

VIGAS DE GRAN ALTURA

VIGAS ALTAS O VIGAS MURO

Arq. Jorge Schinca
Prof Titular de Estabilidad

VIGAS DE GRAN ALTURA

VIGAS ALTAS O VIGAS MURO

PRÓLOGO

La publicación de este tema, que si bien se refiere a un dispositivo estructural muy específico, fue considerada de interés debido a las peculiaridades de su comportamiento que implican modelos muy diversos a los de las vigas comunes.

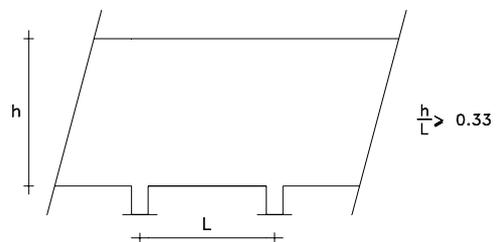
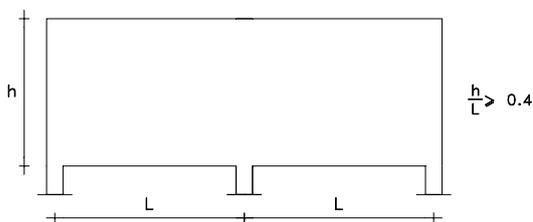
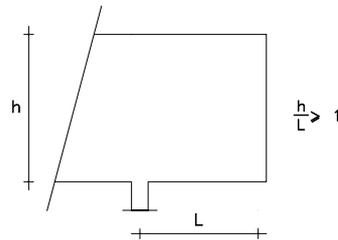
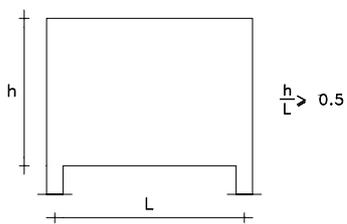
Para su tratamiento se ha seguido fundamentalmente el que está expuesto en "ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO" de Fritz Leonhardt, de donde se ha tomado gran parte de los gráficos.

INTRODUCCIÓN

Cuando la relación entre la altura y la luz de una viga supera ciertos límites, que son distintos según las condiciones de apoyo, no se la puede considerar como una barra y se la debe considerar una placa.

Esto hace que se deba formular un nuevo modelo de comportamiento en el cual no tendrán validez ni la hipótesis de Navier-Bernoulli ni el principio de Saint-Venant.

Los valores de la relación entre la altura h y la luz l a partir de las cuales es necesario reformular el modelo de comportamiento son los que se indican en el dibujo de acuerdo a las distintas condiciones de apoyo.



CAPITULO I

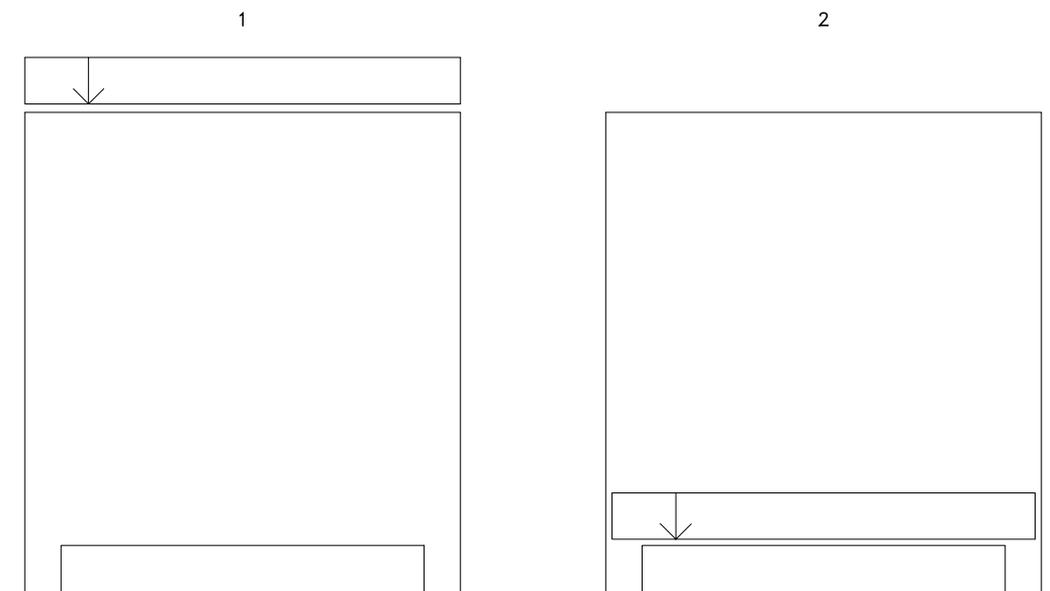
MODELO DE COMPORTAMIENTO

Observaciones.

