



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

**ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO  
REFORZADO DE GRAN PERALTE**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

*José Raúl Álvarez Orozco*

SAN JUAN DE ARAGON

1984



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

Co. 6

Sist 29505

A mis padres :

HERMILO ALVAREZ SOLIS Y

SABINA OROZCO DE ALVAREZ

Con todo mi cariño y admiración porque han sido motivo de ejemplo para mí y - gracias a sus consejos han encauzado mi vida hacia la preparación profesional y deseo que compartan conmigo la - culminación de todos estos años de estudio y sacrificio.

A mis hermanos :

ROSA MARTA - HERMILO - ARTURO

MARTA GUADALUPE - ENRIQUE

Para que lleguen a alcanzar todos los - propósitos que se fijan hasta ver realizados sus anhelos.

A mis abuelos :

JOSE OROZCO JUAREZ Y

ANDREA JACCOBO DE OROZCO

Como reconocimiento de lo que  
significa la unión para salir  
adelante en la vida.

Para todos mis familiares:  
tíos y primos vaya también una  
palabra de aliento para que la  
vida les depare lo mejor.

Mi especial agradecimiento al:

ING. EDUARDO RUBI MUÑOZ

Profesor del Area de Estructuras por su asesoría y la orientación que me prestó para llevar a bien la elaboración del presente trabajo de Tesis

Al Coordinador de Ingeniería :

ING. JUAN A. GOMEZ VELAZQUEZ

Y a todos los profesores que de una u otra manera ayudaron en mi formación profesional como Ingeniero al transmitirme sus conocimientos y experiencias.

A todos los amigos y compañeros de la Generación 79-83 de Ingeniería Civil, por todos los momentos buenos y malos que compartimos juntos, deseando que esta amistad se fortalezca en el futuro.

# I N D I C E

## "ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO DE GRAN PERALTE"

### CAPITULO I

INTRODUCCION. . . . .	1
-----------------------	---

### CAPITULO II

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS INTERIORES. . . . .	12
A) GENERALIDADES. . . . .	13
A.1. Notación. . . . .	15
A.2. Formas de carga . . . . .	17
B) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.	
B.1. Distribución de esfuerzos teóricos . . . . .	19
B.2. Carga uniformemente distribuida . . . . .	22
B.3. Carga concentrada . . . . .	31
C) VIGAS CONTINUAS.	
C.1. Distribución de esfuerzos interiores. . . . .	35
D) RIGIDIZADORES DE APOYO . . . . .	42
E) METODO DE SCHLEER PARA DETERMINAR ESFUERZOS . . . . .	46

### CAPITULO III

ELECCION DEL REFUERZO PARA DISEÑO. . . . .	49
A) GENERALIDADES . . . . .	50
B) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS	
B.1. Flexión . . . . .	53

B.1.a.	Cargas aplicadas en la parte inferior. . . . .	57
B.1.b.	Refuerzo principal por flexión . . . . .	59
B.2.	Esfuerzo de apoyo . . . . .	62
B.2.a.	Refuerzo y armado de apoyos . . . . .	64
B.3.	Fuerza cortante. . . . .	68
B.3.a.	Refuerzo por fuerza cortante. . . . .	72
B.4.	Refuerzo en el alma para cargas y apoyos indirectos. . . . .	74
C)	VIGAS CONTINUAS.	
C.1.	Recomendaciones generales para flexión . . . . .	80
C.1.a.	Disposición del refuerzo principal. . . . .	84
C.2.	Efectos de la presión de apoyo. . . . .	86
C.2.a.	Refuerzo en la zona de apoyo. . . . .	87
D)	ESPECIFICACIONES DEL COMITE EUROPEO DEL CONCRETO . . . . .	89

#### CAPITULO IV

	AGRIETAMIENTO Y PRINCIPALES TIPOS DE FALIA. . . . .	92
A)	GENERALIDADES . . . . .	93
B)	ROTURA DEL ACERO LONGITUDINAL. . . . .	96
B.1.	Vigas simplemente apoyadas . . . . .	96
B.2.	Vigas continuas. . . . .	99
B.3.	Vigas cargadas y apoyadas indirectamente . . . . .	102
C)	APIASTAMIENTO DE LOS APOYOS . . . . .	106
C.1.	Vigas simplemente apoyadas . . . . .	106
C.2.	Vigas continuas. . . . .	110



D) FALLA POR CORTANTE. . . . .	112
--------------------------------	-----

CAPITULO V

EJEMPLO Y REVISION CON SEGURIDAD DE UNA VIGA DE CONCRETO

REFORZADO DE GRAN PERALTE. . . . .	114
A) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS . . . . .	116
B) VIGAS CONTINUAS. . . . .	124

CAPITULO VI

CONCLUSIONES GENERALES. . . . .	130
---------------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA . . . . .	135
------------------------	-----

## C A P I T U L O I

## I N T R O D U C C I O N .

## C A P I T U L O I

## I N T R O D U C C I O N

En el presente trabajo que sustento como tesis para obtener el título a nivel Licenciatura de Ingeniero Civil, con el tema "Análisis y diseño de vigas de concreto reforzado de gran peralte", busco adentrarme en el conocimiento sobre la teoría que diversos investigadores de varios países han realizado en este tipo de vigas; llegando así, mediante la experimentación en especímenes de pruebas a definir la intensidad y distribución de los esfuerzos derivados que presentan en relación a la variación de los mismos, originados por el comportamiento de la viga bajo la acción de diferentes condiciones de carga; como también remarcar la importancia que adquiere el hecho de restringir el ancho de las grietas para lograr un adecuado dimensionamiento del refuerzo, tanto principal como del alma de la viga para satisfacer las sollicitaciones de carga a la que se encuentra sometida por cuestiones estructurales.

Por tal motivo, al realizar este estudio teórico-práctico relacionando conceptos básicos y pruebas, deseo que sirva a estudiantes, profesionistas o alguna persona que lo requiera como una guía para el análisis y diseño de vigas de concreto reforzado peraltadas; cuya literatura al respecto es invariablemente escasa y solamente se le encuentra en publicaciones recientes tratada en forma somera, esto se debe a que hasta los últi-

mos años no existían sino únicamente algunos ensayos, los cuales quedaban limitados al estudio de las vigas de un solo claro. En realidad, el comportamiento de este tipo de vigas empezó a tomar auge y relevancia a partir de 1964 cuando se efectuaron importantes investigaciones en el Instituto Otto-Graf de Stuttgart, Alemania Federal, sobre vigas de un solo claro y continuas, extendiéndose igualmente a las no apoyadas directamente.

Existen diversos criterios para determinar cuando una viga deba de ser considerada como "de gran peralte", la razón de tal divergencia radica fundamentalmente en los ensayos realizados y las normas o reglamentos vigentes o aprobados en cada país ( RCDF, ACI, CEB, etc. )<sup>1</sup>; aunque cabe destacar que las variaciones en los rangos de la relación claro a peralte tienen poca discrepancia entre todos ellos.

En México, y particularmente el Distrito Federal, se siguen los lineamientos del RCDF principalmente y del ACI como complemento; y atendiendo a la definición dada por éstos sobre vigas de gran peralte, tenemos:

El RCDF dice: " Se considerarán como vigas de gran peralte aquellas cuya relación de claro,  $L$ , a peralte total,  $h$ , es menor que 2.5 si son -

---

1 En el presente trabajo se seguirán las normas de los reglamentos: RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal); ACI - (Instituto Americano del Concreto); y CEB (Comité Europeo del Concreto).

continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado". Mientras que el ACI establece dos definiciones: " Para FLEXION, los miembros con relación entre el peralte total a claro, mayor - que  $2/5$  para claros continuos, ó  $4/5$  para claros sencillos, se definen como 'peraltadas' o de gran peralte. Para CORTANTE, un miembro de gran peralte es uno con una relación entre el peralte total a claro de  $1/5$  o mayor".

En general, las vigas de gran peralte son aquellas cuya relación de claro a peralte total ( $L/h_t$ ) es del orden de 3.0 o menor, pero se observa que al disminuir la esbeltez ( $L/h_t \leq 3$ ), la distribución de los esfuerzos se aleja de la configuración lineal y mas pronunciada es la desviación del patrón de esfuerzos con respecto al establecido por Bernoulli y Navier. De tal forma que se debe tomar en cuenta esta nueva distribución a partir de un cierto valor de esbeltez, igual a 2.0 para las vigas de un solo claro y de 2.5 para las vigas continuas.

Las vigas de gran peralte también son conocidas con los nombres de " vigas pared ", " vigas diafragma ", " vigas peraltadas ", " muros diafragma " o " vigas de gran canto ".

En el medio de la construcción, estas estructuras se encuentran con frecuencia en recipientes suspendidos rectangulares, tales como tanques - con alimentadores piramidales, silos y depósitos que se utilizan a la vez como pared de celdas y para transmitir las cargas a los apoyos. En los edi

ficios altos son usados como " vigas portadoras de muros ", o si se disponen horizontalmente, como vigas de viento; también, debido a las fuertes sollicitaciones de carga que aceptan, se les encuentra en muros de cimentación que soportan cimentaciones corridas o losas, en muros de parapetos y en muros de cortante que resisten fuerzas laterales en las construcciones. Cuando son utilizados como parte de la cimentación, es común que se instale una cisterna, creando una situación adversa en el concreto en estado húmedo, el cual deberá armarse adecuadamente para tal efecto según reglamento.

El análisis teórico de las vigas de gran peralte, así como su adecuado dimensionamiento y armado de viga y apoyo tiene su base en la teoría elástica, por lo que para poder entrar de lleno al estudio del comportamiento de estas vigas, se denotan las hipótesis básicas a partir de las cuales se determinan las sollicitaciones y los esfuerzos; como son las de la Teoría Clásica de la Flexión, la Distribución Lineal de los Esfuerzos ( $\sigma_x = k \cdot y$ ) y la de Secciones Planas después de la deformación.

Por ejemplo, considerando una viga prismática horizontal que tenga una sección transversal con un eje vertical de simetría, Fig. 1(a). También se considera que la recta que pasa por el centro de todas las secciones transversales es el eje de la viga. Pensemos en un cierto número de planos que corten a la viga perpendicularmente a este eje y otro cierto número de planos horizontales, para formar una cuadrícula en la

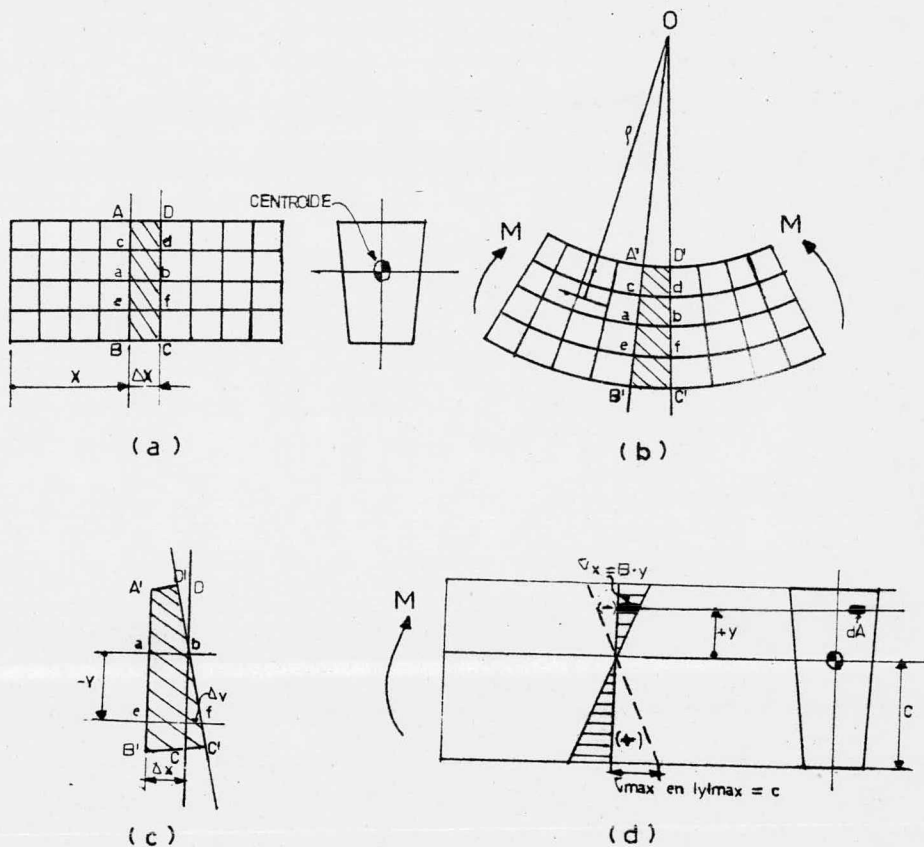


FIG. 1. HIPOTESIS BASICA DE LA DEFORMACION POR FLEXION.

viga. Al someter la viga a la acción de momentos flexionantes positivos,  $M$ , en sus extremos, Fig. 1(b), la viga se flexiona, se puede notar que los planos perpendiculares a su eje se inclinan ligeramente y los planos horizontales se curvan; pero las rectas  $\overline{AB}$  y  $\overline{DC}$  siguen siendo rectas. Lo antes observado conduce a la hipótesis fundamental de la Teoría de la Flexión, que se enuncia como sigue: " Secciones planas de una viga, normales

a su eje, permanecen planas después de que la viga se somete a flexión ".

Comparando el elemento ABCD sin deformación con el elemento deformado A'B'C'D', vemos que todos los elementos similares entre los planos inicialmente verticales experimentan la misma deformación, por lo tanto analizando la cara vertical A'B', y de la Fig. 1(c), se establece que a lo largo de la fibra ab no se experimentan modificaciones, estando libre de esfuerzos y deformación; mientras que cd y ef sufren acortamiento (compresión) y alargamiento (tensión) respectivamente; esta fibra que implica esfuerzo cero y deformación cero en un miembro sometido a flexión se le denomina EJE NEUTRO.

Ahora bien, se puede establecer que " En una viga sometida a flexión, las deformaciones lineales de sus fibras son directamente proporcionales a sus distancias respectivas a la superficie neutra "; y se puede expresar como  $\epsilon_x = b \cdot y$ , donde b es una constante.

Limitándose a un material linealmente elástico y de acuerdo con la Ley de Hooke  $\sigma_x = E \cdot \epsilon_x$ , los esfuerzos normales  $\sigma_x$  que resultan de la flexión, deberán variar linealmente en proporción directa a sus distancias respectivas al eje neutro, Fig. 1(d).

$$\sigma_x = B \cdot y$$

$$B : \text{Cte.}$$

Si bien es cierto que en las vigas de gran peralte la distribución



de esfuerzos normales, debidos a flexión, difieren mucho de una distribución lineal, inclusive cuando las vigas son de un material lineal, homogéneo y elástico, se ha podido comprobar experimentalmente que las distribuciones de esfuerzos obtenidos mediante la Teoría de la Elasticidad son mas o menos similares a las teóricas antes de que ocurra el agrietamiento del concreto en tensión.

Pero como las bases e hipótesis de la Teoría Elástica no muestran el comportamiento de estas vigas en estado agrietado, trataremos en el presente trabajo de analizar las distribuciones y la intensidad de los esfuerzos derivados para vigas de uno o mas tramos, cargadas en su parte superior o inferior; mediante los diferentes ensayos efectuados en ellas.

## CAPITULO II. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS INTERIORES.

En primer lugar, se exponen los resultados de la Teoría Elástica y de los Estudios Fotocelastimétricos aplicados a las vigas de gran peralte con varias relaciones de claro a peralte total ( $L/h_t$ ); se estudian las distribuciones de los esfuerzos principales para vigas simplemente apoyadas y continuas, siendo de gran relevancia en el análisis de esfuerzos la forma de aplicación de la carga, ya sea uniformemente distribuida o concentrada actuando en la parte superior o inferior de la viga; llegando al refuerzo adecuado en las zonas de apoyo donde los esfuerzos alcanzan valores críticos, por lo que los factores determinantes de análisis se establecen, -

por consiguiente, no en el área de la sección del refuerzo de tensión, si no en el anclaje de ese refuerzo en las zonas de apoyo. Asimismo se explica el Método de Schleeoh como el mas sencillo para determinar los esfuerzos en las vigas de gran peralte.

### CAPITULO III. ELECCION DEL REFUERZO PARA DISEÑO.

Se sugieren recomendaciones para la elección del tipo de refuerzo para diseño a usar en vigas de un solo claro y de claros múltiples según las normas del RCDF, ACT y CEB. Para flexión se recomienda para diseño la utilización de un brazo del par interno fijado en función de la relación claro/peralte total para obtener el área de acero necesaria, proporcionándose con varillas de pequeño diámetro distribuidas hasta una quinta parte de su peralte contado a partir de la cara inferior de la viga para momento positivo y viceversa para momento negativo, anclando sus extremos con ganchos horizontales. En cuanto a los esfuerzos de apoyo, se deberán limitar según tengan o no ampliación en su sección hasta un valor inferior a la resistencia del concreto con el objeto de evitar fallas por aplastamiento debidos a la magnitud de los mismos en dicha zona.

También se tienen las variantes y fórmulas para valuar la fuerza cortante en vigas cargadas en su parte superior o inferior y proporcionar el acero para satisfacer esta condición. En general, se establecen las reglas a seguir para disponer el refuerzo principal longitudinal; el

refuerzo del alma para los casos de carga arriba o abajo de la viga; y el correcto armado en las zonas de apoyo en vigas simplemente apoyadas y en vigas continuas de tal manera que se satisfagan adecuadamente las sollicitaciones de carga en toda la viga.

#### CAPITULO IV. AGRIETAMIENTO Y PRINCIPALES TIPOS DE FALLA.

En lo referente al agrietamiento y modo de falla en vigas de gran peralte, se tiene que hacer notar que a partir de las diferentes formas y disposiciones de las grietas, al parejo con la realidad, se fue estableciendo el correcto dimensionamiento del refuerzo necesario para tomar los esfuerzos que presentaban. Las principales formas de falla que se observaron en los inicios de la utilización de vigas de gran peralte se originaron por una mala colocación del acero longitudinal; por aplastamiento en los apoyos por una carencia de refuerzo horizontal adicional en esa zona; y por último, falla por cortante creada con la rotura de la adherencia de las varillas longitudinales en las zonas de apoyo.

#### CAPITULO V. EJEMPLO Y REVISION CON SEGURIDAD DE UNA VIGA DE CONCRETO REFORZADO DE GRAN PERALTE.

Realizo un ejemplo detallado sobre el diseño y revisando el comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio de una viga de gran peralte de concreto reforzado, buscando así, utilizar la información del

análisis y comportamiento de estas vigas realizado en los capítulos anteriores en la resolución de un problema real.

#### CAPITULO VI. CONCLUSIONES GENERALES.

Finalmente, hago una serie de recomendaciones y conclusiones generales sobre el tema, analizando algunos aspectos que me parecieron importantes de comentar y hacerlos resaltar de este estudio como fundamentales para la comprensión teórica del comportamiento de las vigas de gran peralte en sus diferentes variantes de forma de carga y tipo de apoyo.

Entrando al tema, teniendo en cuenta que la Teoría Elástica no proporciona el real comportamiento de las vigas de gran peralte, principalmente en estado fisurado, pasaremos al estudio de los análisis y pruebas realizados en las mismas.

## C A P I T U L O I I

D I S T R I B U C I O N D E E S F U E R Z O S  
I N T E R I O R E S .

- A) G E N E R A L I D A D E S .
- B) V I G A S S I M P L E M E N T E A P O Y A D A S .
- C) V I G A S C O N T I N U A S .
- D) R I G I D I Z A D O R E S D E A P O Y O .
- E) M E T O D O D E S C H L E E H P A R A D E T E R M I N A R E S F U E R Z O S .

## C A P I T U L O   I I

D I S T R I B U C I O N   D E   E S F U E R Z O S  
I N T E R I O R E S .

## A) GENERALIDADES.

En las vigas de gran peralte de concreto reforzado, al igual que ocurre con las ménsulas y con otras estructuras que poseen un comportamiento distinto a las demás, observamos que los principios tradicionales de análisis de esfuerzos no resultan adecuados ni convenientes para determinar su resistencia, especialmente cuando la viga se encuentra en estado fisurado.

Se pueden obtener los esfuerzos en vigas de gran peralte de material lineal, homogéneo y elástico; ya sea utilizando análisis de elementos finitos por medio de la Teoría de los Cascarones Planos o bien, mediante estudios de modelos fotoelásticos que permitan confirmar los diagramas de distribución de esfuerzos obtenidos matemáticamente.

En las vigas peraltadas, la distribución de esfuerzos normales debidos a flexión difieren bastante de una distribución lineal, sobre todo cuando la relación claro a peralte disminuye tal como se muestra en la

Fig. 4, donde se presentan las distribuciones de esfuerzos obtenidas por la Teoría de la Elasticidad para vigas con carga uniformemente distribuida en su parte superior con varias relaciones claro a peralte total; alejándose cada vez mas de una configuración lineal conforme decrece la esbeltez ( $L/h_t \leq 3$ ), de tal manera que se debe tomar en cuenta esta nueva distribución a partir de un determinado valor de esbeltez, igual a 2.0 para las vigas de un solo claro y de 2.5 para las vigas continuas.

En vigas de concreto reforzado, las distribuciones de esfuerzos son mas o menos similares a las teóricas antes de que ocurra el agrietamiento del concreto en tensión; sin embargo, tan pronto como este agrietamiento se presenta, las distribuciones cambian por completo. De todas maneras, es necesario señalar que cuando las vigas de concreto reforzado en el estado fisurado se dimensionan con los esfuerzos calculados para un material homogéneo, el refuerzo necesario para tomar los esfuerzos de tensión debe, en cuanto sea posible, seguir la trayectoria de los esfuerzos y distribuirse en la zona rígida correspondiente. Como los resultados de las pruebas lo indican, llega a ser conservador diseñar las vigas de concreto de gran peralte de acuerdo con la Teoría Elástica, además de que la magnitud de los esfuerzos debidos a flexión no es un factor importante en el diseño de éstas.

En las vigas de gran peralte, la distribución de los esfuerzos y sus direcciones son solicitadas principalmente por la forma en que la vi

ga recibe la carga: cargas que producen una compresión en la parte superior o de tensión en la parte inferior; y por otra parte, la forma de apoyo: apoyo inferior o unión con otras partes a lo largo del peralte. Entonces, los factores determinantes se establecen, por consiguiente, no en el área de la sección del refuerzo de tensión, sino en el anclaje de ese refuerzo y en el correcto dimensionamiento de las zonas de apoyo al ser las que soportan mayor presión. Tal investigación experimental se ha realizado en la Universidad de Stuttgart, Alemania Federal, por los investigadores Leonhardt y Walther.

Como la demanda de acero rara vez es grande para estas estructuras no se justifica un alto grado de exactitud para su determinación y es por ese motivo que las técnicas aproximadas de diseño que toman en cuenta el hecho de que el concreto se agrieta en las zonas a tensión y que cubren casi todas las condiciones de carga son aceptadas.

#### A.1) NOTACION. ( FIG. 2 ).

Claro : . . . . . L  
 Altura total de la viga : . . . . .  $h_t$   
 Ancho de la viga : . . . . .  $b_0$   
 Ancho del apoyo : . . . . . c  
 Longitud del apoyo : . . . . . a  
 Longitud total de la viga : . . . . .  $L_t = L + c$



Carga por unidad de longitud : . . . . .  $q$   
 Presión de la carga : . . . . .  $q/b_0$   
 Presión sobre el apoyo : . . . . .  $q_a$

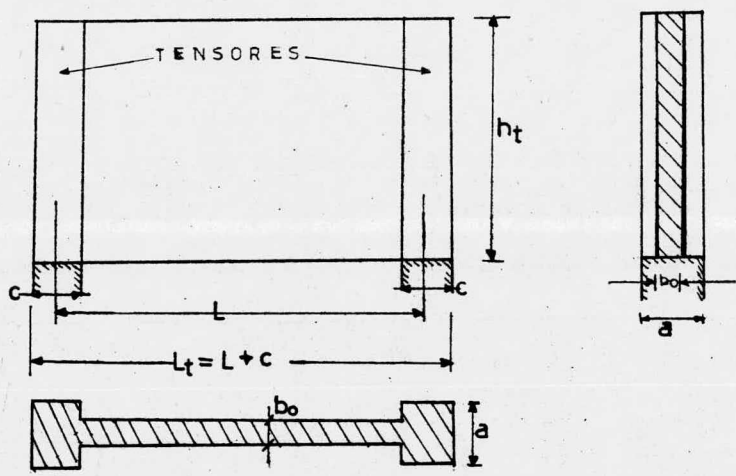


FIG. 2. NOTACION.

## A.2) FORMAS DE CARGA.

Uno de los aspectos mas importantes para el análisis de esfuerzos lo representa la manera en que la viga recibe las cargas de trabajo: una forma de ello puede ser que la carga se encuentre uniformemente distribuida en su parte superior o inferior, Fig. 3 (a) y (b), estudiándose posteriormente la forma y magnitud de estos esfuerzos; en otras ocasiones podríamos tener carga de gravedad aplicada en el borde superior en forma de presión de apoyo, Fig. 3 (c), provocando esfuerzos verticales de compresión que generalmente puede resistir el concreto sin dificultad; y en otros casos será necesario suspender el peso a soportar en el borde inferior, obteniendo con ello un patrón mas adverso de esfuerzos en una viga de gran peralte de concreto, Fig. 3 (d).

Este tipo de estructura es muy sensible en las zonas de apoyo donde los valores de los esfuerzos llegan a puntos críticos, por lo que es común reforzar esas zonas mediante tensores, costillas de atiesamiento, columnas extendidas en los apoyos, etc.

A pesar de que las vigas de gran peralte son estructuras esbeltas, el efecto de pandeo lateral se descarta porque la mayoría de éstas se apoyan lateralmente en los miembros apoyados en el piso o miembros del techo.

El Reglamento del ACI-1971 da algunas recomendaciones para evitar el pandeo lateral, el cual dice: " Se requiere algún tipo de apoyo lateral,

a intervalos que no excedan de 50 veces el ancho menor del patín o cara de compresión, aún si el miembro se sostiene por sí solo."; pero también " Si la relación peralte-espesor del miembro se mantiene por debajo de 25 el pandeo no afecta ".

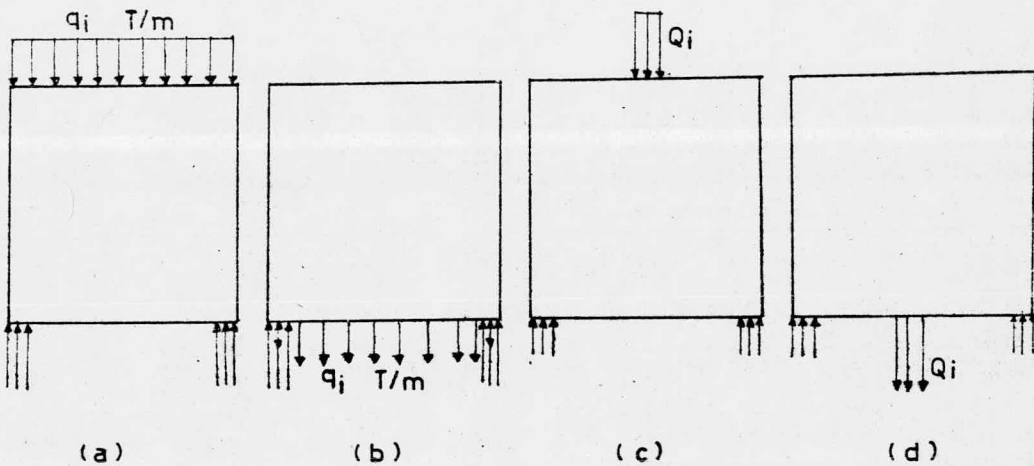


FIG. 3. FORMAS DE CARGA.

