

300615

9
2eg.



UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERÍA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

**" DETALLADO DE ACERO DE REFUERZO EN
EDIFICIOS RESISTENTES A SISMOS "**

TESIS PROFESIONAL

**Que para obtener el título de :
INGENIERO CIVIL**

Presenta:

JOSE MANUEL GARCIA ROSILES

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DIRECTOR DE TESIS:

M. en I. Francisco Javier Ribé Martínez de Velasco



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO 1: COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO Y DEL ACERO	
1.1 CONCRETO	4
1.1.1 Comportamiento bajo esfuerzo uniaxial	4
1.1.2 Comportamiento del esfuerzo de compresión	9
1.1.3 Confinamiento del concreto por el refuerzo	13
1.2 ACERO DE REFUERZO	15
1.2.1 Perfiles y tamaños de varillas	15
1.2.2 Comportamiento monótonico de esfuerzos	16
1.2.3 Comportamiento bajo esfuerzos alternados	19
1.3 ADHERENCIA Y ANCLAJE	20
CAPITULO 2: DISEÑO Y DETALLADO EN TRABES	
2.1 DISEÑO EN TRABES	23
2.1.1 Dimensiones de diseño	23
2.1.2 Factores de carga	24
2.1.3 Factores de resistencia	25
2.1.4 Hipótesis para la obtención de resistencia de diseño	25

2.1.5 Flexión	27
2.1.6 Fuerza cortante	33
2.1.7 Torsión	41
2.1.8 Disposiciones complementarias para vigas	45
2.1.9 Marcos dúctiles	53
2.1.10 Estados límite	58
2.2 DETALLADO EN TRABES	61
2.2.1 Requisitos geométricos	61
2.2.2 Requisitos de refuerzo longitudinal	63
2.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal	66
2.2.4 Anclaje	68
2.2.5 Recubrimiento	73
2.2.6 Tamaño máximo de agregado	74
2.2.7 Separación de acero de refuerzo entre barras o tendones individuales	74
2.2.8 Paquetes de barras	75
2.2.9 Dobleces de refuerzo	75
2.2.10 Uniones de barras	77
2.2.11 Refuerzo por cambios volumétricos	79
2.2.12 Sitios para anclaje	81
2.2.13 Interacción del refuerzo por flexión y cortante	85

2.2.14 Detallado de puntos de soporte y carga	89
2.3 CASOS ESPECIALES	92
2.3.1 Vigas de gran peralte	92
2.3.2 Vigas de concreto reforzado con orificios pequeños en flexión y torsión	97
2.2.3 Diseño para refuerzo de vigas de concreto con orificios grandes	99
2.2.4 Vigas de concreto con orificios en el alma sujetas a carga cíclica	104
AYUDAS DE DISEÑO	108
CAPITULO 3: DISEÑO Y DETALLADO EN COLUMNAS	
3.1 Columnas	113
3.1.1 Efectos de esbeltez	113
3.1.2 Flexocompresión	118
3.1.3 Aplastamiento	120
3.1.4 Fuerza cortante en miembros sujetos a flexión y carga axial	120
3.1.5 Torsión	122
3.1.6 Disposiciones complementarias para columnas	122
3.1.7 Marcos dúctiles	125

3.2 DETALLADO EN COLUMNAS	131
3.2.1 Vértices de columnas	131
3.2.2 Desalineamiento entre caras de columnas	131
3.2.3 Cambio de distribución de varillas entre pisos	134
3.2.4 Estribos en columnas	135
3.2.5 Empalmes	138
3.2.6 Columnas de riesgo sísmico	144
3.2.7 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos	146
3.3 CASOS ESPECIALES	146
3.3.1 Ménsulas	146
3.3.2 Resistencia sísmica de columnas cortas y vigas acopladas reforzadas con barras inclinadas	151
AYUDAS DE DISEÑO	155

CAPITULO 4: CONEXIONES VIGA-COLUMNA

4.1 CONEXIONES EN MARCOS DUCTILES	170
4.1.1 Requisitos generales	170
4.1.2 Refuerzo transversal	171
4.1.3 Resistencia a fuerza cortante	171
4.1.4 Anclaje de refuerzo	172

4.2 DETALLADO EN CONEXIONES	173
4.2.1 Detalles del refuerzo en Intersecciones con vigas o losas	173
4.2.2 Anclaje	174
4.2.3 Resistencia a cortante	176
4.2.4 Confinamiento	177
4.2.5 Juntas de marcos de riesgo sísmico	179
4.2.6 Funcionamiento de barras dobladas a 90° sujetas a fuerzas de adherencia en conexiones viga-columna	181
4.3 CASOS ESPECIALES	184
4.3.1 Conexiones losa-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado	184
 CAPITULO 5: EJEMPLOS DE APLICACION	 187
5.1 Obtención de elementos mecánicos	187
5.2 Obtención de acero de refuerzo en columna	192
5.3 Obtención de acero de refuerzo en vigas	199
5.4 Conexiones	205
5.5 Vigas de gran peralte	206
CONCLUSIONES	212
BIBLIOGRAFIA	214

INTRODUCCION

En la actualidad se están diseñando y contruyendo estructuras cada vez más complejas, esto como resultado de técnicas orientadas a computadoras que han permitido realizar con rapidez los análisis y diseños de estructuras. También como respuesta a las necesidades de estructuras más seguras y a los requerimientos de espacio que estas necesitan, buscando satisfacer los comportamientos bajo cargas de servicio y principalmente bajo actividad sísmica.

En el pasado, durante el desarrollo de los planos estructurales el calculista a veces sugería soluciones en áreas donde los detalles estaban incompletos o donde el refuerzo pudiera presentar problemas de construcción para que fueran considerados por el ingeniero. Desafortunadamente, muchos problemas no se presentan durante la fase de proyecto, sino durante la construcción, y es donde el ingeniero y el contratista, trabajando conjuntamente, deben resolver el problema. Es entonces donde experiencias anteriores ayudarán a obtener soluciones y posteriormente servirá para elaborar manuales de detallado.

El diseño no sólo consiste en proporcionar una sección estructural u obtener esfuerzos seguros. Algunos aspectos igualmente importantes de un diseño exitoso son la economía global y la facilidad de construcción. Un análisis complejo se hace inútil si los cálculos no se pueden traducir a estructuras exitosas. Y esto puede suceder cuando una estructura queda representada por un conjunto de dibujos no muy bien detallados. El análisis estructural es un requisito necesario pero insuficiente para un buen diseño.

El detallado consiste en la preparación de dibujos de colocación, detalles de las varillas de refuerzo, y listas de varillas que se utilizan para fabricar y colocar el refuerzo en las estructuras. Pero el detallado también incorpora todo el proceso de razonamiento por el cual el diseñador permite que cada parte de su estructura funcione con seguridad bajo las condiciones de servicio y con eficiencia cuando se sujeta a la carga última o deformaciones.

El capítulo 1 trata el comportamiento del concreto y del acero principales materiales utilizados en estructuras de edificios y la respuesta de estos bajo cargas gravitacionales y sismo.

El capítulo 2 trata el diseño y detallado de vigas.

El capítulo 3 expone el diseño y detallado de columnas.

El capítulo 4 trata el diseño y detallado de conexiones.

El diseño de los capítulos 2, 3 y 4 contempla las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias en lo relativo a estructuras de concreto; el objetivo del detallado es ilustrar, examinando algunos casos típicos, que la buena práctica del detallado puede conducir a un mejor comportamiento estructural, a la optimización del acero de refuerzo y la obtención de estructuras seguras y económicas. También se muestran requisitos en cuanto a la geometría de las secciones, requisitos para refuerzo longitudinal y transversal así como algunos casos especiales y resultados de investigaciones recientemente publicadas.

El capítulo 5 muestra algunos ejemplos de aplicación de los elementos seleccionados para la elaboración de este trabajo.

Esta tesis contempla los 3 principales elementos estructurales utilizados en edificios a base de marcos de concreto reforzado.

CAPITULO 1

COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO Y DEL ACERO

El concreto hecho con cemento Portland tiene un uso extenso como material de construcción debido a sus muchas características favorables. Una de las más importantes es una alta relación resistencia-costo en muchas aplicaciones. Otra es que el concreto, mientras más plástico, puede colocarse con facilidad dentro de formas o cimbras a temperaturas normales para producir casi cualquier forma, el concreto tiene una alta resistencia al fuego y a la penetración del agua.

El concreto también tiene desventajas. Una importante es que, en ocasiones, el control de calidad no es tan bueno como para otros materiales de construcción, además de que el concreto es un material de relativa fragilidad. Su resistencia a la tensión es pequeña comparada con su resistencia a la compresión. No obstante, esta desventaja puede contrarrestarse reforzando o presforzando el concreto con acero. La combinación de los dos materiales, o sea, el concreto reforzado o armado, posee muchas de las mejores propiedades de cada uno lo que lo hace de gran aplicación para una extensa variedad de construcciones y en este caso para estructuras de edificios.

1.1 CONCRETO

1.1.1 Comportamiento bajo esfuerzo uniaxial

Bajo condiciones prácticas, en raras ocasiones se esfuerza al concreto en sólo una dirección, esto es en la mayoría de los casos estructurales se esfuerza simultáneamente al concreto en varias direcciones. Sin embargo, hay casos en los que se puede justificar el suponer una condición de esfuerzo uniaxial.

1.1.1.1 Comportamiento del esfuerzo de compresión

Por lo general la resistencia a compresión del concreto se obtiene de cilindros con una relación de altura a diámetro igual a 2. Las curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial son casi lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a compresión. El pico de la curva para concreto de alta resistencia es relativamente agudo, pero para concreto de baja resistencia la curva tiene un copete plano. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente 0.003. A deformaciones más elevadas, después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos aunque se hacen visibles en el concreto grietas paralelas a la dirección de la carga. La figura 1.1 muestra la curva idealizada esfuerzo-deformación para el concreto en compresión. (1.1)

El módulo de elasticidad para el concreto E_c se puede tomar como

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad (1.4)$$

en que w_c es la densidad del concreto en kg/m^3 y f'_c es la resistencia a compresión del cilindro en kg/cm^2 . La determinación de la fórmula para pruebas con carga de corta duración y que es válida para valores de w_c

entre 1440 y 2480 kg/m^3 ; asimismo esa ecuación da el módulo secante a un esfuerzo de aproximadamente $0.5 f'_c$. Para concreto de peso normal, se puede considerar que E_c es $15100 \sqrt{f'_c}$ kg/cm^2 .

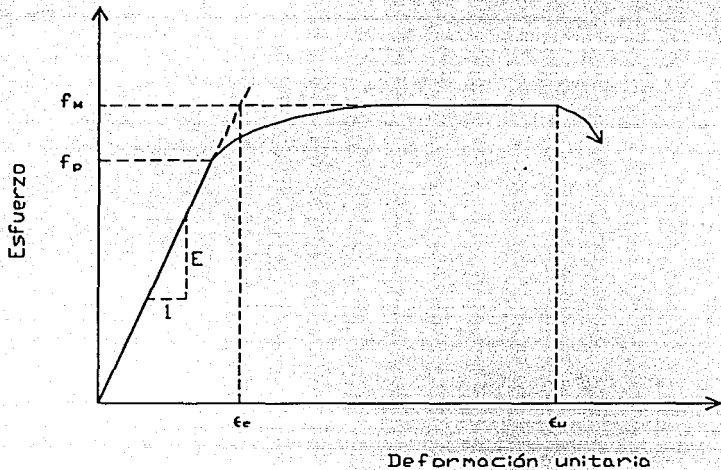


FIGURA 1.1 Curva idealizada esfuerzo-deformación para el concreto en compresión uniaxial

El módulo de elasticidad ^(1.3) para concreto clase 1 con resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 250 kg/cm^2 se supondrá igual a $14000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$, y para concreto clase 2 con resistencia inferior a 250 kg/cm^2 se supondrá igual a $8000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$.

Una aproximación muy usada para el perfil de la curva esfuerzo deformación antes del esfuerzo máximo es una parábola de segundo grado.

Las cargas repetidas a compresión de elevada intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación la figura 1.2 da los datos de prueba obtenidos por Sinha, Gerstle, y Tulin (1-1) para tasas lentas de deformación. Esas pruebas, y las de Karsan y Jirsa indicaron que la curva envolvente era casi idéntica a la curva obtenida de una sola aplicación de carga continua.

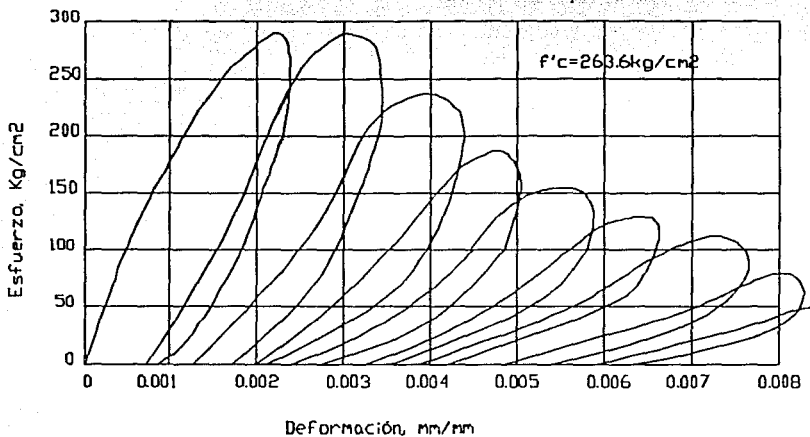


FIGURA 1.2 Curvas esfuerzo deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad. (1-1)

1.1.1.2 Comportamiento del esfuerzo de tensión

Es posible obtener directamente de especímenes la resistencia a tensión del concreto, que generalmente es 20% o menor que la resistencia a la compresión. Sin embargo, debido a las dificultades experimentales de

lograr la tensión axial en los especímenes y a las incertidumbres respecto de los esfuerzos secundarios inducidos por los dispositivos de sujeción, rara vez se utiliza la prueba a tensión directa.