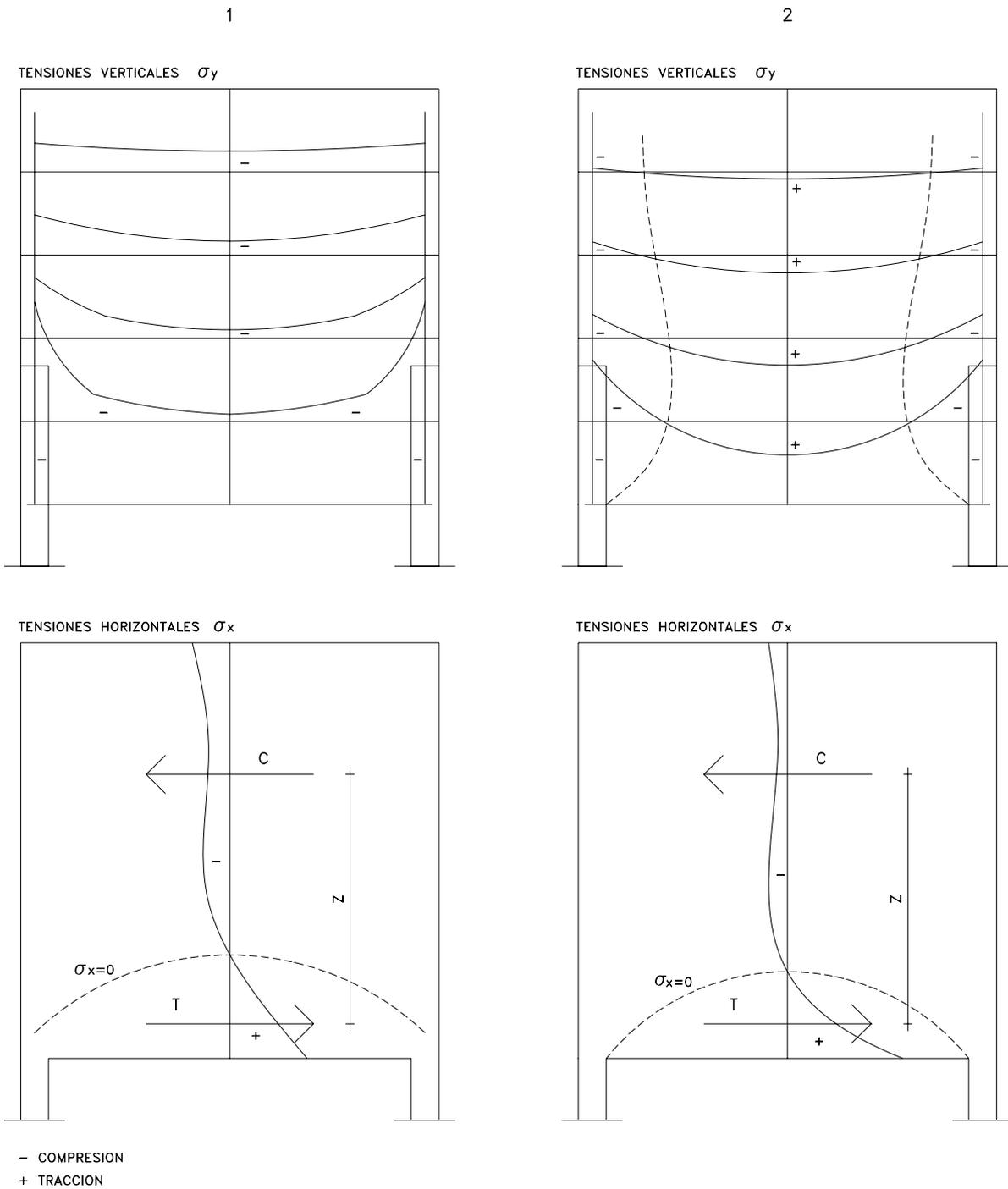
Para establecer un modelo de comportamiento se parte de la observación del trabajo de la unidad estructural en cuestión.

Sean dos vigas altas iguales, de relación $h/l=1$, apoyadas en dos puntos y diferenciadas únicamente por la forma en que están cargadas.

La número 1 tiene carga distribuida actuando en su arista superior y la número 2 en la inferior.



Si el valor de la carga es tal que no se llega a la fisuración del hormigón y se miden (mediante la colocación de medidores de tensión: strength-gauges) las tensiones, en sentido vertical y horizontal, que se producen en una red de puntos se obtienen los diagramas expresados en los dibujos.



Se observa que el resultado es distinto según donde se produce la aplicación de la carga.

Esta observación implica la invalidez del principio de Saint-Venant según el cual las diferentes formas concretas de aplicación de una carga no producen estados tensionales distintos más que en los puntos próximos a su zona de aplicación.

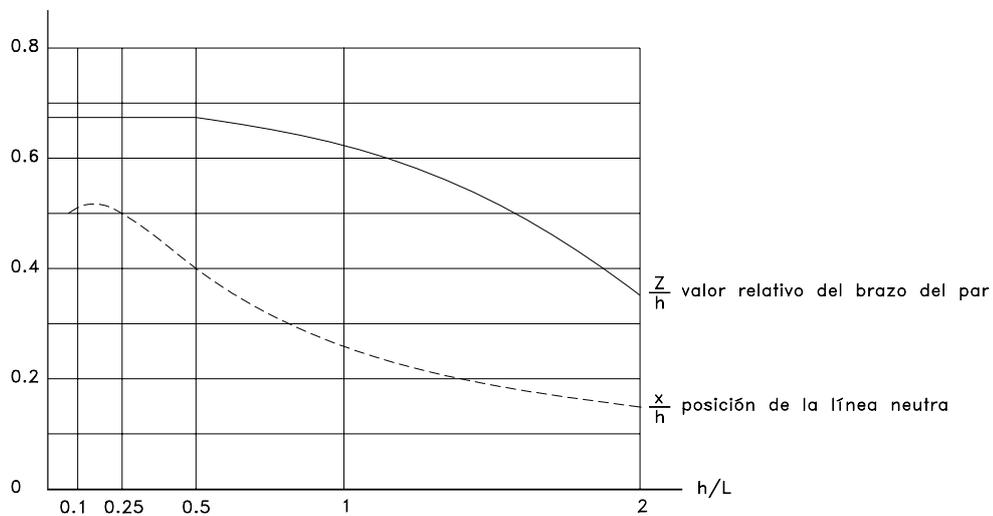
El resultado obtenido tampoco es el esperado de acuerdo a la teoría de la flexión de barras, según la cual en los dos casos se producirían las mismas tensiones normales, solamente horizontales y que serían las que surgen de la aplicación de la hipótesis de Navier-Bernouilli.

Estas mismas mediciones sirven para realizar otras observaciones de fundamental trascendencia:

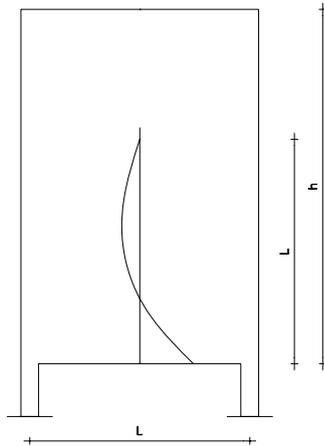
- a.- La distribución de las tensiones horizontales no sigue una ley lineal a pesar de que el material pueda ser considerado elástico.
- b.- los puntos de tensión (línea neutra) cero no están ubicados a mitad de altura como correspondería a una sección rectangular y en los distintos cortes están a alturas distintas.
- c.- el brazo (z) del par interno, distancia entre la resultante de las tracciones y la de las compresiones, no es constante en las distintas secciones de la viga y no vale los dos tercios de la altura.