## B) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

### B.1) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TEORICOS.

En la Fig. 4 se muestran, a manera de ejemplo, los resultados de la Teoría de la Elasticidad y de Estudios Fotoelásticos sobre las características de la distribución de esfuerzos horizontales debidos a flexión a mitad del claro en una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida  $q$ , por unidad de longitud, para diferentes relaciones de claro a peralte total ( $L/h_t$ ). Si la carga distribuida  $q$ , produce un momento en el centro del claro igual a  $q \cdot L^2/8$ , el esfuerzo de la fibra extrema en el mismo centro del claro en un tablero cuadrado ( $L/d = 1.0$ ) sería -

$$\sigma_t = \sigma_c = 6 \cdot M / b_o \cdot h_t^2 = 0.75 q / b_o.$$

De la misma Fig. 4, al disminuir la relación claro a peralte por debajo de la unidad, aún ella, notamos que los esfuerzos de tensión en la fibra inferior representan mas del doble del valor antes establecido de momento, lo mismo ocurre con la distribución de esfuerzos cortantes, los cuales sufren desviaciones parecidas. Para determinar los esfuerzos principales de tensión se deben considerar los esfuerzos verticales, especialmente en los puntos de apoyo de la viga.

Analizando detenidamente las variaciones que va sufriendo la curva de distribución de esfuerzos, Fig. 4, conforme la relación claro a peral-

te disminuye, hacemos las siguientes observaciones:

En las vigas de un solo claro, la distribución de los esfuerzos y las fuerzas interiores depende fundamentalmente de la relación  $L/h_t$  y de la forma en que la viga se encuentra cargada, para una viga con carga uniforme en su parte superior, Fig. 4, se tiene la variación de la curva de distribución de esfuerzos como sigue.

Partiendo de  $L/h_t = 4$ , la distribución de esfuerzos obtenida coincide con la Recta de Navier, o sea que tiene un comportamiento lineal y no presenta obstáculos para su estudio.

Pero desde el valor de  $L/h_t = 2$ , la curva de distribución de esfuerzos comienza a alejarse de la Recta de Navier, adquiriendo características esfuerzo-deformación propias que la Teoría Clásica no satisface en su análisis óptimamente.

Cuando se llega a  $L/h_t \leq 1$ , en la zona inferior de la viga se mantiene constante la distribución de esfuerzos a partir de una altura aproximadamente igual al claro ( $h_t \doteq L$ ), siendo prácticamente la misma y llegando a la conclusión de que la parte superior de la viga no participa de la resistencia a la flexión y como tal, no se deberá considerar para este efecto.

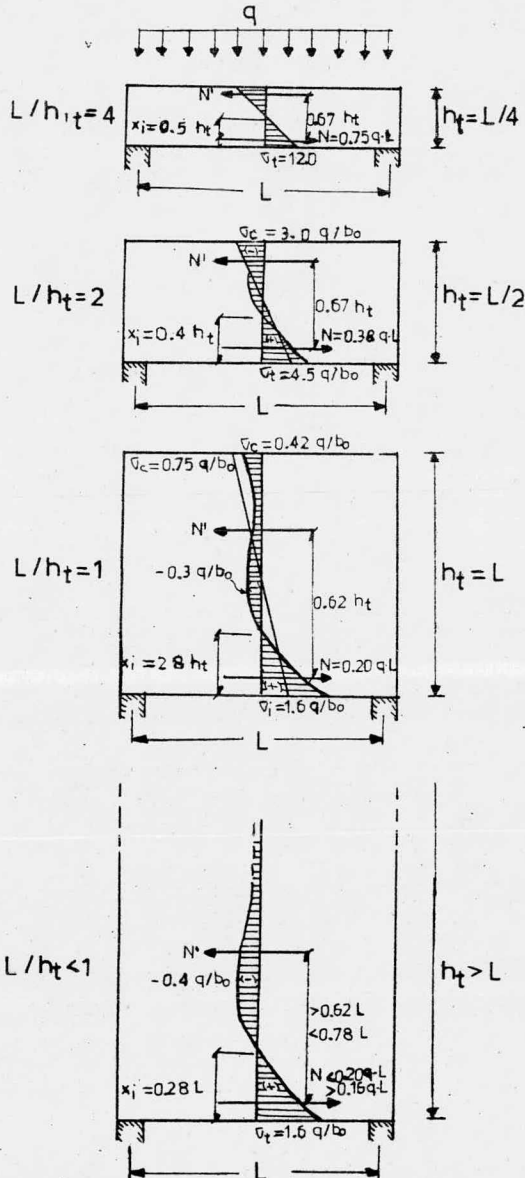


FIG. 4. ESFUERZOS DE FLEXION  $v_x$  Y VALOR DE LAS FUERZAS INTERIORES A LA MITAD DEL CLARO EN UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA CARGADA UNIFORMEMENTE EN SU PARTE SUPERIOR PARA DIFERENTES VALORES DE LA RELACION  $L/h_t$  ( $c/L = 1/10$ ,  $a = b_0$ )

Comparando los esfuerzos obtenidos con los deducidos de las hipótesis de Navier, en la fibra inferior, éstos son 1.5 para  $L/h_t = 2$ , y 2.2 para  $L/h_t = 1$ , veces mayores.

Pero en contrapartida con los esfuerzos de tensión, los esfuerzos de compresión son ligeramente mas débiles para  $L/h_t = 1$ , aproximadamente la mitad de los expresados por Navier. Como el brazo de palanca de las fuerzas interiores  $N$  y  $N'$  no varía mucho, posteriormente veremos la conveniencia de fijarlo a un valor para su diseño y refuerzo.

En vista de lo parecido de las distribuciones de esfuerzos, las vigas de gran peralte con relación  $L/h_t < 1$  son tratadas igual que las vigas con relación  $L/h_t = 1$ .

## B.2) CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

En esta sección analizaremos, a la par, los efectos y las diferencias que siguen las trayectorias de los esfuerzos principales y el valor de sus componentes para las vigas que se cargan en su borde superior y en su borde inferior, Fig. 5, considerando algunos aspectos de reforzamiento o no en los apoyos y la esbeltez de la viga, según investigaciones efectuadas por Lince, Rosenhaupt y Bay.

En las Figs. 6 a 9 tenemos las distribuciones de esfuerzos para car

gas actuando arriba y abajo de la viga. Se necesita sumar a estas distribuciones una intermedia producida por su peso propio, la cual se parece a una obtenida con carga en la parte superior y resultando de tensión en la parte inferior, proporcionando esfuerzos positivos  $V_y$  (componentes verticales de los esfuerzos de tensión) hasta una altura mínima de  $L/2$ .

Partiendo de las Figs. 6 a 9 podemos hacer notar las siguientes observaciones sobre el comportamiento de los esfuerzos:

La forma de aplicación de la carga, ya sea arriba o abajo, apenas influye sobre los esfuerzos  $T_{xy}$  y  $V_x$ . Pero el esfuerzo  $V_y$  cambia de signo según la posición de la carga.

Las isostáticas de tensión también se encuentran dispuestas según la forma de aplicación de la carga; cuando la carga se aplica en la parte inferior están muy inclinadas con respecto a la horizontal, mientras que cuando la carga está en la parte superior, las isostáticas apenas están un poco inclinadas.

Los refuerzos en el apoyo ayudan a la viga moviendo hacia arriba del eje neutro los esfuerzos  $V_x$  y disminuyen los valores de  $V_x$  y  $T_{xy}$ . Los valores de  $V_y$  también disminuyen notablemente en las zonas de apoyo, principalmente cuando la carga se ubica en la parte inferior, ya que al desplazarse hacia arriba reparte los arcos de compresión para que la distribución de cargas hacia los apoyos se haga en la parte más alta de la viga.



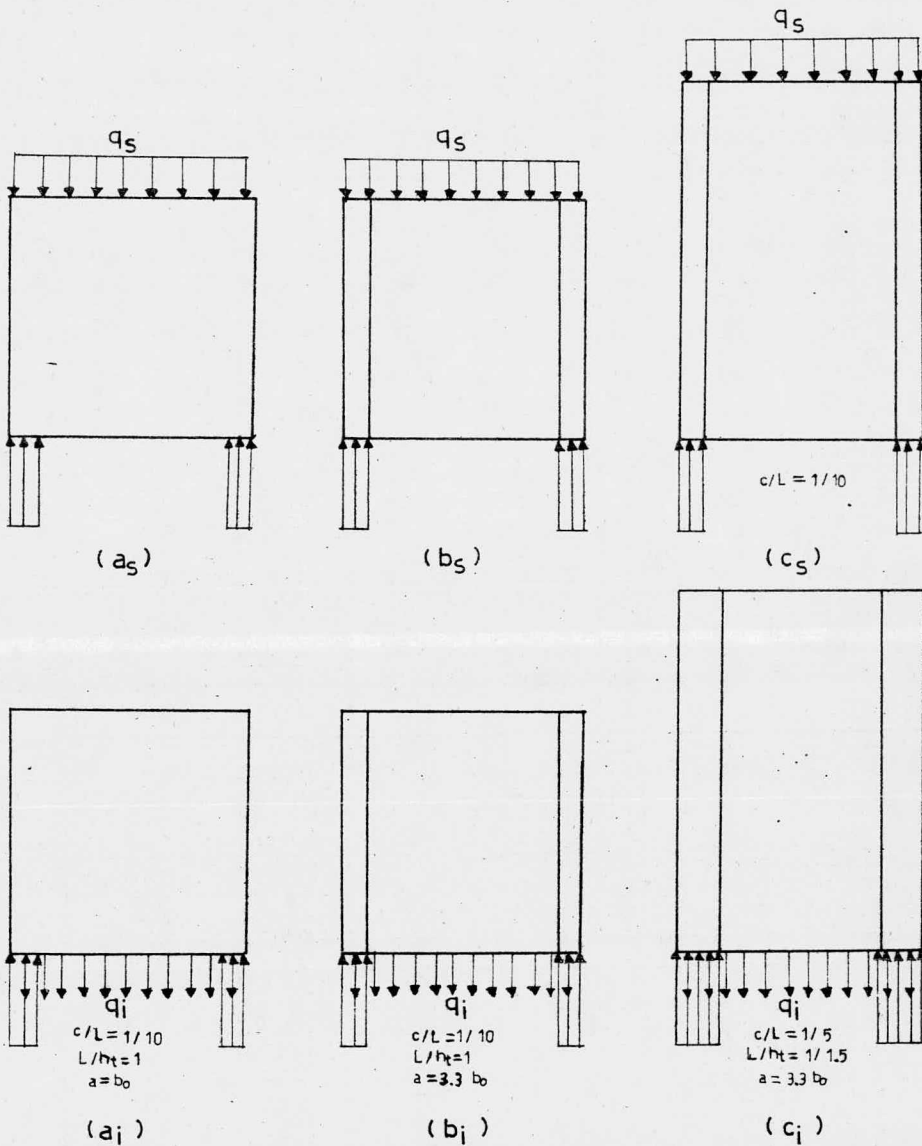


FIG. 5. VIGAS DE GRAN PERALTE CON CARGA EN EL PARTE SUPERIOR E INFERIOR SIN/CON REFUERZO EN EL APOYO Y DISTINTAS CONDICIONES.

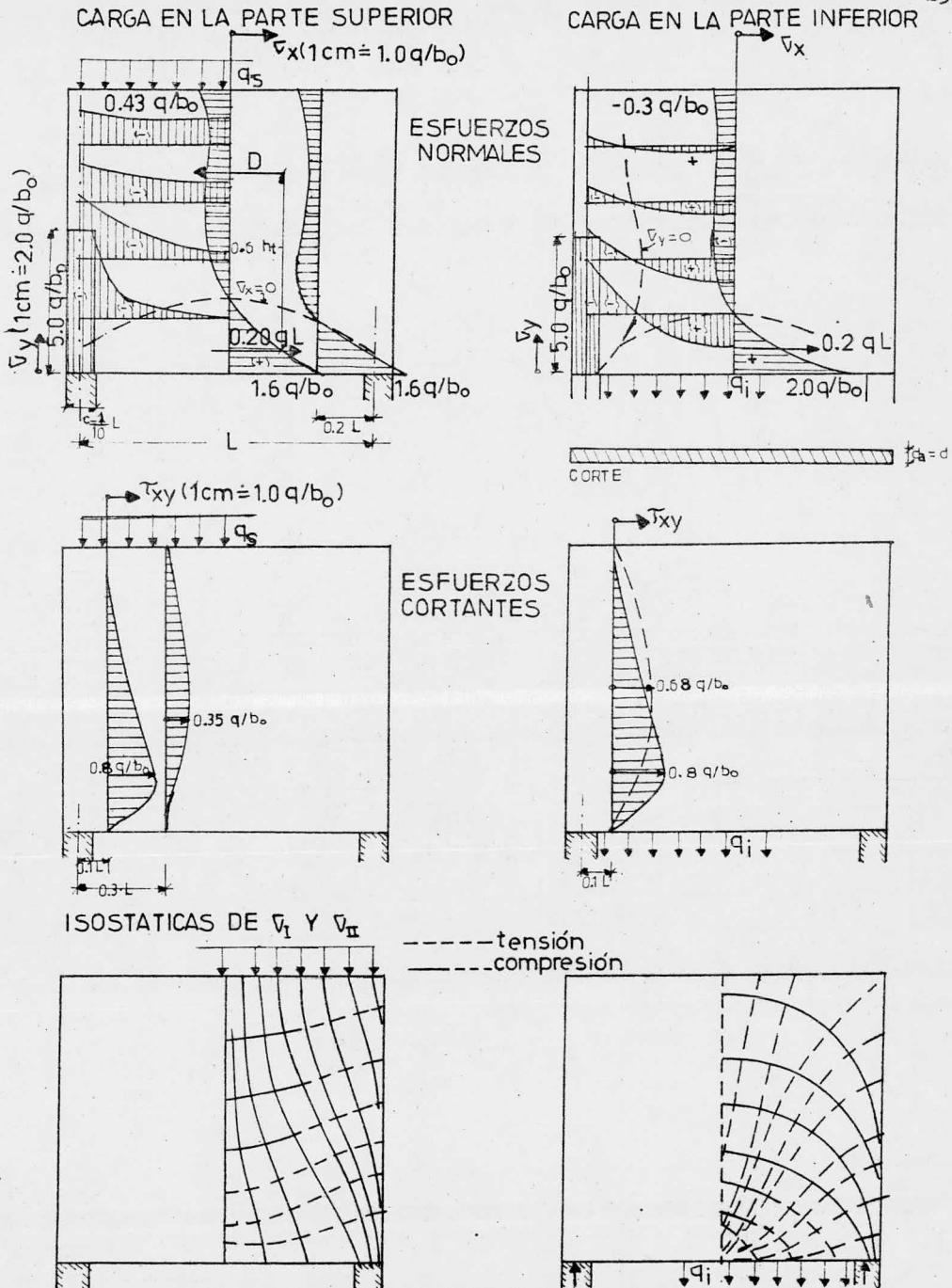


FIG. 6. VIGA DE GRAN PERALTE SIN REFUERZO EN LOS APOYOS, CON  $L/h_t = 1$  Y  $c = 0.10 L$ . (FIG. 5 :  $a_s$  y  $a_i$ )

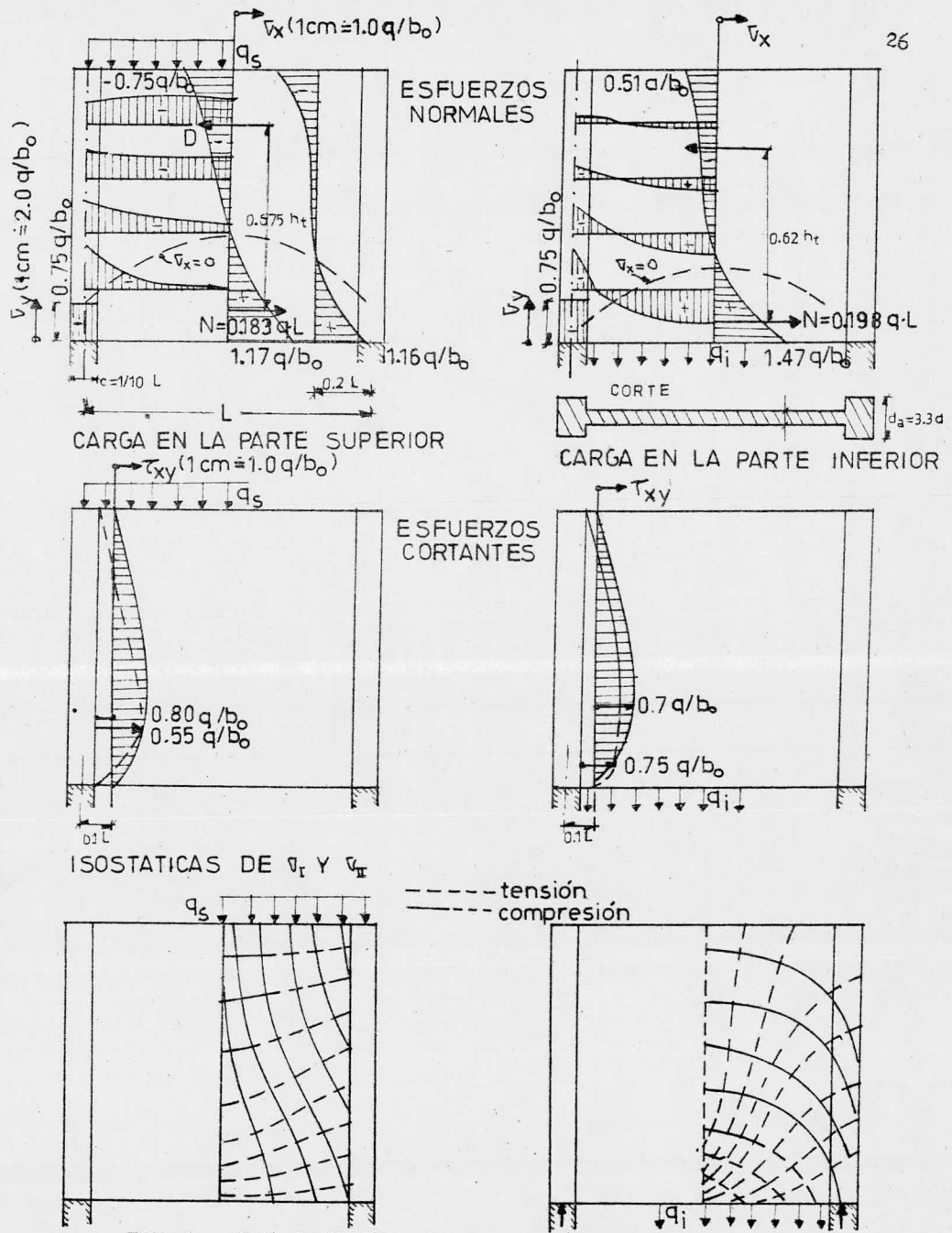


FIG. 7. VIGA DE UN SOLO CLARO DE GRAN PERALTE REFORZADA EN LOS APOYOS Y  $L/h_s = 1$  y  $c = 0.10 L$ . ( FIG. 5 :  $b_s$  y  $b_i$  )

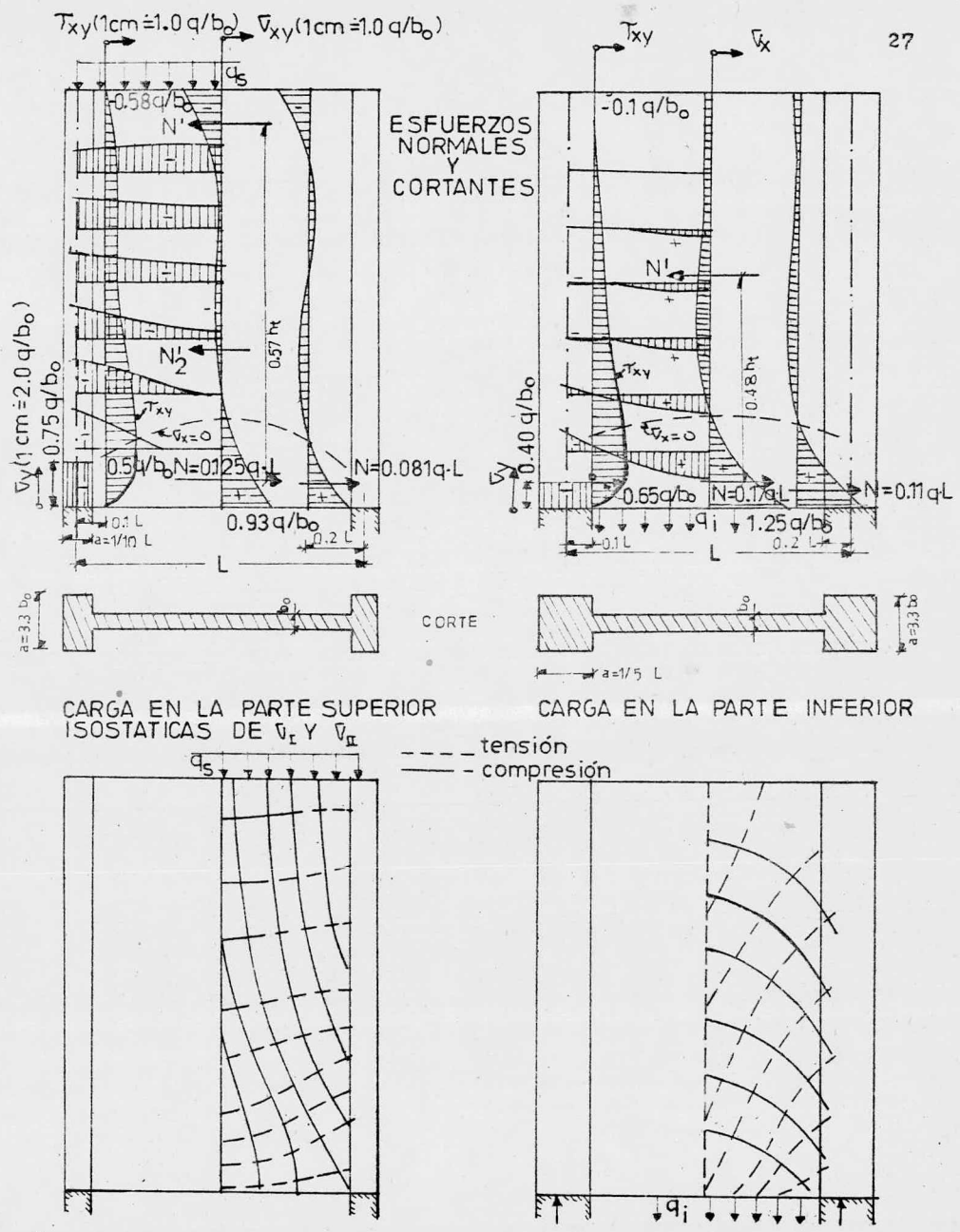


FIG. 8. VIGAS DE UN SOLO CLARO DE GRAN PERALTE REFORZADA EN LOS APOYOS Y CON  $L/h_t = 1/1.5$ ,  $c = 0.10 L$ . ( FIG. 5 :  $c_s$  y  $c_1$  )

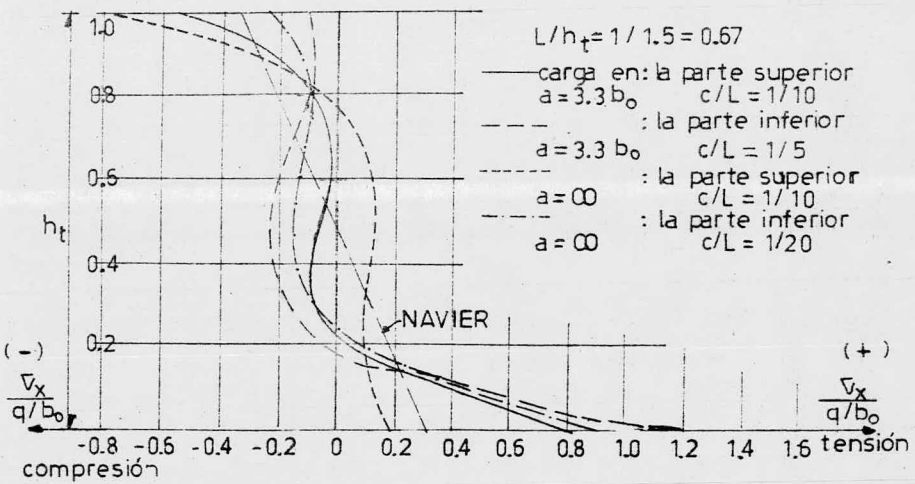
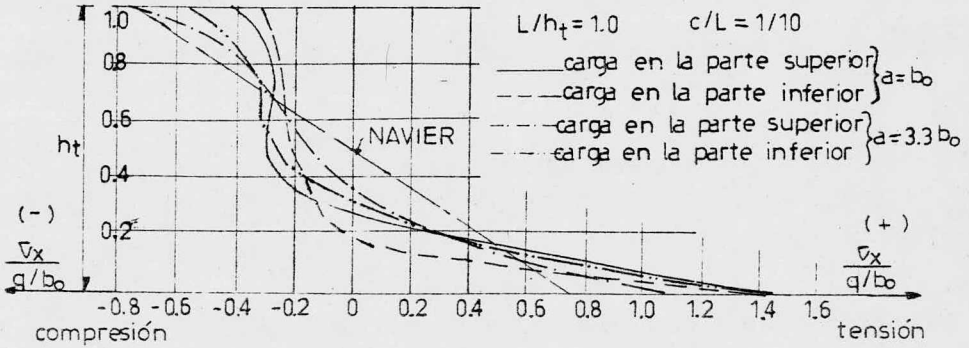


FIG. 9-a. DIAGRAMA DE ESFUERZOS HORIZONTALES  $\sigma_x$  A MITAD DEL CLARO.  
 PARTE SUPERIOR PARA  $L/h_t = 1$  ( FIG. 5 :  $a_3, a_1, b_3$  y  $b_1$  ).  
 PARTE INFERIOR PARA  $L/h_t = 1/1.5$  ( FIG. 5 :  $c_3$  y  $c_1$  ).

