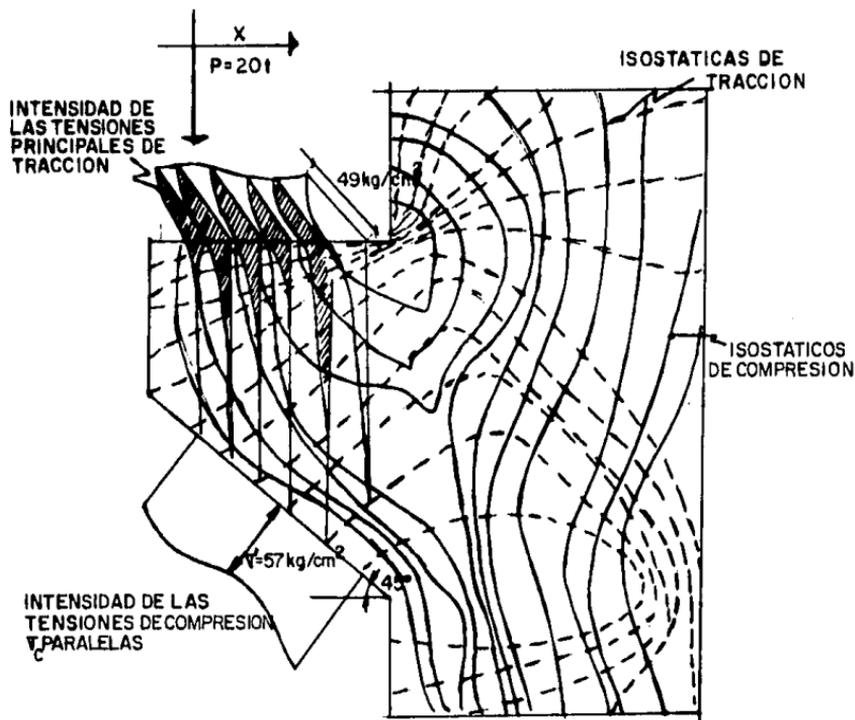
ZONA DE CONCRETO QUE SE
ENCUENTRA A COMPRESION
QUE AYUDA A QUE LAS GRIETAS
NO PRESENTEN FISURAMIENTO
MAYOR LLEGANDO A LA RUPTURA

ARMADURA PORTANTE
COMPUESTA POR ACERO
HORIZONTAL.

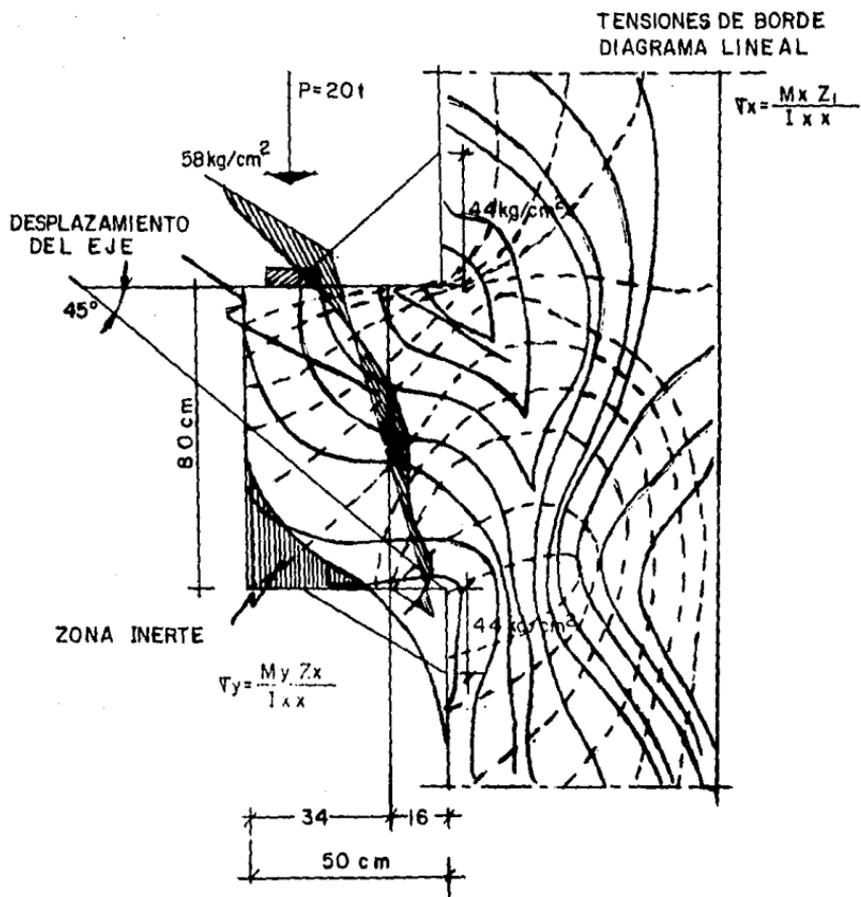
6.II.1 SISTEMA DE ARMADO

6.II.2 DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS INTERNOS

Los resultados de las pruebas antes aplicadas por los Prof. Dip. antes mencionados demuestran la gran resistencia de las ménsulas a los esfuerzos cortantes



- * T_c TENSION DE CALCULO DEL EMPOTRAMIENTO
 DISTRIBUCION, INTENSIDAD Y VALORES DE LAS TENSIONES PRINCIPALES EN
 UN PILAR CON MENSULA CORTA, CON CARGA CONCENTRADA P



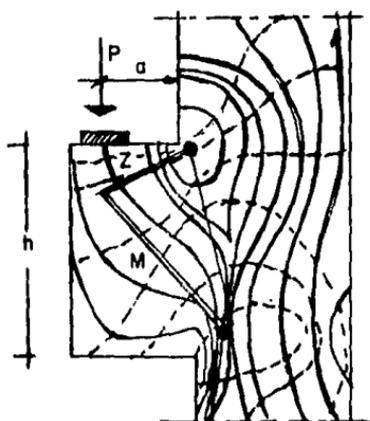
MENSULA RECTANGULAR Y DISTRIBUCION, INTENSIDAD Y VALORES DE LAS TENSIONES PRINCIPALES EN UN PILAR CON MENSULA CORTA, CEMENTADA POR UNA CARGA CONCENTRADA $P = 20\text{ t}$

Las figuras b.II a y b, nos muestra las curvas que caracterizan la distribución de las tensiones en las ménsulas y en los pilares.