Estas tres observaciones están señalando que no es válida la hipótesis de Navier-Bernouilli (las secciones normales planas previas a la deformación se mantienen normales y planas en la pieza deformada) sobre la cual se edifica toda la teoría de la flexión de barras.

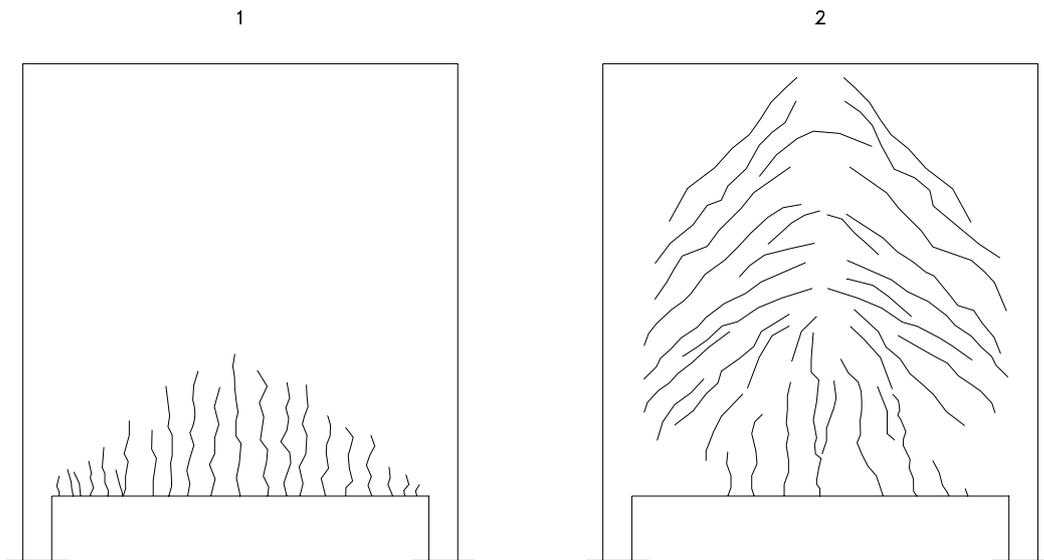
En el siguiente gráfico se expresan estas divergencias para distintas relaciones entre altura y luz.



También se comprueba, que para relaciones de altura/luz mayores a uno la parte de la viga ubicada a una altura superior a la luz resulta inactiva, actuando solamente como carga.

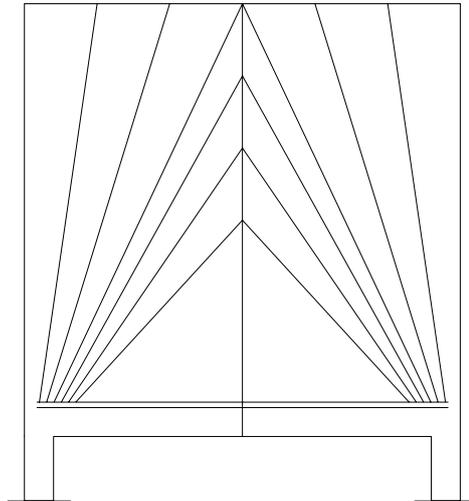


Continuando con la observación, si se aumenta el valor de la carga, estacionándose poco antes de que se produzca la rotura, la fisuración que se presenta en los dos casos confirma las observaciones antes realizadas y permiten elaborar los correspondientes modelos de comportamiento.



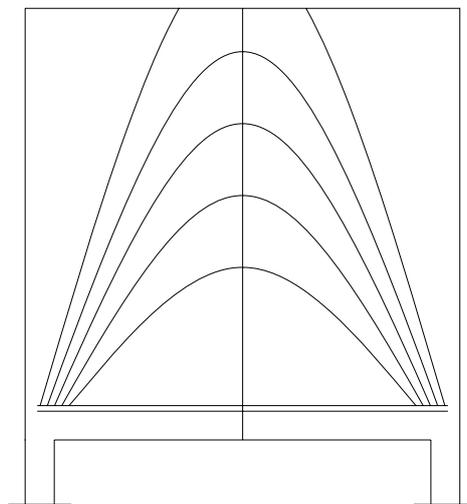
En el primer caso, la carga actúa arriba, la fisuración prácticamente vertical y en la zona inferior indica la existencia de tracciones horizontales y solamente en esa zona.

Se puede modelizar el trabajo de este dispositivo como el de una serie de bielas que transmiten la carga superior descargando en los apoyos. Al ser esta descarga inclinada se produce la tracción horizontal para cuyo equilibrio se requiere un "tensor".



En el segundo caso, la carga actúa abajo, la fisuración divide a la placa en una serie de "arcos" salvo en la zona inferior donde es vertical e indica la existencia de tracciones horizontales en esa zona.