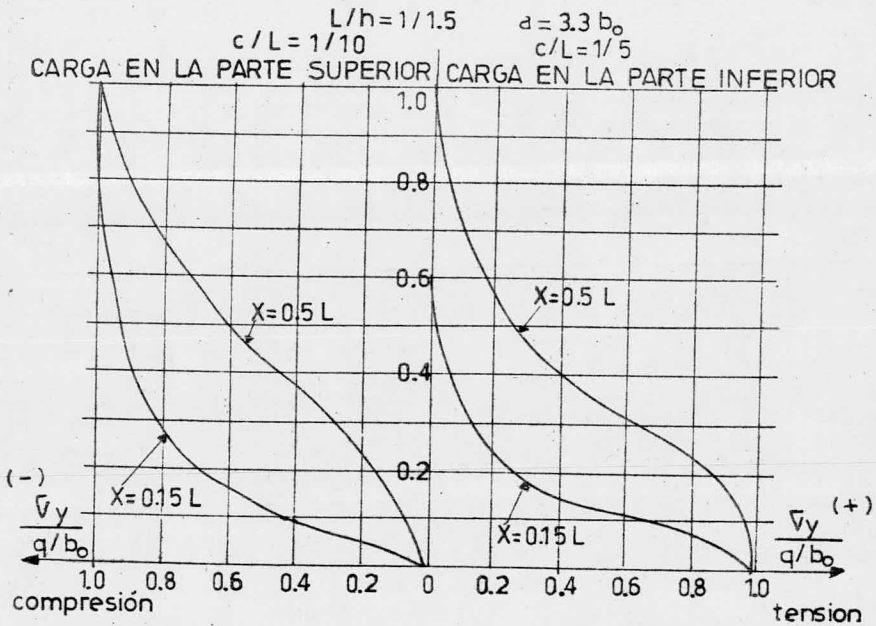
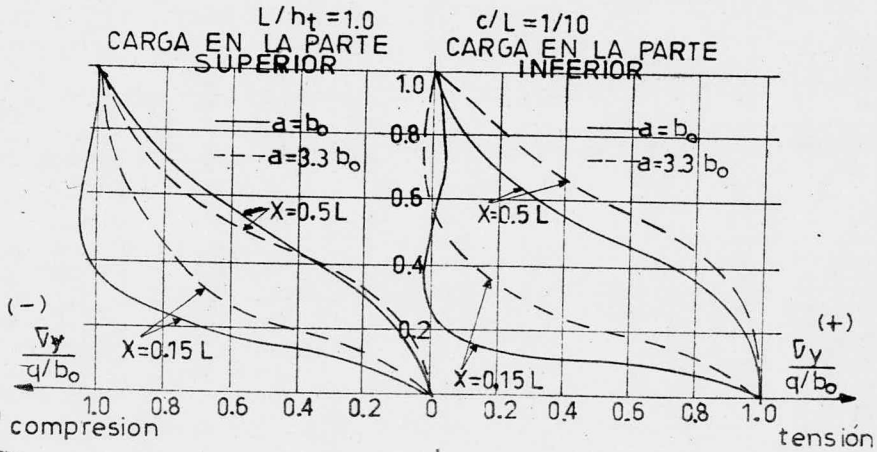


FIG. 9-b. DIAGRAMA DE ESFUERZOS VERTICALES  $V_y$  ENTRE 0.15 Y 0.50 L.

PARTE SUPERIOR PARA  $L/h_t = 1$  (FIG. 5 :  $a_s$ ,  $a_j$ ,  $b_s$  y  $b_j$ ).

PARTE INFERIOR PARA  $L/h_t = 1/1.5$  (FIG. 5 :  $c_s$  y  $c_f$ ).

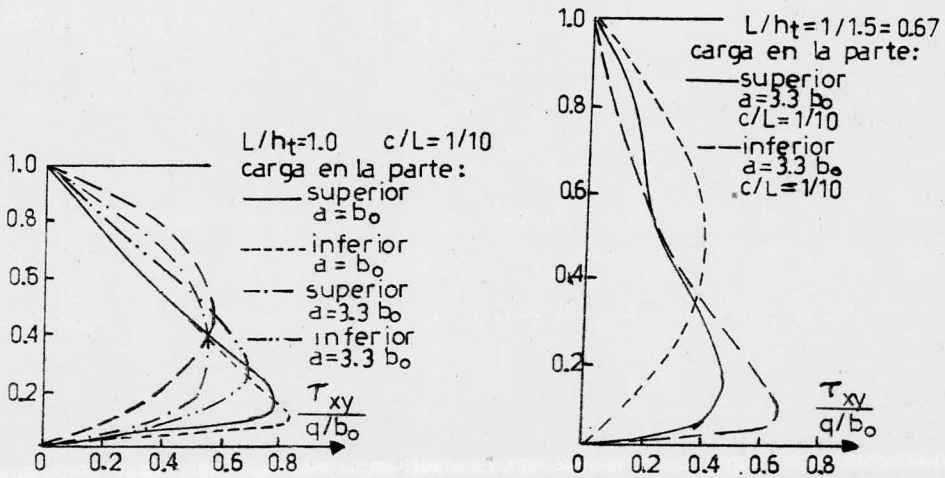


FIG. 9-c. DIAGRAMA DE ESFUERZOS  $T_{xy}$  HASTA  $0.10 \cdot L$  EN VIGAS DE UN SO  
LO CLARO.

IZQUIERDA PARA  $L/h_t = 1$  ( FIG. 5 :  $a_s$ ,  $a_i$ ,  $b_s$  y  $b_i$  ).

DERECHA PARA  $L/h_t = 1/1.5$  ( FIG. 5 :  $c_s$  y  $c_i$  )

## B.3) CARGA CONCENTRADA.

La distribución de esfuerzos interiores para vigas de gran peralte simplemente apoyadas bajo la acción de cargas concentradas, según Bay, en su sección media, se ve afectada por la aparición de pequeñas zonas comprimidas y tensas en regiones intermedias de la viga, Fig. 10.

Asimismo, se hacen las siguientes conclusiones sobre el comportamiento de la distribución de esfuerzos en relación a la variación clara a peralte total.

Cuando la relación  $L/h_t$  aumenta, las tensiones transversales debidas a la repartición de la carga se nivelan con las compresiones debidas a la flexión de la viga.

Si  $L/h_t$  es inferior a 1, los dos diagramas de distribución de esfuerzos se separan entre sí, Fig. 10-b.

Y para  $L/h_t = \frac{1}{2}$ , el esfuerzo de tensión  $N$  adquiere un valor semejante al obtenido para una carga distribuida en la parte superior de la viga.

El esfuerzo de tensión  $N_t$  es igual al esfuerzo de tensión transversal e igual al esfuerzo de agrietamiento bajo la carga, con la misma rela



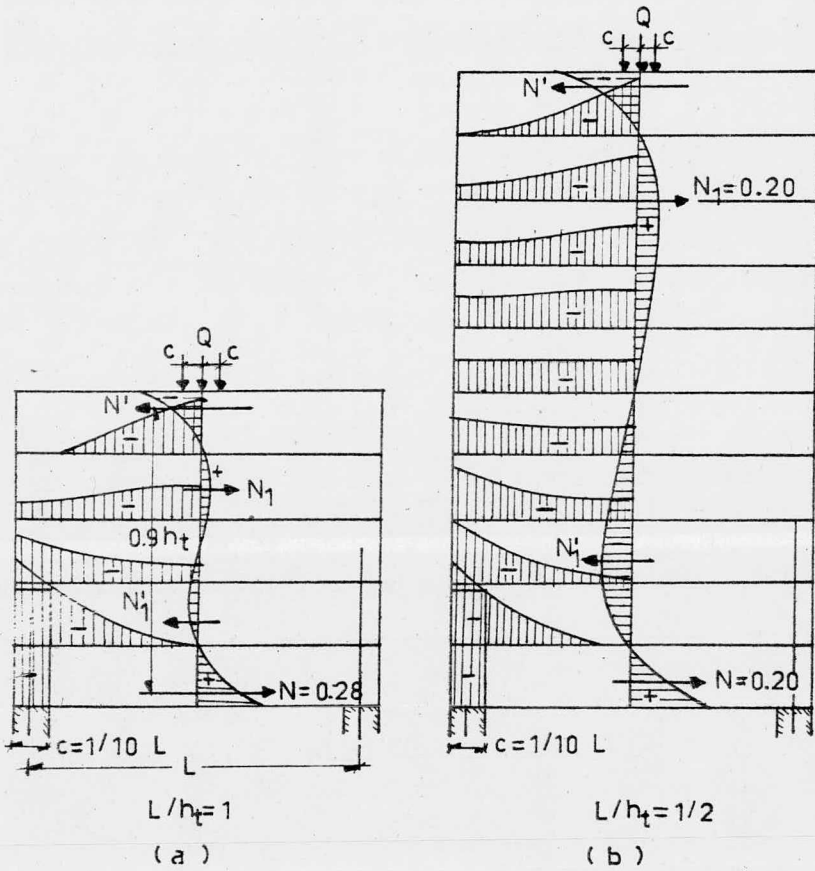


FIG. 10. VIGA DE GRAN PERALTE DE UN SOLO CLARO CON CARGA CONCENTRADA EN LA PARTE SUPERIOR. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS  $\nabla_x$  AL CENTRO DEL CLARO Y DE  $\nabla_y$  EN DIVERSAS SECCIONES HORIZONTALES.  $L/h_t = 1$  y  $0.5$ ;  $c = L/10$ .

ción, y considerando el valor  $N_1 = 0.2 \cdot Q$ ; ancho de la superficie de aplicación de la carga igual a  $2 \cdot c = 0.2 \cdot L$ ; con un esfuerzo máximo  $\sigma_y = 0.45 q_m$ , donde  $q_m = Q / (b_0 \cdot L)$ .

Pero también aparecen otros esfuerzos de tensión cerca del borde superior de la viga y en ambos lados del punto de aplicación de la carga, - Fig. 11, con magnitudes hasta de  $0.7 \cdot q_m$  que origina un esfuerzo total  $N_0$  - igual a  $0.02 \cdot Q$ .

La distribución de esfuerzos en las zonas de apoyo son similares a las obtenidas con una carga uniformemente distribuida en la parte superior de la viga, el refuerzo en estas zonas disminuye su intensidad.

Cuando la carga se aplica en la parte inferior de la viga y ésta posee una relación  $L/h_t < 1$ , la carga actúa en la zona inferior hasta una altura igual al claro,  $L$ , y la parte superior de ella no se ve afectada. Los esfuerzos  $\sigma_x$  de tensión en la fibra inferior son idénticos a los obtenidos por la acción de una carga aplicada en la parte superior y los esfuerzos  $\sigma_y$ , positivos, provocan una fuerte rotación de las isostáticas.

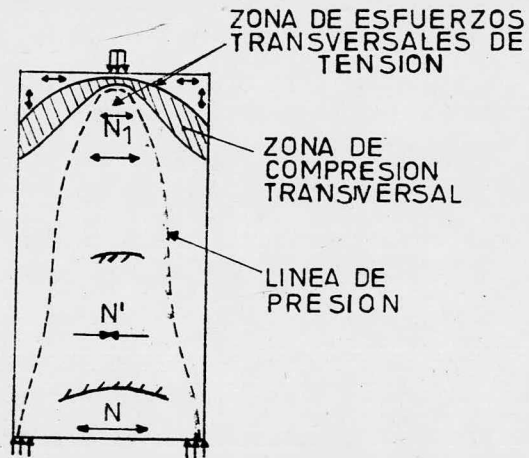


FIG. 11. ESFUERZOS TRANSVERSALES DE TENSION CERCANOS A LA ZONA DE APLICACION DE LA CARGA CONCENTRADA.

C) VIGAS CONTINUAS.

C.1) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS INTERIORES.

Las vigas continuas de gran peralte son prácticamente inexplorables en cuanto a su distribución de esfuerzos, comportamiento e influencia de estribos en los apoyos se refiere; y el conocimiento de ellas se basa en estudios teóricos efectuados por Dischinger, Girkmann y Thon, en claros continuos, y de Bay y Theimer en vigas de dos claros.

Para una viga continua con carga uniformemente distribuida en su parte superior, las distribuciones de los esfuerzos  $V_x$  y  $T_{xy}$ , las fuerzas interiores  $N$  y  $N'$  y sus respectivos brazos de palanca en las secciones correspondientes al claro y sobre el apoyo intermedio se observan en la Fig. 12. Los esfuerzos verticales,  $V_y$ , en varias secciones horizontales de la viga se representan en la Fig. 13.

Haciendo comparaciones entre las vigas de un solo claro y las vigas continuas sobre la forma de la curva de distribución de esfuerzos, podemos recalcar su semejanza entre sí, con un valor menor de los esfuerzos en las vigas continuas; el brazo de palanca de las fuerzas interiores disminuye conforme se acerca a los apoyos. El eje neutro se sitúa muy bajo y se nota la aparición de mayores esfuerzos de compresión sobre la fibra inferior, los cuales son de vital importancia para dimensionar la viga. En-

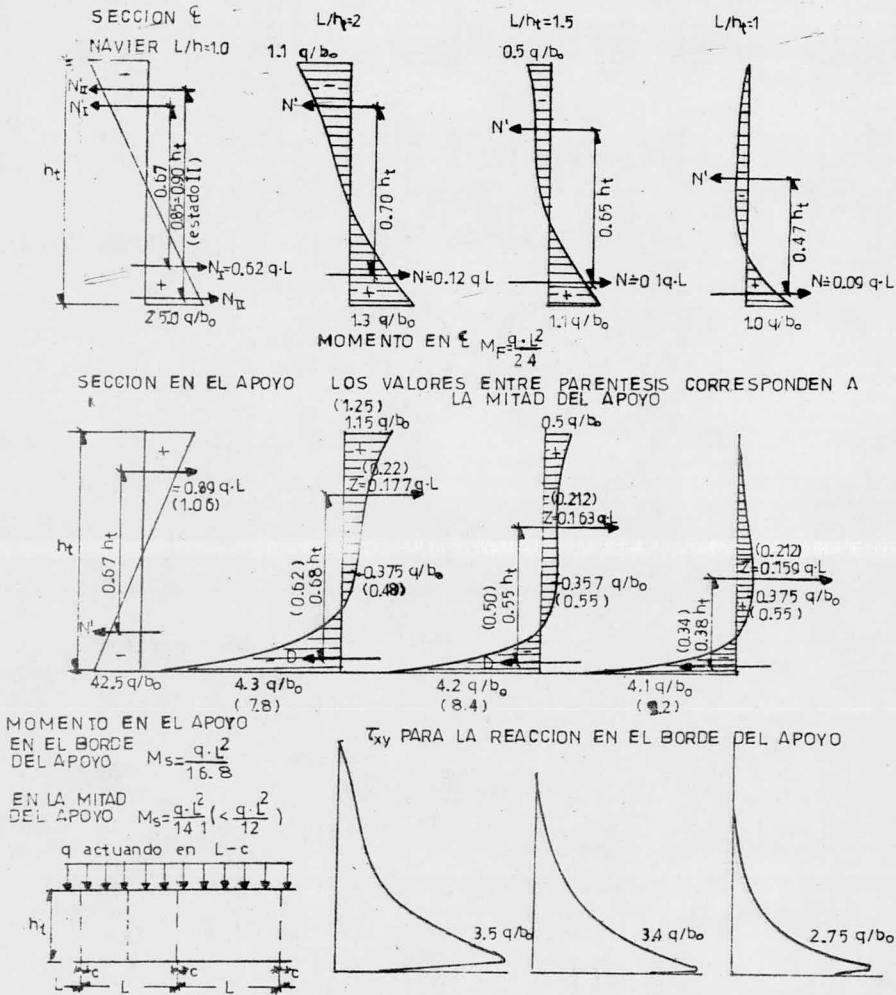


FIG. 12. VIGA CONTINUA SIN ATESADOR EN EL APOYO CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR. ESFUERZOS  $\sigma_x$  Y  $\tau_{xy}$  Y FUERZAS INTERIORES AL CENTRO DEL CLARO, AL BORDE Y EN EL CENTRO DE LOS APOYOS.  $c/L=1/10$ .

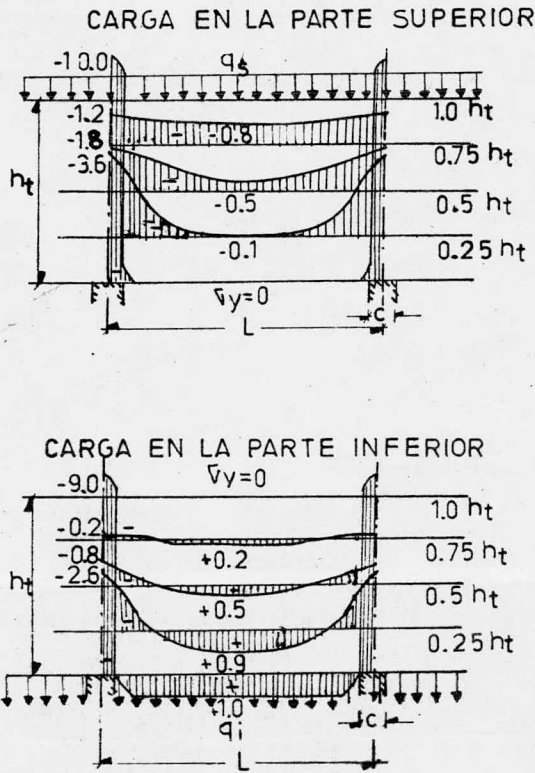


FIG. 13. VIGA CONTINUA SIN ATIESADOR CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR. ESTUERZOS  $v_y$ . PARA  $L/h_t = 1.5$  y  $c/L = 1/10$ .

cima de los apoyos se forma una zona muy extensa, hacia la parte superior, donde actúan las secciones transversales, cuya resultante de esas fuerzas de tensión dista de 0.3 a 0.9·L de la fibra inferior.

De la Fig. 14, donde se representan las isostáticas de tensión y de compresión para el mismo caso de vigas continuas con carga uniformemente distribuida en la parte superior e inferior, y una relación  $L/h_t = 1$ ; observamos que al alcanzar los esfuerzos cortantes en el extremo de los apoyos sus valores máximos, cercanos a los esfuerzos de compresión  $\nabla_x$ , las isostáticas se encuentran muy inclinadas.

Los esfuerzos  $\nabla_x$  y  $\tau_{xy}$  son ajenos en su distribución a la forma de aplicación de la carga, solo el esfuerzo  $\nabla_y$  varía en el signo y distribución, notándose una inclinación de los esfuerzos principales, Fig. 14, cuya distribución es parecida a las que tienen las vigas de un solo claro representadas en las Figs. 6, 7 y 8.

En este tipo de vigas, el mayor esfuerzo de compresión aparece siempre en la mitad del apoyo, en dirección vertical; los mas grandes esfuerzos principales de tensión inclinados se producen sobre los apoyos en la zona de tensiones transversales, siendo bajos porque se ejercen simultáneamente esfuerzos negativos  $\nabla_x$  y  $\tau_{xy}$  elevados en la zona de cortante máximo. El dimensionamiento de la viga se hace para satisfacer los esfuerzos principales de compresión inclinados existentes en el borde de los

apoyos, zona donde no se puede verificar el cálculo con la resistencia total a compresión del concreto.

En las vigas de gran peralte que constan de dos claros, lo único que se puede resaltar es que la distribución de momentos flexionantes se aleja sensiblemente de la que tienen las vigas esbeltas, siendo los momentos sobre el apoyo notablemente menores a los de este último tipo de vigas. El diagrama de cortante también varía en la misma proporción.

En el caso de vigas continuas con cargas concentradas aplicadas en el centro del claro, en la Fig. 15 se muestra la distribución de esfuerzos y la posición y valor del esfuerzo de tensión  $N$ ; bastando con cambiar los signos de los valores indicados en el diagrama para los esfuerzos al centro de los apoyos.

En síntesis, la información alrededor de las vigas continuas de gran peralte es muy reducida y los estudios fotoelásticos han corroborado las investigaciones teóricas sobre su comportamiento.



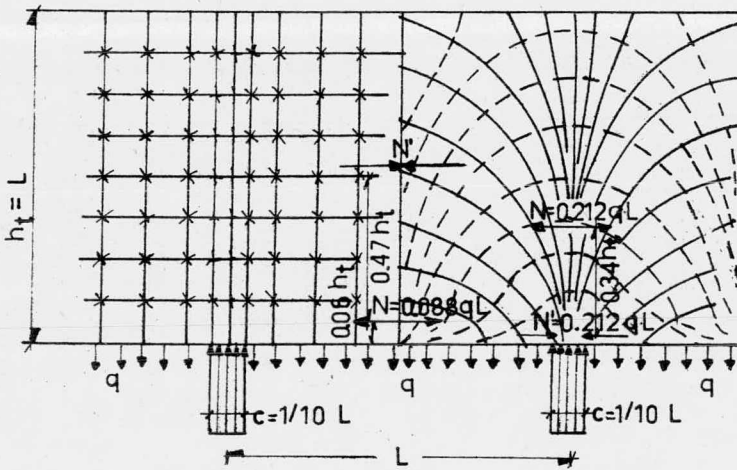
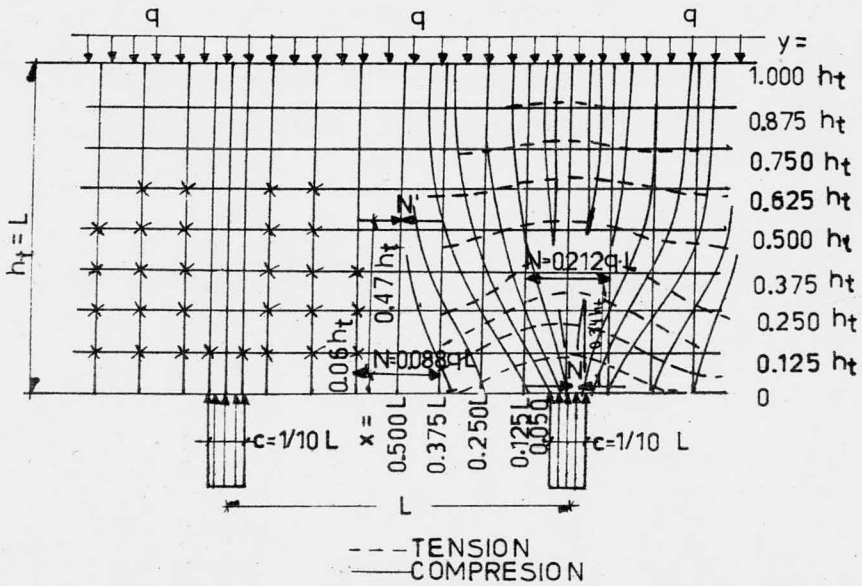


FIG. 14. VIGA CONTINUA SIN ATIESADOR. ISOSTATICAS Y POSICION DE LAS FUERZAS INTERIORES BAJO CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR PARA  $L/h_t = 1$  y  $c/L = 1/10$ .

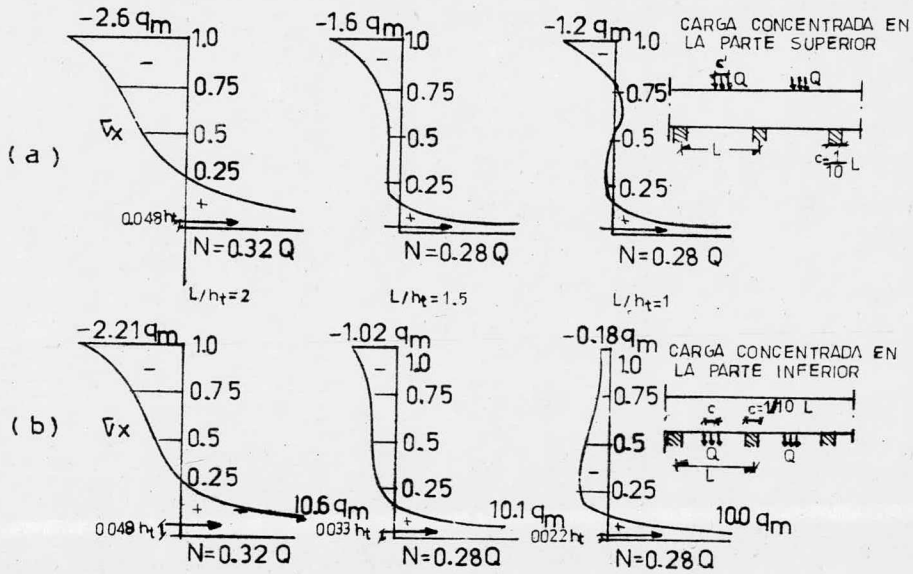


FIG. 15. VIGA CONTINUA CON CARGAS CONCENTRADAS EN EL CENTRO DEL CLARO APLICADAS EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR.  $c/L=1/10$ .

## D) RIGIDIZADORES DE APOYO.

A lo largo del estudio teórico, tanto de vigas de un solo claro como de vigas continuas, hemos notado que la distribución de esfuerzos en las zonas de apoyo llegan a alcanzar valores críticos en relación al resto de la viga, lo que lleva a la conclusión de reforzar dichas zonas, teniendo mas importancia aún que el propio diseño por flexión de la viga.

Por lo tanto, es función de las placas rigidizantes de apoyo aliviar los esfuerzos tan altos y participar en la distribución de las cargas mediante la utilización de estribos de apoyo. El ancho del estribo se representa con la relación:

$$\beta = \frac{b_a}{b_o}$$

$Q_r$  es el incremento del esfuerzo vertical en el estribo, pudiendo ser soportado por una zona de apoyo, analógicamente, Fig. 16.

En las vigas esbeltas ( $L/h_t \approx 2$ ), la carga se transmite al estribo uniformemente sobre toda su altura.

En las vigas cortas ( $L/h_t \approx 0.5$ ) cargadas en la parte superior, la mayor parte de la carga  $Q_r$  se transmite a la cuarta parte inferior de la altura del estribo cercano y solamente una pequeña porción se va a la parte superior. En las vigas cargadas en la parte inferior la transmisión solo se efectúa en la zona inferior de la viga, Fig. 16-a.

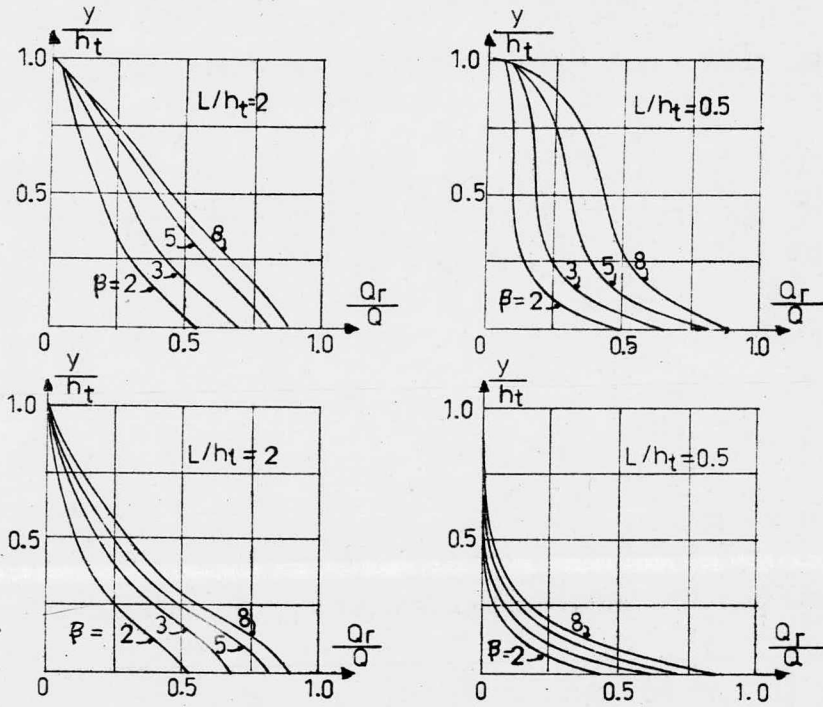


FIG. 16. PARTE DE LA CARGA  $Q_r$  QUE SOPORTA EL ATIESADOR EN FUNCION DE  $Q$ , CARGA TOTAL Y DE  $\beta = b_a/b_o$  Y DE LA ESBELTEZ.