Las Figuras 6.II a y b han sido sacadas de la investigación de los autores Prof. DE ING. GOTTHARD FRANZ Y DE ING. HEINZ NEIDENHOTT.

Como podemos observar en estas figuras, se puede admitir que los esfuerzos internos en una ménsula corta, cimentada sobre el canto superior de una fuerza concentrada, pueden ser definidas con suficiente aproximación mediante una simple construcción de barras y bielas en la que trabaja (como armadura en la vecindad del canto superior) a tracción sobre toda su longitud bajo una fuerza de tracción Z .

Podemos individualizar observando el isostático de compresión, una biela comprimida de concreto sometida al esfuerzo constante de valor M , podemos con suficiente precisión aceptar un esquema simplificado de cálculo, como el representado en la siguiente figura, cuando la carga se aplica en el canto superior de la ménsula. De esta misma forma el doctor Ing. GOTTHARD FRANZ, dio solución al sistema observando que la fuerza de tracción y la carga de la ménsula tenían relación constante con variación del ángulo que forman la fuerza de tracción y el valor M de la ménsula.

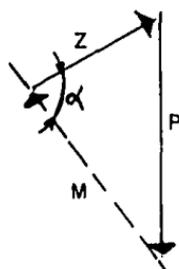


ESQUEMA ESTÁTICO DE LA MENSULA Y
DISTRIBUCION DE LAS TENSIONES
INTERNAS;

P = CARGA SOBRE LA MENSULA

M = FUERZA DE COMPRESION

Z = FUERZA DE COMPRESION

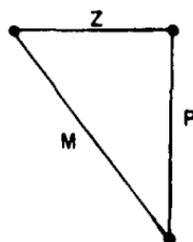
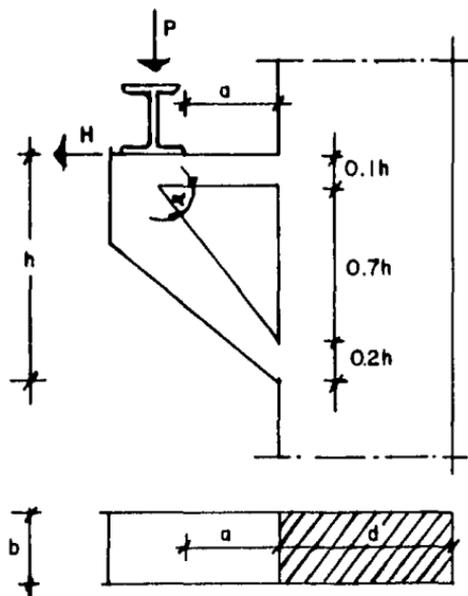


$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P}{Z} = \frac{0,7 h}{a} \quad Z = P \frac{a}{0,7 h}$$

cuando estamos en presencia de fuerzas horizontales tendremos.

$$Z = P \frac{a}{0,7 h} + H$$

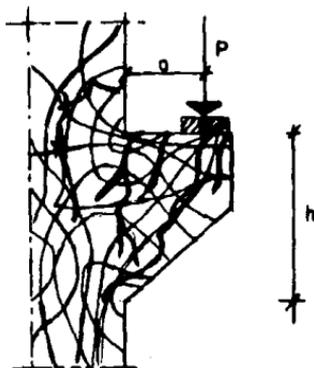
En este esquema se hizo consideración de que la fuerza de compresión Z será del 98% del brazo de palanca entre la rotura en Z y la zona de tracción y la fuerza concentrada aplicada a una distancia a en la ménsula, así como la distancia en la que se nos presenta los esfuerzos concentrados de compresión es a un 75% de la altura de la ménsula.



ESQUEMA SIMPLIFICADO
(DISTRIBUCION DE FUERZAS)
DE LAS CARGAS INTERNAS DE
LA MENSULA, EN EL CASO QUE
LA FUERZA P SEA APLICADA
AL CANTO SUPERIOR.

En la Figura que se presenta la trayectoria de las líneas de fuerza, el cuadro de las manifestaciones de fisuración de la ménsula inserta en un pilar de concreto armado en el momento de agotamiento de la capacidad portante.

Estas claras manifestaciones de fisuración sobrevienen al agotamiento de la capacidad portante de parte de la ménsula y del soporte. Como se ve, la marcha de fisuras siguen casi las trayectorias ideales de las tensiones de compresión.



6.III ESFUERZOS HORIZONTALES EN MENSULAS DE APOYO.