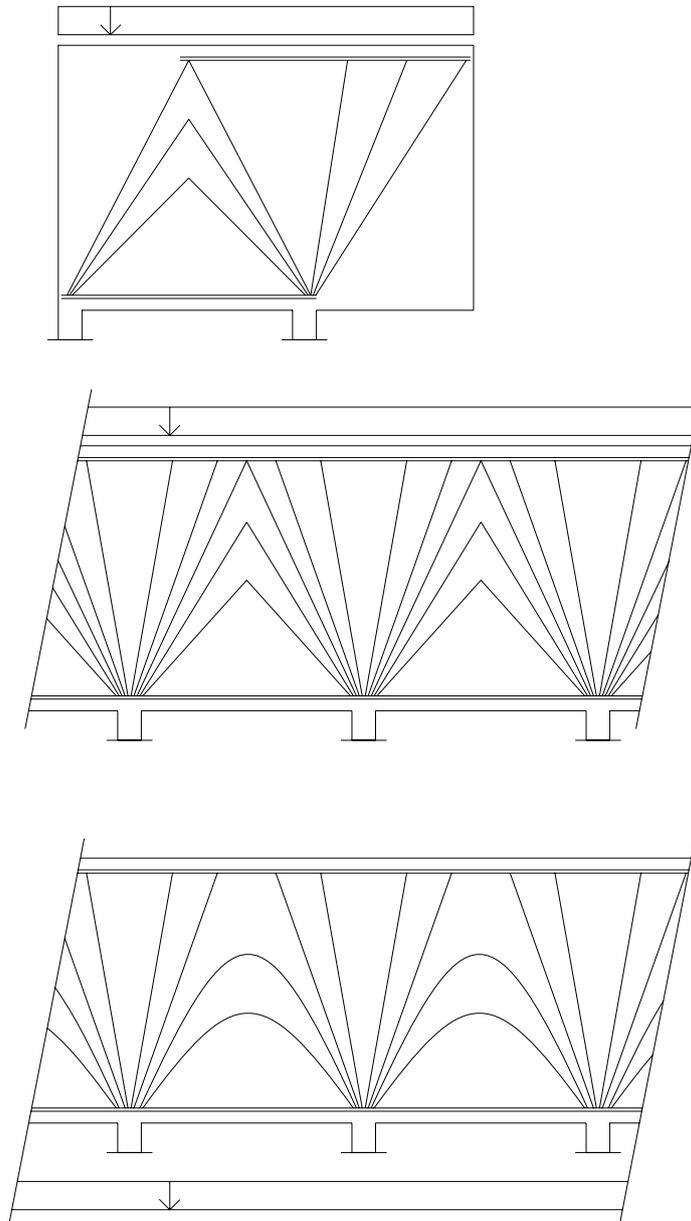
Se puede modelizar el trabajo de este dispositivo como el de una serie de arcos de los cuales cuelga la carga inferior y así la transmiten a los apoyos. Al ser esta descarga inclinada se



produce la tracción horizontal para cuyo equilibrio se requiere un "tensor".

El mismo modelo puede ser extendido a otros casos de apoyos tal como se expresa en los gráficos.

Finalmente y como conclusión de este capítulo se presentan las observaciones en la rotura de



esta unidad estructural planteadas en el tratado "Estructuras de hormigón armado" de Leonhardt, Tomo II pág. 36.

1.- Las tensiones medidas en las armaduras del cordón traccionado son inferiores a las tensiones de tracción calculadas suponiendo toda la sección activa (sin fisurar). Esto se debe a que al aparecer la fisuración suben los puntos de tensión cero ("línea neutra") y aumenta en consecuencia el brazo del par interno. Cuando se ha llegado al máximo de carga todas las capas en las que se ha distribuido la armadura trabajan a la misma tensión.

2.- El colapso puede sobrevenir porque ceda el anclaje de la armadura longitudinal de tracción, debe tenerse presente que el esfuerzo en dicha armadura es similar al de un tensor lo que significa que es constante hasta los apoyos no existiendo una reducción en correspondencia con el diagrama de momentos.

3.- También puede producir el colapso el agotamiento de la resistencia a la compresión del hormigón en las cercanías del apoyo, donde se apoyan los arcos o bielas comprimidas que se establecieron en el modelo de comportamiento.

4.- Otra causa de colapso pueden ser las tracciones provocadas por las cargas que actúan colgadas de la parte inferior de la viga alta.

5.- En el caso de vigas altas de varios tramos se puede producir una redistribución de momentos como consecuencia de asentamientos diferenciales entre los distintos apoyos.

De estos comportamientos en la rotura el citado autor extrae las siguientes normas cualitativas:

1.- La armadura del cordón traccionado resulta relativamente débil, por lo que no tiene sentido dimensionarla aún más débil adoptando el brazo del par interno correspondiente al estado fisurado. Con ello sólo se conseguiría aumentar el espesor de las fisuras y empeorar las condiciones de anclaje. En consecuencia, para el dimensionado son suficientes fórmulas empíricas, eligiendo para el brazo del par interno aproximadamente el valor correspondiente al estado sin fisurar.

2.- La armadura longitudinal de tracción debe ser constante en toda su longitud, sin reducciones y anclarse cuidadosamente en la zona de los apoyos. Es conveniente la división de la armadura en barras de poco diámetro dispuestas en varias capas.

3.- Las tensiones de compresión deben limitarse cuidadosamente en las cercanías de los apoyos. Las tensiones de compresión en la cabeza comprimida no resultan críticas siempre que el ancho de la viga sea mayor o igual al veinteavo de la luz. Si no se cumple esta relación es necesario construir un cordón rigidizador de ancho mayor o igual al veinteavo de la luz o asociar la viga a una losa con el objeto de asegurar al borde comprimido contra el pandeo.

4.- Las armaduras de suspensión de las cargas que actúan en el borde inferior deben anclarse en la parte superior de la viga.

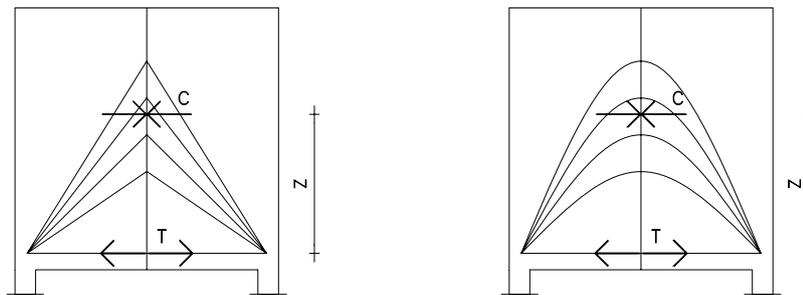
5.- En el caso de vigas de varios tramos debe preverse una redistribución de momentos debida a la deformabilidad de los apoyos.