Es posible medir de manera indirecta la resistencia a tensión del concreto en términos del esfuerzo calculado de tensión a que se rompe un espécimen colocado horizontalmente en una máquina de prueba y cargado a lo largo de un diámetro (prueba brasileña). El esfuerzo de ruptura de tensión a través del diámetro se encuentra de la relación $2P/(\pi hd)$, en que P es la carga aplicada durante la ruptura, h la longitud del cilindro, y d el diámetro del mismo.

También es posible evaluar la resistencia a tensión del concreto por medio de pruebas de flexión realizadas en vigas de concreto simple. Normalmente las vigas tienen una sección transversal cuadrada de 15 cm por lado. La resistencia a tensión en flexión, conocida como el módulo de rotura \bar{f}_r se calcula de la fórmula de flexión M/Z , en que M es el momento flexionante en el momento de la falla del espécimen y Z es el módulo de sección de la sección transversal.

Las NTC * especifica que se considerará como resistencia a tensión \bar{f}_t de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 15 x 30 cm cargados diametralmente. A falta de información experimental, \bar{f}_t se puede estimar igual a

concreto clase 1 $1.5 \sqrt{f'_c}$

* Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F.

concreto clase 2 $1.2 \sqrt{f_c}$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura \bar{f}_r , se puede suponer igual a

concreto clase 1 $2 \sqrt{f_c}$

concreto clase 2 $1.4 \sqrt{f_c}$

Para diseñar se usará un valor nominal, f_t^* , igual a $0.75 \bar{f}_r$. También puede tomarse:

concreto clase 1 $1.2 \sqrt{f_c}$

concreto clase 2 $0.9 \sqrt{f_c}$

y el módulo de rotura, f_t^* , se puede tomar igual a

concreto clase 1 $1.6 \sqrt{f_c}$

concreto clase 2 $1.1 \sqrt{f_c}$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en kg/cm^2 ; los resultados se obtienen en estas unidades.

Debido a la baja resistencia a tensión del concreto, generalmente se desprecia el concreto a tensión en los cálculos de resistencia de los miembros de concreto reforzado. Sin embargo, cuando se toma en cuenta, la curva esfuerzo deformación por tensión se puede idealizar como una línea recta hasta la resistencia a tensión. Dentro de este rango se puede suponer que el módulo de elasticidad en tensión es el mismo que a compresión.

1.1.1.3 Relación de Poisson

Por lo general se encuentra que la relación entre la deformación transversal y la deformación en la dirección de la carga uniaxial aplicada, conocida como relación de Poisson, oscila de 0.15 a 0.20 para el concreto.

A esfuerzos elevados de compresión las deformaciones transversales aumentan rápidamente, debido al agrietamiento interno paralelo a la dirección de carga dentro del espécimen. La falla de un espécimen cargado uniaxialmente en compresión, por lo general está acompañada por desgajamiento en la dirección paralela a la carga y un aumento de volumen (1.1).

1.1.2. Comportamiento bajo esfuerzos combinados

En muchas estructuras se sujeta al concreto a esfuerzos directos y cortantes que actúan en varias direcciones. Considerando el equilibrio de las fuerzas que actúan en un elemento de concreto, se demuestra que se puede reducir cualquier condición de esfuerzos combinados a tres esfuerzos normales que actúan en tres planos mutuamente perpendiculares. Estos tres esfuerzos normales son los esfuerzos principales, y los esfuerzos cortantes que actúan en estos planos son cero.

1.1.2.1 Comportamiento del esfuerzo biaxial

Una condición de esfuerzo biaxial ocurre si los esfuerzos principales sólo actúan en dos direcciones; es decir que los esfuerzos actúan en un plano y el tercer esfuerzo principal es cero.

Kupfer, Hilsdorf y Rüsç (1.1) investigadores que llegaron a la conclusión de que la resistencia del concreto sujeto a compresión biaxial puede ser hasta 27% mayor que la resistencia uniaxial. Para esfuerzos biaxiales iguales de compresión el aumento de resistencia es aproximada-

mente 16%. La resistencia bajo tensión biaxial es aproximadamente igual a la resistencia a tensión uniaxial. Sin embargo, nótese que las cargas combinadas a tensión y compresión reducen tanto el esfuerzo de tensión como de compresión a la falla.

En planos distintos a los principales, los esfuerzos normales están acompañados por esfuerzos cortantes. La teoría de falla de Mohr se ha utilizado para predecir la resistencia para este caso de esfuerzos combinados. La figura 1.3 indica cómo una familia de círculos de Mohr que representan condiciones de falla en tensión simple, compresión simple y otras combinaciones, se localizan dentro de una envolvente. Cualquier combinación de esfuerzos que tenga un círculo de Mohr tangente a esta envolvente, o que la interseccione, se puede considerar como una condición de falla.

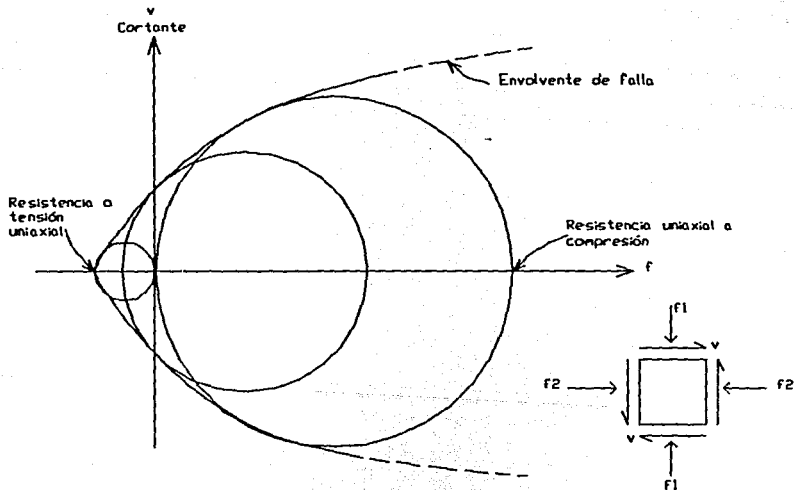


FIGURA 1.3 Resistencia del concreto bajo un sistema general de esfuerzo plano (1.1)

1.1.2.2 Comportamiento del esfuerzo de compresión triaxial

La resistencia y ductilidad del concreto se aumenta considerablemente bajo condiciones de compresión triaxial. La figura 1.4 muestra las curvas esfuerzo deformación axial que se obtuvieron para las pruebas de compresión axial efectuadas en cilindros de concreto. Los cilindros se confinaron lateralmente mediante presión de un fluido. Para cada curva se mantuvo constantemente la presión del fluido mientras se aumentaba el esfuerzo de compresión axial hasta la falla y se medían las deformaciones axiales. Es evidente que un aumento en la presión lateral produce aumentos muy significativos en ductilidad al igual que en resistencia. Este efecto se debe a la presión lateral que confina al concreto y reduce la tendencia al agrietamiento interno y al aumento en el volumen hasta poco antes de la falla.

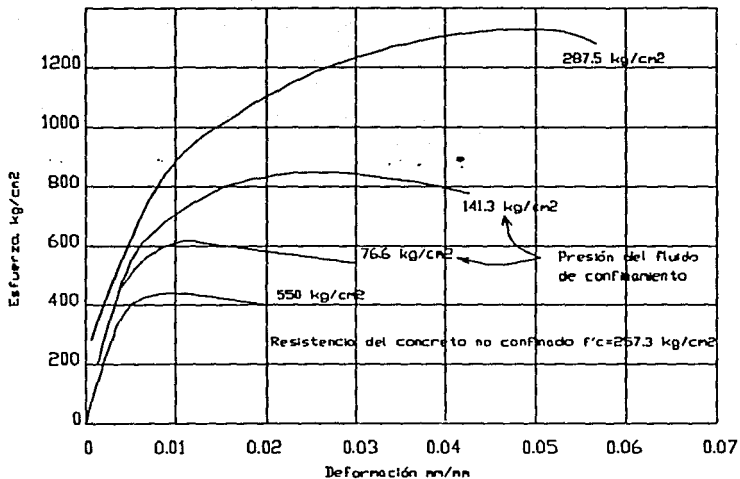


FIGURA 1.4 Curvas esfuerzo-deformación de pruebas de compresión triaxial en cilindros de concreto. (1.1)

Quando un concreto se sujeta a una compresión de alta velocidad, como sucede durante las cargas sísmicas, las curvas esfuerzo-deformación aparecen como ilustra la figura 1.5. Aun cuando la forma de la curva no se altera, la tendencia es que la resistencia máxima aumente con el ritmo de crecimiento de la deformación unitaria. Por ejemplo, el esfuerzo máximo para un ritmo de la deformación unitaria del 0.5% es 14 veces más alto que el que se obtiene mediante la prueba casi estática ^(1.5).

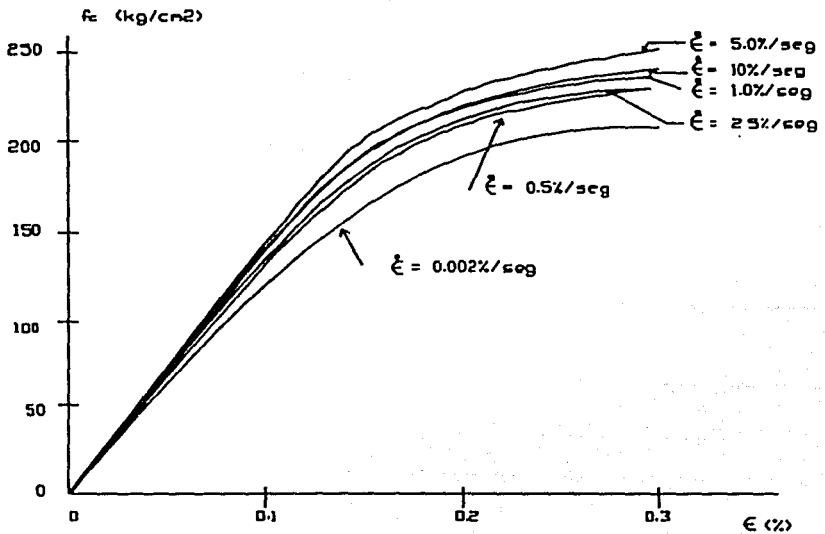


FIGURA 1.5 Efecto de la velocidad de deformación en las relaciones de esfuerzo-deformación del concreto ^(1.5)

1.1.3. Confinamiento del concreto por el refuerzo

En la práctica, se puede confinar al concreto mediante refuerzo transversal, comúnmente en forma de hélices o aros de acero espaciados. Cuando el esfuerzo del concreto se aproxima a la resistencia a la compresión, ocurre un agrietamiento interior progresivo y el concreto se expande transversalmente. Si la zona de compresión se encuentra confinada mediante un refuerzo transversal, se mejora la ductilidad del concreto así como también la resistencia.

En pruebas se ha demostrado que las hélices confinan al concreto con mucha mayor eficiencia que los aros rectangulares o cuadrados. Debido a su forma, las hélices están en tensión axial del aro y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia, que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido.

Es necesario también hacer referencia a la figura 3.5a se muestra como los estribos cuadrados sólo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas de los aros, debido a que la presión del concreto contra los lados de los aros tiende a flexionar los lados hacia afuera. En consecuencia, una porción considerable de la sección transversal del concreto puede no estar confinada. Debido al arqueado interno entre las esquinas, el concreto está confinado efectivamente sólo en las esquinas y en la región central de la sección. Sin embargo, el acero cuadrado de confinamiento si produce un aumento significativo en la ductilidad y muchos investigadores han observado cierto aumento en la resistencia. En la figura 3.5b donde la restricción lateral suministrada por el concreto, evita el pandeo de las varillas longitudinales de refuerzo sujetas a compresión en vigas y en columnas. Sin embargo, cuando el concreto de recubri-

miento sujeto a altos esfuerzos de compresión se torna inestable, se reduce el efecto restrictivo y la varilla se pandea, de manera que disminuye la carga axial que soporta la varilla en compresión.

La figura 1.6 muestra las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado, donde se observa que la pendiente de la rama descendente se reduce si se incrementan las cantidades en el refuerzo de confinamiento.

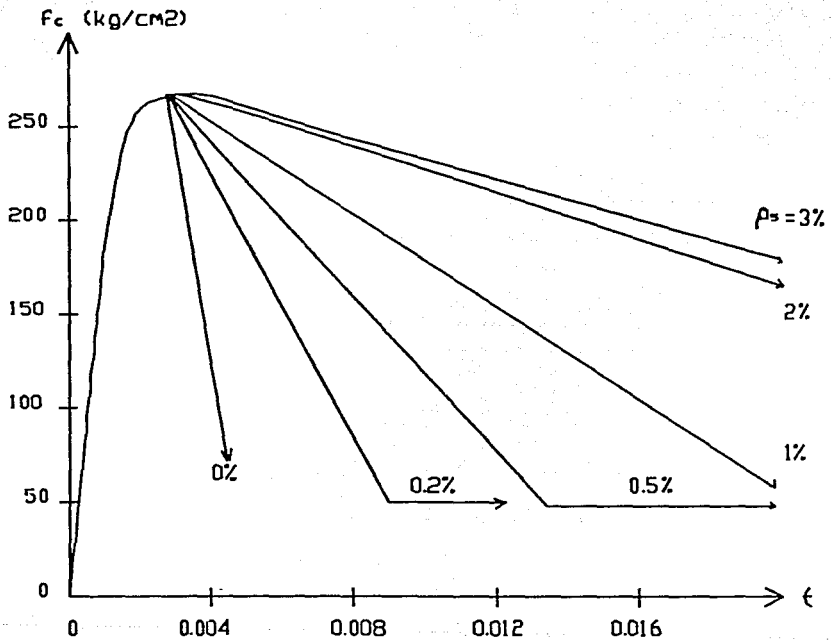


FIGURA 1.6 Influencia de la cantidad de anillos en las curvas de esfuerzo-deformación del concreto en los miembros

1.2 ACERO DE REFUERZO

1.2.1 Perfiles y tamaños de varillas

Las varillas de refuerzo de acero generalmente tienen sección transversal redonda. Para restringir el movimiento longitudinal de las varillas relativo al concreto que las rodea, se rolan costillas o protuberancias llamadas corrugaciones en la superficie. Las especificaciones del ASTM* requieren que las corrugaciones tengan un espaciado promedio que no sea mayor que 0.7 del diámetro nominal de la varilla y una altura mínima de 0.04 al 0.05 del diámetro nominal de la varilla; deben además encontrarse distribuidas por lo menos en un 75% del perímetro nominal de la varilla. Las corrugaciones se insertan de manera que el ángulo al eje de la varilla no sea menor que 45°. Por lo general hay también costillas longitudinales presentes en la superficie de la varilla. Las varillas corrugadas de acero se producen en tamaños que van de los números 3 al 18 en que el número de la varilla significa el número de octavos de pulgada (1/8 p_{lg} = 3.18 mm) incluidos en el diámetro nominal de la varilla. La tabla 1.1 indica las varillas corrugadas producidas siguiendo las especificaciones del ASTM. En México los diámetros usuales de las varillas producidas varían de 1/4 pulgada a 1 1/2 pulgadas. Todas las barras con excepción del alambón de 1/4" que generalmente es liso, tiene corrugaciones en la superficie.