GENERALIDADES

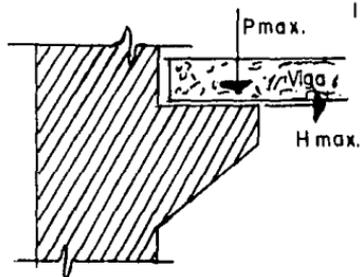
En el caso de que no sea posible evaluar exactamente la entidad de la fuerza H , como se nos presentaría en vigas, armados, etc. apoyados como lo indicamos en la siguiente Figura 6.3.I, podemos definir el esfuerzo horizontal según la fórmula dada por estudios practicados en la institución alemana de control de esfuerzos producidos en ménsulas cortas, bajo la dirección del DR. FRANZ donde nos da una relación de H_{max} con el peso o carga vertical aplicada máxima.

$$H_{max} = (0,2 \div 0,3) \times P_{max}$$

Fig. 6.3.I

EL VALOR DE LA FUERZA H DEPENDE DE LA CARGA DE LAS VIGAS, QUE GRAVITAN SOBRE LA MENSULA Y ESTA EN

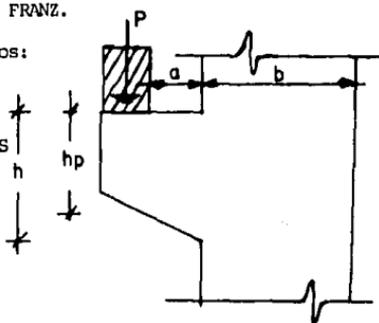
FUNCION DE UN COEFICIENTE DEPENDIENTE DE LAS CARACTERISTICAS DE APOYO.



6.IV GENERALIDADES DE PROYECTO POR DR. FRANZ.

Consideraremos los siguientes aspectos:

- ALTIMA DE LAS MENSULAS
- MENSULAS DE DIMENSIONES NOTABLES
- ARMADURA EN MENSULAS RECTANGULARES
- ARMADURAS SUPERIORES A TRACCION
- MENSULAS CON CARGA AL BORDE
- MENSULAS SALIENTES
- ARMADURA DE COLUMNA
- ELEMENTOS DE COLUMNA CON MENSULA.



a.-) ALTURA DE LAS MENSULAS

Habrá que atenderse a las siguientes fórmulas y no se deberán sobrepasar - las tensiones admisibles a cortante.

$$T_b = \frac{P}{h_p b} \leq T_{b0}$$

T_{b0} = tensión tangencial admisible en el concreto en ausencia de las adecuadas armaduras.

T_b = tensión tangencial en correspondencia con la carga

h_p = altura de la sección de la mensula en correspondencia a la fuerza aplicada.

b = ancho de la mensula

En ningún caso la tensión cortante, en presencia de armadura especial, puede superar el valor de las tensiones admisibles de corte:

$$v_b = \frac{P}{h \cdot b} \leq v_{bl}$$

v_{bl} = tensión tangencial admisible en el concreto en presencia de la armadura adecuada.

b) MENSULAS DE DIMENSIONES NOTABLES.

Para mensulas de dimensiones notables y cuando se aplican cargas suplementarias además de los estribos horizontales, hay que introducir estribos verticales en cantidades iguales a las horizontales.

c) ARMADURA EN MENSULAS RECTANGULARES.

La armadura de las mensulas rectangulares debe calcularse según los principios adoptados para las mensulas trapezoidales, haciendo uso de las siguientes fórmulas

$$A_0 = \frac{l}{1.25 \times F_y} \left(\frac{P \times a}{0.7 h} + H \right) \rightarrow \text{ARMADURA PRINCIPAL HORIZONTAL DE TRACCION}$$

F_y = Tensión admisible del acero.

P = máxima fuerza que actúa sobre la mensula (a la distancia a de la columna)

h = altura global de la mensula

H = eventual fuerza horizontal (acciones térmicas, puente-grúa etc.)

La sección total de acero oblicuo se obtiene por

$$A_0 = \frac{P}{1.80 F_y}$$

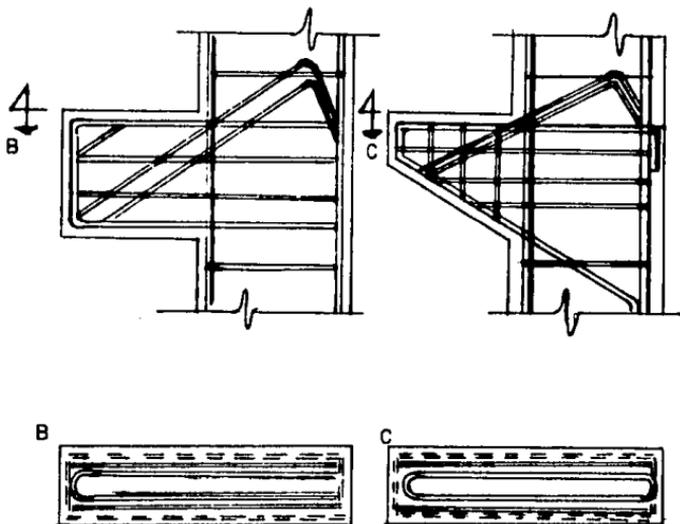
$$A_o = \frac{P}{1,80 F_y}$$

La sección total de acero en estribos horizontales se define por la fórmula:

$$A_s \geq 0,25 A$$

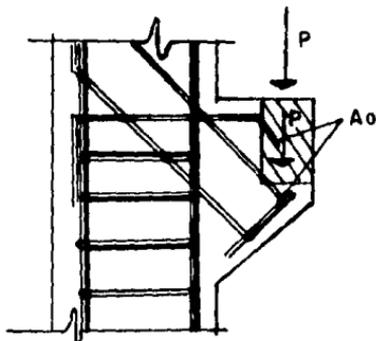
D).- ARMADURAS SUPERIORES A TRACCION.

La armadura superior o tracción A debe ser empotrada de modo perfecto, mejor con los estribos de atado como lo mostramos en la siguiente figura. Es importante respetar la justa curvatura del lazo de las barras.



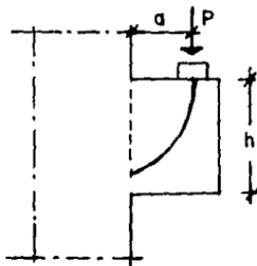
e) MENSULAS CON CARGA AL BORDE.