CAPITULO II

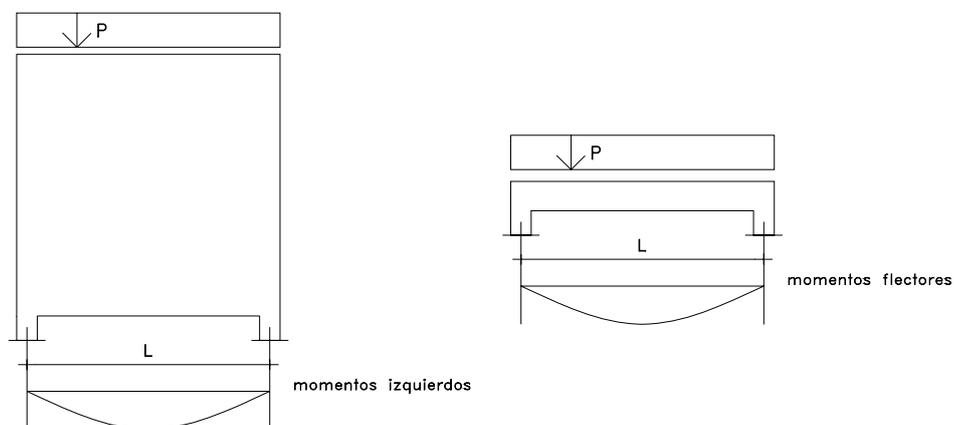
MODELO DE CALCULO Y DIMENSIONADO

Determinación de la armadura principal.

Si bien, como se ha visto en el capítulo anterior, no es aplicable a las vigas altas la teoría de la flexión basada en la hipótesis de Navier Bernouilli y en el principio de Saint-Venant la distribución de esfuerzos internos en los dos modelos establecidos genera internamente un par de fuerzas.



Este par interno equilibra en cada sección al momento de las fuerzas a la izquierda de la misma, por lo tanto a los efectos de determinar la componente de tracción que es la que determina las armaduras se puede partir del diagrama de momentos de las fuerzas a la izquierda, que coincide con el diagrama de momentos flectores de una viga común con las mismas cargas y luces.



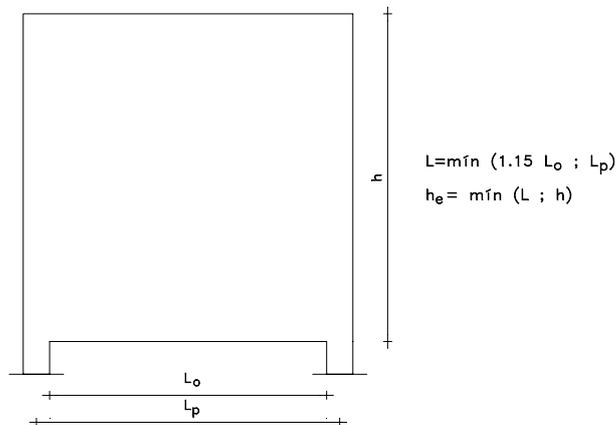
Conocido el momento para determinar el valor de las componentes se necesita determinar el brazo del par. Como tal se toma el que corresponde al estado sin fisurar que vale, para vigas de un tramo:

$$z = 0,2 (l + 2h_e)$$

y para vigas de más de un tramo:

$$z = 0,2 (l + 1,5h_e)$$

donde l es el menor valor entre la luz medida a ejes de pilares o la luz libre más el 15% y h_e toma el menor valor entre h y l .



Será por lo tanto:

$$T = \frac{M}{0,2(l + 2h_e)} \quad \text{ó} \quad T = \frac{M}{0,2(l + 1,5h_e)}$$

y en consecuencia la armadura principal A_{s1} que se determina como:

$$A_{s1} = \frac{1,6 T}{f_{yd}}$$

vale según sea una viga de un tramo o de varios

$$A_{s1} = \frac{1,6 M}{0,2(l + 2h_e) f_{yd}} \quad \text{ó} \quad A_{s1} = \frac{1,6 M}{0,2(l + 1,5h_e) f_{yd}}$$

Verificaciones de la compresión.

La verificación de la tensión de compresión del hormigón sobre el apoyo se hace en función del cortante, mediante la expresión:

$$V_d \leq 0,1 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd}$$

que sustituye a la expresión $V_d \leq 0,27 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$ vista para verificar la compresión sobre el apoyo en las vigas comunes.

En cuanto a la verificación de la cabeza comprimida se señaló en el capítulo anterior que las tensiones no resultan críticas siempre que el ancho de la viga sea mayor o igual al veinteavo de la luz. Si no se cumple esta relación es necesario construir un cordón rigidizador de ancho mayor o igual al veinteavo de la luz o asociar la viga a una losa con el objeto de asegurar al borde comprimido contra el pandeo.

Armaduras de alma.

Esta armadura tiene por objeto resistir las tensiones de tracción que se producen en las zonas donde no actúa la armadura principal y mantener reducido el espesor de eventuales fisuras.

Se la organiza como una doble malla, conformada por cercos y estribos, cada una próxima a cada cara de la viga y su valor surge de una cuantía geométrica:

$$A_{sh} = 0,25 \cdot b \text{ por metro en cada cara para } b \text{ en cm}$$

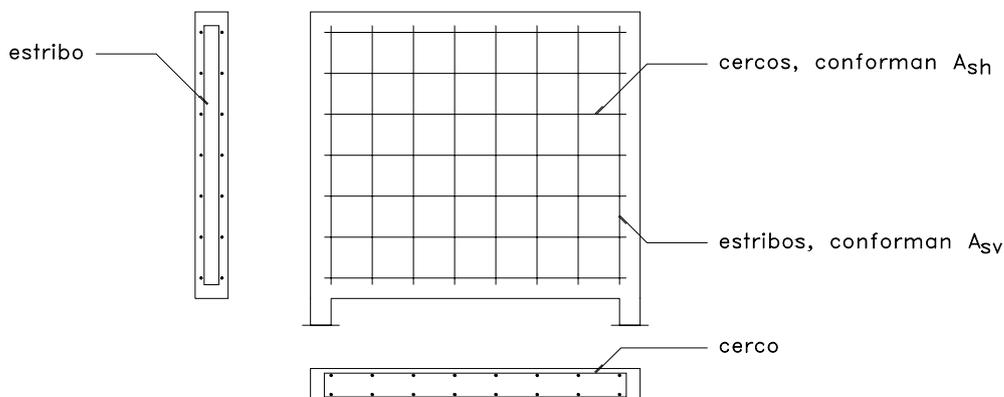
$$A_{sv} = 0,25 \cdot b \text{ por metro en cada cara para } b \text{ en cm}$$

