



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

125

"DISEÑO DE MUROS Y VIGAS DE GRAN PERALTE"

TRABAJO ESCRITO

Elaborado en opción de Tesis Profesional

Para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

por

Angel Gerardo Martínez Barriguete



México, D. F.

Enero 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.

" DISEÑO DE MUROS Y VIGAS DE GRAN PERALTE "

I N D I C E

I. INTRODUCCION - - - - -	-1-
II. FLEXION - - - - -	-3-
III. FLEXOCOMPRESION - - - - -	-8-
Vigas simplemente apoyadas - - - - -	-8-
Vigas continuas de gran peralte - - - - -	-10-
Refuerzo del alma en vigas de G.F. - - - - -	-14-
Introducción de cargas concentradas - - - - -	-21-
PANDEO - - - - -	-25-
Inestabilidad lateral de las vigas - - - - -	-25-
IV. METODO DE DISEÑO - - - - -	-30-
Conclusiones - - - - -	-32-
Bibliografía - - - - -	-33-

I. INTRODUCCION.

Para resistir una carga es posible acudir a una viga lineal (estructura de una sola dimensión), a una placa o a una viga tabicada (estructura plana de dos dimensiones) o a una bóveda laminar (estructura estérea de tres dimensiones).

Tanto en las vigas como en las placas, era común su peralte pequeño con respecto a la luz estática. Para su dimensionado, en las vigas tenía validez la hipótesis de Bernoulli y hasta cierto punto la ley lineal de Navier. La carga era resistida principalmente por el momento interno de las tensiones de tracción y compresión, normales al eje de la viga. Las trayectorias de las tracciones principales en la zona inferior llevan una inclinación de 45° .

En la viga tabicada, coinciden los planos de la carga con el eje longitudinal de ella. Cuando la relación de claro a peralte de vigas:

- a) es menor que 2 en vigas simplemente apoyadas $\frac{l}{h} < 2$
- b) es menor que 2.5 para cualquier claro de una viga continua, $\frac{l}{h} \leq 2.5$

se acostumbra definir a estas como vigas de gran peralte. Como con las mensulas, los principios tradicionales del análisis de esfuerzos ni son adecuados ni convenientes para determinar la resistencia de vigas de gran peralte de concreto reforzado.

Cuando la altura de la viga crece respecto a la luz, la aplicación de la teoría de la flexión, que supone conservación de las secciones planas, lleva a armadura insuficiente y en posición inadecuada. Para la viga de gran peralte, es preciso acudir a la teoría laminar. Si en la viga corriente la armadura en los apoyos está junto a los extremos superiores, en la de gran peralte, según la razón de L a H , se sitúa a determinada altura sobre los apoyos. Las trayectorias de las tracciones van mucho más horizontales. Es erróneo el refuerzo de la zona inferior de la viga tabicada, en la creencia de que debe asimilarse a la viga muy armada. Hay que advertir que la viga de gran peralte es notablemente más rígida que la ordinaria de suerte que esta jamás la puede soportar.

Se pueden determinar los esfuerzos en vigas de gran peralte homogéneas isotrópicas antes del agrietamiento utilizando análisis de elementos finitos o estudios de modelos fotoelásticos. Se encuentra que a menor relación de claro a peralte, más pronunciada es la desviación del patrón de esfuerzos con respecto al de Bernouilli y Navier.

Con frecuencia estas estructuras se encuentran en recipientes suspendidos rectangulares, tales como silos y tanque alimentador piramidal (tolvas, cribas, quebradoras etc.), 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.

II. FLEXION.

Al acudir a las hipótesis de la elasticidad, mediante el cálculo o la fotoelectricidad, se han conseguido numerosas enseñanzas respecto a la categoría de las vigas de gran peralte. Al desarrollar una teoría general de la resistencia a flexión de las secciones de concreto reforzado se hacen cuatro suposiciones básicas: las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de ella, se conoce la curva esfuerzo-deformación para el acero, se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto, y se conoce la curva esfuerzo-deformación para el concreto, que define la magnitud y distribución del esfuerzo a compresión. En cuanto a la fotoelectricidad podemos decir que es un conjunto de fenómenos eléctricos producidos por radiaciones de luz visible o invisible, empleados experimentalmente para el estudio de las vigas de gran peralte.

Como ya se dijo antes, se encuentra que a menor relación de claro a peralte, más pronunciada es la diferencia de distribución de esfuerzos respecto a las vigas tradicionales, la fig. (1), muestra la distribución de esfuerzos horizontales a flexión, a mitad del claro de vigas simplemente apoyadas, que tienen distintas relaciones de claro a peralte (l/h) cuando transmiten una carga uniformemente distribuida de intensidad (w) por longitud unitaria. Ya que el momento a mitad del claro es $wl^2/8$, el esfuerzo de la fibra extrema usual a mitad del claro de un tablero cuadrado ($l/d=1.0$) sería $f_t = f_c = 6M/bh = 0.75w/b$. La fig. (1) indica que los esfuerzos de tensión en la fibra inferior son más del doble de esta intensidad. Para la determinación de esfuerzos principales de tensión, los esfuerzos verticales son de gran importancia, especialmente en los puntos de apoyo del tablero. De lo que precede se deduce que serán necesarias reglas de cálculo diferentes de las tradicionales para la determinación de la armadura a tensión positiva.

Resulta también que el cálculo de dicha armadura conducirá al mismo resultado tanto para $h > l$ como para $h = l$.

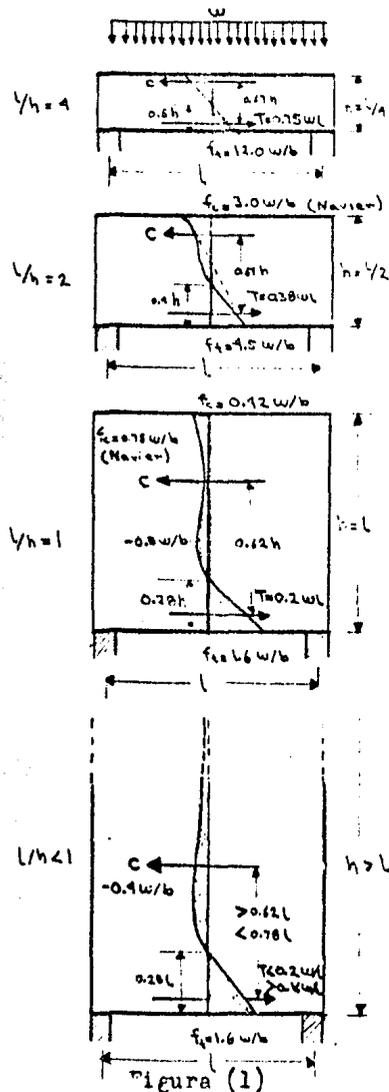


Figura (1)

Distribución de esfuerzos de flexión en vigas homogéneas simplemente soportadas.