- a) CARGA ACTUANTE EN LA PARTE SUPERIOR.
- b) CARGA ACTUANTE EN LA PARTE INFERIOR.

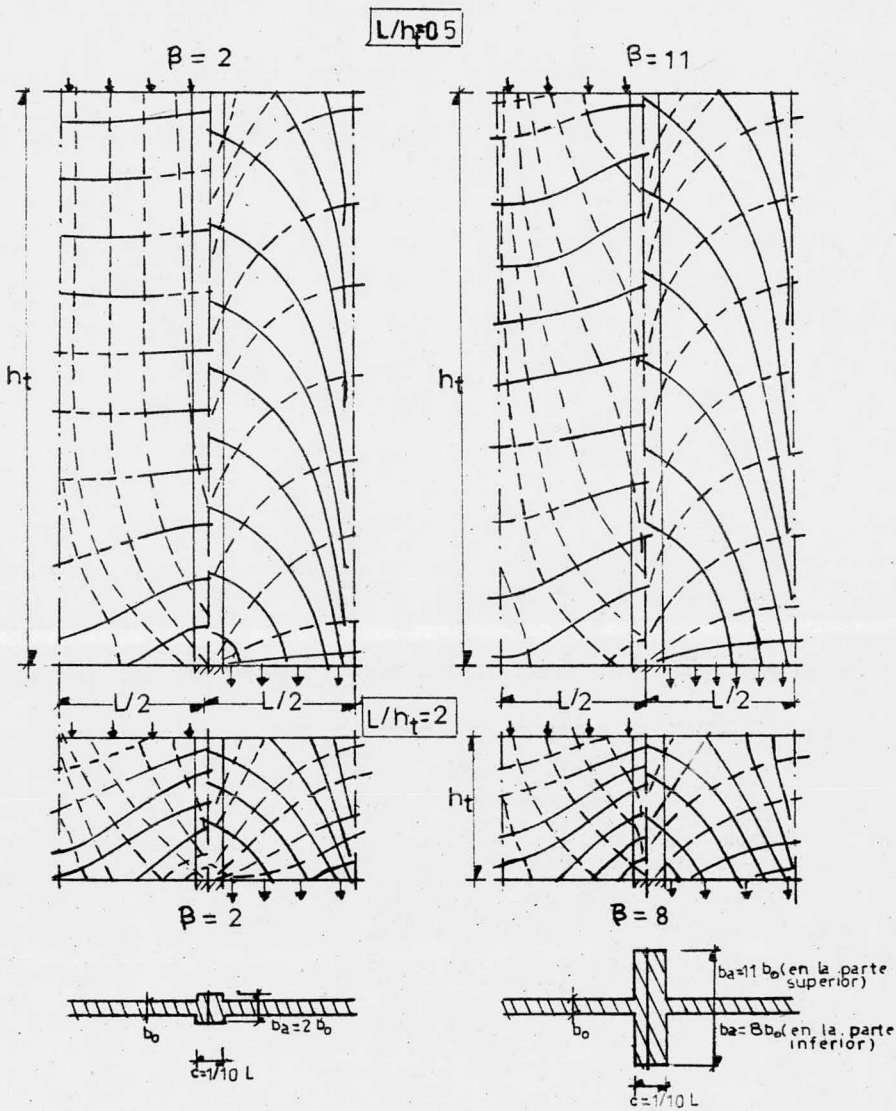


FIG. 16-a. VIGAS CONTINUAS DE GRAN PERALTE CON AMPLIACIONES EN LOS APOYOS CARGADAS EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR. DIAGRAMA DE ISOSTATICAS.

En la Fig. 16-b se encuentra la magnitud y variación de los esfuerzos  $V_x$  en una sección a mitad del claro y en un apoyo intermedio.

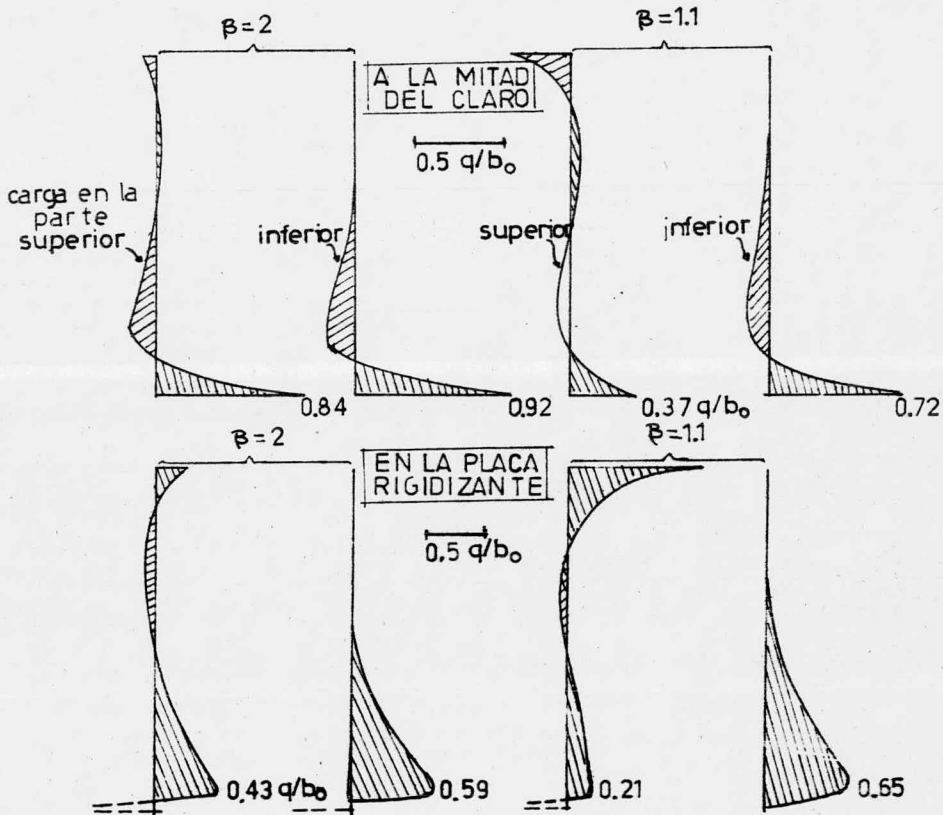


FIG. 16-b. ESFUERZOS  $V_x$  A LA MITAD DEL CLARO Y EN LA AMPLIACION DE LA VIGA REPRESENTADA EN LA FIG. 25-a.  $L/h_t \doteq 0.5$ .

## E) METODO DE SCHLEECH PARA DETERMINAR ESFUERZOS.

Uno de los métodos mas sencillos para determinar los esfuerzos en las vigas de gran peralte o placas planas se debe a W. Schleech, el cual tiene las siguientes bases:

El estado de esfuerzos en una placa ( $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ) puede definirse por superposición al estado de esfuerzos correspondiente al de una viga esbelta (según la hipótesis de Navier), al cual se le supone un estado de esfuerzos llamado "complementario" ( $\Delta\sigma_x, \sigma_y, \Delta\tau_{xy}$ ).

El estado de esfuerzos en la viga satisface todas las condiciones de equilibrio y de borde. Se determina según las reglas comunes de la teoría de la flexión para las piezas lineales sin considerar efectos de esbeltez; despreciando los esfuerzos normales  $\sigma_y$ , suponiendo una distribución lineal para los esfuerzos normales  $\sigma_{ox}$  y una variación parabólica para los esfuerzos cortantes  $\tau_{oxy}$ .

Los esfuerzos complementarios o internos están en equilibrio entre ellos mismos, dependiendo únicamente de la distribución de las cargas de borde exteriores sin considerar la esbeltez ( $L/h_t$ ). Según el Principio de Saint-Venant se anulan a una distancia de  $1.5 \cdot h_t$  a partir del punto de aplicación de la carga.

En las vigas continuas de gran peralte se determinan las sollicitaciones para el cálculo de los esfuerzos tomando en cuenta las deformaciones secundarias compuestas por las deformaciones por cortante y al desplazamiento vertical del eje de la viga que provocan los esfuerzos,  $V_y$ , en los apoyos.

El estudio se hace partiendo de las reglas comunes de flexión de las vigas sobre apoyos elásticos, la influencia del momento y del esfuerzo cortante deben aparecer en la expresión de la rotación en los extremos. Las constantes elásticas de los apoyos se deducen de la deformación elástica de la zona ubicada entre el apoyo rígido y el eje de la viga, deformación que resulta de las deformaciones unitarias derivadas de esa zona.

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (V_y - vV_x)$$

Las rotaciones totales  $\bar{\varphi}$  (multiplicadas por EI), para  $\bar{M}=1$  y  $\bar{Q} = 1/L$ ; aplicadas en el apoyo se dan las siguientes expresiones:

$$EI \bar{\varphi}_a = \frac{L}{6} (2 + \beta)$$

$$EI \bar{\varphi}_b = \frac{L}{6} (1 - \beta)$$

Donde:



$$\phi = k(1 + \nu) \frac{1}{\eta^2} \quad ; \quad \eta = \frac{L}{2b} = \frac{L}{ht}$$

Si se desprecia el Coeficiente de Poisson,  $\nu$ , la constante elástica del apoyo  $E_x$  no depende mas que de  $\bar{V}_y$ :

$$E_x = \int_b^0 \bar{V}_y \cdot dy$$

## C A P I T U L O   I I I .

E L E C C I O N   D E L   R E F U E R Z O   P A R A  
D I S E Ñ O .

- A) GENERALIDADES.
- B) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.
- C) VIGAS CONTINUAS.
- D) ESPECIFICACIONES DEL COMITE EUROPEO DEL CONCRETO.

## C A P I T U L O   I I I

E L E C C I O N   D E L   R E F U E R Z O   P A R A  
D I S E Ñ O .

## A)   G E N E R A L I D A D E S .

Una vez definido el comportamiento de las vigas de gran peralte, - simplemente apoyadas y continuas, así como también después de haber establecido que la Teoría de las Placas es aceptable para su análisis durante el estado no agrietado de la viga; empero, al aparecer el agrietamiento - se presentan dos aspectos diferentes en relación al refuerzo proporcionado para satisfacer los esfuerzos de tensión y de compresión. Primeramente, los esfuerzos en el refuerzo principal por flexión disminuyen como consecuencia de que el brazo de palanca de las fuerzas interiores aumenta en - comparación a los valores teóricos. Por otra parte, los esfuerzos de compresión oblicuos actuando cerca de los apoyos son mayores que los esfuerzos teóricos.

La distribución no lineal de las deformaciones y esfuerzos supone una sección transversal homogénea y sin grietas, y como los criterios de diseño se establecen, no para momento último sino para momento de diseño, ya que el agrietamiento aparece generalmente antes de que pueda desarro-

llarse la resistencia a momento, trae como consecuencia que el refuerzo a flexión requerido se coloque cerca de la fibra extrema de tensión al igual que en elementos esbeltos sujetos también a flexión. El refuerzo principal debe anclarse perfectamente en las zonas de apoyo mediante ganchos horizontales, placas o algún otro mecanismo y deben reforzarse las cercanías de los soportes para satisfacer los valores críticos de las sollicitaciones debidas a fuertes esfuerzos de compresión inclinados.

En las vigas continuas, el refuerzo principal debe cubrir el momento flexionante positivo en el claro, mas grande que para las vigas esbeltas de igual claro, y el momento flexionante negativo en los apoyos, mas pequeño que en las vigas esbeltas; reforzando al igual que en las vigas de un solo claro las zonas cercanas a los apoyos para equilibrar las tensiones debidas a los momentos que ahí actúan.

Debe prestarse atención a la sensibilidad que presentan las vigas de gran peralte de varios claros a los asentamientos diferenciales de los apoyos que dan lugar a importantes redistribuciones de esfuerzos y a las desigualdades de las constantes elásticas ( compresión elástica de los apoyos y de una cierta zona de la placa ).

En vista de lo anteriormente expuesto, en caso de que se llegara a presentar el proceso de agrietamiento, se tiene que estructurar y reforzar debidamente las zonas mas críticas de la viga, y estos valores críticos de

las sollicitaciones se localizan principalmente en la zona de apoyo ( compresión sobre el apoyo o esfuerzos de compresión inclinados ); pero, independientemente de los aspectos teóricos, se debe poner énfasis en los procedimientos constructivos relativos al adecuado anclaje del refuerzo principal de tensión con el objeto de que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia; el correcto dimensionamiento del refuerzo en las zonas de apoyo y la limitación del agrietamiento para el buen funcionamiento de la viga en condiciones normales de servicio, es decir, se pone mas atención la mayoría de las veces en las cuestiones constructivas que en las mismas consideraciones estáticas a las que está sujeta la viga.

## B) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

## B.1) FLEXION.

Durante las diferentes pruebas realizadas en las vigas de gran peralte se ha visto que las exigencias del refuerzo de flexión generalmente son pequeñas, tendiendo a disminuir cuando se presenta el agrietamiento, al aumentar el brazo de palanca de las fuerzas interiores y resultando menores los esfuerzos de tensión en los miembros sujetos a tensión precisamente, por lo que no se requiere de un profundo análisis ni de gran precisión para proporcionar su refuerzo necesario.

Así pues, la forma mas sencilla para diseñar este tipo de vigas - consiste en fijar un brazo de palanca de la siguiente manera para obtener los esfuerzos de tensión:

Si la relación entre el claro y el peralte total ( $L/h_t$ ) es mayor o igual a 1, el brazo del par interno, z, es igual a  $0.6 \cdot h_t$  y:

$$N_a = \frac{M_o \text{ máx}}{z} \quad \rightarrow \quad N_a = \frac{M_o \text{ máx}}{0.6 \cdot h_t}$$

Por otra parte, si la relación claro a peralte total ( $L/h_t$ ) es menor que 1, el brazo del par interno, z, es igual a  $0.6 \cdot L$  y:

$$N_a = \frac{M_o \text{ máx}}{0.6 \cdot L}$$

Cuando la carga se encuentra uniformemente distribuida, con los mismos brazos de palanca,  $z$ , se tiene:  $M_0 = 1/8 (q \cdot L^2)$

$$\text{Si } \frac{L}{h_t} \geq 1 \quad N_a = 0.2 q \cdot L \frac{L}{h_t}$$

$$\text{Si } \frac{L}{h_t} < 1 \quad N_a = 0.2 q \cdot L$$

Después de haber establecido el valor del brazo del par interno,  $z$ , el área de acero requerida se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_r}{f_y \cdot z}$$

Una vez obtenida el área de acero, se sugiere que ésta se proporcione mediante varillas de diámetro pequeño y se deben distribuir sobre una altura de 0.15 a 0.20  $h_t$  medido a partir del borde inferior de la viga, anclándose en los extremos con ganchos horizontales, Fig. 17.

Como hemos expuesto, no es conveniente proporcionar el área de acero con una o dos varillas de diámetro grande porque además de los problemas de anclaje, se tiene que la sección empleada para determinar el refuerzo principal de tensión es por lo general pequeño, mientras que la zona de tensión donde debe impedirse la formación de grietas demasiado anchas representa una altura importante del peralte.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( RCDF ), en relación a la resistencia a la flexión de las vigas de gran peralte, - establece que si la cuantía  $A_s/b \cdot d$  es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión se puede estimar con la expresión:

$$M_R = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot z \quad ; \quad F_R = 0.9$$

donde  $z$  es el brazo del par interno. En las vigas de un solo claro,  $z$  se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left( 0.4 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h \quad \text{si} \quad 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6 \cdot L \quad \text{si} \quad \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El Reglamento del ACI deja libre al proyectista la forma de elegir a su criterio el método de diseño que considere apropiado, sólo requiere que " la distribución no lineal de la deformación " se tome en cuenta en el diseño a flexión de miembros de gran peralte, por consiguiente, no se aplique el diseño por resistencia a momento último ( resistencia nominal a momento  $M_n$  de diseño ) ya que se presenta el agrietamiento antes de que se pueda desarrollar la resistencia a momento.



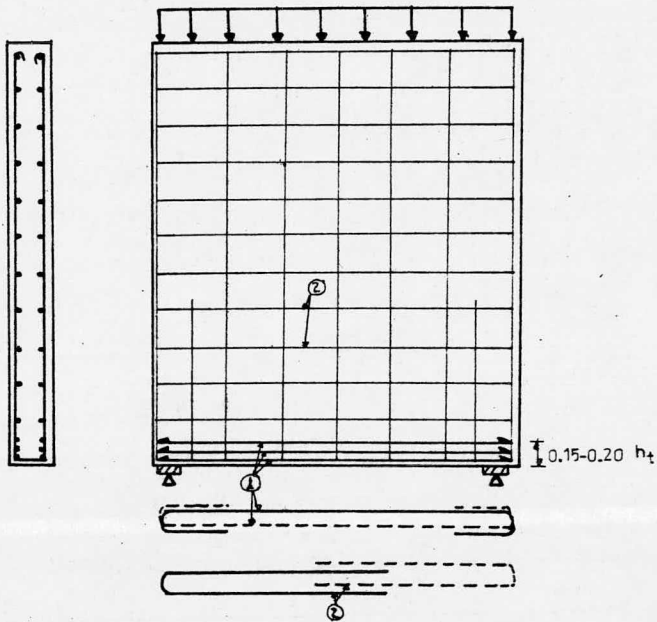


FIG. 17. DISPOSICION DEL REFUERZO EN UNA VIGA DE GRAN PERALTE DE UN SOLO CLARO CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN LA PARTE SUPERIOR.

### B.1.a) CARGAS APLICADAS EN LA PARTE INFERIOR.

En ocasiones, por cuestiones constructivas, es necesario suspender la carga en el borde inferior de una viga de gran peralte, ésta debe transmitirse principalmente por tensión vertical o inclinada hacia los soportes. Para permitir el desarrollo del arco a compresión se debe transferir toda la carga suspendida por medio de refuerzo vertical para transmitir la carga de la parte inferior a la parte superior de dicho arco formado al agrietarse la viga, o sea, a la zona de compresión de la viga.

El área requerida de este acero lo obtenemos dividiendo la carga aplicada entre el esfuerzo de fluencia del acero, recomendando en el cálculo un valor máximo del límite de fluencia de  $2,000 \text{ Kg./cm}^2$  con el objeto de que no se presente un excesivo agrietamiento bajo cargas de servicio. La forma de colocar el refuerzo vertical se representa en la Fig. 18

Este refuerzo debe prolongarse en toda la sección y en todo el peralte de la viga en una zona cuya longitud sea igual a  $0.7 \cdot L$ , centrada sobre el eje de la viga hasta una altura de  $0.8 \cdot h_t$  en las zonas de los extremos para cubrir el arco a compresión que se forma al agrietarse la viga. El anclaje de este refuerzo en la parte superior debe asegurarse a base de ganchos, a partir de una altura igual a la del claro, o por un anclaje recto tal como se representa en la Fig. 18.

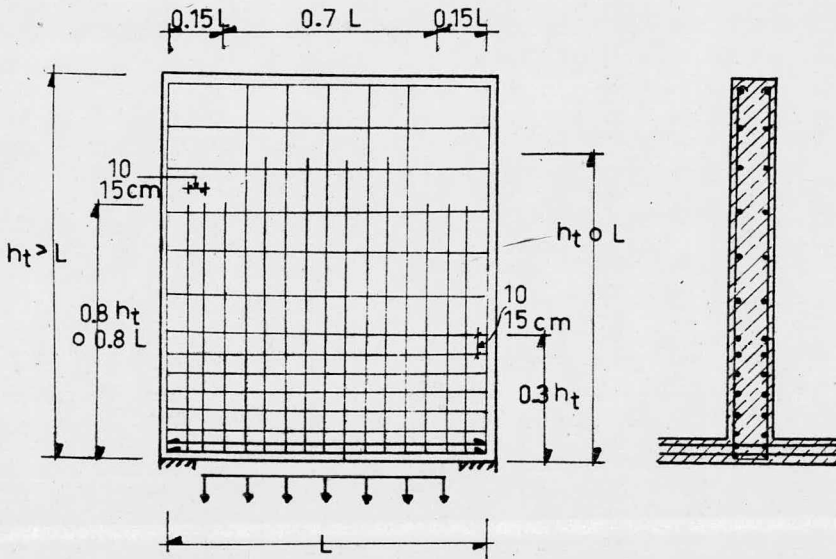


FIG. 18. DISPOSICION DEL REFUERZO EN UNA VIGA DE GRAN PERALTE SIMPLEMENTE APOYADA CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN LA PARTE INFERIOR.

### B.1.b) REFUERZO PRINCIPAL POR FLEXION.

Las reglas a seguir para disponer el refuerzo principal de tensión se basan en los lineamientos expresados por la teoría, en relación a la magnitud y dirección de los esfuerzos y de las fuerzas interiores dependiendo de la forma de aplicación de la carga. Así pues, es necesario observar que en las vigas de gran peralte, la sección empleada para determinar el refuerzo principal de tensión es generalmente pequeña y, por otra parte, la zona de tensión en la cual se debe prevenir contra la formación de grietas demasiado anchas representa una altura importante del peralte.

Ya vimos en las Figs. 17 y 18, para una viga con carga uniformemente distribuida aplicada en la parte superior e inferior respectivamente, la conveniencia de utilizar varillas de diámetro pequeño para facilitar su anclaje en los apoyos y distribuir las en cada caso en una cierta altura del peralte de la viga.

Las reglas para la selección adecuada del refuerzo en las vigas de gran peralte simplemente apoyadas son las siguientes:

a) El refuerzo principal debe estar prolongado sin disminuir el área de un apoyo al otro; debe anclarse en la zona del apoyo para un esfuerzo de  $0.8 \cdot N_a$  para el caso de longitudes de anclaje cortas, a base de ganchos horizontales, placas o escuadras de anclaje en acero. Este refuerzo debe repar-

tirse en una altura aproximada de  $0.15$  a  $0.20 \cdot h_t$ , Fig. 17.

b) Cuando la carga se aplica en la parte superior de la viga es suficiente, en general, colocar una ligera red de refuerzo ortogonal que abarque los estribos verticales. Las barras horizontales deben, a manera de estribos, rodear las barras verticales extremas. Cerca de los apoyos, el espaciamiento de estas barras debe ser menor que en el resto de la viga, en particular cuando la viga de gran peralte tenga ampliaciones de apoyo o columnas, tal como se expresa en la Fig. 20.

c) Cuando la carga se aplique en la parte inferior conviene disponer de estribos poco espaciados (  $10$  a  $15$  cm. ) a fin de asegurar la suspensión de la carga. Cerca de los apoyos, los estribos horizontales deben estar poco espaciados (  $10$  a  $15$  cm. ), sobre una altura mínima igual a  $0.3 h_t$ , como se representa en la Fig. 18.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( RCDF ), también tiene normas para la disposición del refuerzo por flexión, los cuales son:

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del  $80\%$  de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniforme—

mente distribuido en una altura igual a  $0.2 \cdot h - 0.05 \cdot L$ , medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que  $0.2 \cdot L$ . Fig. 19.

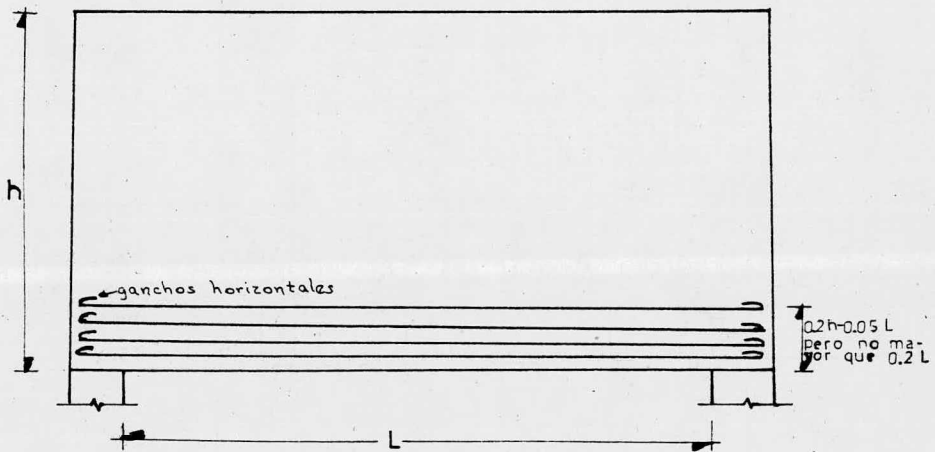


FIG. 19. DISPOSICION DEL REFUERZO DE FLEXION EN UNA VIGA DE GRAN PERALTE SIMPLEMENTE APOYADA. ( RCDF )

## B.2) ESFUERZO DE APOYO.

Debido a que los mayores esfuerzos de compresión inclinados se presentan en las zonas cercanas a los apoyos, es recomendable limitar los esfuerzos de apoyo a un valor de  $0.50 \cdot f'_c$  cuando la viga no posea ampliación de la sección en las zonas de apoyo. Cuando sí existen ampliaciones en los apoyos, la carga aplicada a la viga no deberá exceder del valor:

$$q_{máx} = 0.08 b_o \cdot f'_c \frac{h_t}{L_n}$$

donde  $b_o$  es el ancho del alma de la viga y  $L_n$  es el claro libre entre las caras interiores de los apoyos. Esta limitación tiene por objeto evitar que se desarrollen esfuerzos inclinados de compresión demasiado elevados que puedan causar fallas por aplastamiento de los apoyos en la viga y se rompa precisamente cerca de esas zonas.

Las ampliaciones de los apoyos se diseñan como columnas sujetas a carga axial con un valor igual a la reacción del apoyo. La forma de colocar el refuerzo en vigas con ampliaciones en los apoyos se representa en la Fig. 20.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( RCDF ), en lo referente al aplastamiento de los apoyos dice que para valuar las reacciones en los apoyos, se puede analizar la viga como si no fuera peraltada y aumentando en 10 % el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder del valor  $F_R \cdot f_c^*$ . Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que la de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación  $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$ , siendo  $A_1$  el área de contacto y  $A_2$  el área de la figura de mayor tamaño. - Todo lo anterior existan o no atiesadores en la viga.

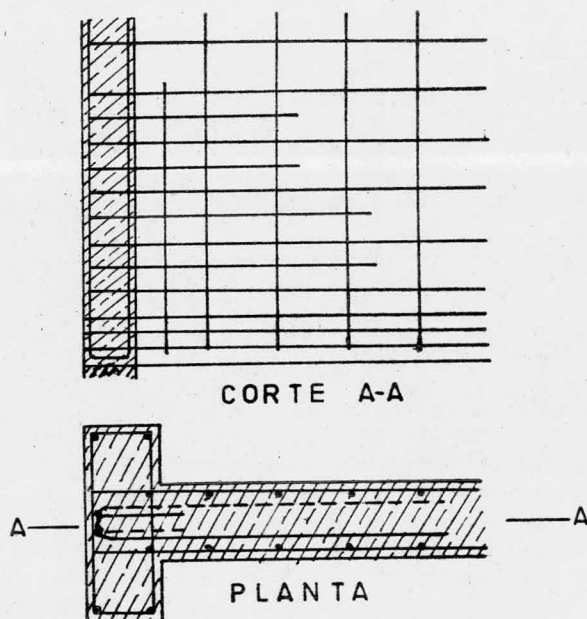


FIG. 20. DISPOSICION DEL REFUERZO PARA UNA VIGA CON AMPLIACION EN SU APOYO Y LAS MISMAS CONDICIONES DE CARGA DE LA VIGA DE LA FIG. 17.