* American Society for Testing and Materials

TABLA 1.1 Tamaños de varillas corrugadas de acero

Número	Peso unitario	Dimensiones nominales				
		Diámetro			Area transversal	
Varilla	lb/pie	(kg/m)	plg.	(mm)	plg ²	(cm ²)
2	0.169	0.251	0.250	6.35	0.05	0.32
2.5	0.258	0.384	0.313	7.94	0.076	0.49
3	0.374	0.557	0.375	9.53	0.11	0.71
4	0.669	0.996	0.500	12.70	0.20	1.27
5	1.048	1.560	0.625	15.88	0.31	1.99
6	1.512	2.250	0.750	19.05	0.44	2.87
7*	2.039	3.034	0.875	22.23	0.60	3.87
8	2.671	3.975	1.000	25.40	0.79	5.07
9*	3.382	5.033	1.125	28.58	1.00	6.42
10	4.183	6.225	1.250	31.75	1.23	7.94
12	6.007	8.938	1.500	38.10	1.77	11.40

* No son comerciales en México.

1.2.2 Comportamiento monotónico de esfuerzos

Las curvas típicas esfuerzo-deformación para varillas de acero exhiben una curva con una porción inicial elástica lineal, una plataforma de cedencia (es decir una zona más allá de la cual la deformación aumenta con poco o ningún aumento del esfuerzo), una región de endurecimiento por deformación en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, y finalmente una región en la que el esfuerzo decae hasta que ocurre la fractura como se muestra en la figura 1.7.

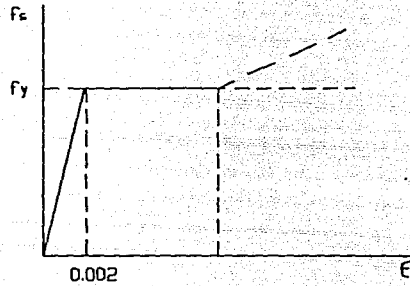
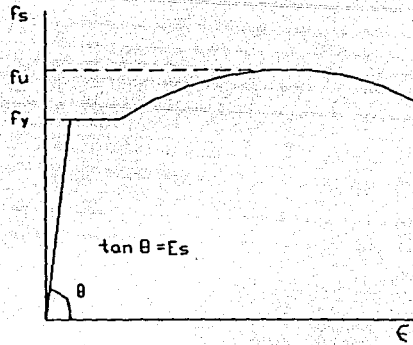


FIGURA 1.7 Relaciones de esfuerzo deformación del acero, a) relación real; b) relación idealizada. (1.5)

El módulo de elasticidad del acero está dado por la pendiente de la porción elástica lineal de la curva. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo E_s generalmente se toma igual a:

$$2039000 \text{ kg/cm}^2 \quad (1.4)$$

$$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (1.2)$$

Una propiedad muy importante del refuerzo de acero es el esfuerzo en el punto de cedencia (fluencia), conocido como la resistencia de cedencia. Ocasionalmente a la cedencia le acompaña una disminución abrupta en el esfuerzo.

Por lo general, la longitud de la plataforma de cedencia es función de la resistencia del acero. Los aceros de alta resistencia con alto contenido de carbono generalmente tienen una plataforma más corta de cedencia que los aceros de menor resistencia y menor contenido de carbono. En forma semejante, el trabajo en frío del acero puede producir un acortamiento de la plataforma de cedencia, a grado tal que el endurecimiento por deformación comienza inmediatamente después de principiarse la cedencia. Los aceros de alta resistencia también tienen una elongación previa a la fractura más pequeña que los aceros de baja resistencia.

Las varillas de acero corrugado producidas respetando las especificaciones del ASTM tienen una resistencia de cedencia especificada mínima o dentro del límite elástico de: 40, 50, 60 ó 75 kips/plg² y se les conoce como grado 40, 50, 60 y 75; además tienen resistencia última de 70, 80, 90 y 100 kips/plg². Los alambres de acero normalmente tienen resistencias de cedencia y última en la parte superior de los rangos recién dados. En México, los grados de acero equivalentes a los de las normas ASTM son los siguientes: grado 40 (40000 lb/plg²) = grado 28 (2800 kg/cm²); grado 50 = grado 35; grado 60 = grado 42; grado 75 = grado 52 ^(1.4). El grado comúnmente usado en México es el grado 42 (4200 kg/cm²).

La resistencia especificada de cedencia normalmente se refiere a un mínimo garantizado. Por lo general la resistencia de cedencia real de las varillas es algo mayor que este valor especificado.

La curva monotónica esfuerzo-deformación da una buena idealización para la curva envolvente para cargas repetidas del mismo signo, en donde para una muestra de acero con carga, si esta se quita antes de la falla, la muestra se recupera a lo largo de un camino esfuerzo-deformación paralelo a la porción elástica original de la curva. Si se carga de nuevo, la muestra sigue el mismo camino hasta la curva original, quizás con una pequeña deformación histerética y/o un efecto de endurecimiento por deformación.

Por lo general, se supone que las curvas esfuerzo-deformación para el acero a tensión y compresión son idénticas.

1.2.3 Comportamiento bajo esfuerzos alternados

La relación histerética esfuerzo-deformación para un acero sometido a una carga repetida alternadamente, aparece en la fig. 1.8 a. La rama de descarga muestra una pendiente incipiente igual a la pendiente elástica y se suaviza gradualmente debido al efecto Bauschinger, en que la curva esfuerzo-deformación bajo cargas alternadas deja de ser lineal a un esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de cedencia. Este comportamiento del acero está fuertemente influido por la historia previa de deformación; el tiempo y la temperatura también lo afectan. Las figuras 1.8 b, c y d ilustran ejemplos de modelos sencillos.

Los ensayos con cargas de alta velocidad muestran un incremento en el esfuerzo de fluencia al comparar los resultados con los de la prueba casi estática. Sin embargo, el incremento en el esfuerzo último no es mayor al 3% ^(1.5).

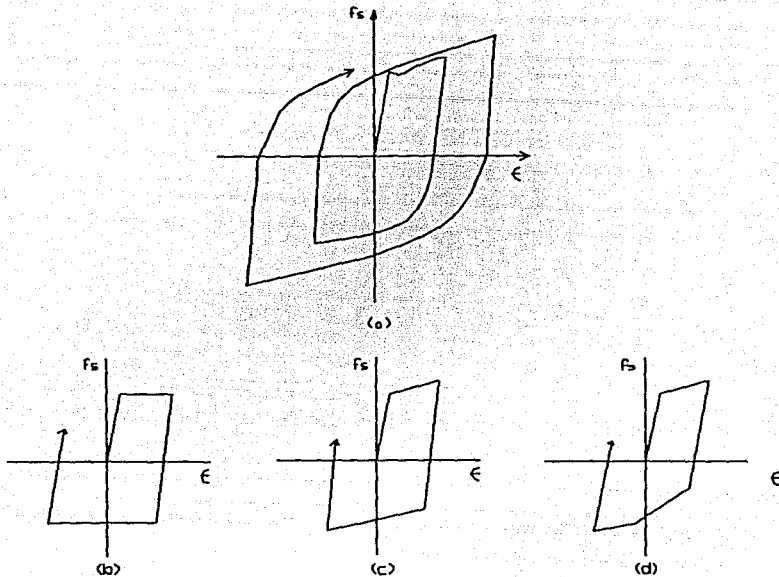


FIGURA 1.8 Comportamiento histerético del acero. a) Comportamiento real; b) Modelo elastoplástico; c) Modelo bilineal; d) Modelo de Bauschinger.

1.3 Adherencia y anclaje

Esfuerzo de adherencia es el nombre que se le asigna al esfuerzo cortante en la entrecara de la varilla y el concreto que, al transferir la carga entre la varilla y el concreto que la rodea, modifica los esfuerzos del acero. Cuando se desarrolla de manera eficaz esta adherencia, permite que los dos materiales forman una estructura compuesta. El logro de una buena adherencia es el objetivo más importante de detallado del refuerzo en las componentes estructurales ^(1.1).

Los esfuerzos de adherencia en los miembros de concreto reforzado se originan en dos casos claramente distintos: del anclaje de las varillas y del cambio de la fuerza de la varilla a lo largo de su longitud, debido al cambio en el momento flexionante a lo largo del miembro. A menudo se considera que la resistencia por adherencia de las varillas comunes es por adhesión química entre la pasta del mortero y la superficie de la varilla. Sin embargo, incluso los esfuerzos bajos provocan suficiente deslizamiento para romper la adhesión entre el concreto y el acero. Una vez que ocurre el deslizamiento, la única manera de desarrollar adherencia adicional es mediante fricción por la acción de cuña de pequeñas partículas de arena desalojadas entre la varilla y el concreto que la rodea. La resistencia por fricción depende de las condiciones superficiales del acero. Con las varillas corrugadas, la resistencia por adherencia al deslizamiento incipiente no es muy distinta de la que propician varillas redondas; pero la resistencia aumenta con el desarrollo del deslizamiento, puesto que las corrugaciones se encajan en el concreto.

El esfuerzo de adherencia u , que se define como una fuerza cortante por unidad de área unitaria de superficie de varilla está dado por:

$$u = \frac{q}{\Sigma_0} = \frac{\Delta f_s A_b}{\Sigma_0} = \frac{d_b}{4} \Delta f_s$$

en donde:

q = cambio de la fuerza de la varilla en la longitud unitaria.

Σ_0 = área superficial nominal de una varilla de longitud unitaria.

d_b = diámetro nominal de la varilla.

Δf_s = cambio del esfuerzo del acero en la longitud unitaria.

A_b = área de la varilla

El anclaje de una varilla se debe extender a una distancia l_d más allá de cualquier sección a la que se requiera para desarrollar una fuerza dada, en donde se requiere la distancia l_d para transmitir la fuerza de la varilla al concreto por adherencia. Si se especifica el esfuerzo u de adherencia promedio, que se supone que está distribuido uniformemente en toda su longitud, entonces las consideraciones de equilibrio (figura 1.9) rinden la siguiente relación:

$$T = A_b f_s = u \Sigma o l_d$$

En consecuencia, la longitud de desarrollo queda como:

$$l_d = \frac{d_b}{4u} f_s$$

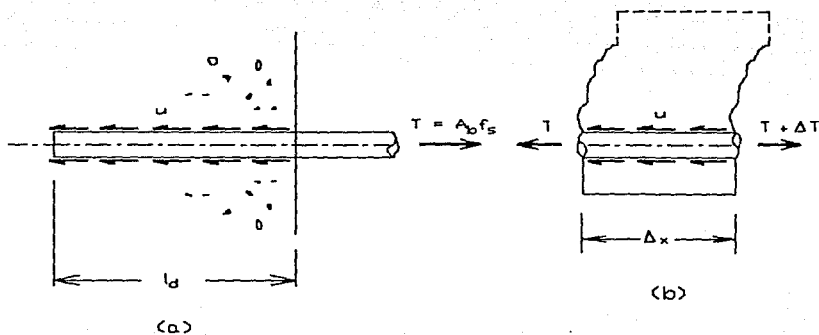


FIGURA 1.9 Generación de anclaje y adherencia por flexión. (1.1)

CAPITULO 2

DISEÑO Y DETALLADO EN TRABES

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud.

Es evidente que la única manera de lograr comportamiento satisfactorio y resistencia adecuada es mediante la eficiente interacción del concreto y el acero, lo que se logra por medio de un detallado hábil. El objetivo además del diseño de vigas será ilustrar y examinar algunos casos típicos, así como mostrar que la buena práctica en el detallado puede conducir a un mejor comportamiento estructural.

2.1 DISEÑO EN TRABES ^(1,3)

2.1.1 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias, se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos.

-Ancho de vigas y arcos

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

2.1.2 Factores de carga ^(1.2)

El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

Efectos combinados:

I.- Acciones permanentes (todas) + Acciones variables (1 máxima, demás intensidad Instantánea)

II.- Acciones permanentes (todas) + Acciones variables (todas valor Instantáneo) + Acciones accidentales (solo una por combinación).

Las categorías de acciones están marcadas en el artículo 186 de la referencia 1.2.

I. Para combinación I: $F_c = 1.4$ Grupo B

$F_c = 1.5$ Grupo A

II. Para combinación II: $F_c = 1.1$

III. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el $F_c = 0.9$; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.

IV. Para estados límite de servicio: $F_c = 1.0$

2.1.3 Factores de resistencia.

De acuerdo con el Título VI del Reglamento, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R .

Flexión: $F_R = 0.9$

Cortante y torsión: $F_R = 0.8$

Flexocompresión: $F_R = 0.8$ cuando el núcleo este confinado y el elemento falle a tensión.