Se observa asimismo que, para vigas cargadas por testa de altura total mayor que la luz, el trazado de las isostáticas es sensiblemente igual, en una parte inferior de altura igual a la luz, que en la viga de altura total; y que, por encima de dicha parte inferior, el trazado de las líneas isostáticas se aparta poco de verticales y horizontales, fig.(2)

Entonces, para el cálculo del grueso y posición del acero, con
brá aislar mentalmente la viga como si fuera de luz igual a
altura.

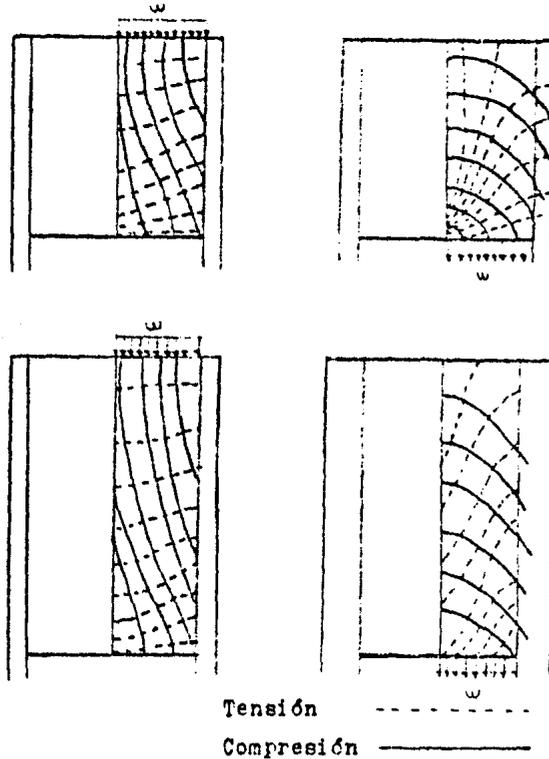


Figura (2).- Trazo de las líneas isostáticas para distintas relaciones (l/h) y para diversa condición de carga.

Este tipo de estructura es muy sensible con respecto a la carga en los bordes. La longitud de los apoyos en la fig.(1), afectará los esfuerzos principales, los que pueden ser muy críticos en la proximidad inmediata de estos apoyos. En forma análoga, las costillas de atiesamiento, muros con cruces de rigidez o columnas extendidas en los apoyos influirán marcadamente en los patrones de esfuerzos.

Uno de los aspectos más significativos del análisis de esfuerzos sería la manera de aplicación de la carga, que está distribuida uniformemente en el caso ilustrado en la fig. (1).

La carga de gravedad podría estar en forma de presión de apoyo aplicada a la superficie superior del tablero, provocando esfuerzos verticales de compresión, que generalmente pueden resistirse con el concreto sin dificultad. En otros casos puede ser necesario suspender el peso y soportar del borde inferior, creando con ello un patrón más adverso de esfuerzos en una viga de gran paralelo de concreto reforzado, como sucede cuando se deben suspender los muros inclinados de una tolva o el fondo plano de un tanque rectangular de vigas de gran paralelo que forman los muros laterales de la estructura. Es claro que para esos casos se requiere refuerzo adicional. Muchos estudios han investigado la distribución de esfuerzos para estas variables, y los resultados se pueden utilizar aplicando esfuerzos que resistan los refuerzos de tensión en el cuerpo homogéneo. Los esfuerzos de compresión del concreto rara vez son críticos. Sin embargo, ese tipo de soluciones no toma en cuenta los requerimientos de anclaje para el refuerzo, quizás el aspecto más importante del diseño de vigas de gran paralelo, y el aumento considerable de esfuerzos de compresión diagonal cerca de los apoyos después del inicio del agrietamiento.

La demanda de acero rara vez es grande para estas estructuras, de manera que no se justifica un alto grado de exactitud para su determinación. Por este motivo se han desarrollado técnicas aproximadas de diseño que abarcan casi todas las condiciones de carga y borde, toman en cuenta el hecho de que el concreto se agrieta en las zonas a tensión y son más adecuadas a los requerimientos de construcción.

El fondo de las proposiciones siguientes es el punto principal de la investigación experimental de Leonhardt y Walther en la Universidad de Stuttgart. El Comité Europeo del Concreto

to también ha formulado recomendaciones basadas principalmente en los resultados anteriores. Los experimentos se diseñaron para explorar los requisitos de detallado y otros aspectos de las vigas de gran peralte.

El código del ACI también hace algunas recomendaciones especiales para las vigas de gran peralte cargadas sólo en la parte superior o en la cara a compresión. En el código del ACI solamente se consideran los efectos en el alma, en términos de esfuerzos cortantes nominales y refuerzo por cortante. Las recomendaciones se refieren a vigas con una relación de claro libre a peralte (l/h), hasta de 5. Para relaciones más elevadas de (l/h), se aplican los principios de diseño de resistencia a cortante de vigas ordinarias.

En cuanto al R.D.D.F. podemos decir que contempla la generalidad de los casos que se presentan en las vigas de gran peralte. Al ser dicho reglamento bastante general, no se llegan a tratar con bastante profundidad los diversos detalles que abundan en este tema. El reglamento del D.F. es más bien un manual que puede ser seguido por todas aquellas personas relacionadas con la construcción, más no es un amplio tratado en el que se demuestre el origen de todos los conceptos involucrados en él. Otro aspecto que es importante señalar es que este reglamento no es puramente teórico, porque está adaptado especialmente a la zona del D.F. a través de factores de seguridad y de localización que en la mayoría de los casos se obtienen de manera experimental o empírica.

Por lo anteriormente expuesto podemos concluir que el código del A.C.I. está orientado más que nada al aspecto teórico, mientras que en el R.D.D.F. se tratan los conceptos desde el punto de vista práctico.

III. FLEXOCOMPRESION

Vigas simplemente apoyadas

Considerando una viga cuadrada ($l/h=1.0$), se pueden hacer dos observaciones de la fig.(1). En primer lugar, la fuerza de tensión interna total para la viga de gran peralte homogénea simplemente apoyada se podría calcular utilizando el brazo de palanca interno, que es $z=0.62h$, es interesante notar que esto es aproximadamente igual para todas las vigas en la fig.(1); es decir que no es afectado por la relación de claro a peralte, (l/h). Para una viga esbelta $z=\frac{2}{3}h$. En segundo lugar, la zona a tensión en la parte inferior de la viga es relativamente pequeña (aproximadamente $0.25L$), lo que sugiere que se debe colocar el refuerzo principal a flexión en esta area.

No parece que el brazo interno de palanca para vigas muy peraltadas aumente considerablemente despues del agrietamiento. Para fines de diseño se puede hacer la siguiente aproximación para el brazo z de palanca interno.

$$\begin{aligned} z &= 0.2(1+2h) \quad \text{donde } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 2 \quad \text{--- (a)} \\ z &= 0.61 \quad \text{donde } \frac{l}{h} \leq 1 \quad \text{--- (b)} \end{aligned}$$

Por conveniencia se pueden utilizar las curvas de la fig.(3). Es obvio que el área de acero así calculada no debe ser menor que la que se obtendría del análisis de flexión ordinario.