### B.2.a) REFUERZO Y ARMADO DE APOYOS.

Una vez determinada la forma de valuar las reacciones en los apoyos y la presión ejercida sobre ellos, se procede a reforzarlos debidamente para evitar que los esfuerzos principales de compresión inclinados en la placa alcancen valores críticos. Estableciéndose que el refuerzo principal debe prolongarse sin disminuir el área de un apoyo al otro y anclarse en la zona de apoyo mediante ganchos horizontales, así como de redes ortogonales de varillas según la carga se encuentre actuando en la parte superior o inferior de la viga para su espaciamiento y disposición.

Ahora bien, el Reglamento del Distrito Federal ( RCDF ), dentro de sus Normas Técnicas Complementarias, da una amplia información sobre el dimensionamiento de los apoyos y la disposición del refuerzo en vigas de gran peralte, las cuales son:

a) Si la viga no está atizada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse, en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras de esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga, Fig. 21.

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja

contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho similar al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que  $0.3 \cdot h$ .

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a  $0.2 \cdot h$ . Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a  $0.5 \cdot h$ . Si  $h$  es mayor que  $L$ , se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$ .

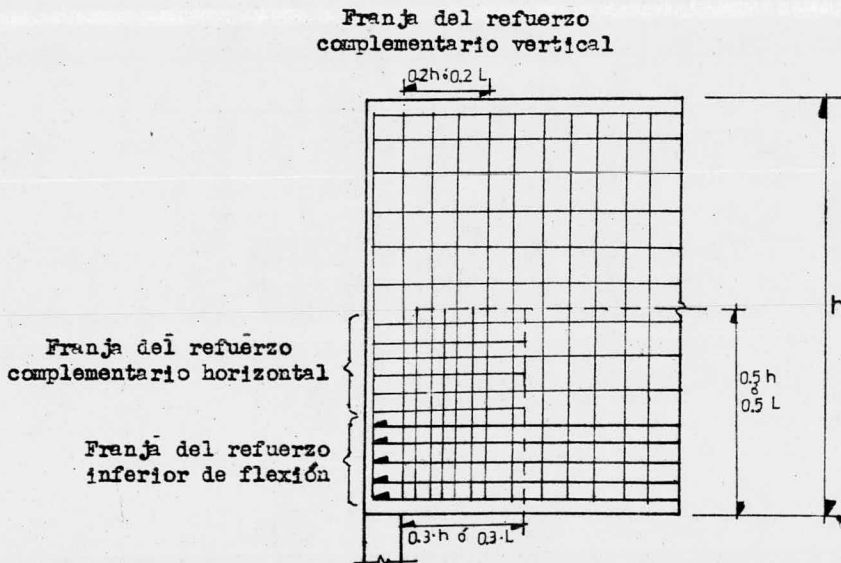


FIG. 21. REFUERZO EN UN APOYO DIRECTO DE UNA VIGA NO ATIESADA. ( RCDF )

b) Cuando la viga está atezada sobre los apoyos en todo su peralte o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga, sino que se transmita a lo largo de todo su peralte, se aplica:

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de  $0.5 \cdot h$ , y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de  $0.4 \cdot h$ . Fig. 22.

El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción<sup>2</sup>, suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. Se pueden incluir las barras del refuerzo en el alma en dicha zona con tal de que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

---

2. Consultar las expresiones de 2.1.5 k), Pag. 39 del Libro 401-Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

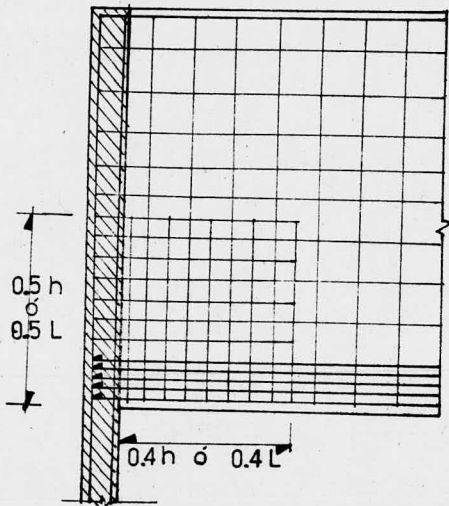


FIG. 22. REFUERZO COMPLEMENTARIO EN UNA ZONA DE APOYO INDIRECTO.

( R C D F )

## B.3) FUERZA CORTANTE.

Prácticamente la resistencia a esfuerzo cortante en las vigas de gran peralte no requiere de revisión porque se ha podido comprobar que la resistencia a este esfuerzo es relativamente mayor que la resistencia de vigas largas y, por consiguiente, el riesgo de ruptura por esfuerzo cortante es casi inalcanzable. Pero cuando los esfuerzos cortantes son elevados, es decir, cuando los esfuerzos principales son muy inclinados, se pueden presentar problemas de seguridad en la estructura.

Es en el Reglamento del ACI-1971 cuando aparecen por primera vez algunas expresiones para valuar la resistencia a fuerza cortante en vigas de gran peralte y el refuerzo necesario en caso de requerirlo.

Como el esfuerzo cortante nominal,  $v_r = V_r/b \cdot d$ , que pueden resistir las vigas de gran peralte es mayor que el que pueden resistir las vigas largas, el ACI-1971 propone la siguiente ecuación para calcular la resistencia a fuerza cortante en vigas peraltadas sin refuerzo en el alma:

$$V_c = b \cdot d \left[ 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r \cdot d} \right] \cdot \left[ 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 \rho \frac{V_r \cdot d}{M_r} \right]$$

La resistencia calculada con esta ecuación es la misma que la resistencia de una viga larga multiplicada por el factor  $(3.5 - 2.5 M_r/V_r \cdot d)$ , mismo que debe comprenderse entre los límites 1 y 2.5.

También el Reglamento ACI-1971, cuando la fuerza cortante externa sea mayor que el valor  $V_c$ , recomienda colocar refuerzo en el alma suministrado con varillas verticales y horizontales, obteniendo el área de acero correspondiente con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_r - V_c}{f_y \cdot d} = \left[ \frac{A_v}{s} \right] \cdot \left[ \frac{1 + L_n/d}{12} \right] + \left[ \frac{A_{vh}}{s_2} \right] \cdot \left[ \frac{11 - L_n/d}{12} \right]$$

donde:  $A_v$  : área de las varillas verticales.

$s$  : separación de las varillas verticales.

$A_{vh}$  : área de las varillas horizontales.

$s_2$  : separación de las varillas horizontales.

Las especificaciones de este refuerzo son que el área de las varillas verticales,  $A_v$ , no debe ser menor que  $0.0015 b \cdot s$  y la separación,  $s$ , no debe ser mayor que  $d/5$  ó  $45$  cm.. El área del refuerzo horizontal,  $A_{vh}$ , no debe ser menor que  $0.0025 b \cdot s_2$  y la separación,  $s_2$ , no debe ser mayor que  $d/3$  ó  $45$  cm.

Las recomendaciones para diseño se refieren a cargas aplicadas en la parte superior considerando que la sección crítica por cortante se localiza a una distancia de  $0.15 \cdot L_n$  de la cara del apoyo, para cargas uniformemente distribuidas; o de  $0.50 \cdot a$ , siendo  $a$  el claro de cortante, para vigas con cargas concentradas.

Con estas bases, nuestro Reglamento de Construcciones ( RCDF ) tra

ta la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de gran peralte y dice que para determinar la fuerza cortante,  $V_{CR}$ , que resiste el concreto en este tipo de vigas se utiliza el siguiente criterio:

Cuando  $L/h_t$  es menor que  $\frac{4}{3}$  y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga,  $V_{CR}$  se obtendrá multiplicando el valor de :  $V_{CR} = 0.5 F_R \cdot b \cdot d \sqrt{f'_c}$  (  $p > 0.01$  ) por el factor  $( 3.5 - 2.5 \frac{M}{V \cdot d} ) > 1.0$ ; pero sin que tome  $V_{CR}$  un valor mayor que :  $1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \sqrt{f'_c}$ . En el factor anterior,  $M$  y  $V$  son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección.

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a  $0.15 \cdot L$ , en vigas con carga uniformemente distribuida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas; pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_{CR}$ , la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales cuyas contribuciones se determinarán como sigue para cargas y reacciones que comprimen directamente caras opuestas de la viga:

El refuerzo vertical tomará:

$$0.083 F_R \cdot f_{yv} \cdot d \cdot A_v ( 1 + L/d ) / s \quad . . . \text{ B.3.1.}$$

donde  $A_v$  es el área del acero vertical comprendida en cada distancia  $s$ , y  $f_{yv}$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo horizontal, por otra parte, tomará:

$$0.083 F_R \cdot f_{yh} \cdot d \cdot A_{vh} ( 1 - L/d ) / s_h \quad . . \text{ B.3.2.}$$

donde  $A_{vh}$  es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia  $s_h$ , y  $f_{yh}$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro. El factor de reducción,  $F_R$ , para cortante es - igual a 0.8.



### B.3.a) REFUERZO POR FUERZA CORTANTE.

Aunque se ha visto que la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de gran peralte es superior al que resisten las vigas esbeltas con el mismo claro, y habiendo establecido que en el Reglamento del ACI-1971 se da una serie de ecuaciones para calcular la resistencia a esfuerzo cortante en vigas sin refuerzo en el alma, la mayoría de las veces la fuerza cortante externa es superior a la que resiste la propia viga y surge entonces la necesidad de reforzarla.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( RCDF ), recomienda disponer el refuerzo por fuerza cortante calculado con las expresiones B.3.1 y B.3.2, en la sección crítica, en todo el claro.

Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos del 80 % de su esfuerzo de fluencia.

También establece un refuerzo mínimo para las vigas de gran peralte suministrado mediante barras verticales y horizontales para cambios volumétricos y que en cada dirección cumplan con los siguientes requisitos:

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural -

sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{450 \cdot x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

donde:  $a_s$  : Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$ .  
 $x_1$  : Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Si  $x_1$  es menor que 20 cm., el refuerzo en cuestión puede colocarse en una sola capa. Si  $x_1$  es mayor que 20 cm., el refuerzo se colocará en 2 capas próximas a las caras del elemento.

Por simplicidad y sin utilizar la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 % en elementos estructurales protegidos de la intemperie; 0.3 % en elementos en estado intermedio con humedad en una de sus caras; y 0.4 % en elementos expuestos totalmente a la intemperie. La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm. ni de  $3.5 \cdot x_1$ ; aunque la experiencia y el tiempo recomienda limitar esta restricción a un valor de 30 cm. ó  $3 \cdot x_1$ .

Finalmente, la fuerza cortante  $V_u$  no debe ser mayor que  $2 \cdot F_R \cdot b \cdot d \sqrt{f_c}$  con  $F_R$  igual a 0.8.

#### B.4) REFUERZO EN EL ALMA PARA CARGAS Y APOYOS INDIRECTOS.

Otra variante de las vigas de gran peralte lo constituye el hecho de una viga que soporta a otra viga peraltada, denominándosele carga indirecta ( carga aplicada a todo lo largo del peralte de la viga, por ejemplo, por medio de una placa transversal ); y también apoyadas indirectamente ( apoyo realizado a todo lo largo del peralte de la viga, por ejemplo sobre un poste o sobre una placa transversal ), para lo cual se recomienda prever dos tipos de refuerzo en el alma:

A) REFUERZO DE SUSPENSIÓN: Debe colocarse en la unión de las vigas, de preferencia en la viga que no carga. Este refuerzo se dimensiona para un esfuerzo de  $0.8 \cdot R$ , siendo  $R$  la reacción máxima del apoyo ejercida entre la viga que no carga y la viga de carga.

B) REFUERZO POR ESFUERZO CORTANTE: Destinado a la transmisión de las cargas sobre el peralte de la viga calculado con la hipótesis de una armadura compuesta de barras comprimidas y en tensión inclinadas, respectivamente, alrededor de  $50^\circ$  y  $40^\circ$  (en relación a la horizontal) y dispuestos, en la proximidad de la unión de las dos vigas, en una zona cuya altura es igual a  $0.5 \cdot h_t$  y su longitud  $0.5 \cdot h_t$ , Fig. 23.

Este refuerzo, ya sea proporcionado por una red de barras verticales y horizontales o mediante barras inclinadas, debe dimensionarse para

ra la totalidad del esfuerzo cortante y :

Cuando este refuerzo sea proporcionado mediante una red ortogonal - de barras verticales y horizontales, las barras verticales deberán calcularse para un esfuerzo igual a  $T$ , y las barras horizontales para un esfuerzo igual a  $0.8 \cdot T$ .

Cuando este refuerzo se suministre con barras inclinadas ( de preferencia estribos inclinados ) alrededor de  $40^\circ$  a  $45^\circ$ , dichas barras deberán calcularse para un esfuerzo igual a  $T/\sqrt{2}$ . Este refuerzo deberá completarse con una red ortogonal formada por barras de diámetro pequeño.

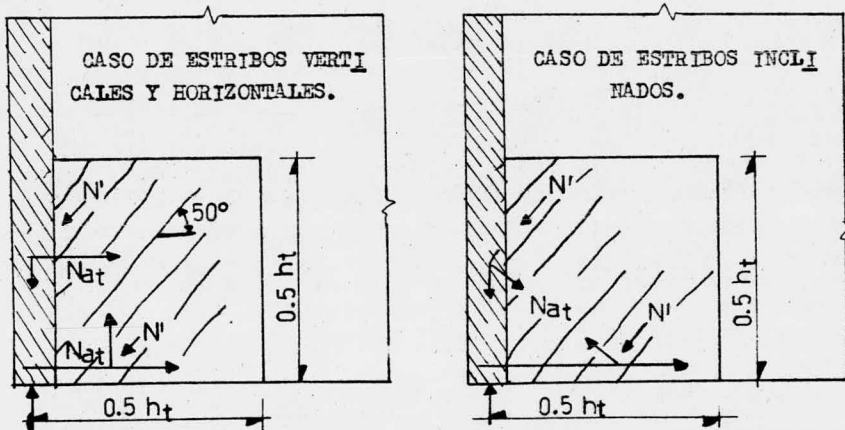


FIG. 23. ESFUERZOS EN EL REFUERZO POR CORTANTE PARA APOYO INDIRECTO

Para elegir el tipo de refuerzo idóneo, las reglas para el caso de un apoyo indirecto se extienden para solicitaciones medias ( hasta  $q/2$ , con  $q = 0.08 \cdot b_0 \cdot f'_c \frac{h_t}{L_n}$  ), la zona de transmisión de las cargas de la viga principal debe estar reforzada con una red ortogonal que tenga estribos poco espaciados, tal como se indica en la Fig. 24.

Para las solicitaciones de carga mas grandes debe disponerse de unos estribos inclinados a  $40^\circ$  ó  $45^\circ$  sobre la horizontal, Fig. 25.

En la viga transversal que no es de carga, Fig. 24, el refuerzo de suspensión debe estar colocado cerca de la unión con la viga de carga. Los estribos deben ser de una altura igual a  $h_t$  y estar anclados en su extremo superior. Si se presentan solicitaciones de carga muy grandes, una parte del refuerzo de suspensión puede estar constituido por barras inclinadas de gran radio de curvatura dispuestas en el plano medio de la placa transversal, como se muestra en la Fig. 26.

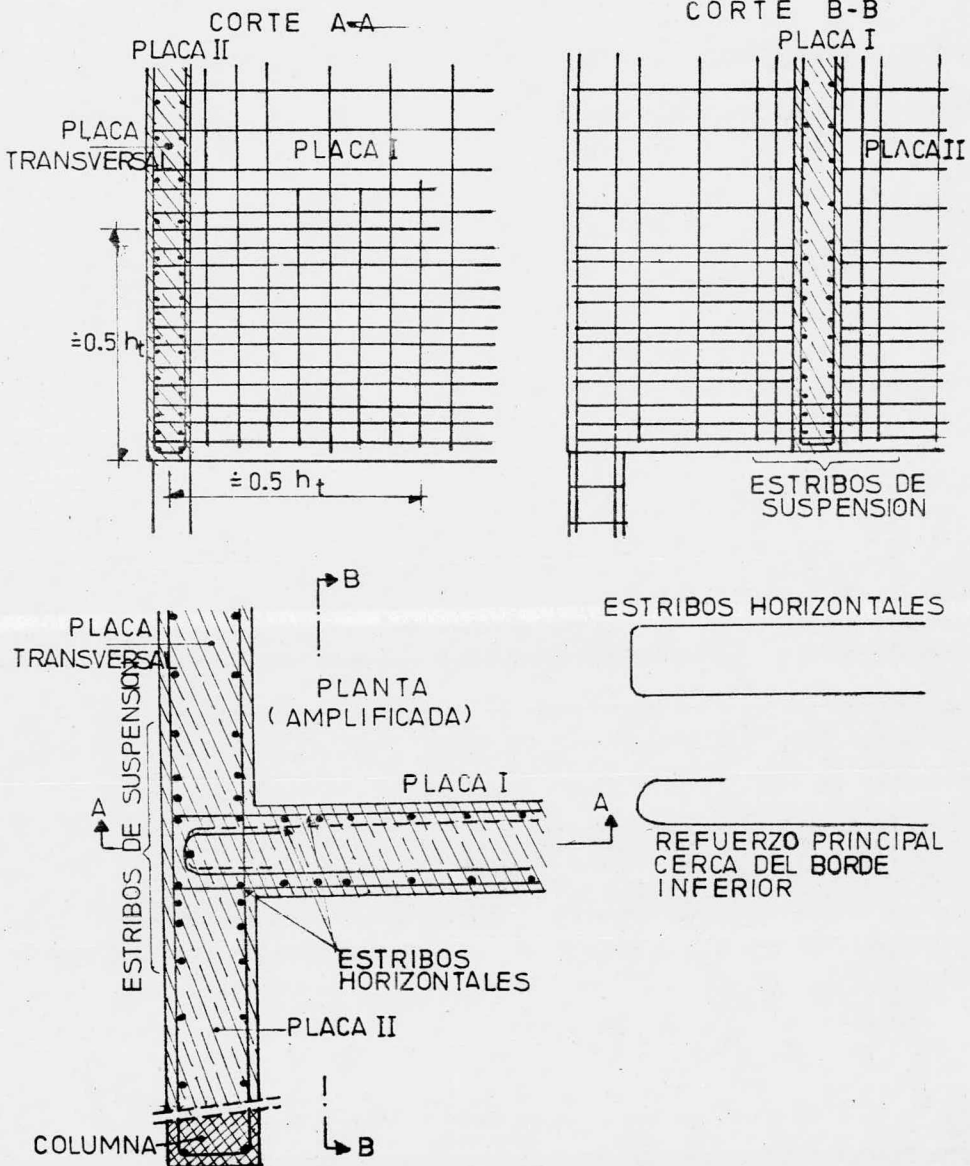


FIG. 24. REFUERZOS: VIGA I, EN LA ZONA DE TRANSMISION DE LAS CARGAS DE UNA VIGA INDIRECTAMENTE APOYADA; VIGA II, DE LA VIGA DE CARGA, CASO DE SOLICITACIONES MEDIAS.

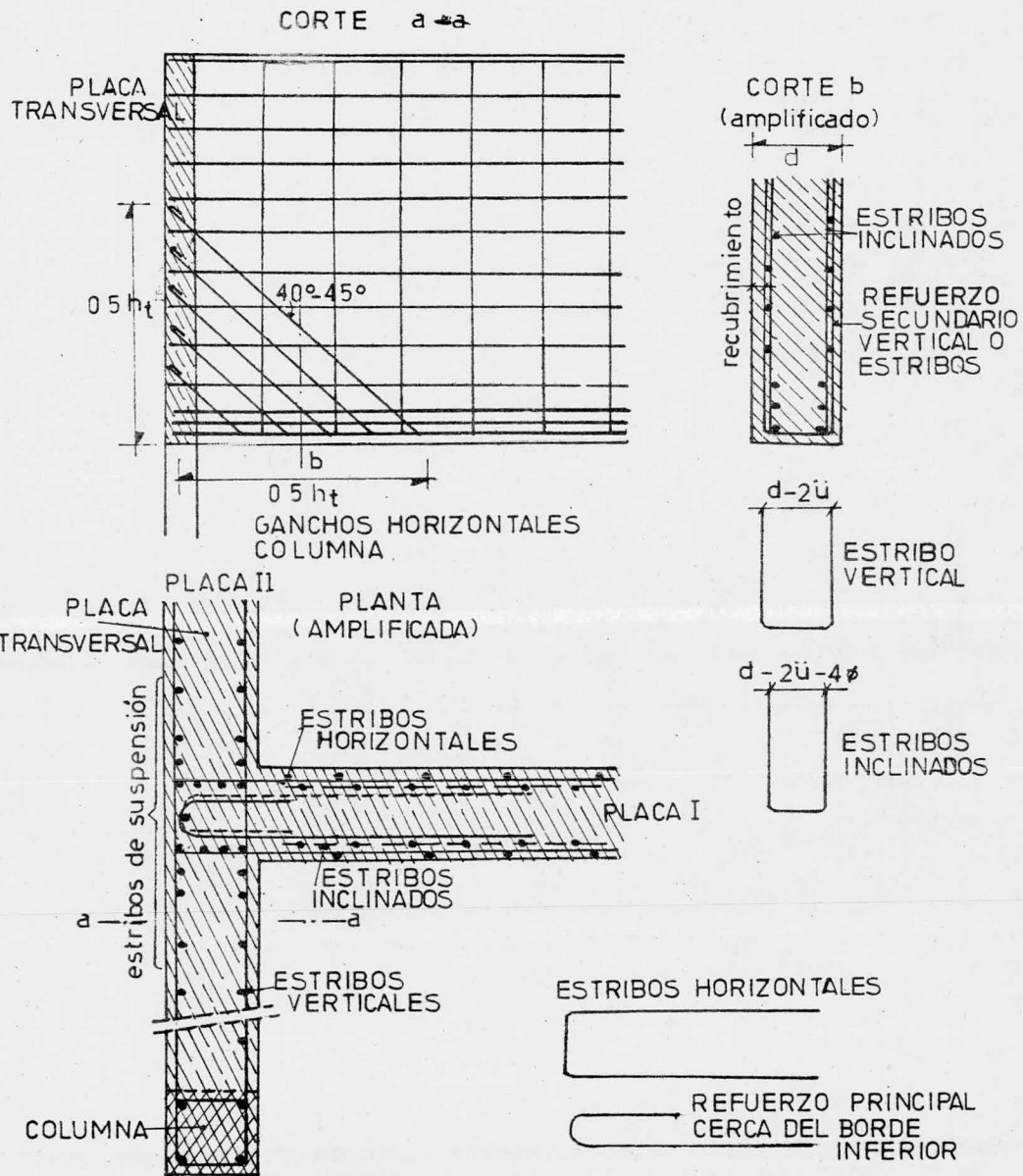


FIG. 25. REFUERZO DE LA ZONA DE TRANSMISION DE LAS CARGAS DE LA VIGA APOYADA INDIRECTAMENTE DE LA FIG. 24 CUANDO SE TIENEN GRANDES SOLICITACIONES DE CARGA.

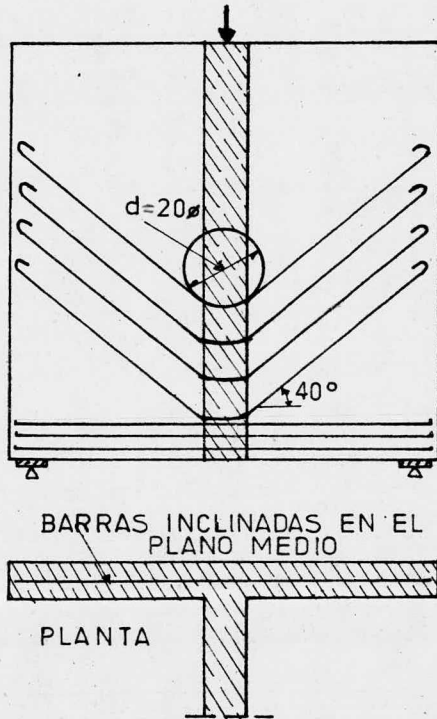


FIG. 26. REFUERZO DE SUSPENSION DE LA VIGA DE CARGA DE LA FIG. 25  
SUJETA A GRANDES SOLICITACIONES DE CARGA.



c) VIGAS CONTINUAS.

c.1) RECOMENDACIONES GENERALES PARA FLEXION.

El dimensionamiento de las vigas continuas de gran peralte basado en la Teoría de las Placas en el estado no agrietado es válido y suficiente, para diseño, aunque la desviación del patrón lineal de las curvas de esfuerzos observadas en las secciones a mitad del claro y en los apoyos - que presentan las vigas de varios claros es aún mayor que en el caso de - vigas simplemente apoyadas.

Los momentos flexionantes a utilizar en el cálculo serán los mismos momentos máximos,  $M_c = q \cdot L^2 / 24$  en el claro de la viga, y  $M_a = q \cdot L^2 / 12$  en el apoyo, obtenidos para una viga esbelta de rigidez  $EI$  constante. En realidad, los momentos auténticos son mayores en el claro y menores en el apoyo, de ahí que se busque la nivelación de momentos teóricos con los reales introduciendo en el cálculo un valor del brazo de palanca,  $z$ , demasiado pequeño en el claro y demasiado grande en el apoyo; también como - ocurre en las vigas simplemente apoyadas, el brazo de palanca de las fuerzas interiores aumenta mucho cuando se presenta el agrietamiento del concreto en las zonas de tensión y compresión.

Los brazos de palanca a mitad del claro,  $z_c$ , y en el apoyo,  $z_a$ , es representado por las siguientes expresiones:

$$z_c = z_a = 0.5 h_1$$

$$h_1 = h_t \quad \text{si } h_t \leq L \quad ; \quad h_1 = L \quad \text{si } h_t \geq L$$

Una vez definido el brazo de palanca de las fuerzas interiores, los esfuerzos de tensión que toma el refuerzo en el claro es:

$$N_{ac} = \frac{M_c \text{ máx}}{0.5 \cdot h_1}$$

En el caso de una viga sometida a carga uniformemente distribuida y con  $L/h_t \leq 1.0$ :

$$\text{Claro extremo} \quad : \quad N_{ac} \doteq 0.18 q \cdot L$$

$$\text{Claro intermedio} \quad : \quad N_{ac} \doteq 0.13 q \cdot L$$

Por otra parte, el esfuerzo de tensión que toma el refuerzo en el apoyo y las mismas condiciones de esbeltes y carga, se tiene:

$$N_{aa} = \frac{M_a}{0.5 \cdot h_1}$$

En el apoyo intermedio, vecino del claro de borde:

$$N_{aa} = 0.25 q \cdot L$$

En otros apoyos intermedios:

$$N_{a a} = 0.20 q \cdot L$$

La distribución del refuerzo principal de tensión debe satisfacer totalmente los esfuerzos  $V_x$  y se distribuye en el peralte de la viga según la esbeltes de la misma, Fig. 27. Los detalles sobre la disposición y anclaje del refuerzo principal longitudinal, así como la parte del peralte que deberán cubrir se expone en el siguiente inciso.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( RCDF ) - en relación al diseño por flexión de vigas de gran peralte continuas recomienda el siguiente procedimiento de análisis:

I. Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios.