En el caso de las ménsulas en las que las fuerzas se aplican al borde, y - aún más, cuando son aplicadas en el borde inferior, necesita la adopción de - barras oblicuas como lo mostramos en la figura siguiente:



f) MENSULAS SALIENTES

En las armaduras de las ménsulas salientes de las vigas (como la mostrada en la siguiente figura) hay que poner atención al cálculo y en una justa distribución no sólo de las barras horizontales A, sino también en el acero -- moldeado A_0 . De hecho, al contrario que en las ménsulas de las columnas, la línea resultante de tensiones tiene un desarrollo curvilíneo que produce como resultado tensiones internas oblicuas de mayor intensidad.

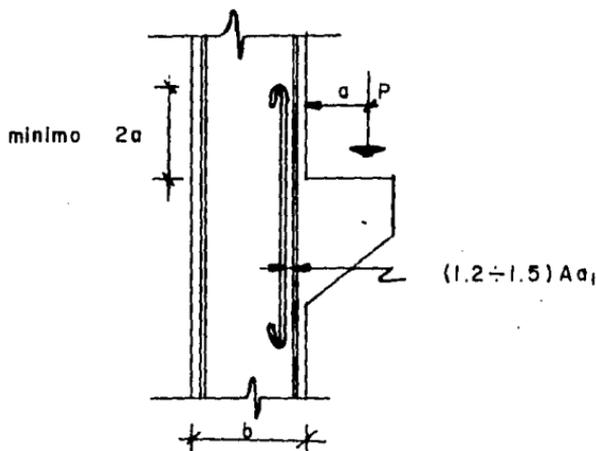


g) ARMADURA DE COLUMNA.

La armadura de columna en el punto de unión de la ménsula (al canto superior de la misma) debe ser reforzada en un 20 y 50%, según el momento $M = P \cdot \alpha$ en relación a las armaduras necesarias y calculada para la columna A, como lo muestra la figura.

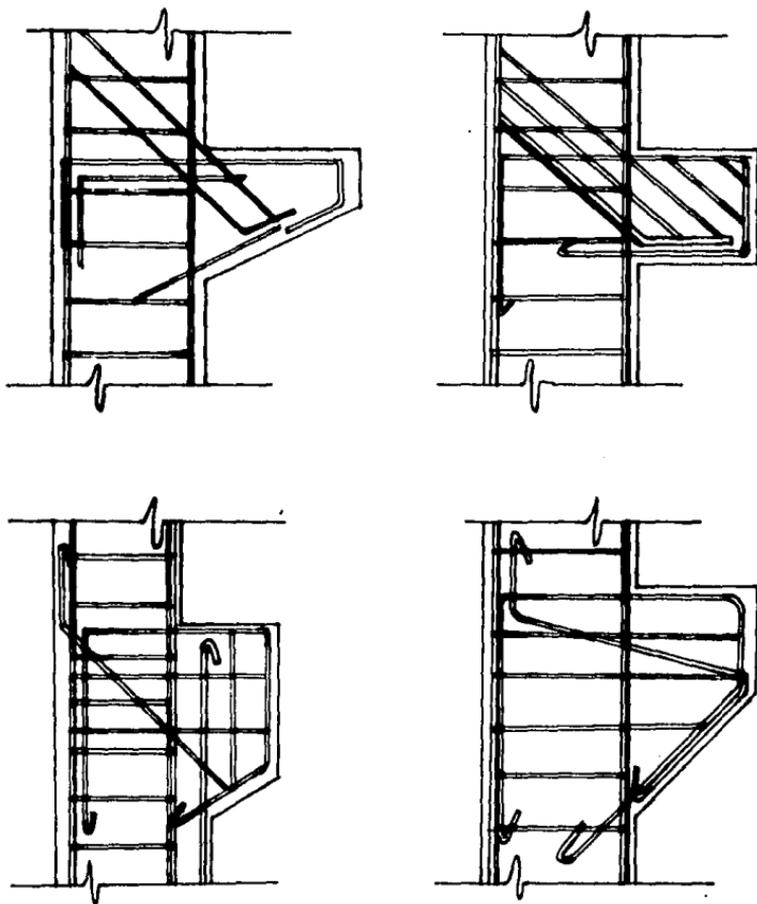
Las barras suplementarias deben tener una longitud no menor a 2α donde $\alpha =$ distancia de aplicación de la fuerza P al canto de la columna, y no menor a la dimensión b de la misma columna.

Fig. g) REFORZAMIENTO CON BARRAS SUPLEMENTARIAS DE LA COLUMNA SOBRE LA MENSULA.



6.V DISTRIBUCION DE ACERO EN MENSULAS

Distribución esquemática de la armadura en las ménsulas.



C A P I T U L O V I I

CAPITULO VII

GANCHOS DE ELEVACION PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS.

7.1 INTRODUCCION

Es ya conocido que para elementos prefabricados se comprueba su resistencia para las siguientes fases. 1.-) Desmoldeo, levantamiento y transporte.
 2.-) Montaje
 3.-) Uso ordinario

Entre los varios aspectos del problema se considera el relativo al dimensionado de los ganchos para el desmoldeo y el izado, cuya exacta valoración - debe tener en cuenta las condiciones a veces extraordinarias que se producen durante las distintas fases.

7.1.2 LONGITUD MINIMA DE LOS ANCLAJES DE LOS GANCHOS EN EL CONCRETO.

Muchas razones coinciden al decidir la longitud mínima de los anclajes de los ganchos; las que tienen mayor relevancia cuando se usan redondos de acero son

- resistencias del concreto
- diámetro de los redondos
- naturaleza de la superficie del redondo

En la siguiente figura se ilustra esquemáticamente la marcha de la tensión - de adherencia y de la tensión de tracción del redondo cuando el redondo está solicitado a rotura.