En estas ecuaciones se debe tomar la distancia de centro a centro entre soportes, o 1.15 veces el claro libre, lo que sea menor. El refuerzo a flexión calculado de esa manera se debe distribuir, utilizando varillas de tamaño relativamente pequeño, en una distancia vertical igual a $0.25h-0.05l$, en $h \leq l$.

Esto se debe medir desde la cara inferior de la viga, como se indica en la fig.(4).

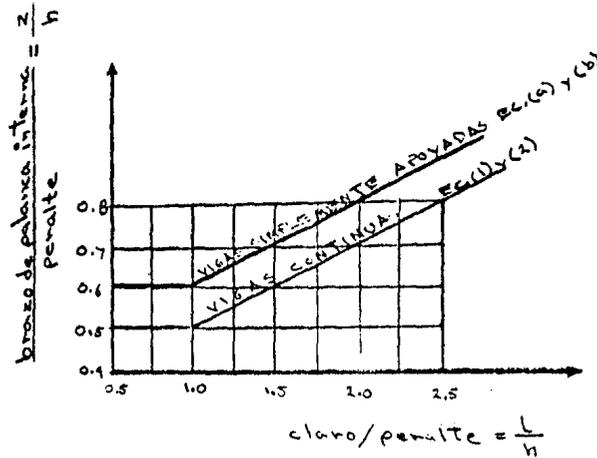


Figura (3).- Brazo de palanca interno en vigas de gran peralte.

Del estudio de las ménsulas, también es evidente que una carga concentrada aplicada centralmente se transmite en forma primordial por acción de arco, lo que necesita de muy buenos anclajes y a la extensión de todo el refuerzo a flexión en los apoyos. Se sugiere que el anclaje debe desarrollar al menos 80% de la fuerza máxima calculada del acero en la cara interna de los apoyos. Evitar la falla del anclaje antes del logro de la resistencia requerida del refuerzo a flexión solo puede darse si se utilizan varillas de diámetro pequeño o anclajes mecánicos. Las vigas antiguas de prueba que empleaban varillas lisas o dobladas (que reducen drásticamente la cantidad de refuerzo en los apoyos) normalmente fallaban en los anclajes a una carga relativamente baja. Se deben preferir los ganchos horizontales, sujetos a compresión transversal en los apoyos, por sobre los verticales.

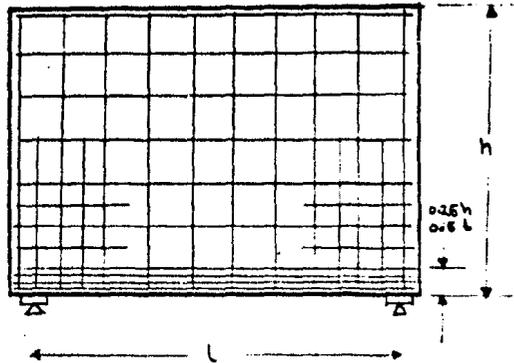


Figura (4).- Refuerzo de una viga de gran peralte simplemente soportada.

En la figura (5) se muestra una planta típica del refuerzo a flexión y del alma en el apoyo de una viga de gran peralte simplemente soportada.

Vigas continuas de gran peralte

La desviación del patrón lineal de los perfiles de esfuerzos a través de las secciones a mitad del claro y en los apoyos de una viga continua de gran peralte homogénea es todavía mayor que en el caso de vigas soportadas simplemente.

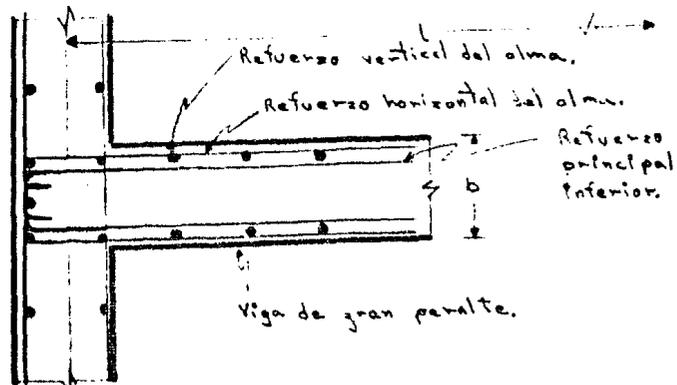


Figura (5).- Vista de planta del refuerzo en el soporte de una viga de gran peralte.

El brazo de palanca interna de las resultantes de los esfuerzos disminuye rápidamente conforme la relación del claro a - peralte de las vigas se aproxima a uno. En especial la fuerza de tensión sobre la región de apoyo (es decir, el momento negativo) puede estar más próxima al borde a compresión que al borde a tensión de las vigas. Esta característica de las vigas de gran peralte tendrá que tomarse en cuenta, aunque los brazos de palanca interna aumenten tanto en las zonas de momentos positivos y negativos después del agrietamiento, y especialmente cuando se ha iniciado la cedencia del acero a flexión.

Cuando se combine con los esfuerzos verticales de compresión que se originan del apoyo en los soportes, los esfuerzos cortantes generan esfuerzos de compresión principales su - mamente empinados, lo que sugiere que el cortante se trans - fiere principalmente por acción de arco.

Para simplificar los cálculos del acero a flexión, el CEB sugiere que se calcule el brazo de palanca interna z tanto - para momentos negativos como positivos, de las siguientes - ecuaciones:

$$z = 0.2 (1 + 1.5h) \quad \text{cuando } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 2.5 \quad \text{--- (1)}$$

6

$$z = 0.51 \quad \text{cuando } \frac{l}{h} < 1 \quad \text{--- (2)}$$

Nuevamente, por conveniencia, refiérase a la gráfica de la - figura (3)

Los momentos flexionantes se pueden calcular como para - las vigas esbeltas, es decir, $wl^2/12$ y $wl^2/24$, para los momen - tos de soporte y mitad del claro respectivamente de los claros continuos. También, es probable que en una viga agrietada el brazo de palanca interna sea más pequeño sobre el so - porte que a mitad del claro.

Las ecuaciones (1) y (2) no lo muestran, aunque la discrepancia aparente se compensa debido a que los momentos actuales en los soportes son más pequeños que los que predice el análisis de costumbre. En forma correspondiente, el momento a mitad del claro para una viga agrietada es mayor que $wl^2/24$ lo que también se observó en las pruebas.

Es necesario arreglar el refuerzo a mitad del claro (positivo) exactamente como para las vigas simplemente soportadas, anclando todas las varillas en los apoyos o pasando a través de ellos. La mitad del refuerzo negativo por sobre los apoyos debe extenderse por arriba de la longitud total de los claros adyacentes, en tanto que la otra mitad se puede terminar a una distancia de $0.4l$ ó $0.4h$, sea que sea menor, del borde del soporte. El refuerzo del soporte negativo debe distribuirse uniformemente en dos bandas, como en la figura (6).