para barras de acero sin adherencia mejorada y

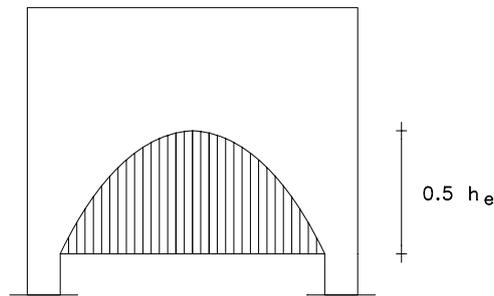
$$A_{sh} = 0,20 \cdot b \text{ por metro en cada cara para } b \text{ en cm}$$

$$A_{sv} = 0,20 \cdot b \text{ por metro en cada cara para } b \text{ en cm}$$

para barras de acero de adherencia mejorada.



Cuando actúan cargas en el borde inferior de la viga la armadura vertical debe ser capaz de resistir la tracción provocada por dichas cargas más la del peso propio de la zona indicada en el dibujo.



En este caso, siendo p la carga distribuida por metro:

$$A_{sv} = \frac{1,6 p}{2 f_{yd}} \quad \text{por metro en cada cara}$$

Viga de varios tramos.

En estos casos de vigas sobre más de dos apoyos la determinación del diagrama e momentos izquierdos debe tener en cuenta que como se dijo anteriormente se debe prever una redistribución de momentos debido a la deformabilidad de los apoyos.

Esto significa que los momentos de apoyo serán menores que los que se producirían de ser válida la teoría elástica de análisis de solicitaciones.

Tomando como referencia el momento de tramo que se produciría si la viga fuese una serie de vigas de un solo tramo se puede tomar como momento de apoyo el 60% de dicho momento y en consecuencia de estos valores determinar el resto de las solicitaciones.

CAPITULO III

ORGANIZACION DE ARMADURAS

La organización de las armaduras responde a los modelos analizados en los capítulos anteriores.

En general se las dispone:

- 1.- como cordones traccionados, solamente en las cercanías del borde inferior para el caso de vigas altas de un tramo, o en la parte superior y borde inferior para vigas altas continuas.
- 2.- como doble malla próxima a ambas caras.
- 3.- como resolución de puntos críticos, cercanías de los apoyos, acción de cargas concentradas.

En las páginas siguientes se grafican estas armaduras relacionándolas con las expresiones vistas en el capítulo II.

En este punto se tomaron las recomendaciones de armado expuestas en el libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya - García Meseguer - Morán Cabré.

VIGA DE UN TRAMO

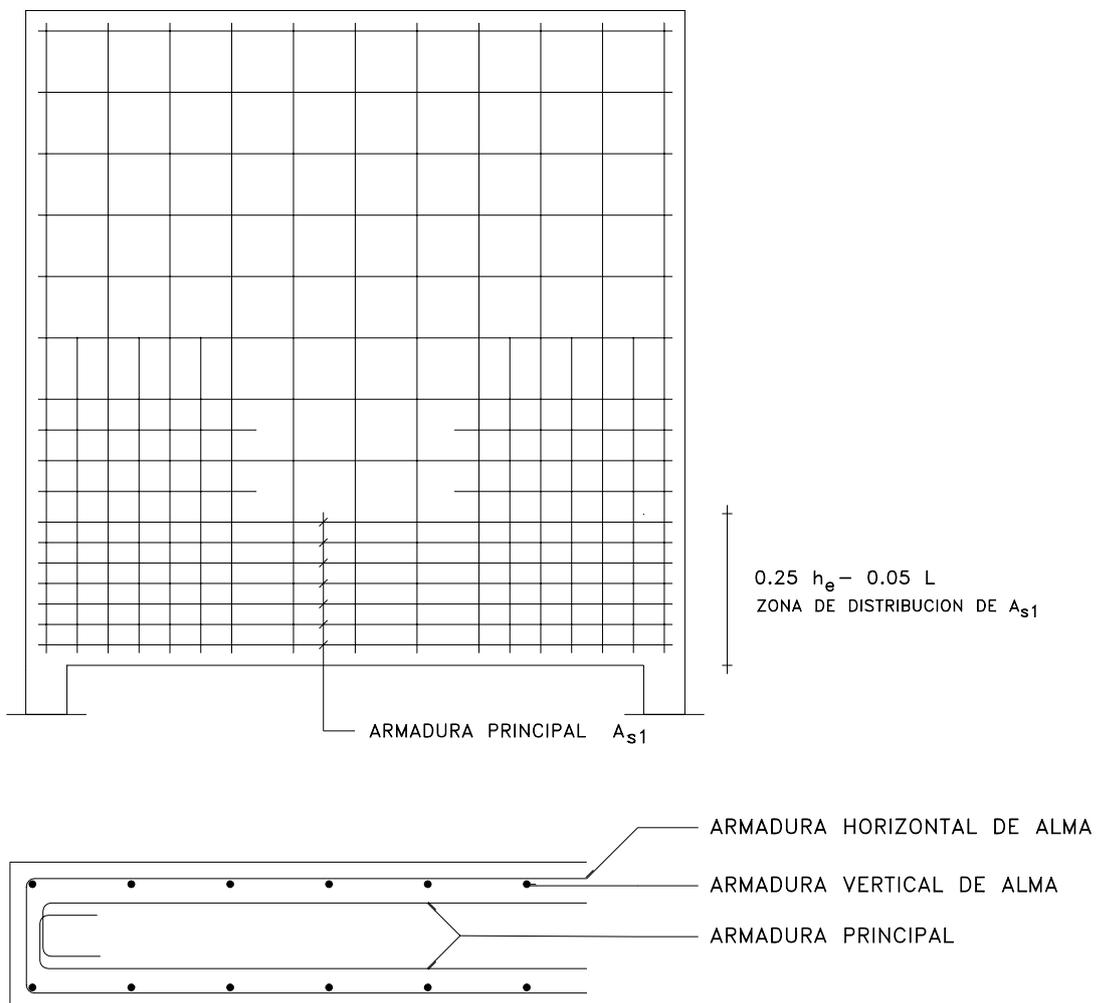
Armadura principal y de alma.