II. Calcúlense las áreas de acero con la ecuación:

$$M_R = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot z$$

valuando el brazo del par interno,  $z$ , en la siguiente forma:

$$z = \left( 0.3 + 0.2 \frac{L}{h_t} \right) h_t \quad \text{si} \quad 1.0 < \frac{L}{h_t} \leq 2.5$$

$$z = 0.5 \cdot L \quad \text{si} \quad \frac{L}{h_t} \leq 1.0$$

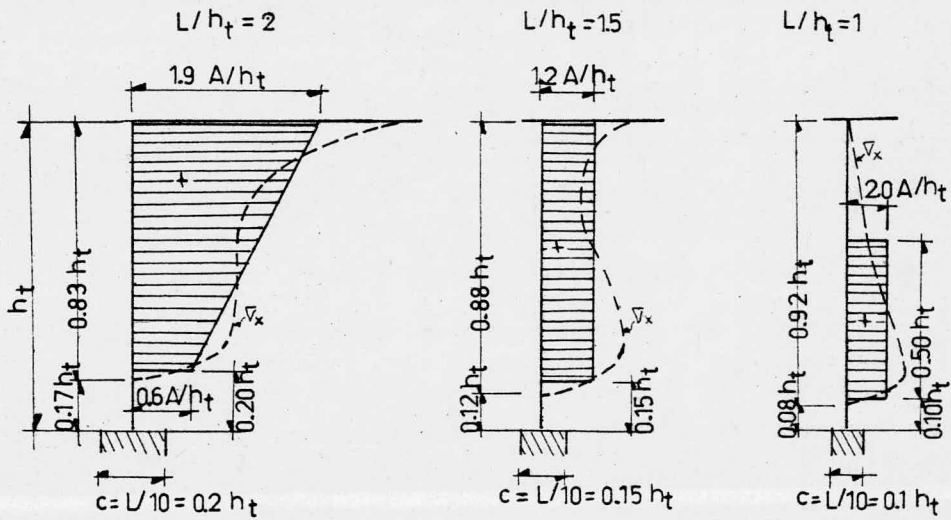


FIG. 27. REPARTICIÓN DEL REFUERZO EN EL APOYO.

### C.1.a) DISPOSICION DEL REFUERZO PRINCIPAL.

Las reglas a seguir para la selección adecuada del refuerzo en las vigas continuas de gran peralte, cubriendo los efectos de flexión y esfuerzos en los apoyos, se pueden resumir de la siguiente forma:

A) El refuerzo principal de tensión, en el claro de la viga, debe mantenerse, de preferencia, sin disminuir el área en toda la longitud de la viga. En los apoyos intermedios se pueden prever las uniones de recubrimiento.

Al igual que en las vigas simplemente apoyadas, el anclaje y la distribución en el peralte de la zona de tensión se realiza prolongando el refuerzo principal sin disminuir el área de un apoyo al otro; anclándose en la zona del apoyo para un esfuerzo igual a  $0.8 \cdot N_a$ , para el caso de longitudes de anclaje cortas, a base de ganchos horizontales, placas o escuadras de anclaje en acero; repartiéndose a una altura aproximada de  $0.15$  a  $0.20 \cdot h_t$ , Fig. 28.

B) El Reglamento del Distrito Federal ( RCDF ), sobre la disposición del refuerzo por flexión, sugiere que el refuerzo que se calcule con el Momento Positivo Máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay necesidad de hacer empalmes, éstos deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El refuerzo principal debe anclarse

en los apoyos y distribuirse en una altura del peralte que cumplan con los requisitos de las vigas simplemente apoyadas.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para Momento Negativo - en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes y el resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que  $0.4 \cdot h_n$  que  $0.4 \cdot L$ .

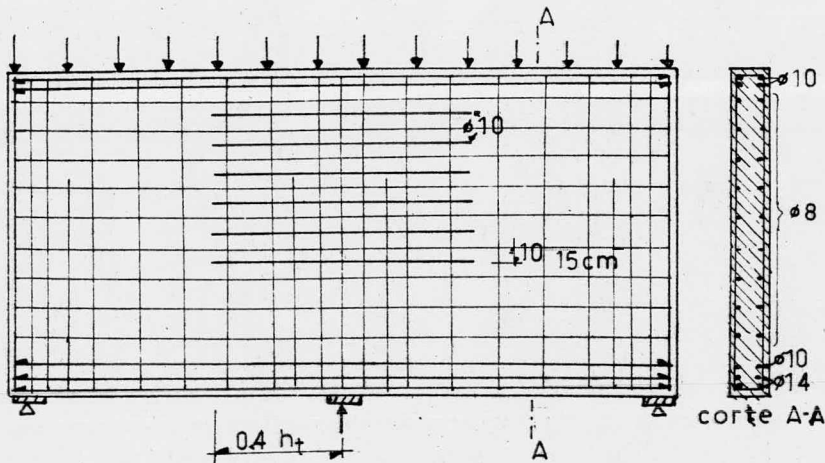


FIG. 28. REFUERZO DE UNA VIGA CONTINUA DE GRAN PERALTE.

## C.2) EFECTOS DE LA PRESION DE APOYO.

Al igual que en las vigas simplemente apoyadas, las reacciones en los apoyos también se calculan de la misma forma que en las vigas esbeltas de rigidez  $EI$  constante. Aunque las reacciones en los apoyos intermedios no son del todo reales, en los apoyos extremos conviene aumentar en un 10 por ciento el valor de las reacciones para lograr mejores resultados.

Cuando no existen rigidizadores de apoyo, la presión sobre el apoyo admisible bajo cargas de servicio es:

a) Apoyo de borde :  $V'_{ab} \leq 0.30 f'_c$

b) Apoyo intermedio, siendo el ancho igual al espesor de la placa:

$$V'_{ai} \leq 0.45 f'_c$$

donde :  $V'_{ab}$  : Presión sobre el apoyo de borde.

$V'_{ai}$  : Presión sobre el apoyo intermedio.

$f'_c$  : Resistencia a la compresión del concreto medida en cubos.

Los atiesadores de apoyo se dimensionan como columnas con carga axial de valor igual a la reacción. Y, en caso de existir éstos, la carga que actúa sobre la viga de gran peralte no debe exceder de:

$$q_{máx} = 0.08 \cdot b_o \cdot f'_c \frac{h_t}{l_n}$$

### C.2.a) REFUERZO EN LA ZONA DE APOYO.

Debido a la sensibilidad que presentan las vigas continuas de gran peralte a los asentamientos diferenciales de los apoyos y a la aparición de importantes redistribuciones de esfuerzos en esas zonas, la disposición del refuerzo debe satisfacer las condiciones de:

A) El refuerzo destinado a equilibrar las tensiones debidas a los momentos en los apoyos debe prolongarse, en la mitad de la sección, a todo lo largo de la viga, sin doblez; la otra mitad puede quedar con barras de longitud igual a  $0.8 \cdot h_t$ , como se muestra en la Fig. 28.

La separación debe ser de 10 a 15 cm. Aún en las vigas de gran peralte con  $(L/h_t \leq 1)$  donde no existen esfuerzos de tensión cerca de la fibra superior debe reforzarse adecuadamente.

B) Las normas del RCDF, como complemento, establecen que el refuerzo negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente.

Una fracción del área total, igual a  $0.5 \cdot (\frac{L}{H} - 1) \cdot A_g$ , debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a  $0.2 \cdot h$ , comprendida entre las cotas  $0.8 \cdot h$  y  $h$ , medidas desde la cara inferior de la viga, ver Fig. 29. El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la



anterior, de ancho igual a  $0.6 \cdot h$ . Si  $L/h$  es menor que 1.0, se sustituirá en los valores de las franjas  $L$  en lugar de  $h$ .

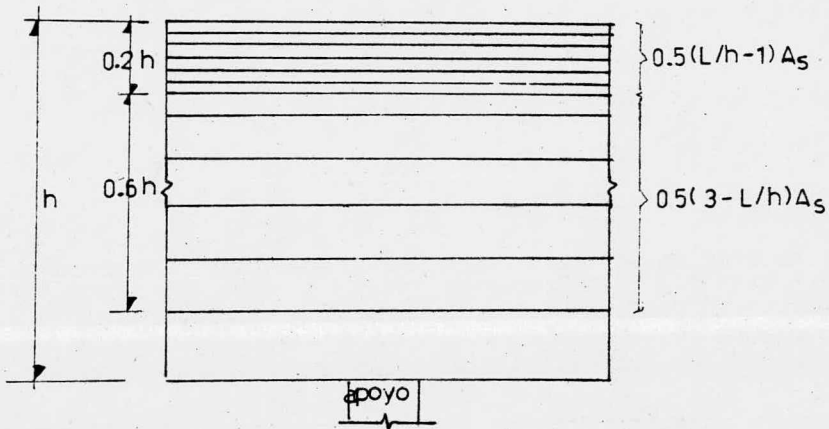


FIG. 29. VIGA CONTINUA DE GRAN PERALTE ( $L/h \geq 1.0$ ). REPARTICIÓN DEL REFUERZO NEGATIVO. ( RCDF )

## D) ESPECIFICACIONES DEL COMITE EUROPEO DEL CONCRETO.

El Comité Europeo del Concreto ( CEB ) de algunas normas para análisis y diseño de vigas de gran peralte, las cuales se pueden resumir en:

## A) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

En vista de que el brazo de palanca de las fuerzas interiores no varía mucho, aunque la relación claro a peralte disminuya por abajo de la unidad, se puede hacer la siguiente aproximación para el brazo de palanca del par interno,  $z$ .

$$z = 0.2 ( L + 2 \cdot h_t ) \quad \text{donde} \quad 1.0 \leq \frac{L}{h_t} \leq 2.0$$

$$z = 0.6 \cdot L \quad \text{donde} \quad \frac{L}{h_t} < 1.0$$

tomando para el claro,  $L$ , la longitud menor de la distancia centro a centro entre apoyos y de 1.15 veces el claro libre.

El refuerzo a flexión calculado con las bases anteriores se debe de proporcionar mediante varillas de tamaño relativamente pequeño y en una altura vertical, medida desde la cara inferior de la viga, igual a:

$$0.25 \cdot h - 0.05 \cdot L \quad ; \quad h \leq L$$

Se sugiere que el anclaje en la zona de los apoyos deba desarrollar

al menos 80 % de la fuerza máxima calculada del acero en la cara interna - de los apoyos mediante ganchos horizontales sujetos a compresión transversal. Normalmente, para vigas de gran peralte, no se necesitan estribos en el alma pues las cargas se transmiten a través de arco, por tal motivo se recomienda disponer un refuerzo mínimo de 0.2 % en forma de varillas corrugadas de diámetro pequeño colocadas en ambas direcciones.

Cuando se suspende la carga en el borde inferior, ésta se debe transmitir por acción de arco a compresión hacia los apoyos, transfiriendo toda la carga suspendida por medio de refuerzo vertical a la zona de compresión de la viga sin exceder la resistencia a cedencia de los estribos ( refuerzo de la suspensión ), para proteger el refuerzo a flexión contra fisuración horizontal y asegurar el control de grietas en el alma durante la carga de servicio. Las barras verticales tendrán una separación máxima de 15cm.

#### B) VIGAS CONTINUAS.

El CEB sugiere, tanto para momento positivo como negativo, que se calcule el brazo de palanca del par interno,  $z$ , de la forma siguiente:

$$z = 0.2 ( L + 1.5 \cdot h_t ) \quad \text{donde} \quad 1.0 \leq \frac{L}{h_t} \leq 2.5$$

$$z = 0.5 \cdot L \quad \text{donde} \quad \frac{L}{h_t} < 1.0$$

El refuerzo a mitad del claro ( positivo ) se coloca igual que en -

las vigas simplemente apoyadas, anclando todas las varillas en los apoyos o pasando a través de ellos. La mitad del refuerzo negativo por sobre los soportes debe extenderse sobre la longitud total de los claros adyacentes y la otra mitad se puede terminar a una distancia de  $0.4 \cdot L$  ó  $0.4 \cdot h_t$ , la que sea menor. El refuerzo negativo debe distribuirse en dos bandas uniformemente, Fig. 30.

1. En la banda superior, con un peralte de  $0.2 \cdot h_t$ , el acero distribuido debe ser:

$$A_{s1} = 0.5 \cdot (L/h_t - 1) \cdot A_s$$

2. El resto del acero,  $A_{s2} = A_s - A_{s1}$ , se debe colocar en la banda inferior con un peralte de  $0.6 \cdot h_t$ . El peralte a considerar no necesita ser mayor que el claro.

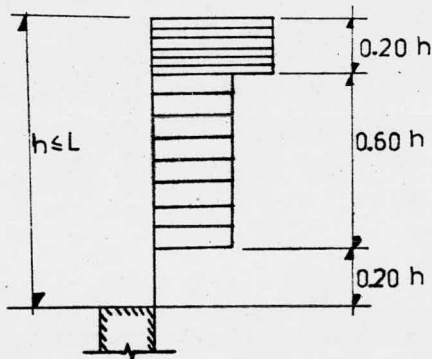


FIG. 30. DISTRIBUCION DEL REF. NEGATIVO A FLEXION EN VIGAS CONTINUAS.

## C A P I T U L O I V

A G R I E T A M I E N T O Y P R I N C I P A L E S  
T I P O S D E F A L L A .

- A) GENERALIDADES.
- B) ROTURA DEL ACERO LONGITUDINAL.
- C) APIASTAMIENTO DE LOS APOYOS.
- D) FALLA POR CORTANTE.

## C A P I T U L O I V

A G R I E T A M I E N T O Y P R I N C I P A L E S  
T I P O S D E F A L L A .

## A) GENERALIDADES.

El presente capítulo es, quizá, el más relevante del análisis y diseño de las vigas de gran peralte de concreto reforzado ya que, mediante la experimentación de ensayos en este tipo de vigas con diferentes formas de disponer el refuerzo y variando la aplicación de la carga en la parte superior e inferior, se llegan a obtener informes en relación a la configuración de agrietamiento y al comportamiento en el estado agrietado hasta la rotura para compararlos con el comportamiento que presentan las vigas diseñadas con la Teoría de las Placas o con Estudios de Fotoelasticidad.

Haciendo un resumen de lo establecido por la Teoría de las Placas y relacionándolo con pruebas efectuadas al respecto, tenemos que en las vigas de gran peralte cargadas en la parte superior, las trayectorias de los esfuerzos de tensión presentan una curvatura poco pronunciada con una tendencia a disminuir en su valor conforme se alejan de la fibra inferior; en tanto que ese mismo refuerzo, corrido y convenientemente anclado, asociado al refuerzo horizontal secundario en gran cantidad, le da suficiente segu-

ridad contra esfuerzo cortante sin necesidad de poner refuerzo transversal.

Por otro lado, cuando las cargas se suspenden en la parte inferior de la viga los esfuerzos oblicuos de tensión son mayores que en el caso anterior y a veces son muy inclinadas sus trayectorias, por lo tanto, los ensayos recomiendan estribos que rodeen el refuerzo longitudinal para lograr mayor eficacia en la transmisión de las cargas suspendidas.

Estas son algunas comparaciones entre teoría y práctica que hacen del agrietamiento un factor importante para el diseño de las vigas de gran peralte, porque ante la inevitable aparición de fisuras, todos los criterios de análisis y diseño buscan, ya no evitar que se presenten grietas, - limitar el ancho y proporción de ellas.

Así pues, presentamos a continuación la serie de ensayos mas completos realizados sobre vigas de gran peralte, los cuales pertenecen al profesor Leonhardt de la Universidad de Stuttgart, Alemania Federal. Aparte, citaremos en su oportunidad a otros investigadores que también han trabajado al respecto y cuyos ensayos tienen la finalidad de proporcionar criterios para el dimensionamiento, anclaje y disposición del refuerzo para observar el comportamiento de las vigas peraltadas desde el agrietamiento hasta la rotura, observando la forma que sigue el proceso de falla.

Tanto las vigas simplemente apoyadas como las vigas continuas pre--

sentan los problemas y zonas importantes siguientes:

1. La influencia de la disposición del refuerzo ( con o sin refuerzo por cortante ) sobre el agrietamiento y la resistencia de vigas de gran peralte cargadas en la parte superior o inferior. Probando la conveniencia o desventaja que se obtiene doblando algunas barras en la recuperación de cargas de servicio y observando cual sistema de refuerzo soporta mayor carga antes de llegar a la rotura.

2. La posibilidad de aumentar la capacidad de carga por medio de un anclaje apropiado del refuerzo longitudinal en la zona de los apoyos, con frecuencia crítica. La presencia de atiesadores en los apoyos o ampliaciones de los mismos tienden a disminuir los esfuerzos de compresión inclinados muy elevados y por consiguiente, aumentar la capacidad de recuperación de la carga aplicada.

3. El comportamiento real, con relación a lo recomendado por la Teoría de las Placas, de las sollicitaciones del acero y del concreto. Verificando los resultados obtenidos de la práctica con los teóricos para poder hacer comparaciones y sacar conclusiones.



## B) ROTURA DEL ACERO LONGITUDINAL.

Este tipo de falla se presenta, por lo general, al centro del claro y como resultado de que el refuerzo por flexión que se obtiene del diseño es relativamente pequeño, lo que trae como consecuencia que debe disponerse adecuadamente para tomar los esfuerzos de tensión en la zona afectada.

### B.1. VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

Trataremos de una manera general los resultados de las observaciones efectuadas en pruebas de vigas simplemente apoyadas, omitiendo algunos aspectos numéricos para darle importancia a la influencia que tiene cantidad y colocación del refuerzo principal y secundario en la resistencia y forma de falla de la viga de gran peralte.

En la Fig. 31 se muestran dos vigas cargadas uniformemente en la parte superior, la resistencia del concreto en compresión fue aproximadamente de  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ; el porcentaje de refuerzo en ambos ensayos era del 0.12 %, que daba como carga admisible de trabajo 26 Ton.

De la disposición de agrietamiento, Fig. 31, sacamos las siguientes conclusiones sobre el comportamiento de las dos vigas. Las vigas difieren entre sí por la colocación de las varillas longitudinales; la viga representada en la Fig. 31-a tenía las varillas dobladas y la de la Fig. 31-b -

las tenas rectas. En la primera viga, el acero se rompió en la sección en que se doblaron las varillas a la altura de la curvatura de la segunda barra inclinada, dando muestras de que la presencia de las barras inclinadas debilitaron el refuerzo destinado a la zona de tensión y precisamente la carencia del mismo ocasionó la falla; mientras que en la segunda viga, el acero se rompió aproximadamente en el centro del claro, estableciendo la conveniencia de extender el refuerzo principal de tensión de un extremo al otro y perfectamente anclado mediante ganchos horizontales que le permiten aguantar carga hasta que se produce la rotura por flexión por abatimiento de la resistencia del acero de tensión.

En relación a la carga que origina la ruptura, por la diferente colocación del refuerzo, observamos que es mas eficiente el sistema de armado de la Fig. 31-b pues la carga que resistió fue del 23 % mayor que la resistida por la primera, debilitada en la sección donde se realizaron los dobleces, volviendo a insistir en la conveniencia de correr el refuerzo de tensión y anclarlo mediante ganchos horizontales para cubrir la fuerza de tensión que se mantiene constante en todo el claro de la viga y no disminuye de acuerdo al diagrama de momentos flexionantes como en una viga larga.

La relación de la carga que originó la rotura, Fig. 31-b, fue 4.5 veces la carga calculada con la Teoría de la Elasticidad, lo cual muestra que en estado agrietado, el brazo de palanca de las fuerzas interiores aumenta considerablemente por lo que las afecciones anteriores estableci-

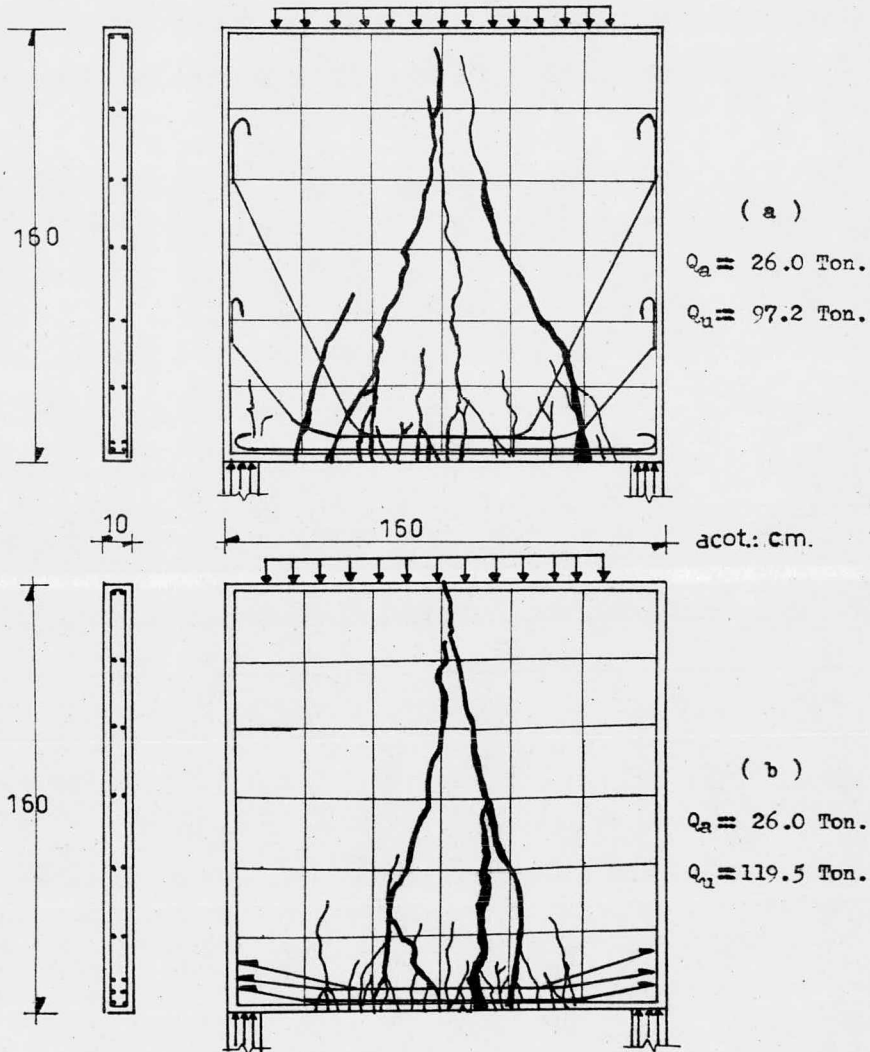


FIG. 31. FALLA POR ROTURA DEL ACERO LONGITUDINAL.

das en el diseño aproximando el valor del brazo de palanca de las fuerzas interiores es aceptable y se justifica el hecho de que no se requiere de una gran exactitud en su cálculo.

Nuevamente queda de manifiesto la importancia del agrietamiento y especialmente su magnitud para establecer normas de diseño que lleven a definir la apropiada colocación del acero de refuerzo requerido.

## B.2. VIGAS CONTINUAS.

En las vigas continuas de gran peralte debe tenerse en cuenta la magnitud de los esfuerzos de tensión en el claro, para momento positivo, y en la región de apoyo, momento negativo; y el aumento del brazo de palanca interna a mitad del claro sobre el soporte cuando se ha comenzado a desarrollar el agrietamiento en la viga, lo que trae consigo que los momentos flexionantes no coincidan con los primeramente considerados en la teoría. De tal manera que varias recomendaciones, inclusive del Comité Europeo del Concreto ( CEB ), que se refieren a las vigas peraltadas se originan de una consideración del control del ancho de grietas por encima de la resistencia última que puedan desarrollar.

Analizando generalmente la forma en que una viga continua llega a fallar por rotura del refuerzo por flexión, Fig. 32, en dos vigas con diferente colocación del refuerzo y distinta resistencia del concreto tenemos:

Las dos vigas contaban con dos claros cada una y se encontraban cargadas en la parte superior, dando lugar a un refuerzo constituido por cuatro varillas de 8 mm. de diámetro. La primera viga, Fig. 32-a, tenía dos barras dobladas para ser utilizadas, a la vez, como refuerzo longitudinal sobre el apoyo, reforzando éste con una placa; mientras que en la otra viga, Fig. 32-b, el refuerzo se prolongaba recto de un extremo al otro, contando también con seis varillas de menor diámetro sobre el apoyo intermedio y reforzado por un atiesador a fin de evitar una rotura sobre el mismo.

En relación al proceso de agrietamiento y punto de ruptura que experimentan las dos vigas bajo la acción de la carga; en la primera viga, la grieta inicial aparece en la curvatura de la barra elevada extrema por debilitación del refuerzo de tensión originado al doblar las varillas, llegando a la conclusión de que este sistema de colocación del refuerzo no es apropiado porque no se abarca del todo la sección de Momento Máximo, esta primera grieta aparece a una distancia aproximada de  $0.2 \cdot L$  del apoyo extremo. La segunda viga muestra que la forma en que se encuentra dispuesto el acero de refuerzo es más eficiente, pues la primera grieta aparece precisamente en el punto de Momento Máximo en el claro, a una distancia del apoyo extremo de  $0.32 \cdot L$ . Una vez que se forma la grieta por flexión, ésta se desarrolla hacia el borde superior hasta culminar con la ruptura de la viga.