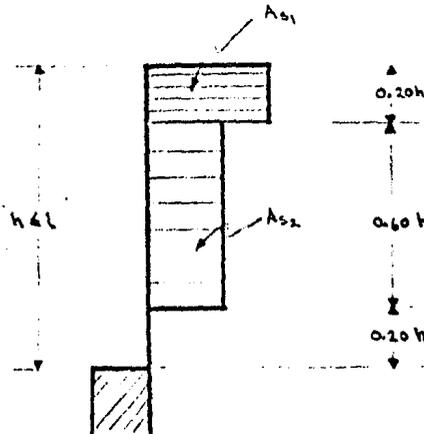


Figura (6).- Distribución sugerida de refuerzo a flexión negativa en el apoyo de vigas de gran peralte continuas.

1.- En la banda superior, con un peralte de $0.2h$, el acero distribuido debe ser.

$$A_{s1} = 0.5 \left(\frac{l}{h} - 1 \right) A_s$$

2.- El resto del acero $A_{sx} = A_s - A_{s1}$, se debe colocar en la banda inferior con un peralte de $0.6h$.

El peralte a considerar no necesita ser mayor que el claro. En las vigas muros cuyo peralte es mayor que el claro, sólo se necesita colocar acero horizontal nominal en las partes superiores de la viga.

Las fuerzas de compresión debidas a la flexión rara vez son criticas en las vigas de gran peralte, aunque puede ser necesario examinar la posibilidad de pandeo lateral de la zona a compresión por sobre el apoyo y en el claro en vigas de muros delgados; de esto trataremos más adelante. Es más importante proteger la zona a compresión por sobre el apoyo donde la compresión diagonal debida a la concentración de cortante puede ser crítica.

La intensidad del esfuerzo cortante calculada como para las vigas normales no tiene significado físico; sin embargo, se puede esperar comportamiento satisfactorio si la fuerza máxima cortante se limita a:

$$V_{max} \leq 0.09 \phi b_w h f_c \quad - - - (3)$$

en que $h \leq 1$ y $\phi = 0.85$

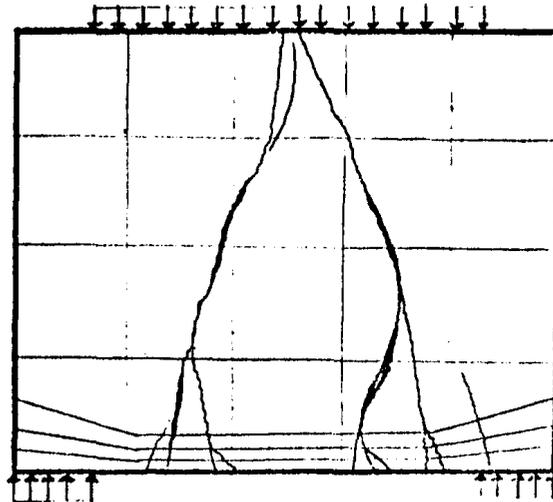
Varias recomendaciones del CEB. que se refieren a las vigas de gran peralte se originan de una consideración del control del ancho de grietas más que la resistencia última.

En las vigas normales (esbeltas), la carga de agrietamiento diagonal fija el límite a la resistencia cortante utilizable en ausencia de refuerzo del alma. Cuando se introduce adecuadamente en una viga de gran peralte, se puede transmitir una carga considerablemente mayor a la carga de agrietamiento diagonal, debido a la gran rigidez y resistencia del mecanismo. Sin embargo, con el tiempo los anchos de las grietas se hacen excesivos y, por tanto, se deben limitar los esfuerzos cortantes nominales, ec. (3).

Refuerzo del alma en vigas de gran peralte.

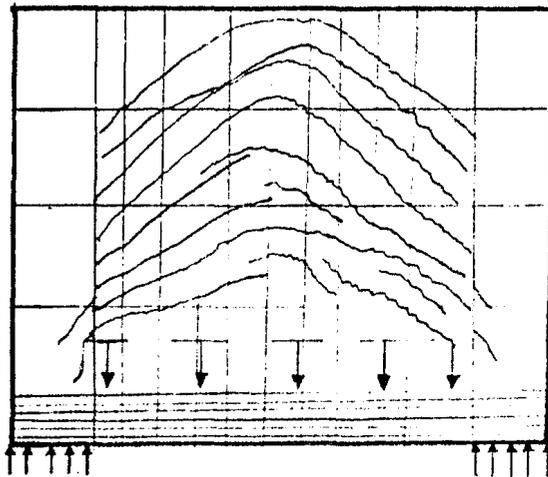
La carga de gravedad introducida a lo largo del borde superior de una viga muro se transmite principalmente por acción de arco. El acero a flexión falló en la viga de prueba mostrada en la fig.(7), revelando que las grietas no atraviesan los estribos. La carga escoge naturalmente transmitirse a través del más rígido de dos sistemas posibles de resistencia, y en las vigas de gran peralte, el arco siempre es más rígido que el mecanismo de armadura. Por tanto, normalmente no se necesitan estribos. Basta un refuerzo mínimo de 0.2% en forma de varillas corrugadas de diámetro pequeño colocadas en ambas direcciones, como en los muros de concreto reforzado. En las vigas continuas, la mitad del refuerzo horizontal a flexión (negativo) puede ser parte de este. Sin embargo, como lo indica la fig.(8a), cerca de los soportes se deben introducir varillas adicionales del mismo tamaño al utilizado para el refuerzo del emparrillado.

El código del ACI de 1971 tiene provisiones por primera vez para evaluar la resistencia a cortante de las vigas de gran peralte. Las recomendaciones están limitadas a vigas simplemente soportadas con una relación de claro libre (l_n) a peralte efectivo (d) menor que 5 si las vigas están cargadas en la cara superior y apoyadas en la cara inferior. El comité conjunto número 426 del ASCE-ACI describió el fondo del enfoque del diseño, semejante al utilizado para vigas normales, en 1973. Se postula que la capacidad a cortante de un miembro se obtiene por superposición de la capacidad del concreto y la del refuerzo del alma. El reconocimiento de la capacidad a cortante de reserva de una viga de gran peralte sin refuerzo del alma condujo al desarrollo de la expresión semiempírica:



(a)

Figura (7).- Falla de viga de gran peralte simplemente soportada. (a) carga introducida en el borde superior.



(b)

(b) carga introducida en el borde inferior.

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_{ud}} \right) \left(1.9 \sqrt{f_c} + 2500 \rho_w \frac{V_{ud}}{M_u} \right) \leq 6 \sqrt{f_c} \left[(l_w / d)^2 \right] \dots (4)$$

El segundo término da el cortante del agrietamiento inclinado para vigas normales, y el primer término representa el aumento en el cortante sobre el que provoca el agrietamiento. El valor del primer término no debe de exceder 2.5. Se pretende que la ecuación se aplique en las secciones críticas localizadas a la distancia 0.5 de la carga del soporte para vigas cargadas uniformemente, o un medio del claro a cortante, pero no más que el peralte efectivo desde el soporte para vigas sujetas a cargas concentradas.