$F_R = 0.7$ cuando el núcleo no este confinado y el elemento falle a compresión.

Aplastamiento: $F_R = 0.7$

2.1.4 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.

d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores.

El esfuerzo uniforme se tomará igual a:

$$0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a

$$\left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f_c \text{ (concretos clase 1 y 2)}$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s , y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presentan fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva cuando el acero tiene otra resistencia (Norma Oficial Mexicana). Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero obtenida experimentalmente. La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

* Resistencia nominal del concreto en compresión, kg/cm^2

2.1.5 Flexión

a) Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido \bar{f}_i , definido en 1.1.1.2.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} bd \quad (2.1)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducido, de la sección.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

b) Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas

que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero en tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\frac{f_c''}{f_y} = \frac{4800}{f_y + 6000} b d \quad (2.2)$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.4)$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección. El peralte efectivo d, de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

c) Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $10/f_y$ veces el área transversal del patín (f_y en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con los requisitos indicados en

2.2.4

d) Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales conducen a las siguientes expresiones para resistencias a flexión, M_R . En dichas expresiones $F_R = 0.9$.

Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f'_c \rho q (1 - 0.5q) \quad (2.5)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (2.6)$$

donde

b = ancho del patín (véase fig. 2.1)

d = peralte efectivo

$$f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1250} \right) f^*_c \leq 0.85 f^*_c$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad (2.7)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (2.8)$$

A_s = área de acero a tensión

Secciones rectangular con acero de compresión

$$M_R = F_R [(A_s - A'_s) f_y (d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y (d - d')] \quad (2.9)$$

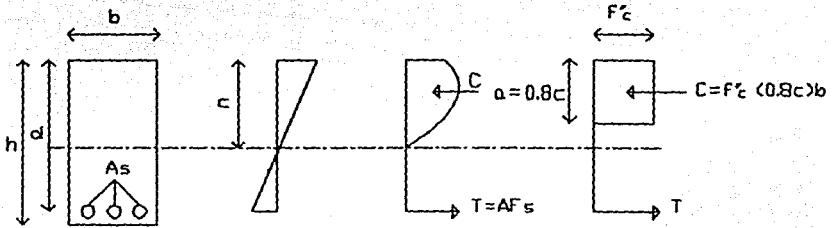
donde

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f'_c b}$$

A_s = área del acero a tensión

A'_s = área del acero a compresión

d = distancia entre el centroide del acero a tensión y la fibra extrema a compresión.



$$f'_c = 0.8f_c$$

$$f'_c = 0.85f_c^*$$

$$\text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$$

$$\text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

FIGURA 2.1 Hipótesis para la determinación del momento resistente de una sección de concreto

La ecuación de M_R solo es válida si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(\rho - \rho') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c'}{f_y} \quad (2.10)$$

donde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

Cuando no se cumple esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis generales para determinación de la resistencia; o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones 2.5 y 2.6 despreciendo el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla el requisito 2.1.5.b. de refuerzo máximo. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos y cumplir los requisitos de 3.1.6.3.

Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ecuación 2.11 no es mayor que el espesor del patín, t , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.5 o 2.6 usando el ancho del patín a compresión como b . Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.12.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c' b} \quad (2.11)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.12)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f_c' (b-b') t}{f_y}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f_c' b'}$$

En las expresiones anteriores

b = ancho del patín

b' = ancho del alma

La fórmula 2.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b' d + A_{sp} \quad (2.13)$$

Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar con la ecuación

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (2.14)$$

donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño según los ejes X y Y; M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

e) Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación claro, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño son aplicables las hipótesis generales citadas en 2.1.4. L es la distancia libre entre apoyos. Si la cuantía A_s/bd es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (2.15)$$

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

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

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

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

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

II. Calcúlese las áreas de acero con la ecuación 2.15, valuando el brazo en la forma siguiente:

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

$$z = 0.5 L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en 2.1.8.1.4.

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios se según lo escrito en 2.1.8.1.4.e

2.1.6 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{cR} dado por dichas expresiones en 30%. Para valuar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma b' .

I. Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } \rho < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*} \quad (2.16)$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.17)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} se obtendrá multiplicando el valor que da la ecuación 2.17 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0$$

pero sin que se tome V_{cR} mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. 2.17 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones 2.16 y 2.17

Cuando una carga concentrada actúa a no más de $0.5d$ del paño de un apoyo, el tramo de la viga comprendido entre la cara y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción descrito en 2.1.6g.

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho, b' , en lugar de b . Si el patín está a compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

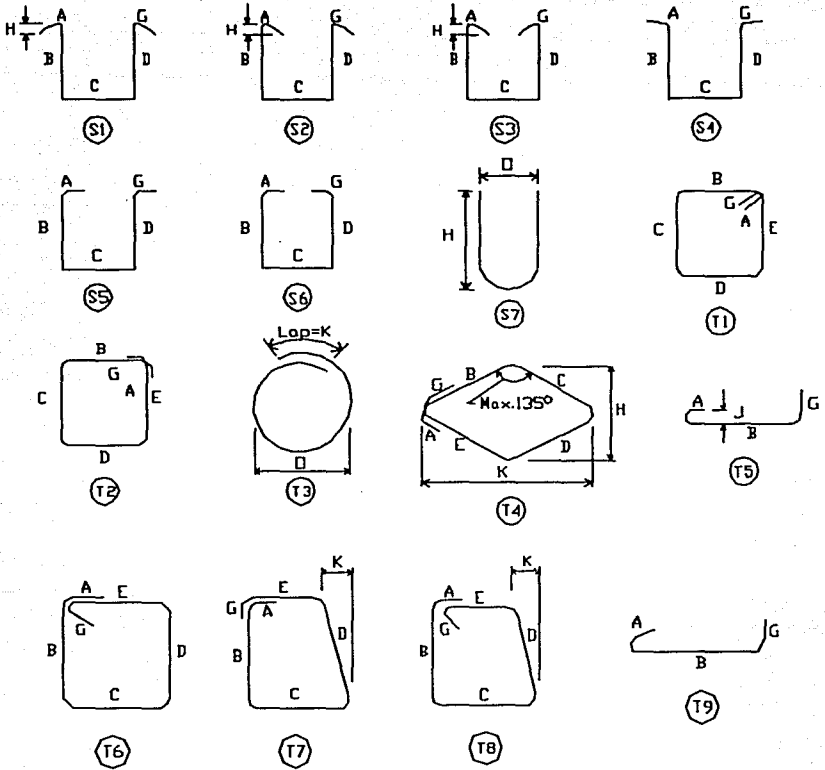
b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo.

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También pueden usarse malla de alambre soldado, según 2.2.10.2. Los estribos deben rematarse como lo indica el inciso 2.2.4.2.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de grado mayor que el 42 (4200 kg/cm^2). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm^2 . El diámetro mínimo de estribos se indicará más adelante. La figura 2.2 muestra los estribos comunmente utilizados.

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45° , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30° .

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (No. 2), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.



Notas:

1. Todas las dimensiones son de extremo a extremo de varilla excepto A y G en ganchos estándar de 180° y 135° .
2. Las dimensión J en ganchos de 180° se muestra solo cuando es necesario restringir el tamaño del gancho.
3. La dimensión H en estribos se muestra cuando es necesario ajustar dentro del concreto.

FIGURA 2.2 Estribos. (1.7)

Quando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior así como cuando V_u sea mayor que V_{cR} , se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, la separación, s , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \Theta + \cos \Theta)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \quad (2.18)$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s y Θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pleza. En la ec. 2.18, A_v debe estar en cm^2 , f_y en kg/cm^2 , V_u y V_{cR} en kg , y b y d en cm . La separación resulta en cm . Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

La separación, s , no debe ser menor que de 5 cm.

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25d.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a

$$2 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Quando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y \sin \Theta} \quad (2.19)$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c}$$

c) Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Quando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las acciones situadas a menos de una distancia d del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d .

Quando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

d) Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga

e) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zona de tensión, se interrumpa más que 33%, o traslape más que 50% del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7 V_{cR}$.

f) Fuerza cortante en vigas diafragma

Para determinar la fuerza cortante, V_{cR} , que resiste el concreto en vigas diafragma, se aplicará lo dispuesto en el número l de a) para vigas con relación L/h menor que 4.

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con carga 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, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v (1 + L/d)/s \quad (2.20)$$

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

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a :

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} (11 - L/d)/s_h \quad (2.21)$$

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.

En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito se tomarán en cuenta las disposiciones de c) y d) que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo a 2.1.8.1.4.d.

Refuerzo mínimo. En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de 2.2.11, para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para V_u . La fuerza V_u no debe ser mayor que

$$2 F_R b d \sqrt{f_c}$$

g) Resistencia a fuerza cortante por fricción

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, esto deberá ser perpendicular al plano crítico de cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante, V_R , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.22)$$

$$F_R [14 A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.23)$$

$$0.25 F_R f_c A \quad (2.24)$$

donde A_{vf} es el área del refuerzo por cortante por fricción, en cm^2 ; A es el área de la sección definida por el plano crítico en cm^2 ; N_u es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg, y μ el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto endurecido e igual a 0.7 entre

concreto y acero laminado. Los valores de μ anteriores se aplican si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor que 4200 kg/cm². Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sean por tensión directa o por flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

2.1.7 TORSION

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

a) Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig. 2.3a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con b), donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá $T_{cR} = 0$, y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de T_u el valor de T_{cR} se obtendrá con la ecuación 2.27.

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura (fig. 2.3b), se procederá como sigue:

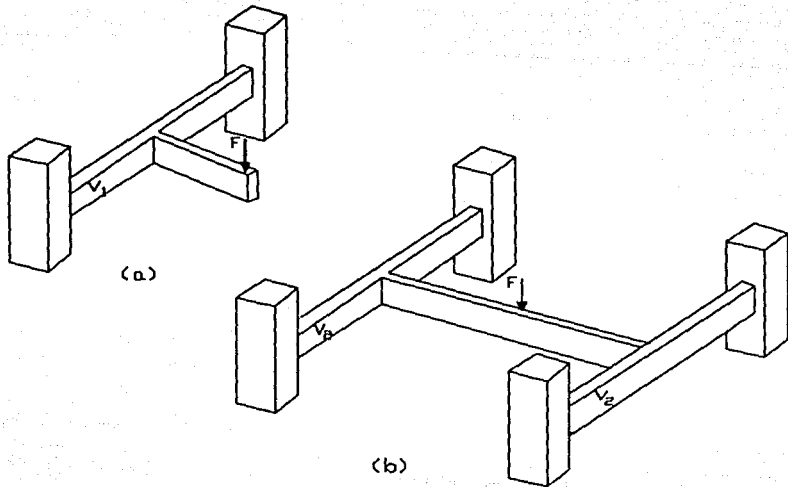


FIGURA 2.3 Ejemplos de vigas en las que existe torsión (vigas V_1 y V_2). (1.3)

El momento torsionante de diseño, T_u , se calculará suponiendo en el análisis que la rigidez a la torsión del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante, G , que se puede tomar igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la desigualdad

$$\frac{T_u^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{cR}^2} \geq 1.0 \quad (2.25)$$

y, además, T_u sea mayor que T_{cR} dado por la ec. 2.25, se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I o L, T_{OR} y T_{CR} se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_{OR} = 0.6 F_R \Sigma x^2 y \sqrt{f_c} \quad (2.26)$$

$$T_{CR} = 0.25 T_{OR} \quad (2.27)$$

donde x e y , en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome y mayor que $3x$. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Pueden usarse las ecs. 2.26 y 2.27 para secciones circulares tomando $x = y = 0.8$ diámetros.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor de T_{OR} se multiplicará por $(1 - 0.03 P_u/A_g)$, donde P_u es la tensión de diseño, en kg, y A_g el área bruta de la sección reducida (véase 2.1), en cm^2 .

b) Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por barras longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y distribución del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia $(h + b)$ más allá del punto teórico en que ya no se requiere (h y b son el peralte total y el ancho del miembro).

1. Refuerzo transversal. Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión el área de estribos cerrados se calculará con la expresión siguiente:

$$A_{sv} = \frac{s(T_u - T_{cR})}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}} \quad (2.28)$$

donde

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

x_1, y_1 lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro

s separación de los estribos

f_{yv} esfuerzo de fluencia de los estribos; el grado de este acero no será mayor que el 42

$$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5$$

En miembros circulares, x e y se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ecuación 2.28, suponiendo $T_u = 4 T_{cR}$; sin embargo, no es necesario que sea mayor que 1.33 veces la requerida para T_u y V_u obtenidos del análisis. La separación, s , no será mayor que el ancho de los estribos, ni que la mitad de su altura, ni mayor de 30 cm.

II. Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales, A_{st} , para torsión se calculará con la expresión

$$A_{st} = \frac{2A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (2.29)$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec 2.29, usando el A_{sv} mínima obtenida según la sección I; la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no será menor que el de los estribos.

Debe distribuirse el refuerzo longitudinal en el perímetro de la sección transversal y colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

III. Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las aristas del miembro. Su espaciamiento, medido sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre 2 el obtenido con la ecuación 2.29. Dicho espaciamiento no debe exceder de y_1 .

Limitación para T_u . No se admitirá que el momento torsionante de diseño, T_u , sea mayor que

$$1.25 T_{cR} \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 F_R b d / T_c} \right)^2} \quad (2.30)$$

en ninguna sección.

2.1.8 Disposiciones complementarias para vigas

2.1.8.1 Vigas

2.1.8.1.1 Conceptos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

2.1.8.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión. En su caso, se aplicará lo dispuesto para marcos dúctiles (2.1.9).

2.1.8.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con 2.2.11. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas.

2.1.8.1.4 Vigas diafragma

a) Disposición del refuerzo por flexión

I. Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo deben 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 uniformemente distribuido en una altura igual a $(0.2 - 0.05 L/h)h$, medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que $0.2 L$. Ver figura 2.4.