La armadura principal se organizará en forma de varias capas de hierros cerrados.

Se procura con ello favorecer el anclaje de la misma en la zona de los apoyos. Se debe recordar que esta armadura está sometida a un esfuerzo constante en toda su longitud no variando dicho esfuerzo con el diagrama de momentos como sucede en las vigas comunes.

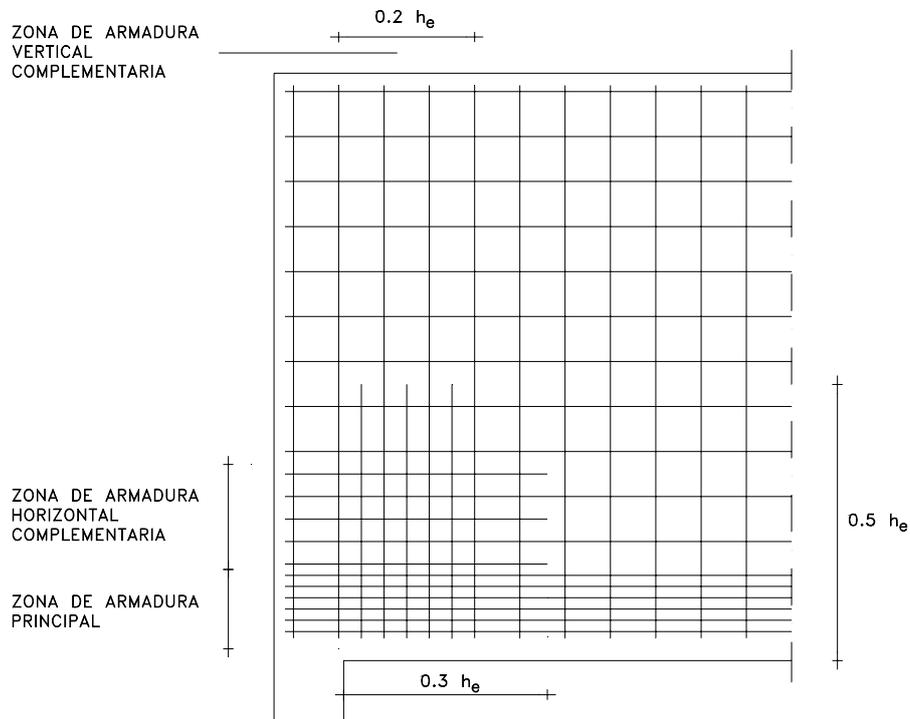
Se prefieren diámetros finos en gran número de capas.

La armadura de alma se organiza como se dijo anteriormente en forma de cercos y estribos.



Armadura complementaria sobre el apoyo.

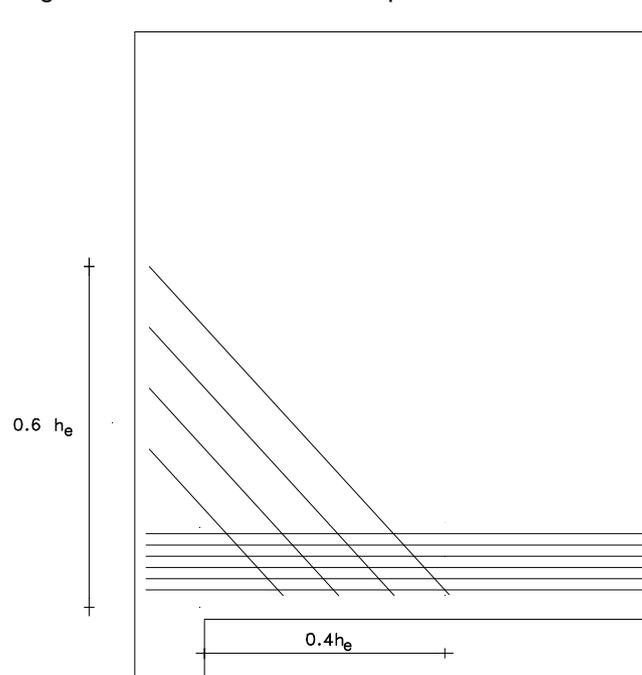
Se la organiza con el mismo diámetro que la armadura de alma.



Armadura por cortante.

Cuando el cortante de dimensionado $V_d = 1,6 V$ es mayor que el 75% del valor límite fijado por razones de compresión ($0,1 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd}$) se deben disponer armaduras especiales capaces de resistir en su dirección un esfuerzo igual a $0,8 \cdot V_d$.

Estas armaduras se organizan en forma de cercos que envuelven a la armadura principal.

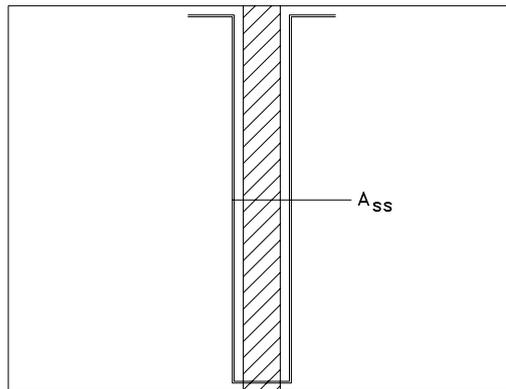


Armadura especial para carga colgada.

Es un caso bastante común (tanques de agua, por ejemplo) que una viga alta reciba la descarga de otra actuando en un plano perpendicular.