En el enfoque del ACI, la deducción de la contribución del refuerzo del alma a la resistencia a cortante se basa en el concepto de fricción a cortante. Se supone que cuando se desarrolla una grieta diagonal muy empinada, tal como en la fig. (7a), ocurren desplazamientos a cortante. El aumento resultante en el ancho de la grieta activa completamente todo el refuerzo que cruza esa grieta. Entonces se puede suponer que la componente de la fuerza de cedencia, que actúa perpendicular a la grieta inclinada, suministra la fuerza de brida requerida para que opere el mecanismo de fricción a cortante. De esta manera el refuerzo horizontal del alma puede contribuir apreciablemente a la resistencia a cortante del alma, si el momento flexionante en la sección considerada es pequeña. De una deducción experimental de la relación entre la inclinación de la grieta diagonal y la relación de claro a peralte de (l_n/d) , y la aceptación de un coeficiente aparente de fricción de 1.0 a lo largo de la grieta de falla diagonal potencial, se demostro que:

$$V_s = V_u - V_c = \left[\frac{A_v}{12.5} \left(1 + \frac{l_n}{d} \right) + \frac{A_v h}{12.5 h} \left(11 - \frac{l_n}{d} \right) \right] \frac{f_y}{b_w} \dots (5)$$

en que $V_u = \tau_u / b_w d$

Así se puede determinar el refuerzo del alma. Se aplican las siguientes limitaciones:

- 1.- El área del refuerzo a cortante A_v , perpendicular al refuerzo principal, no debe ser menor que $0.0015 b_w s$, en que b_w es el ancho del alma.
- 2.- La separación de estos estribos no debe exceder $d/5$.
- 3.- El área del refuerzo a cortante A_{vh} , paralelo al refuerzo principal no debe ser menor que $0.0025 b_w s$.
- 4.- La separación s de esas varillas no debe exceder $d/3$ - 6 18 pulg. (450 mm.).
- 5.- Cuando $l_n/d \leq 5$, $V_u \leq 8\sqrt{f_c'} [1b/e'g^2]$ - - - (6a)
- 6.- Cuando $2 \leq l_n/d \leq 5$,

$$V_u \leq \frac{2}{3} \left(10 + \frac{l_n}{d}\right) \sqrt{f_c'} [1b/e'g^2] - - - (6b)$$

El valor equivalente del CEF dado por la ec. (3), es aproximadamente la mitad del que se obtiene de la ec. (6).

Cuando se suspende la carga de cerca del borde inferior de una viga de gran peralte, se debe transmitir 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 a la zona a compresión de la viga, lo que debería lograrse 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 satisfactorio de grietas en el alma durante la carga de servicio (es decir para $f_s < 30,000 \text{ lb/plg}^2$ N/mm^2). Una probeta de prueba reproducida en la fig. (7b), demuestra vívidamente el comportamiento de una viga de ese tipo. La compresión diagonal en el soporte derecho del arco fue la causa de la falla de esta viga.

Los estribos de suspensión deben rodear completamente el

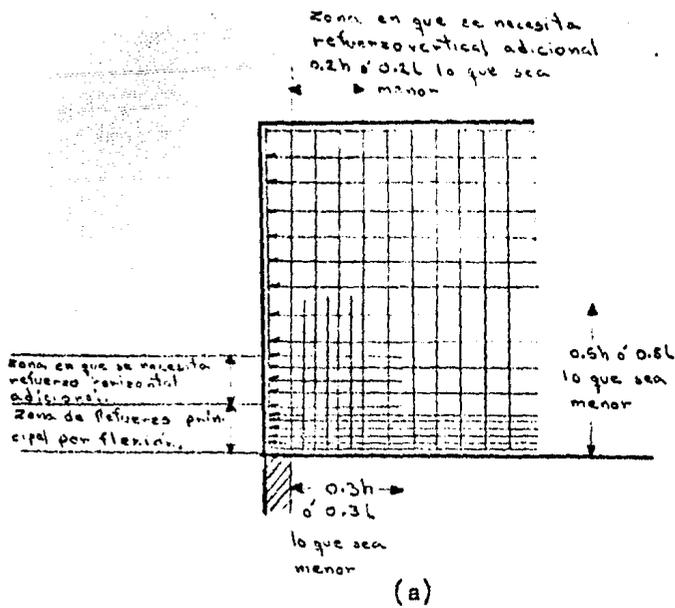
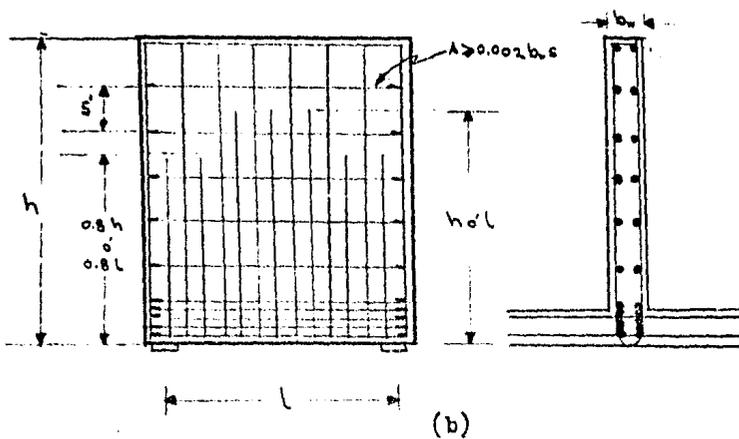


Figura (8).- Refuerzo adicional requerido en vigas de gran peralte simplemente soportadas para (a) cortante cerca de los soportes

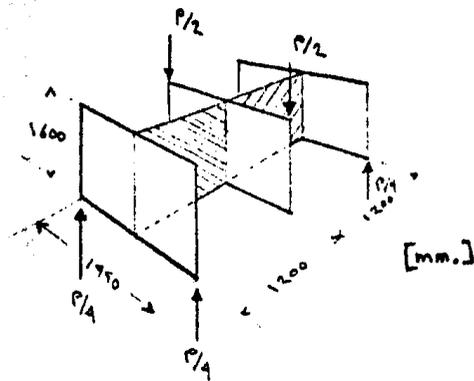


(b) cargas aplicadas cerca del borde inferior.