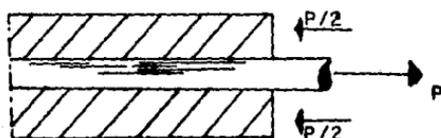
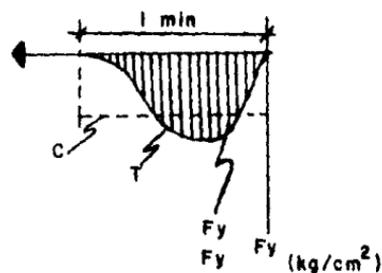


Fig. 8.I.a

CURVAS DE ADHERENCIA PARA
UN REDONDO TENSO.



t = curva teórica de las tensiones de adherencia;

c = curva efectiva de las tensiones de adherencia;

F_y = tensiones del redondo

La profundidad mínima de anclaje del redondo dentro del concreto está dada por la condición crítica; inicio de la fase de deslizamiento y de rotura simultáneos.

Según el autor de "elevaciones en elementos prefabricados" DE: LEWICKI -- BORDAN, Batiments d'habitation, prefabriques en elements de grandes dimensions, Paris, 1976.

La tensión de desdrenamiento del acero, viene expresado por la fórmula.

$$T_d \times \frac{n d^2}{4} = n d \times L_a \times f_c$$

donde T_d = tensión de desdrenamiento del acero

L = longitud de anclaje

d = diámetro del redondo

$$L_a = \frac{d}{4} \times \frac{T_d}{f_c} \times 1,6$$

adoptando un coeficiente de seguridad $F = 1,6$ para el anclaje mínimo, obtenemos la fórmula para la profundidad mínima de anclaje del redondo en el concreto.

$$L_{a_{\min}} = \frac{d}{4} \times \frac{T_d}{f_c} \times 1,6$$

7.II. EFECTO CONTRA EL DESGARRO DE LOS GANCHOS

Para garantizar una mayor seguridad ante la rotura de las barras, se usan también ganchos de anclaje. En efecto, contra rotura de ganchos ilustramos a continuación varias soluciones de enganche con su efecto proporcionado en tanto por ciento de la seguridad total.

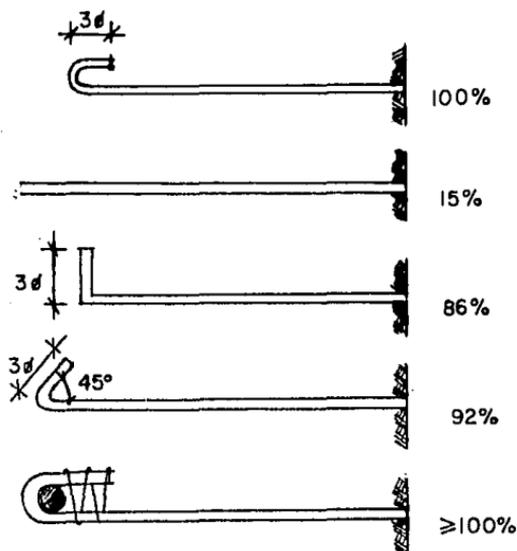


Fig. 8.II.a)
EFECTOS CONTRA EL
DESGARRE DE LOS GANCHOS.

Cuando las extremidades del gancho se repliegan se puede disminuir la profundidad mínima de anclaje del redondo en un 25%

Como medida de seguridad cuando usemos concreto de baja resistencia como $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ deberemos aumentar la profundidad mínima en un 40 ó 50%.

7.III INFLUENCIA DEL ANGULO DE INCLINACION DE LOS CABLES DE ENGANCHE.

En el proyecto de los ganchos es necesario definir el ángulo mínimo de inclinación de los cables de enganche α como lo muestra la figura.

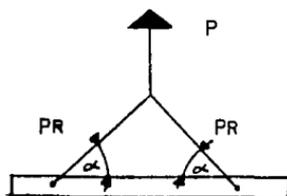


Fig. 8.III.a)

ANGULO α DE INCLINACION DE LOS
CABLES DE IZADO

En la siguiente figura 7.III.b) representamos la variación del esfuerzo - en el cable de enganche y en el gancho al variar el ángulo de inclinación del cable.

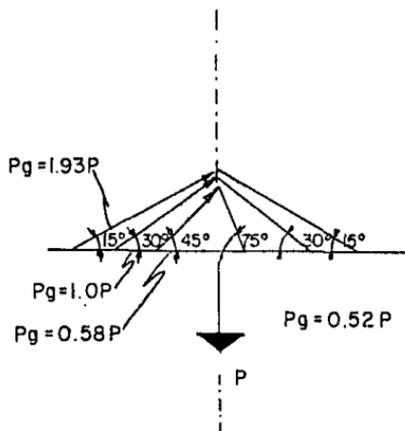


FIG. 7.III.b)

VARIACION DE LOS ESFUERZOS
EN EL CABLE DE ENGANCHE, EN
FUNCION DEL ANGULO DE INCLI
NACION DEL CABLE.

A continuación se detalla la variación del ángulo de inclinación de los - cables de izado y el esfuerzo transmitido en el gancho.