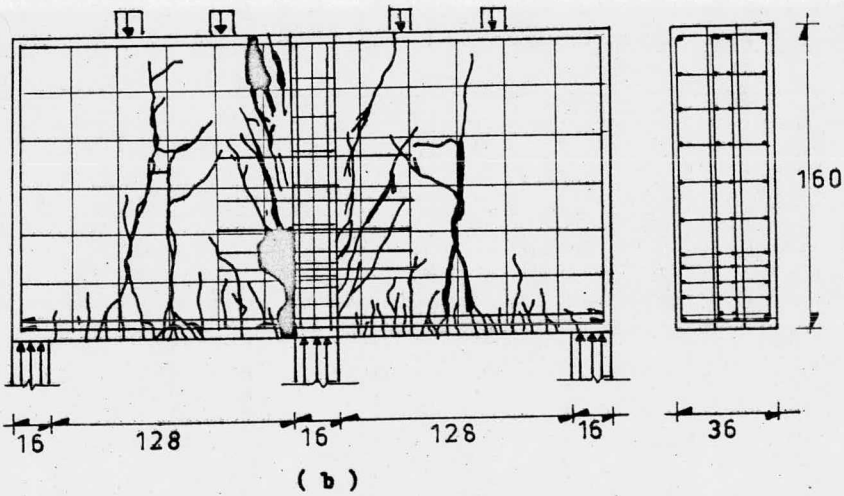
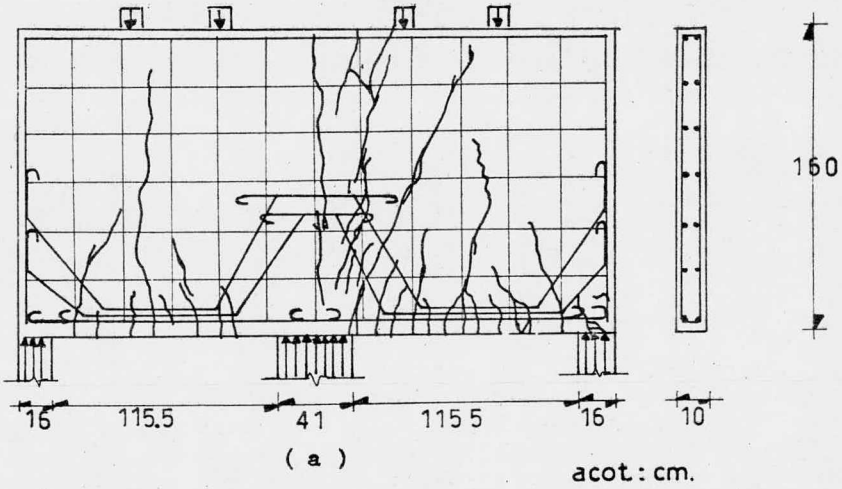


FIG. 32. FALLA DE VIGAS CONTINUAS DE GRAN PERALTE.

### B.3. VIGAS CARGADAS Y APOYADAS INDIRECTAMENTE.

Hemos colocado en este inciso a las vigas de gran peralte cargadas y apoyadas indirectamente, es decir, vigas soportadas por otras vigas y cu ya carga se transmite a lo largo de su peralte. Considerando que la mayo--  
ría de ellas presentan grietas por flexión que tienen una gran relevancia en la falla de los especímenes, las analizaremos así:

Cuando se tienen apoyos y cargas indirectas se presentan modifica--  
ciones importantes en la dirección de las trayectorias de los esfuerzos -  
principales, sobre todo si existen atiesadores en los apoyos. Por tal motiv  
vo, tratemos de comparar el comportamiento de dos vigas de un solo claro -  
sometidas a dos cargas concentradas aplicadas por medio de una placa trans  
versal media para observar la capacidad de carga y configuración de agri-  
tamiento de dos diferentes formas de colocar el refuerzo; la resistencia -  
del concreto en compresión fue aproximadamente de  $330 \text{ Kg/cm}^2$ .

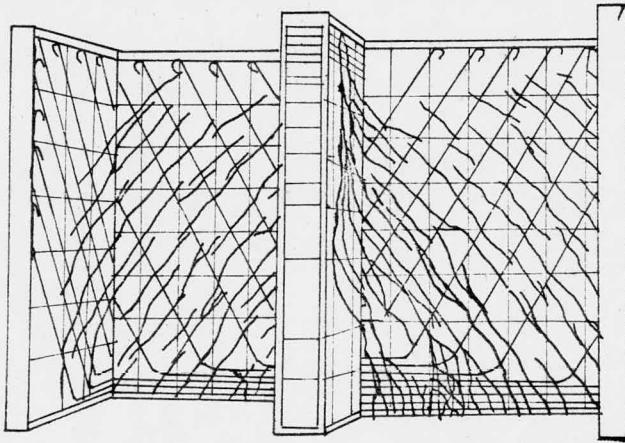
En la primera viga, Fig. 33-a, parte del refuerzo principal se en--  
contraba doblado a  $60^\circ$ , tanto en la viga principal como en las placas trans  
versales, incrementado con unas barras en Y para asegurar la suspensión de  
las cargas indirectamente aplicadas, siguiendo la trayectoria de la curva  
de momentos. La otra viga, Fig. 33-b, contaba con el refuerzo principal de  
tensión constituido por barras rectas igualmente enclavadas en las placas ex  
tremas por medio de ganchos horizontales que corrían de un extremo al otro

de la viga sin disminuir su sección en las vigas principal y transversales, la suspensión de las cargas se aseguraba por medio de estribos verticales de menor diámetro dispuestos cerca del cruce de las placas.

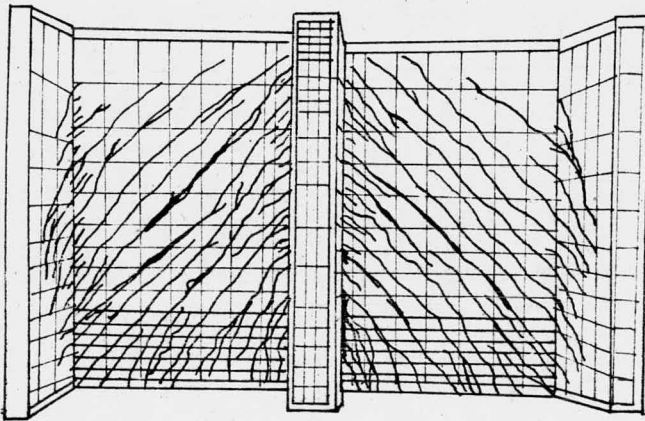
Para los dos casos, las primeras grietas por flexión se desarrollaron en la viga principal cerca de la placa intermedia en la zona de tensión y poco después aparecen en la placa intermedia. A partir de esas grietas por flexión en la viga principal, se presentan posteriormente unas grietas inclinadas que se extienden a la parte superior en la placa intermedia conforme se incrementa la carga y después hacia abajo en las placas extremas. Las grietas inclinadas en la placa intermedia avanzaron hasta penetrar en la viga principal.

Resumiendo las causas que originaron la ruptura de las dos vigas, en la viga de la Fig. 33-a la rotura se presentó en el tercio del claro de la viga principal, precisamente en la placa intermedia, a la derecha de las curvaturas de las barras inclinadas por penetración del concreto, el cual se llega a desprender y nos indica un debilitamiento del refuerzo requerido, por lo que resulta inadecuado doblar las barras. La viga de la Fig. 33-b ha alcanzado una carga última similar a la anterior viga ensayada y su falla se debió a la acción de las compresiones inclinadas por rotura de las franjas de concreto comprimidas, en la unión de la viga principal con la placa transversal del extremo izquierdo. Hay que hacer notar que las compresiones verticales de apoyo,  $V_y$ , no se presentan en las vi-





( a )



( b )

FIG. 33. AGRIETAMIENTO EN VIGAS CARGADAS Y APOYADAS INDIRECTAMENTE.

gas de apoyos indirectos y generan una influencia desfavorable sobre su comportamiento.

Por los resultados conseguidos en cada una de las dos vigas con respecto a la capacidad de carga que soportan, el cálculo de seguridad teórico es casi el mismo para las dos, de tal manera que si se obtienen iguales conclusiones sobre su comportamiento a las sollicitaciones de carga, es lógico suponer que se elegirá utilizar el refuerzo mostrado en la Fig. 33-b, mas simple y económico debido a la reducción del tiempo de fabricación con respecto al complicado armado de la otra viga.

### C) APIASTAMIENTO DE LOS APOYOS.

Se ha hecho incapié en la importancia de reforzar adecuadamente las zonas de las vigas de gran peralte donde tienen lugar las mas grandes sollicitaciones de esfuerzos, los apoyos. El refuerzo que se proporcione en cada caso particular debe tomar los esfuerzos de compresión inclinados que se presentan en las cercanías de los apoyos y ocasionan la falla de la viga por aplastamiento del concreto en los apoyos.

#### C.1. VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

Siguiendo examinando el comportamiento que sigue el proceso de agrietamiento, desde su aparición hasta la rotura de la viga, se resalta mas que nada la reacción de las distintas formas de colocar el refuerzo bajo la presencia de cargas aplicadas en la parte superior o inferior.

En la Fig. 34 se muestran dos vigas cargadas en su parte superior y que fallaron precisamente por aplastamiento de los apoyos. Como el refuerzo de tensión se había dimensionado correctamente, se evita el riesgo de rotura por cortante. La resistencia del concreto a la compresión se mantenía de  $350 \text{ Kg/cm}^2$ .

Analizando las condiciones que originaron la falla de las vigas, tenemos en el primer caso, Fig. 34-a, que se ha destruido en su zona de apo-

yo bajo una compresión del concreto obtenida dividiendo la reacción de apoyo entre su área igual a  $405 \text{ Kg/cm}^2$ , valor mayor que la resistencia del concreto,  $f'_c$ . La segunda viga, Fig. 34-b, estaba provista de una ampliación en los apoyos para disminuir la magnitud de los esfuerzos resistiendo a la vez 3.3 veces la carga admisible antes de fallar. La ruptura ocurrió por la repentina aparición de una gran grieta en la unión del alma de la viga con la ampliación del apoyo derecho, en principio vertical pero que posteriormente se inclina para prolongarse hacia el borde superior. Como la falla se inició encima del refuerzo longitudinal, es recomendable colocar refuerzo horizontal adicional en esa zona y no suspenderlo en la parte superior de la viga.

Cuando la carga se aplica en la parte superior, Fig. 35, la configuración de agrietamiento difiere totalmente del estudiado en vigas con carga actuante en la parte superior. La falla ocurrió por aplastamiento del apoyo derecho bajo la acción de fuerzas inclinadas de compresión en el nacimiento de los arcos definidos por las grietas. Dando como conclusión que las recomendaciones sugeridas anteriormente de prolongar hacia arriba los estribos de suspensión hasta una altura mínima del orden de la longitud del claro para transportar la carga hacia la parte superior de la viga son apropiadas.

Debido a que en las vigas cargadas en la parte inferior, la configuración de agrietamiento toma forma de arco siguiendo la trayectoria de las

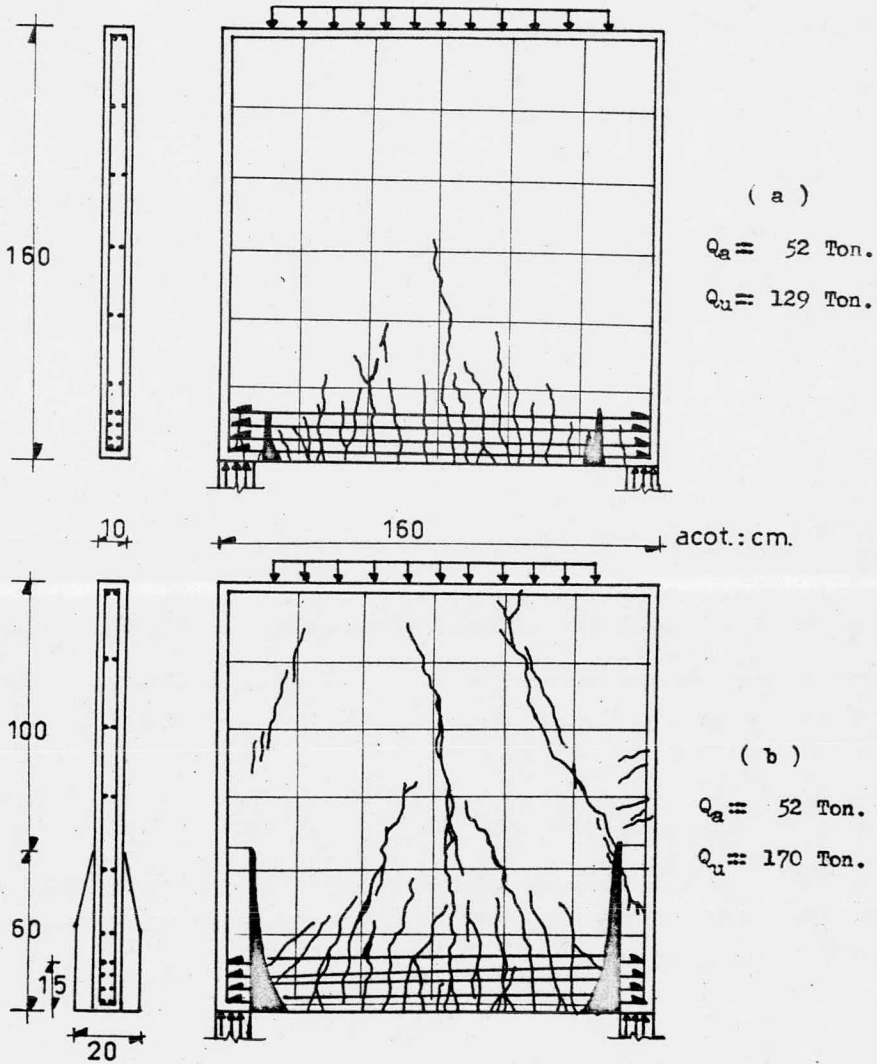


FIG. 34. FALLA POR APLASTAMIENTO DE LOS APOYOS. VIGAS DE UN SOLO GIRO CARGADAS EN LA PARTE SUPERIOR.

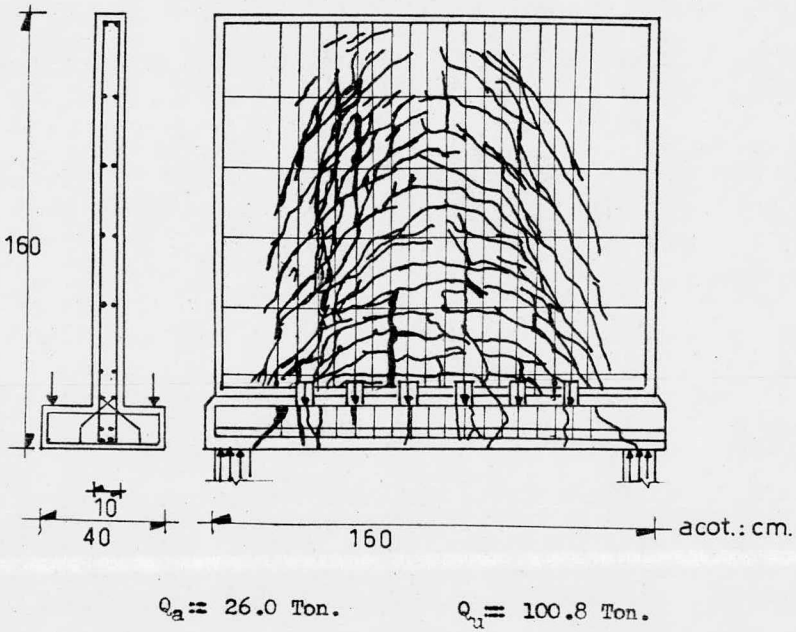


FIG. 35. FALLA POR APLASTAMIENTO DE LOS APOYOS. VIGA DE UN SOLO CLARO CARGADA EN LA PARTE INFERIOR.

compresiones, también es factible disponer el refuerzo como se indica en la Fig. 31-a, habiendo conseguido resultados similares a los anteriores en cuanto a la carga admisible porque la presencia de las barras inclinadas parece favorable en relación a la dirección de las grietas.

En todas las vigas ensayadas con anterioridad por investigadores como Klingroth, Graf y Bay, la falla en las zonas de los apoyos por rotura del concreto fue muy frecuente al sobrepasar la compresión sobre los apoyos a la resistencia del concreto, además de que los ganchos verticales, primeramente usados, provocaban el aplastamiento del concreto. Se ha podido observar que mediante la utilización de ganchos horizontales se consigue anclar debidamente el refuerzo longitudinal en las zonas críticas de la viga como lo son los apoyos, pues los esfuerzos en el refuerzo por tensión no tienen una influencia determinante en la falla de las vigas.

## C.2. VIGAS CONTINUAS.

En las vigas continuas, el problema de falla por aplastamiento de los apoyos es mas frecuente al presentarse una redistribución de esfuerzos importante por los distintos asentamientos diferenciales de los apoyos intermedios respecto a los extremos bajo la acción de las cargas.

Prácticamente, desde los primeros ensayos efectuados por Schütt y Nylander, en todos los casos de vigas continuas de gran peralte, la rotura

ha tenido lugar arriba del apoyo central por la formación de grietas muy abiertas, propagándose del apoyo hacia la carga mas cercana.

Analizando la Fig. 32-b, notamos que la presencia del aticsador en el apoyo intermedio favorece a la viga disminuyendo la inclinación de las grietas, logrando que su intersección con la vertical en el apoyo intermedio se realice sobre una altura mayor del peralte de la viga. De tal forma, los rigidizadores de apoyo son realmente eficaces cuando se trata de vigas continuas porque disminuyen la intensidad de los esfuerzos en esa zona crítica.

Las conclusiones a las que llegamos después de analizar la magnitud de los esfuerzos en la zona de los apoyos, que ocasionan la falla por aplastamiento del concreto, son de que es recomendable reforzar los soportes mediante placas, rigidizadores o algún otro elemento, con la finalidad de elevar la capacidad de carga de la viga con el mejor funcionamiento de ella.



## D) FALLA POR CORTANTE.

Aunque la resistencia de las vigas de gran peralte al esfuerzo cortante es superior al de las vigas esbeltas, se llega a presentar en ellas la falla por cortante, tratándose las vigas simplemente apoyadas tenemos:

Las fallas por cortante se caracterizan por la formación de grietas inclinadas antes de la falla, posteriormente se forman otras grietas inclinadas también dentro de una zona del concreto que trabaja a compresión y que une los apoyos de la viga con los puntos de aplicación de la carga. Como se ha dicho anteriormente que las vigas peraltadas trabajan similarmente a un arco atirantado, se produce una falla simultánea de esta zona de concreto a compresión con el deslizamiento por cortante de la zona descargada de la viga y con la rotura de la adherencia de las varillas longitudinales en las zonas de los apoyos.

Mediante la experimentación se ha comprobado, una vez mas, que se debe prever proporcionar un adecuado refuerzo principal de tensión y un anclaje eficiente, acompañado de una red de estribos para aumentar en cierta medida su resistencia y reducir un poco el agrietamiento de la viga bajo cargas de servicio; sin embargo, la ruptura del elemento se presentará por los esfuerzos principales de compresión que aparecen en la zona de los apoyos. En la Fig. 36 se muestra la configuración de agrietamiento de una viga de gran peralte sujeta a falla por cortante.

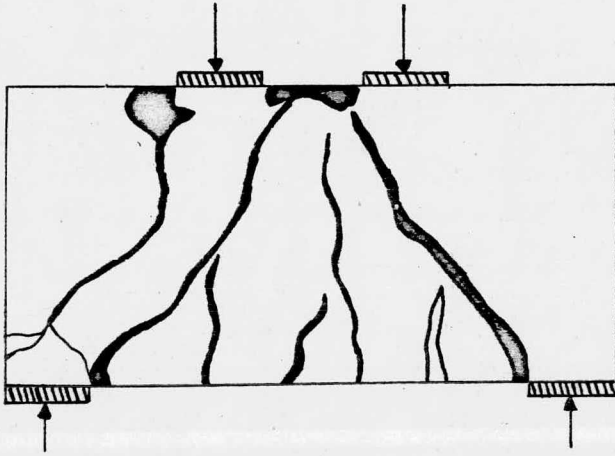


FIG. 36. FALLA POR CORTANTE.

## C A P I T U L O V

EJEMPLO Y REVISION CON SEGURIDAD  
DE UNA VIGA DE CONCRETO REFORZADO  
DE GRAN PERALTE.

- A) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.
- B) VIGAS CONTINUAS.

## C A P I T U L O V

EJEMPLO Y REVISION CON SEGURIDAD  
DE UNA VIGA DE CONCRETO REFORZA -  
DO DE GRAN PERALTE .

En el presente capítulo se ilustra el dimensionamiento de una viga -  
típica de concreto reforzado de gran peralte cargada uniformemente en su -  
parte superior para los dos casos que se han venido analizando:

- A) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.
- B) VIGAS CONTINUAS.

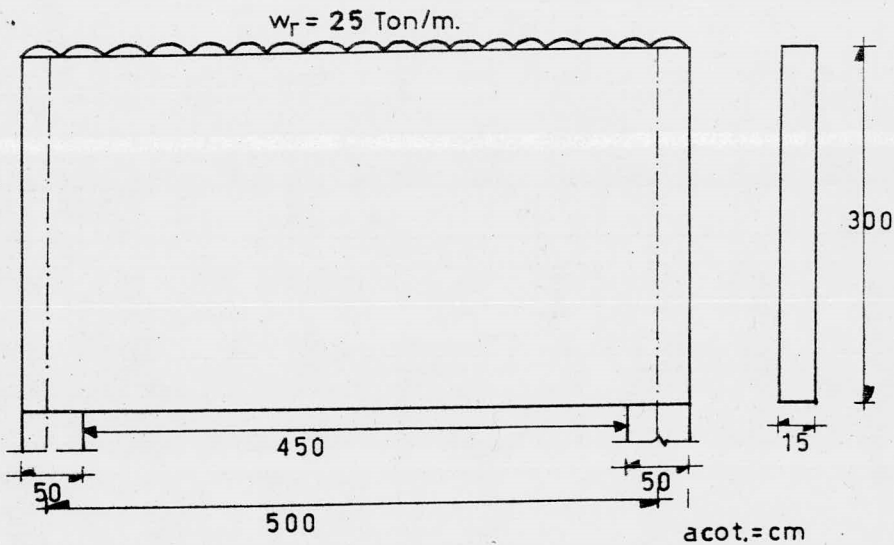
Para lo cual se usarán las normas y recomendaciones expuestas en los  
capítulos anteriores al presente, llegando así a relacionar la teoría sobre  
el comportamiento de este tipo de vigas con el diseño adecuado mediante la  
aplicación de las investigaciones del profesor Leonhardt para flexión, las  
del Reglamento ACI-1971 y tratando de encuadrarnos dentro de las normas del  
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Se han elegido llevar los dos ejemplos a la par para notar las dife-  
rencias de diseño entre ambas vigas; resaltando en las vigas de un solo cla-  
ro la manera de cubrir el momento flexionante positivo, mientras que en las  
vigas continuas se pone mas atención en las zonas de apoyo altamente solici-

tadas y donde el momento negativo por flexión tiene mas repercusiones en su diseño.

A) VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

Tenemos la viga sometida a una carga uniformemente distribuida en la parte superior de diseño  $w_T = 25$  Ton/m. ( resultado de la carga de servicio multiplicada por su respectivo factor de carga.)

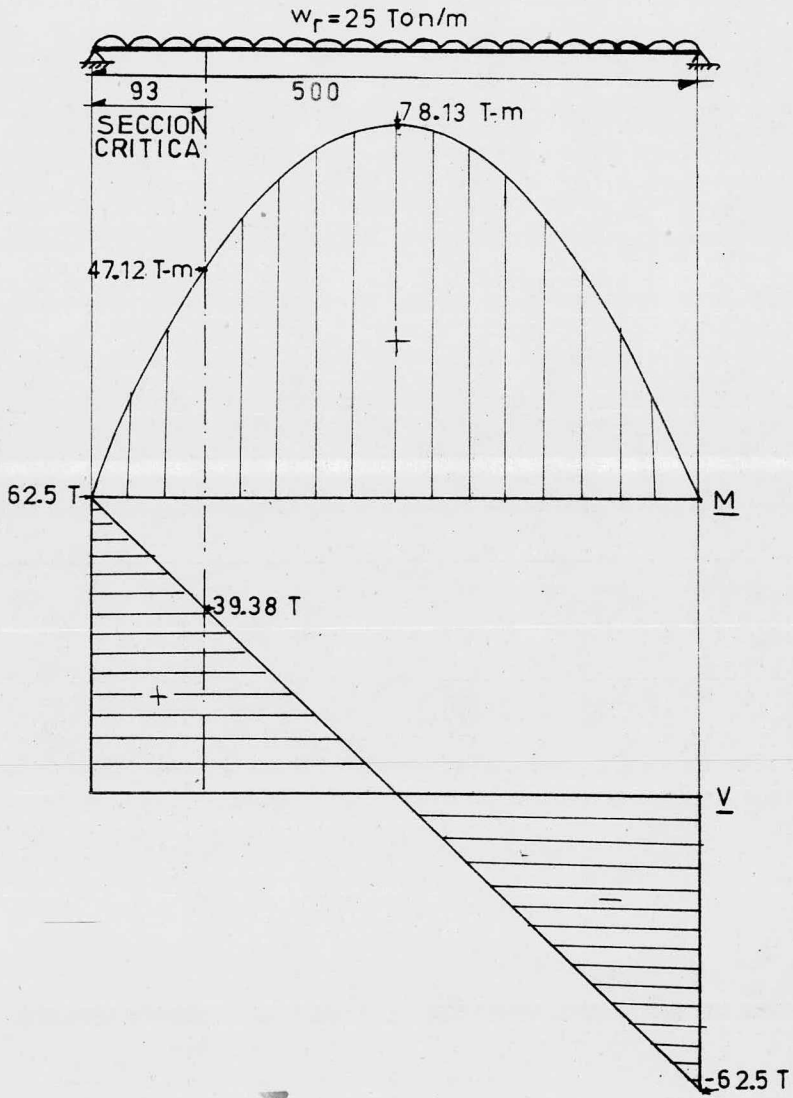


A.1. MATERIALES.

Concreto :  $f'_c = 250$  Kg/cm<sup>2</sup>

Acero :  $f_y = 4,200$  Kg/cm<sup>2</sup>

A.2. ELEMENTOS MECANICOS.



## A.3. DISEÑO POR FLEXIÓN.

Como la relación:

$$\frac{L}{h_t} = \frac{500}{300} = 1.67 < 3.0$$

es considerada como viga de gran peralte y se diseña a partir de obtener el brazo de palanca,  $z$ , en términos generales  $z$  puede tomar el valor  $0.6 h_t$ . Y como es nuestra intención satisfacer las normas del RCDF, obtenemos el valor de  $z$  multiplicando  $h_t$  por un factor:

$$\text{RCDF: } z = (0.3 + 0.2 \frac{L}{h_t}) \cdot h_t = \underbrace{(0.3 + 0.2 \frac{500}{300})}_{0.63} \cdot 300$$

En vista de que el factor que antecede a  $h_t$  es casi igual a 0.6, consideremos:

$$z = 0.6 \cdot h_t = 0.6 \cdot (300) = 180 \text{ cm.}$$

Para conocer el ancho de la sección  $b_o$ :

$$V = 0.10 \cdot b_o \cdot h_t \cdot f_c'$$

donde: 
$$b_o = \frac{V}{0.10 \cdot h_t \cdot f_c'} = \frac{62,500}{0.10(300)(250)} = 8.3 \text{ cm.} \rightarrow 15 \text{ cm.}$$

Según el ACI-1971 se pueden tener problemas de pandeo lateral cuando la relación  $h/b_o$  es mayor de 25.