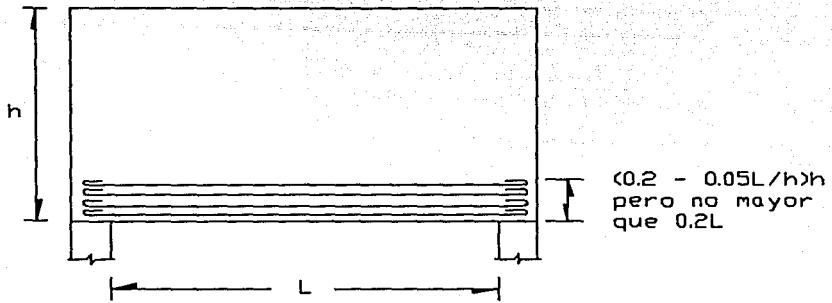


FIGURA 2.4 Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro. (1.3)

II. Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en I.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos deben prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, pueden interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que $0.4 h$, ni que $0.4L$.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos deben repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a $0.2 h$ y comprendida entre las cotas $0.8 h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga (fig. 2.5). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a $0.6 h$. Si L/h es menor que 1.0 , en este párrafo se sustituirá L en lugar de h .

b) Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

c) Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las expresiones 2.20 y 2.21 en la sección crítica, se usará 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.

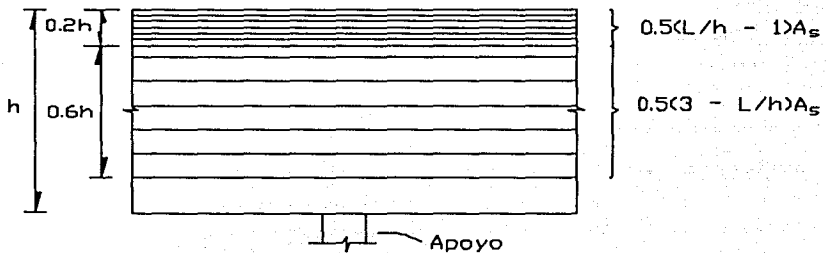


FIGURA 2.5 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga diafragma continua con $L/h \geq 1.0$. (1.3)

d) Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada, aumentando en 10% el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Quando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder del valor especificado en 3.1.3 que se refiere a aplastamiento, haya atiesadores o no los haya.

Si la viga no está atiesada 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 en esas zonas sea la mitad que el resto de la viga (fig.2.23)

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual 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; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección no debe ser menor que $0.3 h$.

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a $0.2 h$. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a $0.5 h$.

Quando la viga esté atiesada 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 el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes:

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 $0.5 h$ y por el plano vertical distante

de la sección del paño del apoyo no menos de $0.4 h$ (fig. 2.6). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de $2.1.6g$, 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. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

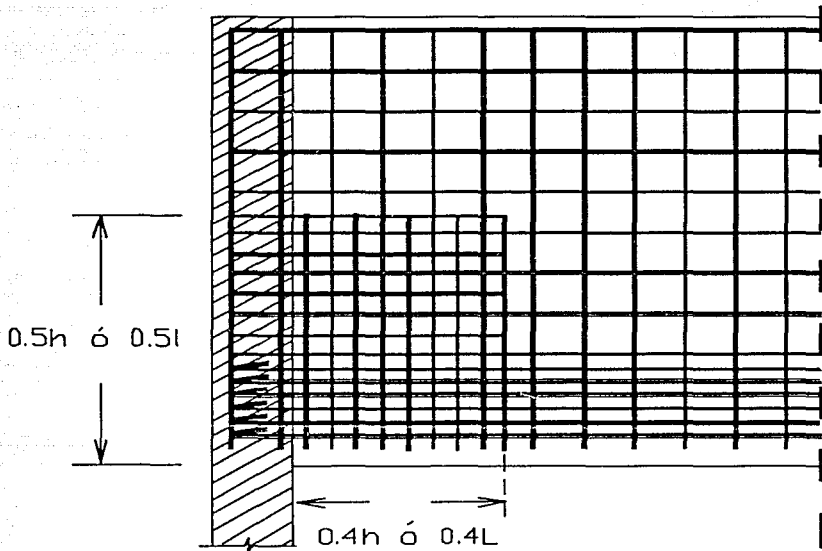


FIGURA 2.6 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto. (1.3)

e) Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros para fuerzas horizontales constará de dos grupos de barras diagonales según se indica en la fig. 2.7. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de Interacción entre los dos muros, en cada viga, se trasmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se desprejará el concreto. En espesor de estas vigas será el de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud no menor que $1.5 L_d$, obtenida ésta según 2.2.4.1c. Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de 3.1.6.3. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que $L/8$.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de 2.2.11. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga por afuera del refuerzo diagonal.

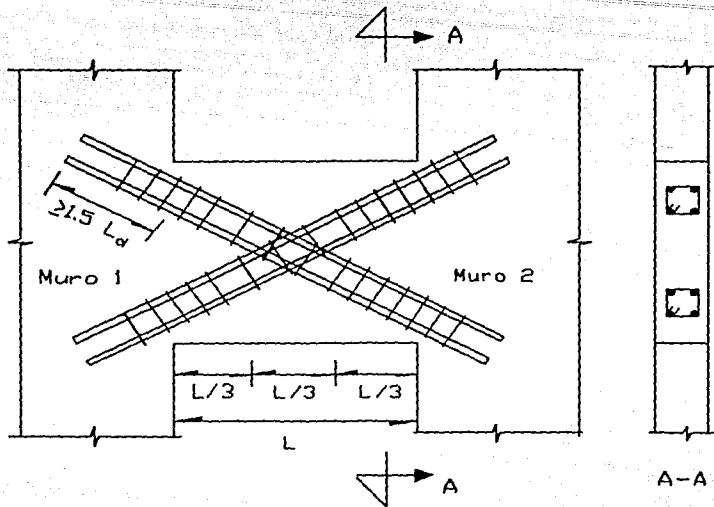


FIGURA 2.7 Refuerzo principal de una viga diafragma que une muros de cortante. (1.3)

2.1.9 Vigas en marcos dúctiles

2.1.9.1 Requisitos generales

Los requisitos se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con factor $Q = 4$. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con $Q = 4$, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con los requisitos referentes a marcos sujetos a fuerzas horizontales en su plano que marcan las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, o marcos y contravientos que cumplan con los requisitos para diafragmas y elementos a compresión de contraventeos del mismo reglamento, en las que la fuerza cortante resis-

tida por los marcos sea por lo menos el 50% de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con $Q = 3$ y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con los requisitos mencionados anteriormente en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50% de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el cap. 5 (Factor de comportamiento sísmico) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25% de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada, f'_c , del concreto no será menor de 200 kg/cm^2 .

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces se esfuerzo real de fluencia.

2.1.9.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

$$(P_u \leq A_g f'_c/10)$$

2.1.9.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.

- En sistemas de viga y losas monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.

- La relación entre peralte y el ancho no será mayor de 3.0.

- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.

- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal de la viga.

2.1.9.2.2 Refuerzo longitudinal

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que

$$0.7\sqrt{f_c'} bd/f_y$$

y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (No. 4). El área de acero a tensión no excederá del 75% de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados); el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que $0.25 d$, ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes: a) dentro de los nudos, b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro medida desde el paño del nudo, y c) en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas. Además, con el refuerzo longitudinal solo pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 2.2.10, a condición de que en toda la sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

2.1.9.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, en las zonas siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo, y b) en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda la sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: a) 0.25 d, b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, o 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y d) 30 cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 2.2.9. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con 3.1.6.3.

Fuera de la zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor que $0.5d$ a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

2.1.9.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin

factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia, F_R se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se desprejará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en 2.1.9.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (No. 2.5), rematados como se indica en 2.1.9.2.3.

2.1.10 Estados límite de servicio

2.1.10.1 Esfuerzo bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, \bar{f}_t , escrito en 1.1.1.2.

2.1.10.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites escritos en el Título VI del Reglamento.

Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

Deflexiones Inmediatas. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 1.1.1.1 y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (2.31)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión 2.31 el denominador será 3.

Deflexiones diferidas. A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el párrafo anterior para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1+50\rho'} \quad (2.32)$$

donde ρ' es la cuantía de acero a compresión ($A's/bd$). En elementos continuos se usará un promedio de ρ' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la expresión 2. será igual a 4.

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

2.1.10.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario, deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor que 3000 kg/cm² para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

no exceda a 40000 kg/cm. En la expresión anterior:

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm²

d_c recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm

A área de concreto a tensión, en cm^2 , que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro)

El esfuerzo f_s puede estimarse con la expresión $M/0.9 d A_s$, o bien, si no se recurrió a la redistribución de los momentos elásticos, suponerse igual a $0.6 f_y$. En la expresión anterior M es el momento flexionante en condiciones de servicio.

2.2 DETALLADO EN TRABES

2.2.1 Requisitos geométricos

Existen algunos requisitos geométricos de la referencia 1.6 los cuales tienen como objetivo, evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral por excesiva esbeltez de su alma (para elementos que trabajen a flexión esencialmente, incluyendo vigas y aquellas columnas con cargas axiales bajas, que no excedan de $0.1 A_g f'_c$, en que A_g es el área de la sección bruta); a eso obedecen las limitaciones de las relaciones l/b y h/b ilustradas en la figura 2.8; por otra parte, se pretende también asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión: Con tal fin se limita la excentricidad que puede tener la viga con respecto a la columna y se prohíbe que la viga tenga un ancho netamente superior al lado de la columna en que se empotra.

El reglamento ACI 318-83 determinó el número máximo de varillas en una sola capa en una viga y son marcados en la siguiente tabla:

TABLA 2.1 Número máximo de varillas en una sola capa en vástagos de viga (1.7)

3/4" Tamaño máximo de agregado, estribos del #4*

Ancho de la viga b cm.

Vars	20	25	30	36	41	46	51	56	61	66	71	76
#5	2	4	5	6	7	8	10	11	12	13	15	16
#6	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	14	15
#8	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12
#10	-	2	3	4	5	6	6	7	8	9	10	10
#14	-	2	2	3	3	4	5	5	6	6	7	8

1" Tamaño máximo de agregado, estribos del #4, b en cm

Vars	20	25	30	36	41	46	51	56	61	66	71	76
#5	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
#6	2	3	4	5	6	7	8	9	9	10	11	12
#8	-	2	3	4	5	6	7	7	8	9	10	11
#10	-	2	3	4	5	6	6	7	7	8	9	10

Nota: Los anchos de viga ó el número de varillas que pueden colocarse en una viga a menudo se rigen por otros factores como el espaciamiento mínimo y el recubrimiento de concreto.

* El recubrimiento mínimo de concreto considerado para estribos del #4 es de 4 cm.

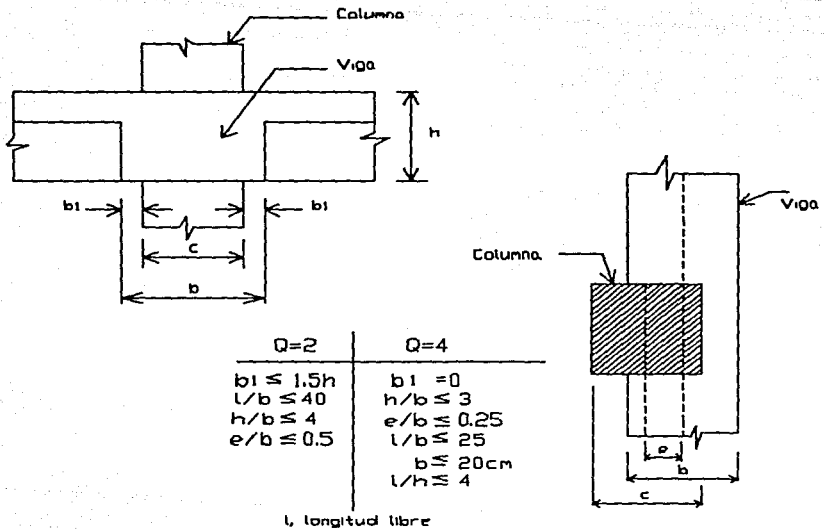


FIGURA 2.8 Requisitos geométricos para vigas de concreto reforzado. (1.6)

2.2.2 Requisitos de refuerzo, longitudinal

Bazán ^(1.6) también determina algunos requisitos para el refuerzo longitudinal en vigas. Estos requisitos se ilustran en la figura 2.9.

El área mínima de refuerzo en estructuras en zonas no sísmicas, debe cumplirse sólo en aquellos lechos que, según el análisis, aparecen tensiones para alguna combinación de acciones de diseño; cuando se diseña con $Q=2$ ó $Q=4$ se requiere el refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga, independientemente de los resultados del análisis.

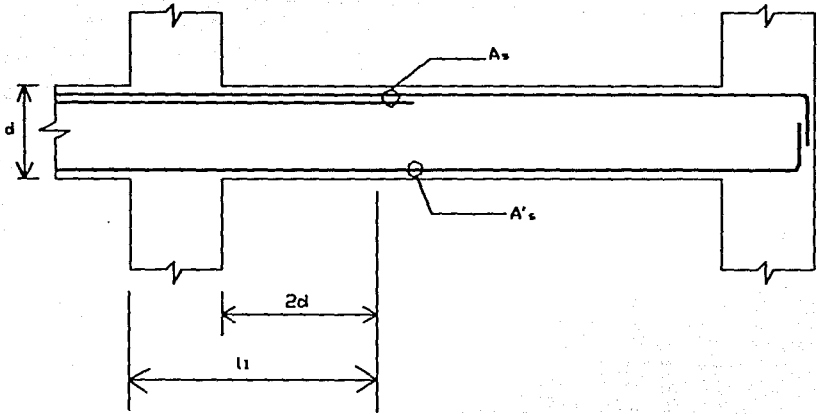


FIGURA 2.9 Requisitos para el refuerzo longitudinal en vigas de concreto (1.6)

Los siguientes requisitos corresponden al refuerzo longitudinal de la figura 2.9, para diferentes factores de ductilidad.