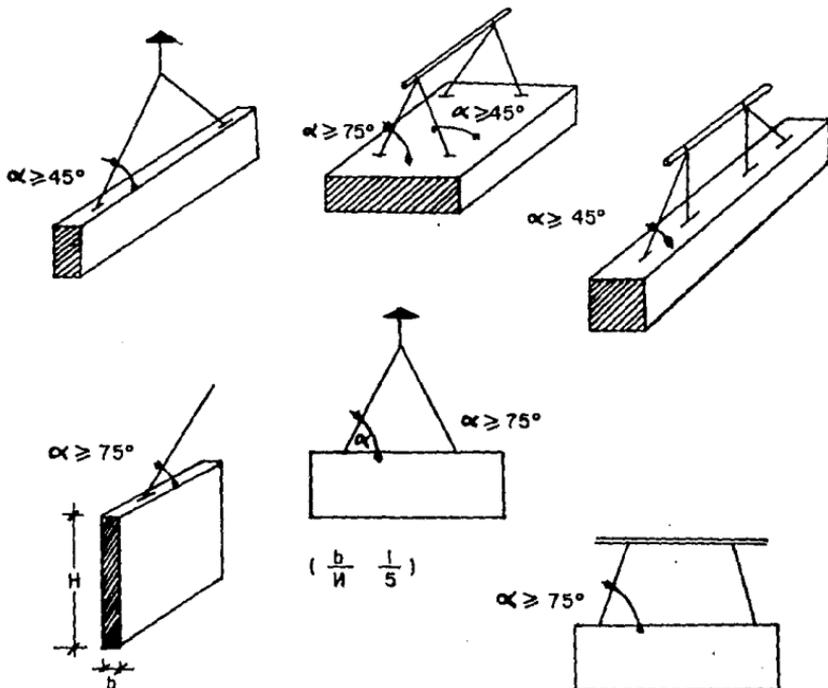
TABLA 7.III.1 REPRESENTACION DEL INCREMENTO DE LOS ESFUERZOS EN FUNCION DEL ANGULO

ANGULO DE INCLINACION DEL CABLE DE ENGANCHE (α)	ESFUERZO TRANSMITIDO EN EL GANCHO (P_g)	COEFICIENTE DE INCREMENTO EN EL CABLE
90°	0,50 P	1,0
75°	0,52 P	1,0
60°	0,58 P	1,15
45°	0,71 P	1,45
30°	1,00 P	----
15°	1,93 P	----

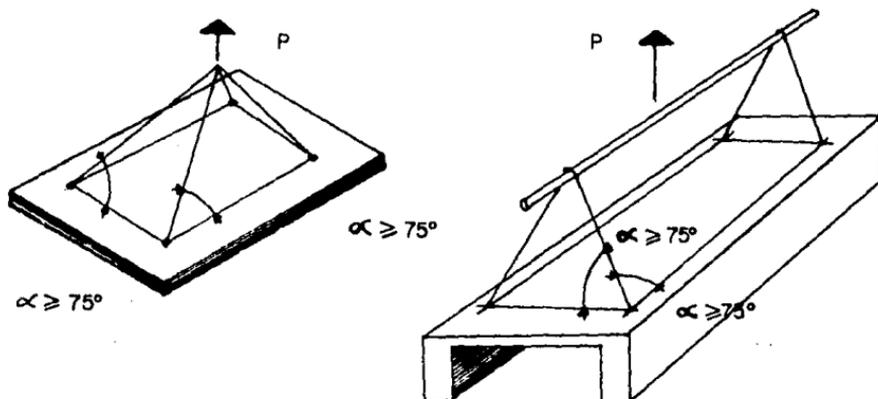
Dado el rápido aumento de los esfuerzos de los ganchos para $\alpha < 45^\circ$, es conveniente que tal valor del ángulo de inclinación del cable no sea nunca - superado: ($\alpha \geq 45^\circ$)

En las siguientes figuras que mostraremos Fig. 7.III.c) d) e) da los ángulos de inclinación mínimos admisibles de los cables en relación al peso propio y a la forma de los elementos prefabricados. Cuando los elementos macizos superen los 5.000 kg, el ángulo de inclinación α debe ser $\alpha \geq 75^\circ$.

En el caso de valores de $\alpha \ll 45^\circ$ se generan en los elementos elevadas - fuerzas de compresión que provocan la rotura por inestabilidad.



LOSAS ARMADAS Y
ELEMENTOS NERVADOS



7.IV TIPOS DE GANCHOS

Los ganchos de anclaje deben ejecutarse con acero fácilmente curvable. -
Las extremidades de los ganchos de elementos delgados deben ser replegados o también unidos a los redondos de la armadura como lo muestra la siguiente -
Fig. 7.IV.a).

Como lo muestra la Figura 7.IV.b), el ángulo γ constituido por dos brazos convergentes del gancho debe ser mayor o igual al ángulo β formado por las dos posiciones extremas posibles del cable de enganche.

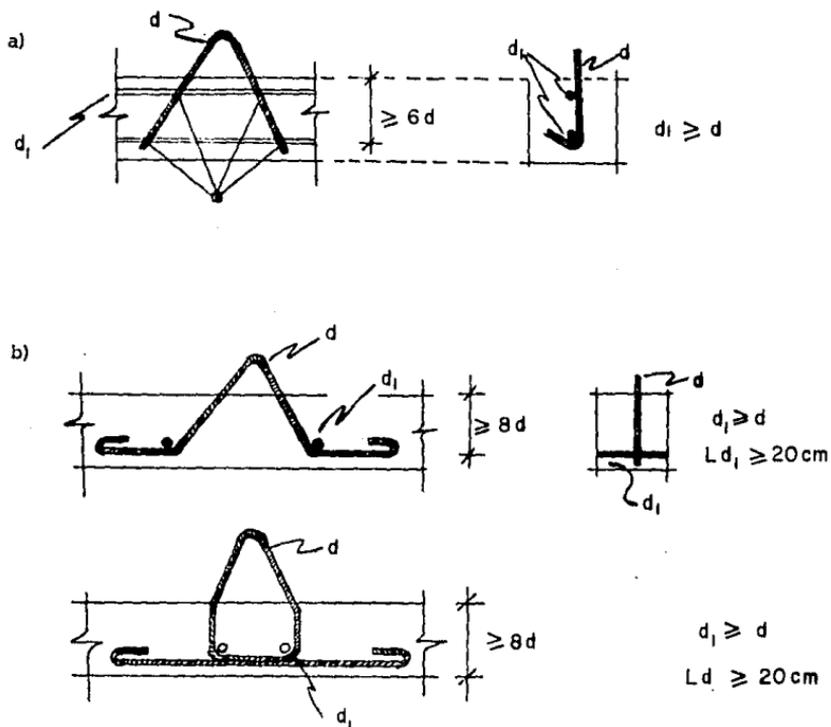
En la Figura 7.IV.c) se representan para cada tipo particular de gancho, -
las dos posiciones extremas posibles del cable de enganche.