Con: 
$$\frac{h_t}{b_o} = \frac{300}{9} = 33.3 > 25$$

Aumentando  $b_o = 15 \text{ cm.}$   $h_t/b_o = 20$

Obteniendo el área de acero necesaria :

$$A_s = \frac{M_r}{f_y \cdot z} = \frac{78.13 \times 10^5 \text{ Kg-cm}}{(4,200 \text{ Kg/cm}^2)(180 \text{ cm})} = 10.3 \text{ cm}^2$$

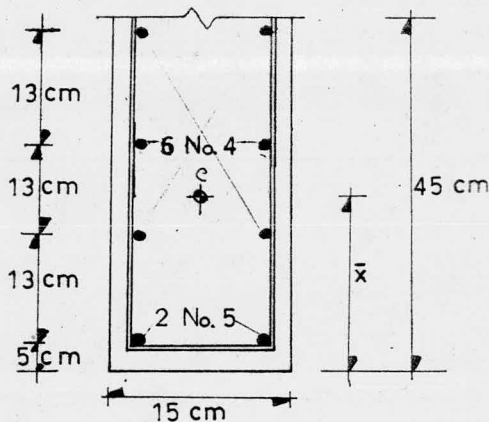
proporcionaremos el área mediante varillas de diámetro relativamente peque

ño :

$$\begin{array}{l} 2 \text{ var. } \# 5 \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\ 6 \text{ var. } \# 4 \quad A_s = 7.62 \text{ cm}^2 \\ \hline A_{st} = 11.58 \text{ cm}^2 \end{array}$$

distribuidas sobre una altura igual a  $0.15 h_t$  a partir del borde inferior de la viga.

$$0.15 \cdot h_t = 0.15 \cdot (300 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$



Centroide del refuerzo.

$$\bar{x} = \frac{(2 \cdot 1.98 \text{ cm}^2 \cdot 5 \text{ cm}) + (2 \cdot 1.27 \text{ cm}^2 \cdot 16 \text{ cm}) + (2 \cdot 1.27 \text{ cm}^2 \cdot 31 \text{ cm}) + (2 \cdot 1.27 \text{ cm}^2 \cdot 44 \text{ cm})}{11.58 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{x} = 22.11 \text{ cm}.$$

$$d_{\text{real}} = (300 \text{ cm}) - (22.11 \text{ cm}) = 277.89 \text{ cm} \approx 278 \text{ cm}.$$



#### A.4. REVISIÓN DE ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO EN EL APOYO.

Se revisa el apoyo usando un esfuerzo permisible igual a  $0.50 f'_c$

$$f_{apl \text{ perm.}} = 0.50 \cdot (250 \text{ Kg/cm}^2) = 125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_r = 62.5 \text{ Ton.}$$

$$f_{apl} = \frac{V_r}{c \cdot b_o} = \frac{62,500 \text{ Kg.}}{(50 \text{ cm})(15 \text{ cm})} = 83.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{apl} = 83.33 \text{ Kg/cm}^2 < f_{apl \text{ perm.}} = 125 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto, no se presentan problemas por aplastamiento de los apoyos.

#### A.5. REVISIÓN POR FUERZA CORTANTE.

Revisando las acciones internas en la sección crítica, localizada a  $0.15 L_n$  de la cara del apoyo según el ACI-1971, se tiene:

$$\text{Sección crítica } 0.15 \cdot L_n = 0.15 \cdot (450 \text{ cm}) = 67.5 \text{ cm.}$$

Acciones internas en la sección crítica:

$$M_r = (62.5 \text{ T.})(0.925 \text{ m}) - \frac{(25 \text{ T/m})(0.925 \text{ m})^2}{2} = 47.12 \text{ T-m}$$

$$V_r = 62.5 \text{ Ton.} - (25 \text{ Ton/m})(0.925 \text{ m}) = 39.38 \text{ Ton.}$$

Porcentaje del acero de flexión.

$$\rho = \frac{A_s}{b_o d} = \frac{11.58 \text{ cm}^2}{(50 \text{ cm})(278 \text{ cm})} = 0.00083$$

Si la resistencia a fuerza cortante del concreto está dada por:

$$V_c = b_o \cdot d \cdot \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r \cdot d} \right) \cdot \left( 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 p \frac{V_r \cdot d}{M_r} \right)$$

$$1.0 \leq \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r \cdot d} \right) \leq 2.5$$

$$\left( 3.5 - 2.5 \frac{47.12 \text{ T-m}}{(39.38 \text{ T.})(2.78 \text{ m})} \right) = 2.42$$

$$1.0 \leq 2.42 \leq 2.5$$

Entonces :

$$V_c = 15 \cdot (278) \cdot \left( 3.5 - 2.5 \frac{47.12}{(39.38)(2.78)} \right) \cdot \left( 0.5 \sqrt{250} + 180(0.00083) \frac{(39.38)(2.78)}{47.12} \right)$$

$$V_c = 15 \cdot (278) \cdot (2.42) \cdot (8.25) = 83,254 \text{ Kg.} = 83.25 \text{ Ton.}$$

Como :

$$(V_c = 83.25 \text{ Ton.}) > (V_r = 39.38 \text{ Ton.})$$

No se requiere de refuerzo por cortante.

#### A.6. REFUERZO MINIMO DEL ALMA.

Aunque no se requiere de refuerzo por cortante, debe preverse un armado mínimo del alma por cambios volumétricos.

##### a) REFUERZO VERTICAL.

$$A_s = 0.15 \%$$

$$A_{sv} = 0.0015 \cdot b_o \cdot h \quad ; \quad h = 100 \text{ cm.}$$

Utilizando estribos compuestos por varillas del # 2.5 en dos ramas:

$$a_s = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sv} = 0.0015 \cdot (15 \text{ cm}) \cdot (100 \text{ cm}) = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep.} = \frac{100 a_s}{A_{sv}} = \frac{100 (0.98)}{2.25} = 43.6 \text{ cm.}$$

Por cuestiones estructurales, se recomienda que la separación por cambios volumétricos se limite a 30 cm.

$$\text{Sep.}_v = 30 \text{ cm.}$$

b) REFUERZO HORIZONTAL.

De una manera similar y utilizando como estribos varillas del # 2.5 resulta :

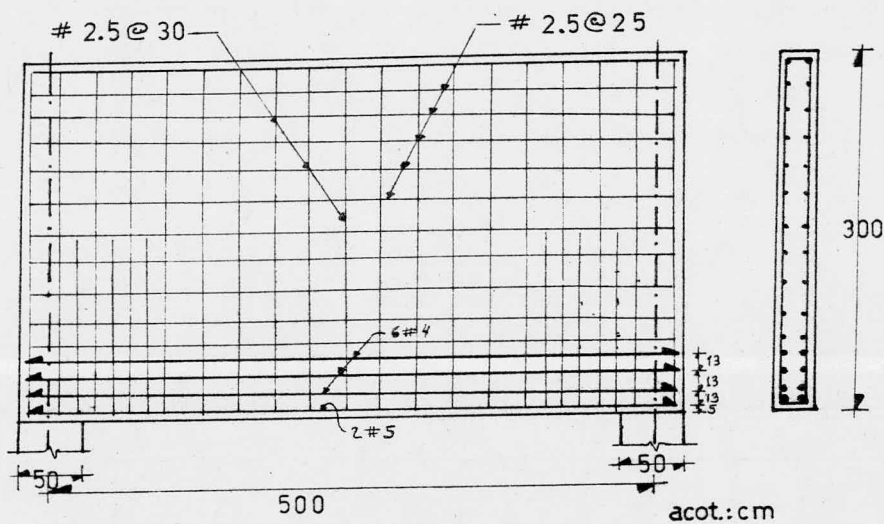
$$A_{sh} = 0.25 \text{ \textcircled{g}} \quad A_{sh} = 0.0025 \cdot b_o \cdot h \quad ; \quad h = 100 \text{ cm.}$$

$$A_{sh} = 0.0025 \cdot (15 \text{ cm.}) \cdot (100 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}^2$$

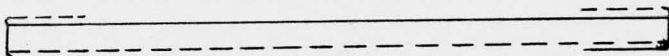
$$\text{Sep.}_h = \frac{100 \cdot a_s}{A_{sh}} = \frac{100 \cdot (0.98)}{3.75} = 26.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep.}_h = 25 \text{ cm.}$$

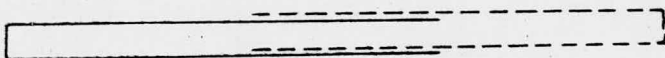
## A.7. DISPOSICION DEL ACERO DE REFUERZO.



Detalle del refuerzo por flexión sin dobleces y con ganchos horizontales en los extremos para anclar las varillas longitudinales.



Y el refuerzo horizontal del alma por cambios volumétricos se puede colocar de la siguiente manera:

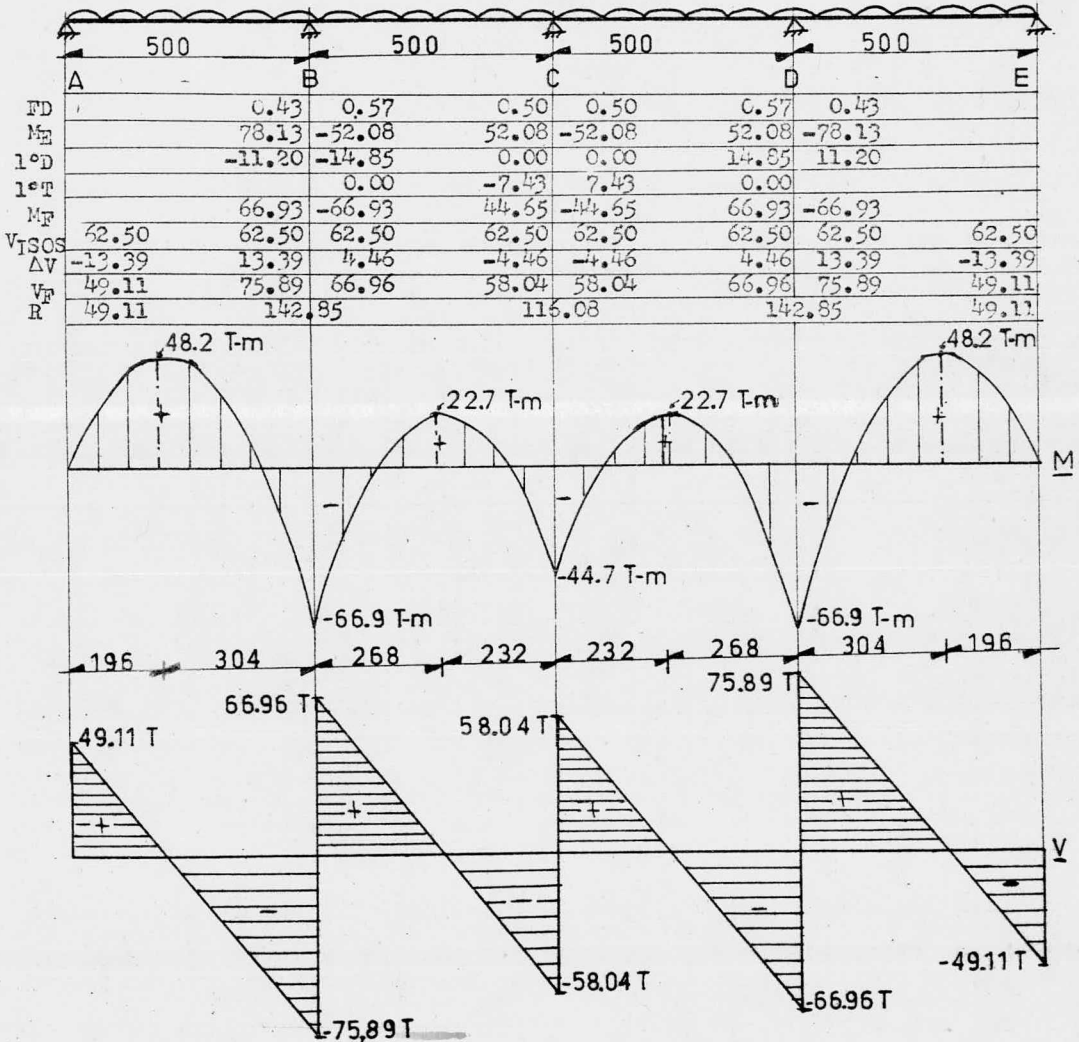


B) VIGAS CONTINUAS.

B.1. OBTENCION DE ELEMENTOS MECANICOS POR EL METODO DE CROSS.

$h_t = 300 \text{ cm.}$        $b_o = 15 \text{ cm.}$        $c = 50 \text{ cm.}$

$w_r = 25 \text{ Ton/m}$



## B.2 MATERIALES.

Siguiendo un procedimiento similar al utilizado para diseñar una viga simplemente apoyada, tenemos el ejemplo de una viga continua con las mismas condiciones de carga y dimensiones de claro y peralte para hacer notar las diferencias de armado. Los materiales utilizados tienen las mismas características.

$$\text{Concreto : } f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero : } f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisando el ancho  $b_o$  propuesto en el problema anterior.

$$V = 0.10 \cdot b_c \cdot h_t \cdot f'_c$$

$$b_o = \frac{V}{0.10 \cdot h_t \cdot f'_c} = \frac{75,900 \text{ Kg.}}{0.10(300 \text{ cm})(250 \text{ Kg/cm}^2)} = 10.1 \text{ cm} = 15 \text{ cm.}$$

## B.3. DISEÑO POR FLEXION.

Obtenemos el área de acero con la fórmula:

$$A_s = \frac{M_r}{f_y \cdot z}$$

con  $z$  igual a :

$$z = 0.6 \cdot h_t = 0.6 \cdot (300 \text{ cm.}) = 180 \text{ cm.}$$

En el claro se presentan dos valores de Momento Positivo, según el diagrama de Momentos Flexionantes.

a) CLAROS EXTREMOS.

$$A_{s+} = \frac{48.2 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}}{(4,200 \text{ Kg/cm}^2)(180 \text{ cm})} = 6.38 \text{ cm}^2$$

suministrado mediante :

$$\begin{array}{r} 2 \text{ var. \# } 5 \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\ 4 \text{ var. \# } 4 \quad A_s = 5.08 \text{ cm}^2 \\ \hline A_{st.} = 9.04 \text{ cm}^2 \end{array}$$

b) CLAROS INTERMEDIOS.

$$A_{s+} = \frac{22.7 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}}{(4,200 \text{ Kg/cm}^2)(180 \text{ cm})} = 3.00 \text{ cm}^2$$

suministrado mediante :

$$2 \text{ var. \# } 5 \quad A_{st.} = 3.96 \text{ cm}^2$$

En los apoyos B y D también se tienen diferentes valores de Momento Negativo Flexionante con respecto del apoyo central C.

a) APOYOS B Y D.

$$A_{s-} = \frac{66.9 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}}{(4,200 \text{ Kg/cm}^2)(180 \text{ cm})} = 8.85 \text{ cm}^2$$

suministrado mediante :

$$\begin{array}{r}
 2 \text{ var. } \# 5 \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\
 4 \text{ var. } \# 4 \quad A_s = 5.08 \text{ cm}^2 \\
 \hline
 A_{st} = 9.04 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

b) APOYO CENTRAL C.

$$A_{s-} = \frac{44.7 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}}{(4,200 \text{ Kg/cm}^2)(180 \text{ cm})} = 5.91 \text{ cm}^2$$

suministrado mediante :

$$\begin{array}{r}
 2 \text{ var. } \# 5 \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\
 2 \text{ var. } \# 4 \quad A_s = 2.54 \text{ cm}^2 \\
 \hline
 A_{st} = 6.50 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

El refuerzo positivo en el CLARO se distribuirá sobre una altura a partir del borde inferior igual a :

$$0.15 \cdot h_t = 0.15 \cdot (300 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$0.25 \cdot h_t - 0.05 \cdot L = 0.25 \cdot (300 \text{ cm}) - 0.05 \cdot (500 \text{ cm}) = 50 \text{ cm.}$$

La mitad del refuerzo negativo se colocará en una franja contada a partir del borde superior para Momento Máximo igual a :

$$0.2 \cdot h_t = 0.2 \cdot (300 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

la otra mitad se puede colocar en otra franja posterior igual a :

$$0.6 \cdot h_t = 0.6 \cdot (300 \text{ cm}) = 180 \text{ cm.}$$

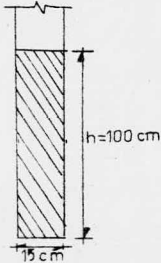
y los bastones de esta segunda franja se pueden cortar en una distancia a



ambos lados del eje de la viga igual a :

$$0.4 \cdot h_t = 0.4 \cdot (300 \text{ cm}) = 120 \text{ cm.}$$

Para completar la red ortogonal del refuerzo del alma por cambios volumétricos, basta con proporcionar el 0.2 % de acero en ambas direcciones.



$$A_s = 0.2 \%$$

$$A_s = 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot (15 \text{ cm}) \cdot (100 \text{ cm})$$

$$A_s = 3 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas # 2.5 como estribos de dos ramas :  $a_s = 0.98 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100 \cdot a_s}{A_s} = \frac{100 \cdot (0.98)}{3} = 32 \text{ cm.}$$

por lo tanto :

$$\text{Sep.} = 30 \text{ cm.}$$

En las cercanías de los apoyos, la separación del refuerzo por cambios volumétricos será la mitad del calculado.

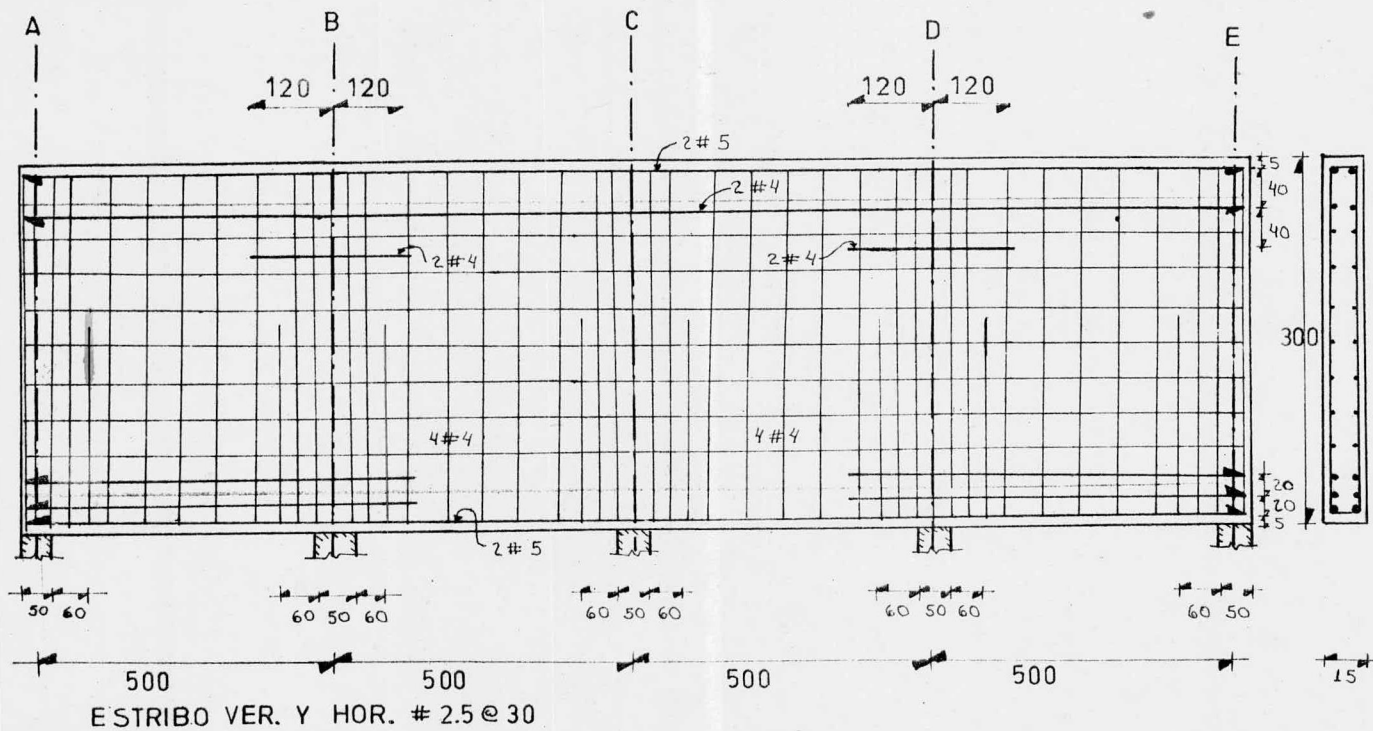
$$\text{Sep.} = 15 \text{ cm.}$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO EN EL APOYO B ( MÁXIMO ).

$$f_{apl} = 101.2 \text{ Kg/cm}^2 < f_{apl \text{ perm.}} = 125 \text{ Kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR FUERZA CORTANTE EN EL EJE B.

$$( V_c = 85.04 \text{ Ton.} ) > ( V_T = 52.78 \text{ Ton.} )$$



B. 4. ARMADO PARA UNA VIGA CONTINUA DE GRAN PERALTE.

C A P I T U L O   V I

C O N C L U S I O N E S   G E N E R A L E S .

## C A P I T U L O V I

## C O N C L U S I O N E S G E N E R A L E S

PRIMERA. He realizado este estudio referente a "Vigas de concreto reforzado de gran peralte", porque considero que es un tema poco explotado en cuanto a investigación se refiere debido a que poseen un comportamiento distinto a las demás vigas normales de igual claro, lo que acarrea que las bases e hipótesis de la Teoría de la Elasticidad no sean del todo apropiadas en su análisis y diseño, sobre todo cuando la relación claro a peralte total, de la cual depende fundamentalmente su comportamiento, disminuye - por debajo de la unidad, traduciéndose en un alejamiento de la distribución de esfuerzos real sobre una distribución lineal.

SEGUNDA. Estas estructuras van a alcanzar un alto grado de utilización en un próximo futuro por la gran capacidad de carga que pueden asimilar con demanda relativamente pequeña de acero; usándose ya en algunos edificios altos como parte de la cimentación.

TERCERA. Como se ha visto que en las vigas de gran peralte la demanda de acero por tensión es relativamente pequeña, son válidas todas las técnicas de diseño sugeridas por los diferentes Reglamentos, aunque se tienen ligeras variaciones en algunos conceptos entre sí; mientras que las zo-

nas de apoyo requieren de mayor atención en su correcto dimensionamiento.

CUARTA. La distribución e intensidad de los esfuerzos y fuerzas interiores en las vigas de gran peralte depende básicamente de la relación claro a peralte y de la forma de aplicación de la carga; las cargas actúan en la parte superior no tienen tantas repercusiones internas como las vigas con cargas aplicadas en la parte inferior, las cuales crean un patrón más adverso de esfuerzos, principalmente en las zonas cercanas a los apoyos y que pueden ser reducidos si se amplía la sección del apoyo o si se utiliza cualquier tipo de atiesador para disminuir la magnitud de los esfuerzos y desplazar la acción de las cargas hacia la parte superior de la viga.

QUINTA. En las vigas simplemente apoyadas, el acero de flexión necesario que se obtiene después de haber fijado el brazo del par interno,  $Z$ , es más conveniente proporcionarlo mediante varias varillas de diámetro pequeño que corran de un apoyo al otro sin disminuir su sección y distribuidas sobre una altura de  $0.15$  a  $0.20 \cdot h_t$  a partir del borde inferior de la viga, de tal manera que se cubra la extensa zona de tensión compuesta por una considerable altura del peralte contra la aparición de grietas demasiado anchas; y debiéndose anclar en los extremos con ganchos horizontales que tomen, en las zonas de apoyo, los elevados esfuerzos de compresión inclinados. Se complementa con una red de refuerzo ortogonal que varía en su espaciamiento y colocación por la forma de aplicación de la carga.

SEXTA. En las vigas continuas, el brazo del par interno,  $z$ , tiene como función nivelar los momentos flexionantes teóricos con los reales, y al igual que en las vigas de un solo claro, una vez obtenida el área de acero, el refuerzo principal de tensión en el claro se coloca, distribuye y se ancla en los apoyos extremos de la misma forma; por otra parte, para cubrir los momentos flexionantes en los apoyos se debe prolongar a todo lo largo de la viga la mitad del acero de refuerzo calculado para Momento Máximo sobre una altura de  $0.2 \cdot h_t$  contado a partir del borde superior y la otra mitad del acero se completará con bastones cortados a una distancia de  $0.4 \cdot h_t$  ó  $0.4 \cdot L$ , la menor longitud, en ambos lados del eje del apoyo. Se complementa también con una red ortogonal de refuerzo en el alma; si  $h_t$  es mayor que  $L$ ,  $L$  sustituirá a  $h_t$  en todas las expresiones.

SEPTIMA. Haciendo una comparación del comportamiento real de las vigas de gran peralte con el de las vigas esbeltas es que trabajan similarmente siempre y cuando no se haya presentado el agrietamiento, ya que después de la aparición de las primeras grietas, las sollicitaciones que se tienen en el acero de refuerzo y en el concreto en las diferentes regiones de la viga varían considerablemente, disminuyendo el valor de los esfuerzos de tensión en el claro y aumentando los esfuerzos de compresión cerca de los apoyos.

OCTAVA. Hay que resaltar la función que tiene la magnitud de la configuración de agrietamiento, tanto en vigas simplemente apoyadas como

en vigas continuas, representando un factor importante a partir del cual se estudia la influencia de la colocación del refuerzo sobre la resistencia de la viga y la necesidad de limitar en ancho de las grietas que se formaban y que dieron como resultado la obtención de un refuerzo longitudinal de tensión bien repartido sobre una altura del peralte que requiere de un anclaje apropiado en la zona de apoyo, con frecuencia crítica, para aumentar la capacidad de carga de la viga con menores posibilidades de falla.

NOVENA. Como todas las nuevas formas estructurales que poseen un comportamiento propio que no es posible analizar con todo el compendio de conocimientos de la Teoría Clásica ya existente, toda la información sobre la cantidad y forma de colocar el refuerzo necesario para satisfacer las sollicitaciones de carga a la que se encuentra sujeta cada viga de este tipo se ha basado en la experimentación de diferentes combinaciones carga-colocación de refuerzo; tomando aquellas que nos ofrecen mayores seguridades en condiciones normales de servicio. Pero aunque en el presente trabajo se han mostrado las mas recientes y eficientes pruebas al respecto, eso no quiere decir que todo lo relacionado a vigas de concreto reforzado de gran peralte en relación a las reglas de análisis y diseño se haya dicho todo; sino que en el futuro, a base de nuevas investigaciones, se logren nuevos métodos de diseño que redunden en beneficios económicos y estructurales al proyectista.

## BIBLIOGRAFIA.



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

1. "Diseño de estructuras de concreto conforme al Reglamento ACI-318-77, Tomo II, 1ª Edición en Español, Publicaciones IMCYC, México 1982
2. "Diseño y construcción de estructuras de concreto, Libro 401 de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, U.N.A.M., México, 1977.
3. González Cuevas, Oscar-Robles, Francisco-Castillas, Juan-Díaz de Cossio, Roger, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Editorial Limusa, México, 1981.
4. Leonhardt, Fritz. "Vigas de gran peralte, estructuras planas cargadas paralelamente en su plano medio". Revista IMCYC, Núms. 49-50-51, México, 1971.
5. Lúthe García, Rodolfo. "Análisis estructural". Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A., México, 1981.
6. Park, R. y Paulay, T. "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa, México, 1979.
7. Popov, Egor. "Introducción a la Mecánica de Sólidos", Editorial Limusa, México, 1980.
8. "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ( ACI-318-77 ) y Comentarios", Publicaciones IMCYC, México, 1982.

9. Wang, Chu-Kia & Salmon, Charles. " Reinforced Concrete Design ".  
3<sup>rd</sup> Edition, Harper & Row Publishers, U.S.A., 1979.