En este caso se deben disponer estribos de suspensión, de área total A_{ss} , que resistan la carga concentrada y la transmitan a la parte superior de la viga sustentante.

$$A_{ss} = \frac{1,6 P}{f_{yd}}$$

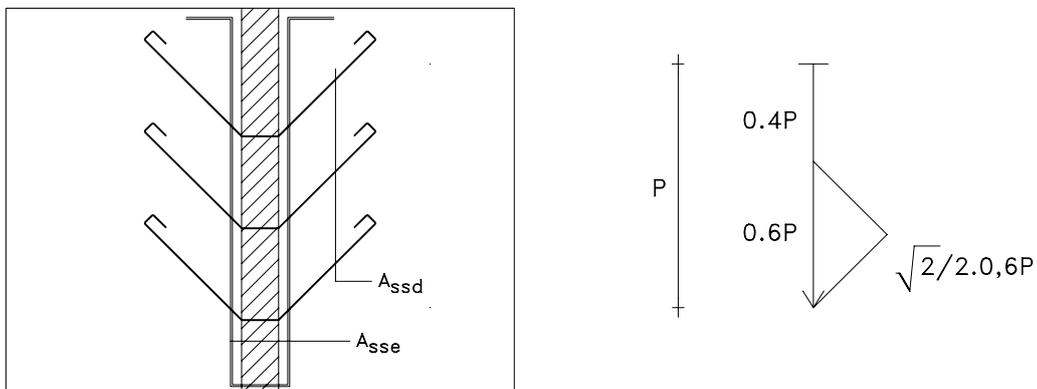


Si la carga es muy importante parte de la armadura de suspensión puede estar formada por barras dobladas a las que se les confiará el 60% de la carga.

En este caso las armaduras resultan

$$A_{sse} = \frac{1,6 \cdot 0,4 \cdot P}{f_{yd}}$$

$$A_{ssd} = \frac{1,6 \cdot 0,6 \cdot \sqrt{2} / 2 \cdot P}{f_{yd}}$$



VIGAS DE VARIOS TRAMOS

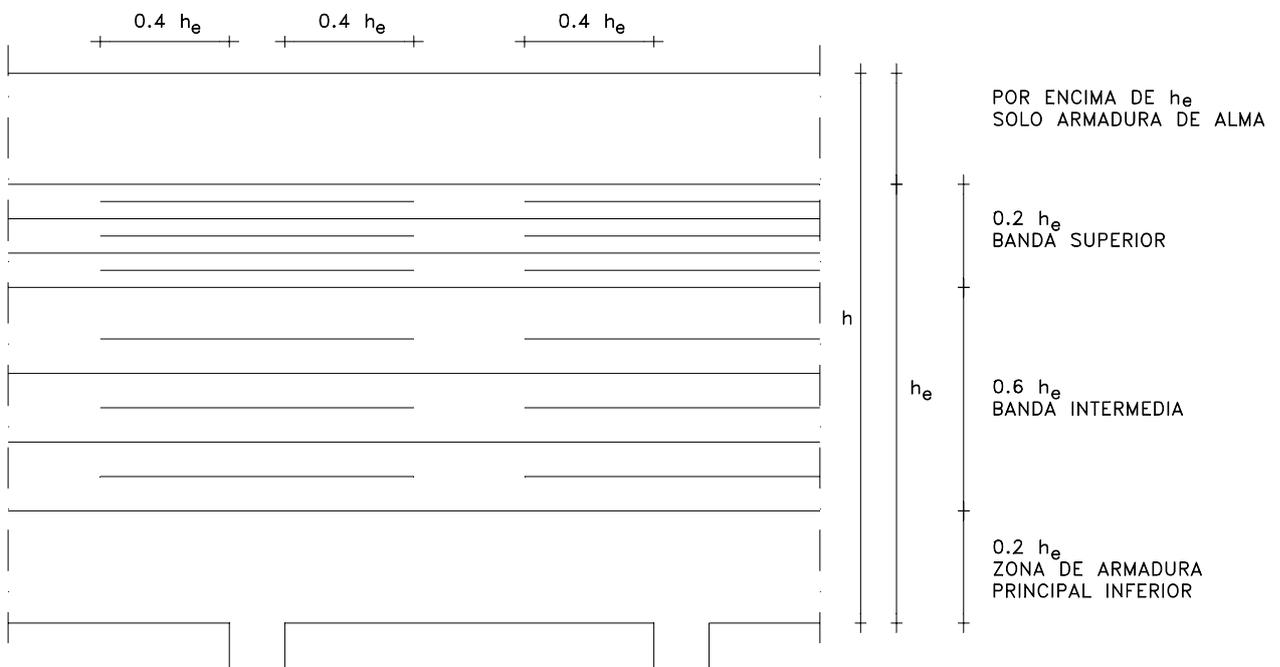
Vale para las mismas lo visto con respecto a las vigas de un tramo:

- armadura principal inferior
- armadura de alma
- armadura complementaria sobre los apoyos
- armadura por cortante
- armadura especial para cargas colgadas

Se deben agregar consideraciones con respecto a la armadura de tracción sobre los apoyos.

La organización de la misma queda expresada en el gráfico, el 50% debe ser continua y el otro 50% se puede interrumpir.

En la banda superior de $0,2h_e$ se dispondrá no menos del 25% de la armadura.



BIBLIOGRAFÍA

**ESTRUCTURAS DE HORMIGON
ARMADO.
TOMOS I, II Y III**

Fritz Leonhardt
El Ateneo. Buenos Aires 1985

HORMIGON ARMADO

Jiménez Montoya, García
Meseguer, Morán Cabré
Gustavo Gili. Barcelona

**PROYECTO Y CALCULO DE
ESTRUCTURAS DE HORMIGON**

José Calavera
INTEMAC

ÍNDICE

	pág.
Prólogo	1
Introducción	3
Capítulo I Modelo de comportamiento	5
Capítulo II Modelo de cálculo y dimensionado	12
Capítulo III Organización de armaduras	16
Bibliografía	22