En la Figura 7.IV.d), el ángulo de inclinación de la cuerda de enganche no debe ser nunca tal como para provocar fuerzas de compresión o aplastamiento -
en uno de los dos brazos del gancho.

La relación entre la curvatura del vértice del gancho del elemento prefabricado y la curvatura del gancho de levantamiento, como mostramos en la Fig. 7.IV.e), prevé que $r \gg r_1 \gg 1,5d$.

Fig. 7.IV.a) GANCHO DE HEXTAJE PARA PILARES ESBELTOS

- a) GANCHOS DE IZADO SOLDADOS A LA ARMADURA DE LOS PANELES;
 b) GANCHOS INCORPORADOS EN LOS PANELES.
 c) ARMADURA DEL PANEL USADA COMO GANCHO DE IZADO



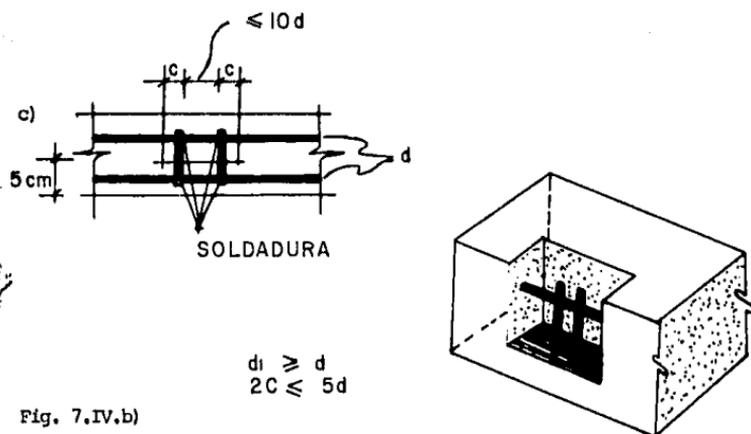


Fig. 7.IV.b)

ANGULAR DE LOS GANCHOS

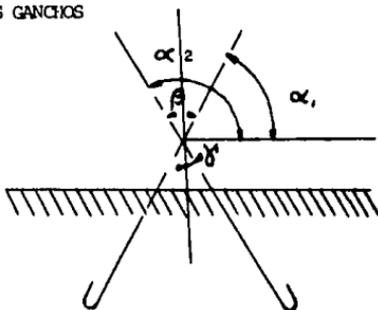
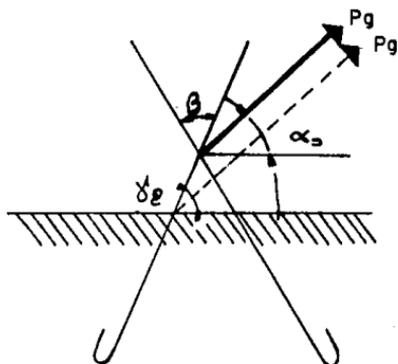
FIG. 7.IV.c) POSICIONES DE ENGANCHE EN LA EXTREMIDAD DEL CABLE PARA VARIOS TIPOS DE GANCHOS (β)

FIG. 7.IV.d) REPRESENTACION DE UNA ERRADA INCLINACION DE LOS CABLES QUE PROVOCA LA ROTURA DE UN BRAZO DEL GANCHO.

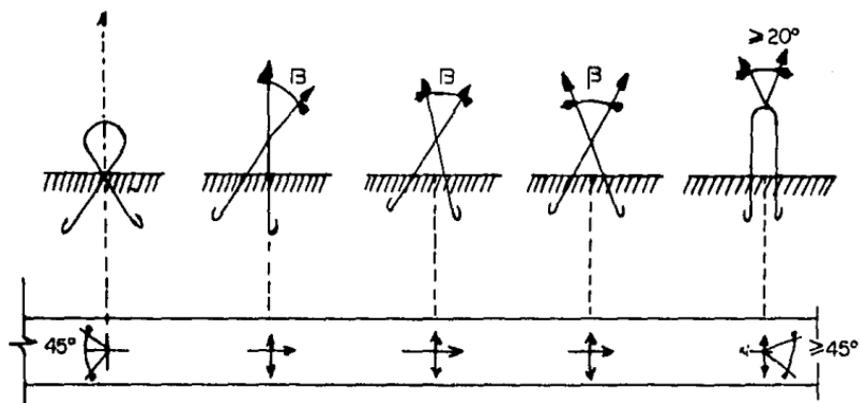
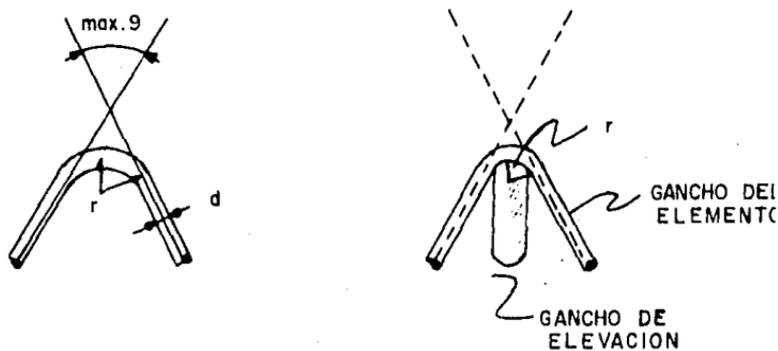
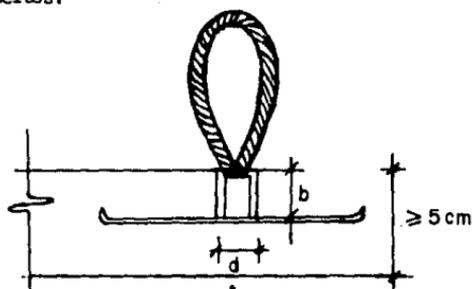


FIG. 7.IV.e) RELACION ENTRE LA CURVATURA DEL VERTICE DEL GANCHO DEL ELEMENTO PREFABRICADO Y LA CURVATURA DEL GANCHO DE IZAMIENTO.