Para $Q = 2$: $A_s, A's \geq 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} bd$, en toda la longitud de la viga

$A's \leq 0.75 A_s$ balanceada

Al menos 67% de A_s deberá pasar por el núcleo de la columna

Para $Q = 4$: $A_s, A's \geq 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} bd$ y/o 2#5, en toda su longitud

$A's \leq 0.6 A_s$ balanceada

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{100}{f_y}$$

$A'_s \geq 0.5 A_s$, en l_1

No puede haber traslapes, ni corte del refuerzo longitudinal en l_1

Todo el refuerzo de tensión, A_s , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.

En toda la sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento positivo y negativo no menor que la cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga. ^(1.6)

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a falla balanceada; por esa razón, en los requisitos que corresponden a $Q=2$ sólo se exige que el área de refuerzo no exceda de 75% la balanceada, mientras que cuando se diseña para $Q=4$ ésta debe limitarse a 60% de la balanceada. Las expresiones especificadas en Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, proporcionan valores conservadores del área balanceada iguales aproximadamente a 80% del valor esperado, por tanto, los límites impuestos para $Q=2$ y $Q=4$ corresponden aproximadamente a cuantías iguales a 60 y 50% de la balanceada, respectivamente.

Los requisitos de corte de varillas tienden a evitar que aparezcan tensiones por la transmisión de esfuerzos de adherencia en las zonas donde se pretende que se formen articulaciones plásticas.

Las normas exigen también que en las secciones no afectadas por las articulaciones plásticas se compruebe que el factor de seguridad a flexión no sea menor que 1.1 veces el que se tiene en dichas articulaciones. Si se piensa que este requisito se satisface automáticamente en la mayoría de los casos por la rápida variación del diagrama de momentos

en las zonas extremas de las vigas y porque se refuerzan para articulaciones plásticas zonas más amplias que las que en realidad abarcarán tales articulaciones.

2.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal.

La cantidad y disposición de estribos ilustrada en la figura 2.10 tiende, por una parte, a asegurar cierta ductilidad en cualquier sección en caso de un agrietamiento diagonal; por otra, cuando se diseña para $Q=4$ se pretende que los extremos de las vigas los estribos proporcionen confinamiento al concreto y eviten el pandeo del refuerzo de compresión para permitir el desarrollo de grandes ductilidades; por ello se limita más la separación de estribos. En la longitud de posible articulación plástica, l_1 , sólo se admiten estribos cerrados.

Cuando se adopte $Q=4$, el dimensionamiento por cortante de las vigas deberá cumplir, además de los requisitos generales del reglamento, con lo siguiente:

a) En una distancia de dos veces el peralte de la viga medida a partir de la cara del apoyo se considerará nula la contribución del concreto a la resistencia a cortante.

Esto obedece a que los ensayos de elementos de concreto ante repeticiones de cargas alternadas han demostrado que la contribución del concreto se deteriora rápidamente, de manera que es recomendable ignorarla cuando se pretende que la sección sea capaz de alcanzar más de una vez rotaciones inelásticas importantes.

b) La revisión de la resistencia en cortante se hará aplicando un factor de carga de 1.4 a las fuerzas internas que resultan del análisis. Además, cuando el refuerzo longitudinal de la viga sea sustancialmente mayor que el requerido para resistir los momentos flexionantes de diseño,

deberá proporcionarse la resistencia por cortante suficiente para que pueda alcanzarse en los extremos de la viga los momentos máximos resistentes (negativo en un extremos y positivo en el otro).

Este último requisito pretende evitar que se presente falla por cortante antes que puedan formarse las dos articulaciones plásticas en los extremos de la viga. Por tanto, la viga tiene que ser capaz de soportar los cortantes que aparecen cuando se forma el mecanismo de falla aceptado. En éste aparece primero la articulación plástica de momento negativo en un extremo y posteriormente, si el efecto sísmico crece, se forma una segunda articulación plástica, de momento positivo, en el otro extremo o cerca de él. Los momentos flexionantes respectivos dependen de cómo se hayan reforzado los extremos de las secciones; los cortantes que originan pueden ser muy superiores a las que resultan de los diagramas para las fuerzas especificadas.

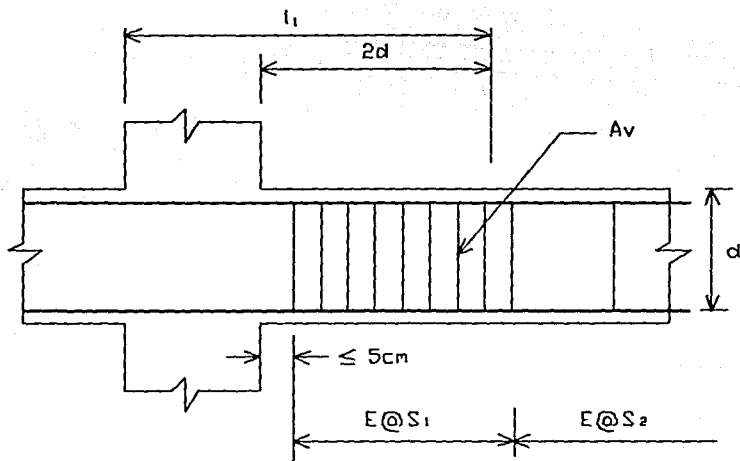


FIGURA 2.10 Requisitos para el refuerzo transversal de vigas de concreto. (1.6)

Los siguientes requisitos corresponden al refuerzo transversal de la figura 2.10, para diferentes factores de ductilidad.

Para $Q = 2$:

$$S_1, S_2 < d/2$$

Si el diámetro de cualquier barra longitudinal excede del #5, los estribos serán del #2.5 o mayores.

Para $Q = 4$

$$A_v f_{yv} \geq 0.06 A_b f_y; A_v \geq \#2.5; S_2 \leq d/2$$

A_v, f_{yv} área y esfuerzo de fluencia del estribo

A_b, f_y área y esfuerzo de fluencia de la barra longitudinal de mayor diámetro

$$S_1 \leq 425 d_b / \sqrt{f_y}, 20 \text{ cm}, 24 \text{ diámetros del estribo}, d/4$$

Para dimensionamiento por fuerza cortante en l_1

$$V_c = 0$$

$$F_c = 1.4 \quad (1.6)$$

2.2.4 Anclaje

2.2.4.1 Requisitos generales

a) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje ^(1.3).

Dentro de los requisitos generales marcados por las NTC, encontramos que el requisito de anclaje se cumple en la mayoría de los casos para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si:

I. Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo (d) más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

II. En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados.

III. A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo L_d , que se definirá más adelante.

IV. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5h \quad (2.33)$$

donde L es el claro del elemento y h su peralte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo)

La longitud de desarrollo L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica L_{db} , dada por la ecuación 2.34, en cm, por el factor o los factores indicados en la siguiente tabla. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm (No. 12).

$$L_{db} = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \quad (2.34)$$

(d_b es el diámetro de la barra, en cm, y A_s su área transversal, en cm^2 ; f_y y f'_c , en kg/cm^2).

TABLA 2.2

Condición de refuerzo

Factor

Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30cm de concreto.	1.4
En concreto ligero.	1.33
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm^2 (f_y en kg/cm^2)	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (No. 6).	1.2
Todos los otros casos.	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo, L_d de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

Si el esfuerzo f_s , que debe desarrollar una barra en una sección es menor que f_y , la longitud mínima de la barra a cada lado de dicha sección será $(f_s / f_y)L_d$. El esfuerzo f_s se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso a).

TABLA 2-3. Longitudes de desarrollo, L_d , de barras corrugadas a tensión, no torcidas en frío, en cm.

Barra No.	f'_c f_y kg/cm ²	150		200		250		300		350		400	
		I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
2.5	4200	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
3	4200	30	34	30	34	30	34	30	34	30	34	30	33
4	4200	32	45	32	45	32	45	32	45	32	45	32	45
5	4200	41	57	40	56	40	56	40	56	40	56	40	56
6	4200	59	82	51	71	48	67	48	67	48	67	48	67
7*	4200	80	112	69	97	62	87	56	79	56	78	56	78
8	4200	104	146	90	126	81	113	74	103	69	96	64	90
9*	4200	132	185	114	160	102	143	93	131	86	121	81	113
10	4200	163	228	141	198	126	177	115	161	107	149	100	140
11	4200	197	276	171	239	153	214	139	195	129	181	121	169
12	4200	235	328	203	284	182	254	166	232	154	215	144	201

I Barras con no más de 30 cm de concreto bajo ellas

II Barras con más de 30 cm de concreto bajo ellas

* Barras no fabricadas a nivel nacional

Cuando una barra a tensión termina con un doblé a 90 o 180 grados que cumpla con los requisitos de 2.2.9, se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en cm, paralela

a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el dobléz, es al menos igual a $0.076 d_b f_y / \sqrt{f_c'}^2$ (30% mayor en concreto ligero), pero no menor que 15 cm ni que 8 d_b , y, además, el tramo recto después del dobléz no es menor que 12 d_b para dobleces a 90° , ni menor que 4 d_b para dobleces a 180° . Las unidades son las mismas que en la ec 2.34.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60% de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

Además se deberán cumplir requisitos complementarios de anclaje como son:

En los extremos libremente apoyados se prolongarán, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongarán la cuarta parte.

Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo; al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que 12 d_b , ni que un dieciseisavo del claro libre.

2.2.4.2 Anclaje del refuerzo transversal.

El refuerzo en el alma, debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 2.2.9.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

2.2.5 Recubrimiento

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de prestuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm; en losas 1.5 cm, y en cascarones, 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm si no se usa plantilla, y de 3 cm se usa plantilla.

En elementos prefabricados que no van a quedar expuestos a la Intemperie, el recubrimiento libre del refuerzo sin presforzar no será menor que 1.5 cm, ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en losas y cascarones prefabricados puede ser no menor que 1.0 cm ni que el diámetro de la barra.

En elementos estructurales que van a quedar expuestos a la Intemperie, se duplicarán los valores de los párrafos anteriores.

Los recubrimientos antes señalados se Incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

2.2.6 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

2.2.7 Separación de acero de refuerzo entre barras o tendones individuales.

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 2.2.6.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos a más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

2.2.8 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada para marcos dúctiles (2.1.9) en el que se indica que serán solo dos.

La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

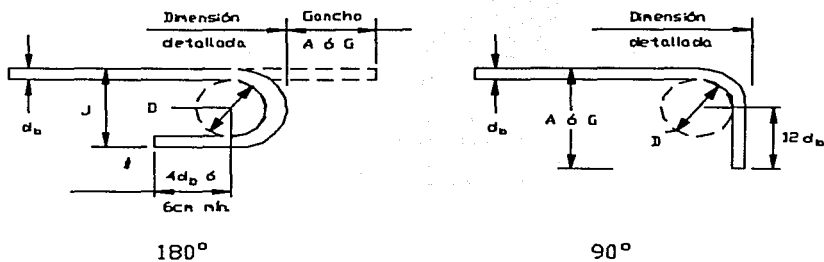
2.2.9 Dobles de refuerzo.

El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/60\sqrt{f_c}$ por el diámetro de la barra doblada a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto.

Por ejemplo confinar mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. En la expresión anterior f_y y f'_c deben estar en kg/cm^2 .

En todo doblado o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

TABLA 2.4 Ganchos estándar (1.7)

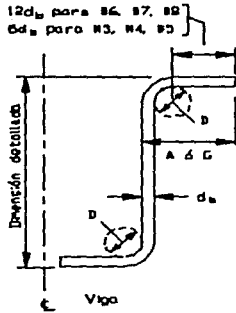


Ganchos de extremo recomendados, todos los grados

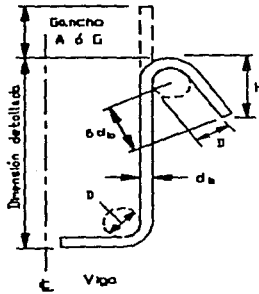
Tamaño de varilla	Diámetro de doblado terminado D , (cm)	Ganchos de 180° A ó G (cm)	J (cm)	Ganchos de 90° A ó G (cm)
#3	6	13	8	15
#4	8	15	10	20
#5	9	18	13	25
#6	11	20	15	30
#7	13	25	18	35
#8	15	28	20	40
#9	24	38	30	48
#10	27	43	34	56

Usos generales

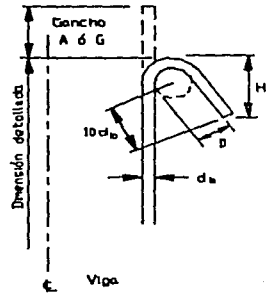
Ejemplo sísmico



90°



135°



135°

Estribos y ganchos de amarre, todos los grados

Uso general

Uso sísmico

Tamaño de varilla	D, (cm)	Gancho de 90° A ó G	Gancho de 135° A ó G	Gancho de 135° H, aprox.	Gancho de 135° A ó G	Gancho de 135° H, aprox.
#3	4	10	10	6	13	9
#4	5	11	11	8	17	11
#5	6	15	14	9	20	14
#6	11	30	20	11	28	17
#7	13	36	23	13	32	20
#8	15	41	27	15	37	23

d_b = diámetro nominal de la varilla, alambre o cable postensado, cm.

2.2.10 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse

en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Se respetarán los requisitos de 2.1.9.2.2 y 3.1.7.2.3

2.2.10.1 Uniones de barras sujetas a tensión.

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d calculada según 2.2.4, ni menor que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2).

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33% del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal de que garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones

2.2.10.2 Uniones de malla de alambre soldado.

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) sea mayor que $0.5f_y$. Cuando haya la necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm. Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5cm.

2.2.10.3 Uniones de barras sujetas a compresión.

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según 2.2.4, ni que $(0.01 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2). Cuando la resistencia especificada del concreto, f'_c sea menor de 200 kg/cm^2 , los valores anteriores se incrementarán 20%.