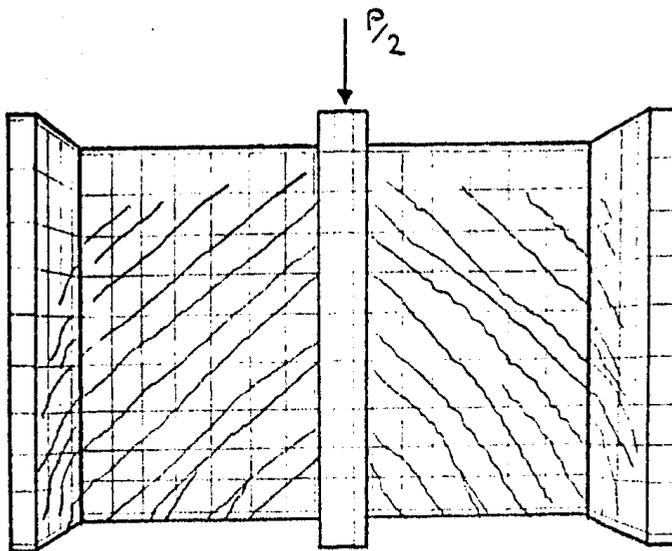
el refuerzo a flexión del fondo y extenderse a la zona a compresión de la viga muro, como en la fig. (8b). El espaciado de las barras verticales no debe exceder de 15 cm.

También se necesita una provisión especial cuando se introducen cargas a lo largo de todo el peralte de una viga, por ejemplo, cuando vigas muro se soportan entre sí, como se ilustra en la fig.(9). Esta probeta se utiliza en la discusión que sigue. La carga desde la viga transversal central se transmite principalmente mediante compresión diagonal al fondo de la viga muro larga. De ahí la carga debe llevarse a la parte superior de la viga muro principal, lo que permite que un arco lineal hacia el fondo de las vigas transversales de soporte. Por tanto en la junta central se debe suministrar refuerzo de suspensión vertical para toda la fuerza P, el que debe rodear el acero del fondo a flexión en la viga principal. Las varillas se deben extender verticalmente a una altura h ó l , la que sea menor; 1.44m. en el caso del ejemplo, fig.(9). En forma análoga, en las vigas de soporte de los extremos se debe recibir la mitad de la carga por refuerzo de suspensión, lo que se muestra en arreglo típico en fig(10a). Las pruebas han demostrado que las varillas diagonales dobladas a un radio grande en la junta de viga a viga también son efectivas, aunque su contribución a la carga no debe exceder el 60% de la carga total. En la fig.(10b) se muestra un arreglo típico.

Las grietas diagonales formadas en la viga muro principal de la fig.(9b) muestran claramente la inclinación de los puntales a compresión diagonal. Para permitir que estas fuerzas se descompongan en componentes verticales y horizontales, se requiere acero horizontal bien anclado en el soporte. El CEB recomienda que se suministre refuerzo en el área de soporte, como en la fig.(8a) para resistir la fuerza vertical. Las varillas horizontales de la malla se deben extender en una distancia $.3l$ ó $.3h$ de la



(a)



(b)

Figura (9).- Viga de gran peralte soportada por vigas de gran peralte, (a) dimensiones globales; (b) patrón de grietas.

carga del soporte junto con aquéllas que corren a través del claro de la viga muro, deben poder resistir al menos 80% de la fuerza de reacción (máximo cortante). Las varillas verticales cortas de la malla se deben extender en $0.5l$ ó $0.5h$, lo que sea menor, por sobre el intradós o sofito de la viga.

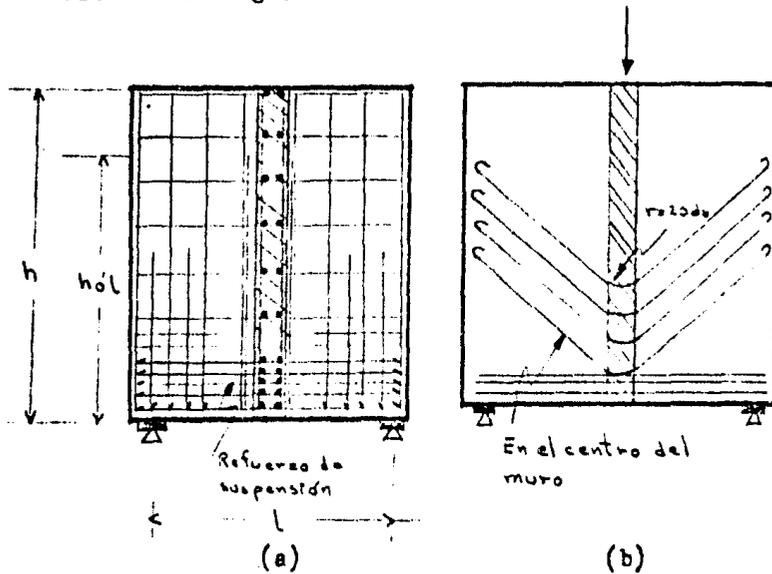


Figura (10).- Refuerzo de suspensión que debe suministrarse en donde una viga de gran peralte soporta a otra igual, usando (a) distribución ortogonal o (b) varillas dobladas hacia arriba.

Introducción de cargas concentradas.

Es necesario examinar los esfuerzos de apoyo en las áreas donde se introducen cargas concentradas, ya que las vigas de gran peralte pueden soportar fuerzas muy grandes con demandas relativamente pequeñas de refuerzo. Los puntos de apoyo son dichos lugares. Las fuerzas reactivas se pueden calcular como para vigas normales (esbeltas). Sin embargo, se debe tener presente que en los apoyos interiores de las vigas de gran peralte continuas, se resiste un momento menor que el predicho por el análisis elástico acostumbrado.

En consecuencia, se debe aumentar en 10% la reacción calculada convencionalmente en los soportes exteriores de las vigas de gran peralte continuas para fines de diseño del apoyo.

En los casos en que se suministra una costilla o columna de atiesamiento a la viga, que agranda la viga en sus soportes sobre una porción apreciable de su altura h , los esfuerzos de apoyo normalmente no son críticos. En ausencia de costillas o columnas, la magnitud de la reacción en la carga última no debe exeder

$$0.6 b(t+h_o) f_c' \quad \text{en los apoyos exteriores y}$$
$$0.9 b(t+2h_o) f_c' \quad \text{en los soportes interiores.}$$

en que b = ancho de la viga

h_o = profundidad de una costilla o patín que puede atiesar la porción inferior de la viga.

t = longitud del apoyo bajo consideración, que no debe exeder un quinto del más pequeño de los claros adyacentes.

En la fig.(11), también están ilustradas estas medidas

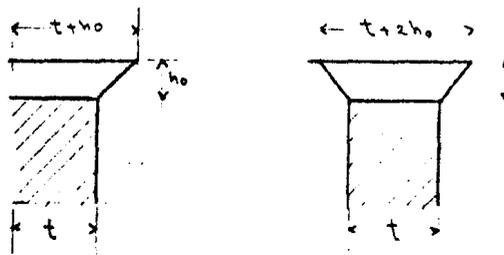


Figura (11).- Distribución supuesta de esfuerzos de apoyo en los soportes de vigas de gran peralte.

Debido a su muy grande rigidez, las vigas de gran peralte son sumamente sensibles a las deformaciones impuestas.