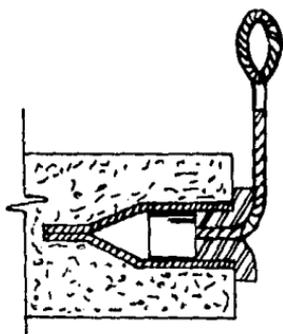


En las siguientes Figuras 7.IV,f) se detallan ganchos especiales (con bucles fileteados) para paneles esbeltos.

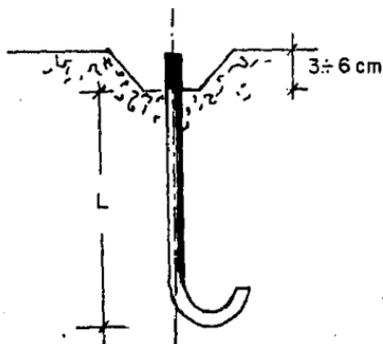
BUCLES FILETEADOS.



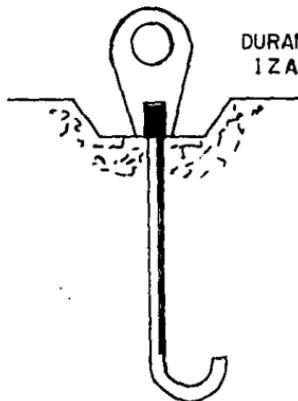
BUCLES ENGANCHADOS
AL CONCRETO



POSICION DEL CABLE PARA
PANELES VERTICALES O VIGAS.



DURANTE EL
IZADO



7.V INCREMENTO DE LAS CARGAS EN EL GANCHO PARA LEVANTAMIENTO Y DESMOLDEO.

Quando el desmoldeo sobreviene teniendo el elemento prefabricado horizontal (por ejemplo: losas, vigas delgadas puestas en plano, paredes etc.) se adopta un coeficiente de incremento dinámico de las cargas $S_d = 1,5 \div 1,8$.

Quando el desmoldeo sucede teniendo el elemento prefabricado vertical, se adopta el coeficiente dinámico $1,3 \div 1,5$.

Para concretos confeccionados con gravas ligeras (tepetates) los coeficientes dinámicos (desmoldeo) deben ser multiplicados por el factor 1,2.

Los esfuerzos de adherencia entre el elemento y molde se evalúa normalmente entre los $100 \div 500 \text{ kg/cm}^2$ de superficie de contacto, según las características del molde y de los rellenos.

7.V.I DIAMETROS DE LOS GANCHOS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Quando proyectamos ganchos de tipo normal, usando redondos, se recomienda no superar el diámetro de 24 mm., la siguiente tabla 7.V.1.I nos representa la reducción de la sección útil del gancho en función de su diámetro.

TABLA 7.V.1.I.

DIAMETROS DE LOS REDONDOS QUE CONSTITUYEN EL GANCHO \varnothing mm.	COEFICIENTE DE REDUCCION m	SECCION REDUCIDA DEL GANCHO, F_g cm^2
8	1,1	0,56
10	1,0	0,79
12	1,0	1,13
14	1,0	1,53
16	0,95	1,54
18	0,90	2,30

7.VI CONCLUSIONES.

Como se ha explicado en este capítulo, son muchos los aspectos del problema - que tienen que ser tenidos en consideración para proyectar los ganchos con seguridad y economía.

En la producción de elementos prefabricados en gran serie con concretos de alta resistencia, el correcto proyecto de los ganchos no sólo garantiza la seguridad, sino también permite una economía en el acero de los ganchos hasta de un 40 por 100.

B I B L I O G R A F I A

- * F. Robles, "Concreto Reforzado", sección H del manual de diseño de obras civiles, C.F.E. México, D.F. (1970)
- * ACI, Standard 318-71, Building code requirements for reinforced concrete, A.C.I. Detroit, Mich (1971).
- * M. Gutierrez Pérez, "Análisis Estadístico de Costos de edificios", Ingeniería Civil No. 159, México (sep.1970)
- * Bresler, Unyscalzi " Diseño de estructuras de acero Edit. Limusa (1980) Traducción Española, Enrique Martínez Romero.
- * Bate, S.C.C. y Bennett, E.W. Design of prestressed concrete. Londres. Surrey University Press, 1976.
- * Bate, S.C.C. et al. Hand book on the unified code for structural concrete (CP 110; 1972) 1974.
- * Bennett, E.W. Structural concrete elements, Londres Chapman and Hall 1973.
- * PCI manual on design of connections for precast prestressed concrete Illinois 1978.
- * Summary of basic information on precast concrete connections. (Review) 1967.

B I B L I O G R A F I A

- * Asociación italiana técnico económica del cemento. Roma, Milano, 1973.
- * Lewick Bondan, Batiments. Prefabricación de elementos de grandes dimensiones, París 1966.
- * Tesis Arturo Soberon. Universidad Anáhuac, 1981.
- * Prefabricación de Elementos, Owerá, 1978.
- * Estructura Tradicional y Prefabricada por S. Pereswiet--Sultan, Ed. Blume, 1980.
- * SCT - 77
- * Tratado de construcción de Prestensado, Ed. Limusa por -- Miguel Saad, 1980.
- * Principales materiales fabricados y su empleo en la Construcción, U.N.A.M., 1977.