2.2.11 Refuerzo por cambios volumétricos

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

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1+100)} \quad (2.35)$$

donde

a. área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/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 no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_s .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2% en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3% en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de 3.5 x_1 .

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Pueden prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

2.2.12 Sitios para el anclaje ^(1.1)

Generalmente constituye una práctica aceptada que las varillas terminen en las zonas de compresión. Sin embargo, es dudoso que se pudiera obtener mucho beneficio de esta clase de arreglo en todos los casos. Es improbable que los esfuerzos de compresión que actúan paralelos a una varilla reduzcan el peligro de fisuración originado en los esfuerzos de tensión que actúan perpendiculares a la varilla. Es cierto que una zona a compresión está libre de grietas transversales que se conocen como el origen de las grietas de fisuración. Las varillas del fondo en el claro extremo de las vigas continuas muestran mejor anclaje en el extremo simplemente apoyado que en la proximidad del punto de inflexión donde entran a una zona a compresión, lo que indica que los esfuerzos de compresión que actúan transversalmente a una varilla anclada son más beneficiosos. Untrauer y Henry han demostrado ^(1.1) que la resistencia de adherencia aumenta apreciablemente cuando hay presión normal. El aumento es más pronunciado en la carga máxima y para varillas más grandes, lo que sugiere que puede ser mejor buscar áreas de presión normal, de preferencia a zonas a compresión para el anclaje de refuerzo a flexión, ver figura 2.11.

Cuando las varillas se terminan en la zona a tensión de una viga que contiene suficiente refuerzo transversal en el alma, se puede obtener considerable beneficio de la compresión que existe en el alma como resultado de acción de armadura. Por esta razón se puede doblar las varillas horizontales en el alma para exponerlas a la presión diagonal, como en la fig. 2.12.

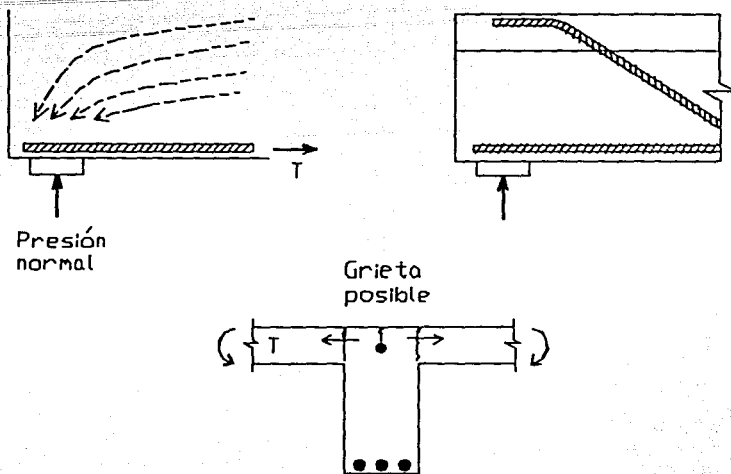


FIGURA 2.11 Presión o tensión transversal en el anclaje del refuerzo de viga. (1.1)

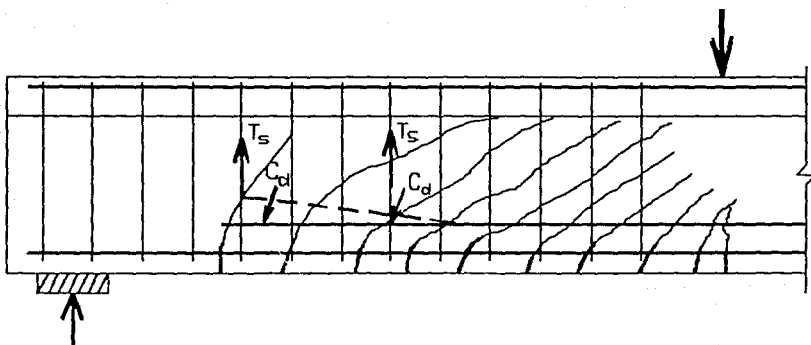


FIGURA 2.12 Anclaje de varillas a flexión en zona de compresión diagonal. (1.1)

Por razones semejantes se puede mejorar en forma considerable el anclaje de gancho en el extremo simplemente soportado de una viga, si se inclinan los ganchos, o de preferencia si están en una posición casi horizontal. De esta manera se contrarrestan mayormente los efectos de fisuración por la presión normal que se origina de la reacción (fig. 2.13).

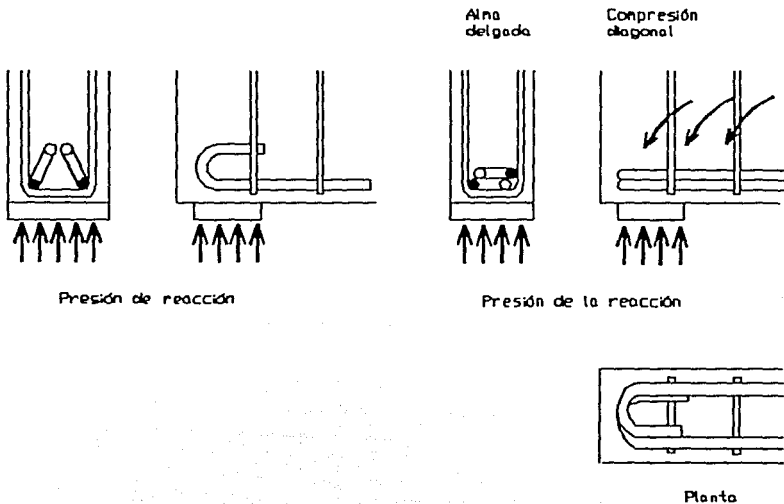


FIGURA 2.13 Utilización de compresión transversal en anclajes a base de ganchos. (1.1)

En las vigas precoladas de concreto la longitud disponible para el anclaje del extremo puede ser tan corta que sólo dispositivos especiales, (fig. 2.14), pueden asegurar el desarrollo de la resistencia requerida de las varillas. En muchos casos, tales como con ménsulas o vigas de gran peralte se pueden utilizar cruzadas soldadas al refuerzo a flexión (fig. 2.14). Debido a que con mucha frecuencia el punto de apoyo esta próximo

al extremo libre de la viga, la falla a lo largo de una grieta diagonal aguda es una clara posibilidad (fig. 2.15). Se pueden suministrar varillas adicionales inclinadas de diámetro pequeño para asegurar que no ocurra falla de deslizamiento. El tamaño de las varillas se puede determinar utilizando el concepto de fricción a cortante de transferencia de carga.

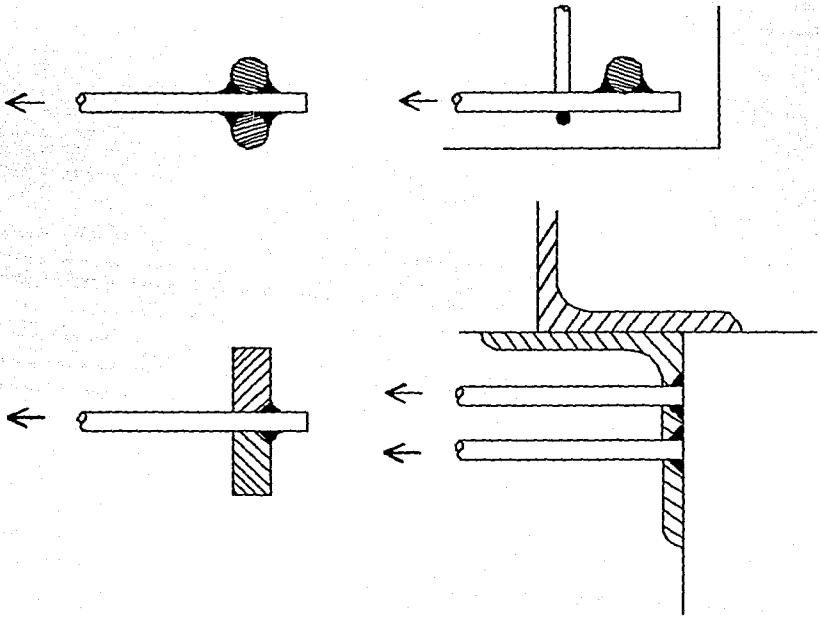


FIGURA 2.14 Dispositivos especiales de anclaje empleados cuando no se dispone de suficiente longitud de anclaje. (1.1)

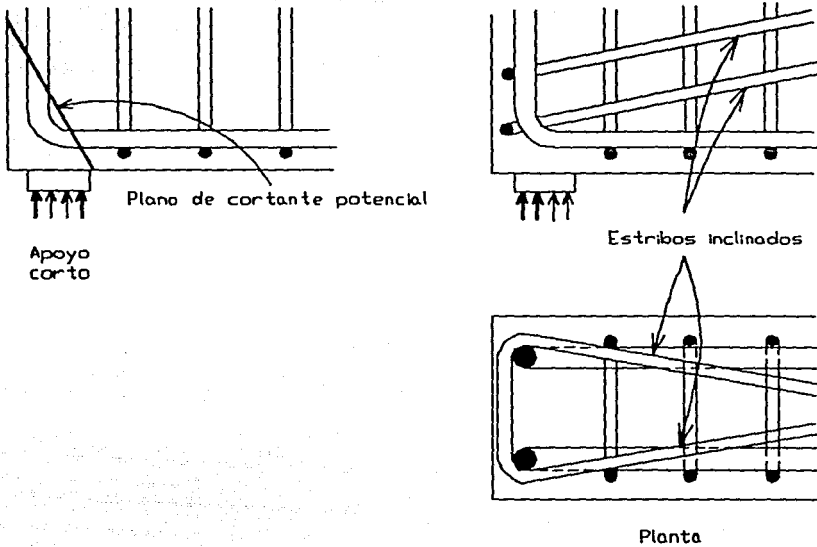


FIGURA 2.15 Refuerzo para impedir la falla a cortante deslizante cuando la reacción se aplica próxima al extremo libre de la viga. (1.1)

2.2.13 Interacción del refuerzo por flexión y cortante

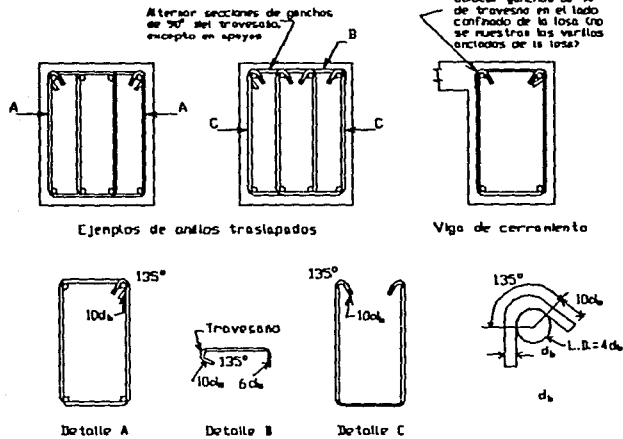
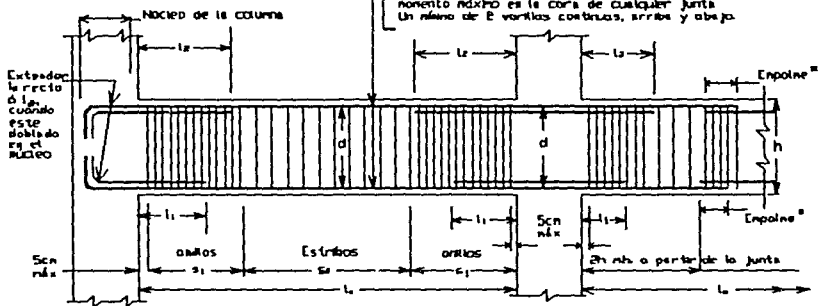
El estribo que es el miembro a tensión en el alma, debe poder desarrollar toda su resistencia en toda su altura entre las "juntas pasador" superior e inferior a lo largo del claro a cortante, entendiéndose por juntas pasador la intersección del refuerzo horizontal y vertical. No se pretende que los estribos desarrollen adherencia entre las "cuerdas", por lo que se deben anclar en forma acorde. La fig. 2.16 presentan algunas formas de estribos que satisfacen los requerimientos dados de anclaje.

Colocar todas las varillas superiores e inferiores requeridas en la cara lejano del núcleo de la columna, proporcionando distancias mínimas L_v ó L_b para tensar según la sección A-B-A o para compresión según la sección 12.3 del Reglamento ACI 219-42

Reinzo longitudinal superior e inferior

A_s mínimo $\geq 1.41 \text{ in}^2/\text{ft}$, (pendiente) ≤ 0.025

La resistencia al momento mínimo 225 la resistencia al momento máximo es la cara de cualquier junta. Un mínimo de 2 varillas continuas, arriba y abajo.



Los estribos que requieren resistir cortante deberán anillarse a todo lo largo de los elementos flexionantes en donde no se requieren anillos, los estribos deberán estar espaciados a no más de $d/2$

FIGURA 2.16 Detalles típicos de resistencia sísmica para elementos flexionantes (1.7)

Por lo menos 2 varillas, una superior y una inferior, deben emplearse como acero longitudinal continuo para vigas. Para vigas enmarcadas dentro de ambos lados de una columna, estas varillas deben prolongarse a través de la columna, al menos 2 veces el peralte de la viga, sin considerar empalmes (ver figura 2.16), pero en ningún caso deben prolongarse las varillas más allá de los puntos teóricos de corte.

Es esencial tener varillas grandes longitudinales que pasen a través de los ganchos de los estribos, ya que deben distribuir el apoyo concentrado recibido de los estribos. Puede ser optimista suponer que el extremo del estribo, que no está doblado alrededor de una varilla longitudinal en la zona a compresión de la viga, está bien anclado. En la carga última, especialmente cuando se han desarrollado grietas diagonales, el eje neutro puede moverse muy próximo al borde a compresión. Ya que los estribos dependen considerablemente de esta forma concentrada de anclaje, es deseable que ajusten apretadamente y que estén en contacto con las varillas longitudinales que rodean.