En consecuencia, se debe ejercer cuidado de asegurar que no ocurran desplazamientos de los soportes en las vigas de gran peralte continuas. De otra manera, se debe suministrar refuerzo adicional para dar cabida a cambios sustanciales en los momentos, debido al posible asentamiento de los soportes.

No es raro que se introduzcan elevadas cargas concentradas directamente por sobre los puntos de soporte de las vigas de gran peralte. Esta situación, que esta ilustrada en la fig.(12), es semejante a la que se plantea en el punto de anclaje de un cable de presforzado.

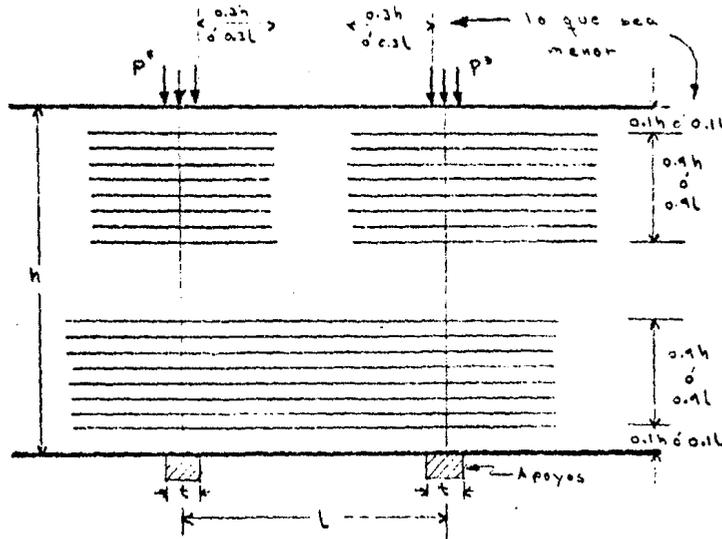


Figura (12).- Distribución del refuerzo requerido para la transmisión de fuerzas concentradas a través de vigas continuas de gran peralte.

Las fuerzas concentradas están dispersas en el alma de las vigas, y a menos que se extienda una costilla vertical de atiesamiento entre el punto de carga y el soporte, se debe tener en cuenta esta dispersión.

En consecuencia, el CEB sugiere refuerzo suplementario horizontal en dos bandas, cada una capaz de resistir una fuerza de tensión igual a un cuarto de la carga aplicada.

En la evaluación de la capacidad a compresión diagonal o cortante del alma, de acuerdo con la ec.(3), el CEB recomienda que se dé margen a una fuerza cortante adicional de diseño de

$$\frac{P^*}{2} \left(\frac{l-2t}{l} \right) \quad \text{ó} \quad \frac{P^*}{2} \left(\frac{h-2t}{h} \right)$$

en los soportes interiores ó

$$P^* \left(\frac{l-t}{l} \right) \quad \text{ó} \quad P^* \left(\frac{h-t}{h} \right)$$

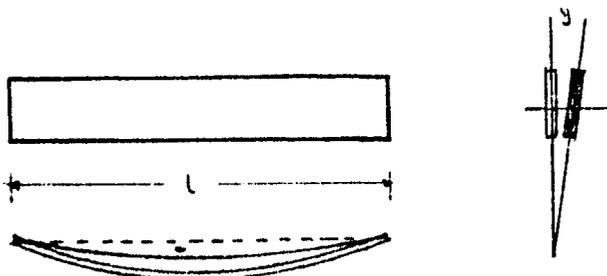
en los soportes exteriores,

para compensar por los efectos de P^* introducida como se indica en la fig.(12). En cada caso, sólo se necesita considerar la menor de las dos expresiones.

P A N D E O

Inestabilidad lateral de las vigas

Cuando se utilizan vigas esbeltas, la inestabilidad antes del desarrollo de la resistencia a flexión puede ser la causa de la falla. La falla por inestabilidad toma la forma de pandeo lateral acompañado por torsión, como lo muestra la figura (13). Esta inestabilidad puede ser importante en el caso de vigas que carecen de apoyo lateral, si la rigidez a flexión en el plano de flexión es muy grande comparada con su rigidez lateral.



Figura(13).- Viga con falla por inestabilidad lateral.

El problema se presenta raras veces, debido a que la mayoría de los diseñadores intuitivamente eligen secciones compactas. La situación crítica puede presentarse durante la erección de estructuras de concreto precolado antes de que se proporcione restricción lateral adecuada a las componentes.

El tratamiento analítico del problema se complica si se intentan evaluar las características del comportamiento del concreto reforzado en forma realista.

Debido a que no hay suficiente evidencia experimental contra la que pueda probarse en forma convincente una carga crítica obtenida teóricamente, aquí no se intenta cuantificar los parámetros relevantes. Esto sólo se podría hacer utilizando suposiciones cuestionables.

La solución clásica de Michell para el momento crítico M_{cr} que produce la inestabilidad en una viga prismática, isotrópica, linealmente elástica y homogénea es:

$$M_{cr} = \frac{\lambda}{l} \sqrt{\frac{E_c I_x E_c I_y G J}{E_c I_x - E_c I_y}} \left(1 - 1.74 \frac{y_w}{l} \sqrt{\frac{E_c I_y}{G J}} \right) \quad \text{--- (7)}$$

en que $\lambda =$ a un coeficiente que depende del tipo de carga y que tiene los siguientes valores:

1 para un momento uniforme a lo largo de la viga.

3.53 para una carga distribuida uniformemente.

4.24 para una carga central concentrada.

E = módulo de elasticidad del concreto.

G = módulo de rigidez al cortante del concreto.

I_x, I_y = momentos de inercia de la sección transversal del concreto alrededor del eje mayor y menor respectivamente.

J = momento polar equivalente de inercia de la sección transversal del concreto.

l = longitud no apoyada de la viga.

Y = distancia del punto de aplicación de la carga sobre el centroide de la sección.

Marshall investigó la aplicabilidad de cada uno de estos parámetros respecto al concreto reforzado e intentó determinar límites dentro de los cuales es probable que ocurra el verdadero momento crítico. Las variaciones para las cantidades individuales son muy grandes, y a la luz de esta propiedad no deberían objetarse ciertas simplificaciones a la ec. (7). Las secciones transversales que son sensibles al pandeo.

lateral tienen una relación de peralte a ancho de por lo menos 2. En consecuencia, si se va a tomar en cuenta el efecto del agrietamiento, la relación I_y/I_x se hace muy pequeña y se puede considerar que es igual a cero. Con esta simplificación, la ec.(7) se reduce a

$$M_{cr} = \frac{\lambda}{t} \sqrt{E_c I_y G J} \left(1 - 1.74 \frac{y_w}{t} \sqrt{\frac{E_c I_y}{G J}} \right) \quad \text{--- (8)}$$

Al evaluar el momento crítico, el diseñador debe tener presente que el concreto no es lineal en compresión; en consecuencia, se necesita considerar un módulo reducido de elasticidad a esfuerzos elevados. Al evaluar el momento de inercia, debe tener en cuenta el efecto del agrietamiento a flexión. Este agrietamiento varía a lo largo de la viga de acuerdo con el patrón de momentos. El cálculo de I_y podría bajarse en la parte de la sección transversal de concreto solamente en la zona a compresión. El valor del módulo de rigidez al cortante, G , está relacionado con E_c , aunque son inciertas las contribuciones relativas del concreto y el refuerzo del alma a la rigidez torsional. Otras incertidumbres son: la cantidad de sección transversal del concreto que debe incluirse en la estimación del momento polar equivalente de inercia J , y el grado en que la flexión biaxial afecta la torsión. Es evidente que hay dificultades para calcular con exactitud los términos de rigidez.

Al sustituir $0.5h$ por Y_w , expresando el módulo de elasticidad en el rango no lineal como fracción de la resistencia f'_c del cilindro a compresión, y expresando I_x, I_y y J en términos de las dimensiones de la sección, la ecuación para el momento crítico para una viga rectangular prismática se reduce a

$$M_{cr} = K \frac{\lambda}{t} b^3 d f'_c \quad \text{--- (9)}$$

en que K es una constante numérica, b es el ancho de la sección y d es la profundidad efectiva del acero en tensión. -

Para que ocurra una falla por estabilidad, la capacidad de flexión de la viga M_u debe ser mayor que el momento crítico. Sin embargo, la capacidad de flexión depende de la cuantía de acero y para una sección simplemente reforzada está dentro de los límites de (unidades inglesas)

$$0.05 < \frac{M_u}{b d^2 f_c'} < 0.29 \quad \text{--- (10)}$$

No es probable que una viga subreforzada sea crítica respecto al pandeo. En consecuencia al considerar vigas con máxima cuantía utilizable de acero, la condición crítica es g proximadamente.

$$0.29 b d^2 f_c' > k_1 \lambda^2 b d f_c' \quad \text{o} \quad \frac{ld}{b^2} > k_1 \quad \text{--- (11)}$$

en que $k_1 = k/0.29$

Al hacer suposiciones limitantes para las variables de la ec. (8), el valor de k_1 está dentro de los amplios límites de 100 y 580 para las vigas que tienen una carga uniformemente distribuida. Dados estos límites, no se justifica un refinamiento adicional del análisis tomando en cuenta la contribución del acero a flexión.

Examinando los datos disponibles, Marshall encontró que los mayores valores (ld/b^2) eran los más aproximadamente correctos -

Se debe notar que la pura relación claro/ancho utilizada tradicionalmente, (l/b) , no describe en forma adecuada los criterios de inestabilidad en las vigas.

Al considerar los efectos del flujo plástico y de una posible desviación de la linealidad inicial y notar que las fallas por inestabilidad muestran ductilidad limitada, se aprecia que el factor de reducción de capacidad utilizado en el diseño con M_{CR} debe ser pequeño. Esto lo apoya la considerable dispersión en los resultados experimentales disponibles. En forma alterna los parámetros geométricos especificados deben ser deliberadamente conservadores.

IV. METODO DE DISEÑO

Ahora que ya hemos realizado un amplio estudio sobre las vigas de gran peralte, estamos en condición de dar el metodo practico de diseño que es aplicable a la generalidad de las vigas diafragma.

En cuanto a la localización y cuantia de los diversos tipos de acero, ya se ha hablado en las secciones anteriores, es por eso que se justifica la brevedad de esta parte del trabajo.

El proceso para diseñar estas vigas consiste principalmente en dos etapas, la primera corresponde al análisis -- propiamente dicho de la viga y la segunda es aquella en que se calculan las areas de acero correspondientes.

Dentro de la primera etapa, es necesario realizar el tradicional análisis de carga, de sismo, de viento, etc. para así llegar a determinar los momentos resistentes necesarios que tendra que soportar la viga. En este análisis se considera a la viga como si fuera normal, es decir que se desprecia su considerable peralte.

Para poder llegar a calcular el area de acero, se estima que la resistencia a flexión de una viga diafragma esta dada por la siguiente expresión:

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad - - - (12)$$

en donde:

MR = Momento resistente

FR = Factor de reducción de resistencia, según R.D.F.

igual a 0.9 para vigas.

As = área de acero requerida por flexión.

fy = Esfuerzo nominal del acero que se emplee.

z = Brazo del par interno.

En vigas simplemente soportadas, el valor de z se calcula con las expresiones (a) ó (b) según sea el caso atendiendo a su relación claro/peralte (l/h). Para vigas continuas es preciso recurrir a las expresiones (1) ó (2) según sea el caso. En estas expresiones hay que tener en cuenta la limitación que se impone para el claro l , de lo que ya se habló en la debida ocasión.

El proceso de determinación del brazo de palanca z , también se puede realizar gráficamente con auxilio de la gráfica de la figura (3).

Todo el proceso de diseño se apoya en el cálculo del acero a flexión, ya que todos los demás aceros se consideran como un simple porcentaje de este. En cuanto a la posición y cuantía de los diversos tipos de acero, se vuelve a repetir que ya se trató en la sección anterior.

Este método que se ha expuesto es el correspondiente al reglamento de construcción del D.F. Básicamente es el mismo que se emplea en todos los reglamentos y códigos de los distintos países o lugares, la diferencia fundamental está en los distintos valores de factores de seguridad que se adoptan según sea el caso.

Conclusiones.

A través de todo el desarrollo del presente trabajo nos hemos pedido dar cuenta que la construcción de una viga de gran peralte no es algo sencillo en cuanto a su diseño; debido a que no son comunmente usadas, los manuales que existen no son lo bastante explicitos para elaborar cualquier tipo de viga. Inclusive podemos decir que para construir una viga de gran peralte en particular, apegandonos estrictamente a los canones teóricos, sería necesario realizar una investigación completa y detallada de acuerdo al caso.

Dentro de la construcción, las vigas de gran peralte son poco usadas, exepcto en aquellos casos en que son indispensables tales como cimentaciones, silos, tanques alimentadores, etc. La principal razón de esto es que los estructuristas prefieren dar otro tipo de soluciones y no meterse en los problemas que involucran a las vigas de gran peralte

Dentro de las vigas de gran peralte aún existe un gran campo de investigación al cual se le debería dar un impulso, de esta forma se contaría con buenos manuales para diseño y así poco a poco se emplearian más comunmente dentro de la construcción. En esta forma se aprovecharia la gran capacidad que esta viga presenta con respecto a la de tipo convencional es decir la no peraltada.

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

Libro	Autor
Elementos constructivos singulares. de hormigón armado. - - - - -	Róbinson.
Reinforced concrete structures. - - - - -	Robert Park, Paulay.
Diseño avanzado de estructuras de concreto.	Fritz de la Orta.
Diseño de estructuras de concreto. - - - - -	Winter, Nilson, O' Roupe.
Construcciones de hormigon armado. - - - - -	Ziegler, A.
Reglamento de construcciones del D.D.F.	
Calculo de vigas-pared. - - - - -	Kalmanok, A. S.