La práctica normal es doblar los estribos alrededor de las varillas longitudinales con un ángulo de 135° . Algunos códigos permiten una vuelta de 90° para los estribos. En las articulaciones plásticas donde puede desprenderse el zuncho, un giro de 90° no será satisfactorio, además de que se facilita el comportamiento no satisfactorio de los estribos cerrados ilustrados en la fig. 2.17.

Algunos investigadores sostienen que sólo se puede resistir la tensión diagonal mediante varillas diagonales o refuerzo de rejilla; por este motivo, a veces se sugiere que también se suministren varillas horizontales dentro del alma. Las pruebas han indicado que hasta la falla sólo ocurren pequeñas deformaciones en las varillas horizontales intermedias

colocadas en las vigas de proporciones usuales. Sin embargo, su efecto benéfico en el control de grietas, especialmente en vigas muy peraltadas, es muy marcado (fig. 2.18).

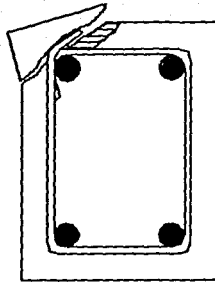


FIGURA 2.17 Falla posible provocada por anclaje insuficiente de los estribos. (1.1)

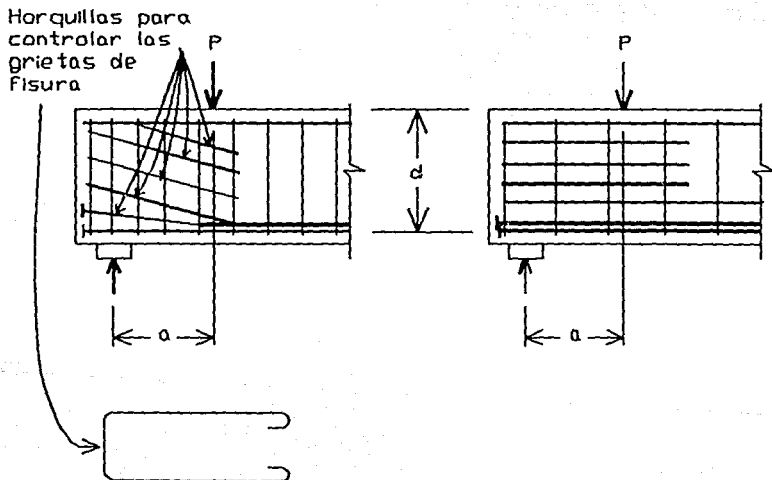


FIGURA 2.18 Refuerzo secundario inclinado u horizontal cuando la carga se aplica cerca del soporte. (1.1)

2.2.14 Detallado de los puntos de soporte y carga

En la fig. 2.19 se muestra una distribución de estribos, los estribos en la trabe A deben transmitir la reacción V a la zona a compresión de la trabe, donde pueden descomponerse en fuerzas de compresión diagonal. Braumann y Rûsh sugieren que se suministre refuerzo de estribo de suspensión para todo el cortante o fuerza de reacción, puesto que las deformaciones grandes en estos estribos pueden llevar a grietas de fisuración horizontal a lo largo del refuerzo a flexión de la trabe de soporte. Por lo general, el costo del acero adicional es despreciable.

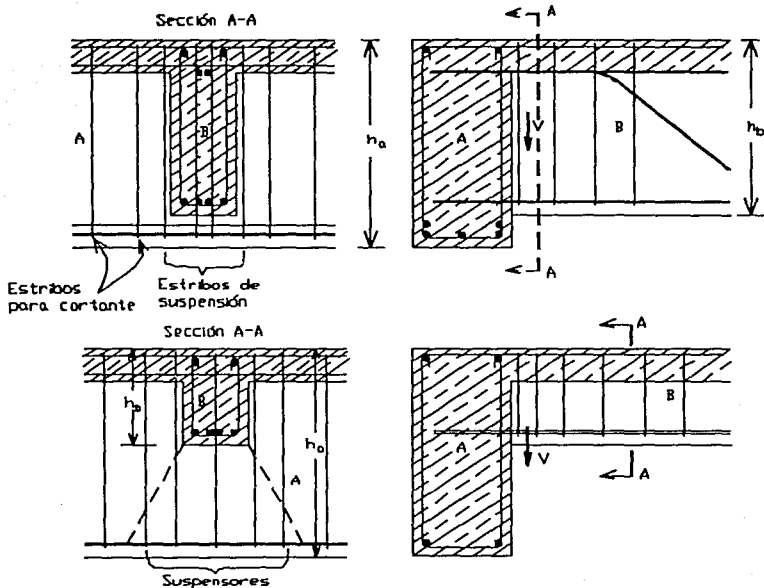


FIGURA 2.19 Los estribos de suspensión reciben las reacciones de la viga secundaria. (1.1)

Quando se intersectan vigas de peralte igual, el acero del fondo de la viga secundaria debe estar por encima del refuerzo del fondo de la viga de soporte, obteniendo con ésto el máximo beneficio del anclaje como resultado de la presión normal inducida por compresión diagonal en las vigas B secundarias.

La losa en voladizo (fig. 2.20) es otro ejemplo que se encuentra cuando la compresión diagonal se dirige hacia el borde inferior de la viga de soporte. Por tanto, es importante transmitir la reacción desde esta área hacia la parte superior de la viga. Las varillas individuales mostradas en el diagrama sugieren una solución a este problema.

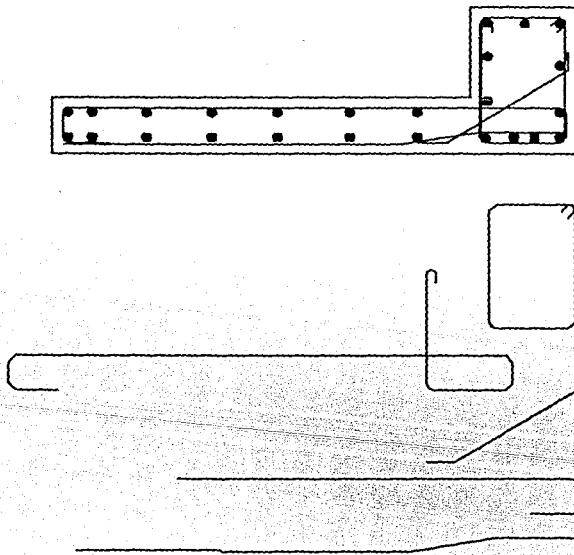


FIGURA 2.20 Viga que soporta una losa en voladizo. (1.1)

En la construcción de concreto precolado, con frecuencia se requiere una articulación intermedia a lo largo de un claro. En estos casos es obligatorio el detallado cuidadoso, ya que sólo se dispone aproximadamente de la mitad del peralte efectivo de la viga. La fig. 2.21a indica el flujo de las fuerzas internas de compresión. Se deben suministrar estribos de suspensión para transmitir toda la reacción al borde superior de ambas vigas. Desde los extremos de estos estribos se puede desarrollar un puntal diagonal en la dirección de la placa de apoyo. Leonhardt sugirió estribos especiales para 1.2 veces la fuerza cortante R .

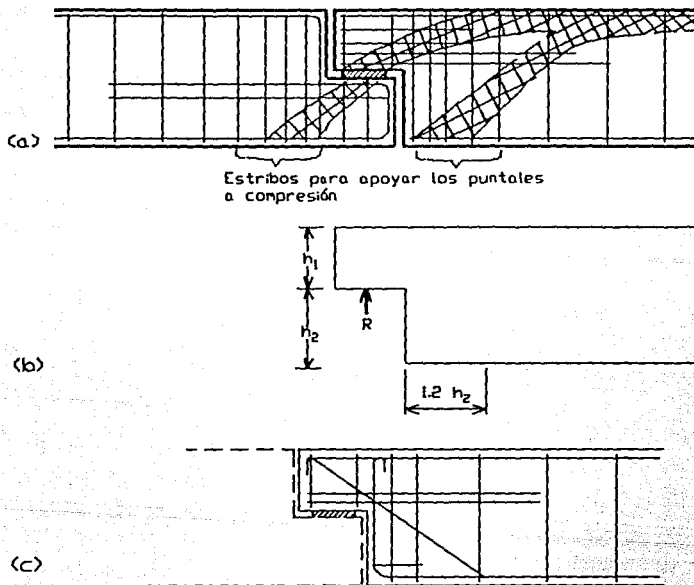


FIGURA 2.21 Los voladizos cortos forman una articulación en el claro de la viga. a) Utilizando refuerzo ortogonal. b) Utilizando varillas dobladas hacia arriba. (1.1)

La longitud de anclaje del refuerzo inferior, que se supone que se extiende por la distancia $1.2h_2$, como en la figura 2.21b, debe bastar para que se desarrolle una fuerza horizontal igual a $1.2R$. Debe haber suficiente refuerzo (de horquilla) que se extienda horizontalmente más allá de las esquinas reentrantes donde se puede desarrollar una grieta diagonal potencial.

Cuando una viga es muy peraltada, se puede doblar diagonalmente hacia arriba algunas de las varillas a flexión, de acuerdo con la fig. 2.21c. Con frecuencia es difícil suministrar suficiente anclaje para ellas en la parte voladiza más pequeña de la articulación.

2.3 CASOS ESPECIALES

2.3.1 Vigas de gran peralte

Cuando la relación de claro a peralte de vigas simplemente apoyadas es menor que 2, o menor que 2.5 para cualquier claro de una viga continua se acostumbra definir a éstas como vigas de gran peralte. Con frecuencia estas estructuras se encuentran en recipientes suspendidos rectangulares, tales como silos y tanques, 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.

2.3.1.1 Vigas simplemente apoyadas

En la figura 2.22 se muestra el arreglo del refuerzo para vigas simplemente apoyadas, se recomienda que el refuerzo a flexión calculado se debe distribuir utilizando varillas de tamaño relativamente pequeño, el cálculo se puede hacer utilizando el brazo de palanca interno.

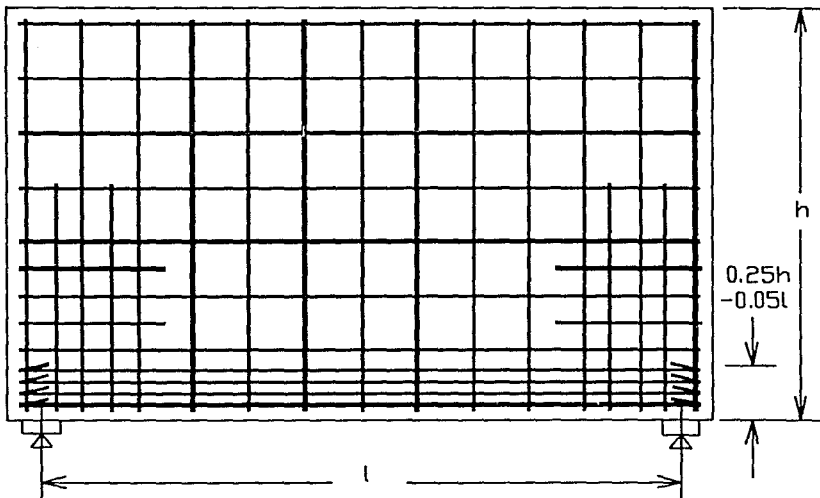


FIGURA 2.22 Refuerzo de una viga de gran peralte simplemente soportada. (1-1)

2.3.1.2 Refuerzo del alma en vigas de gran peralte

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 éste. Sin embargo, como lo indica la fig. 2.23a cerca de los soportes se deben introducir varillas adicionales del mismo tamaño al utilizado para el refuerzo del emparrillado.

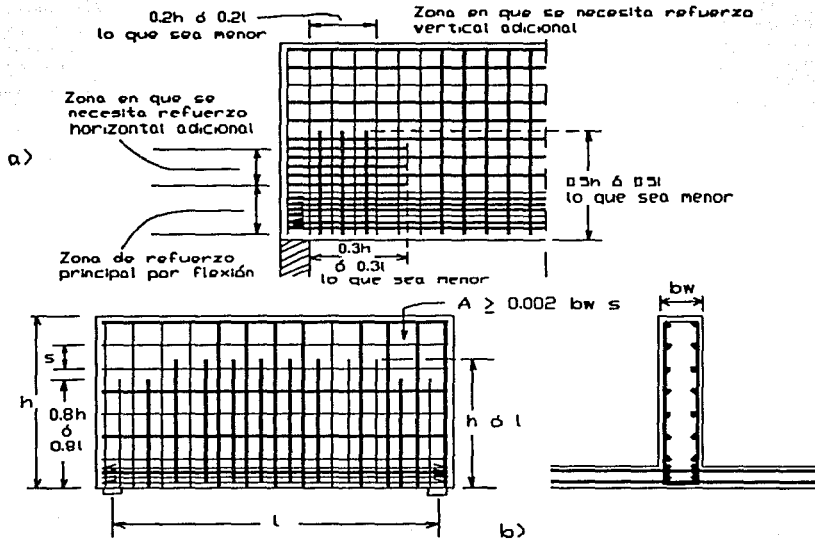


FIGURA 2.23 Refuerzo adicional requerido en vigas de gran peralte simplemente soportadas para: a) Cortante cerca de los soportes, b) Cargas aplicadas cerca del borde inferior. (1.1)

Quando se suspende la carga 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. Los estribos de suspensión deben rodear completamente el refuerzo a flexión del fondo y extenderse a la zona a compresión de la viga muro, como en la figura 2.23b. El espaciado de las barras verticales no debe exceder de 15 cm.

También se necesita una provisión especial cuando se introducen cargas o reacciones a lo largo de todo el peralte de una viga, por ejemplo cuando vigas muros de gran peralte se soportan entre sí. En la figura 2.24a se muestra una viga soportada de los extremos, esta viga debe recibir la mitad de la carga por refuerzo de suspensión, de lo que se muestra en arreglo típico. 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 figura 2.24b se muestra un arreglo típico.

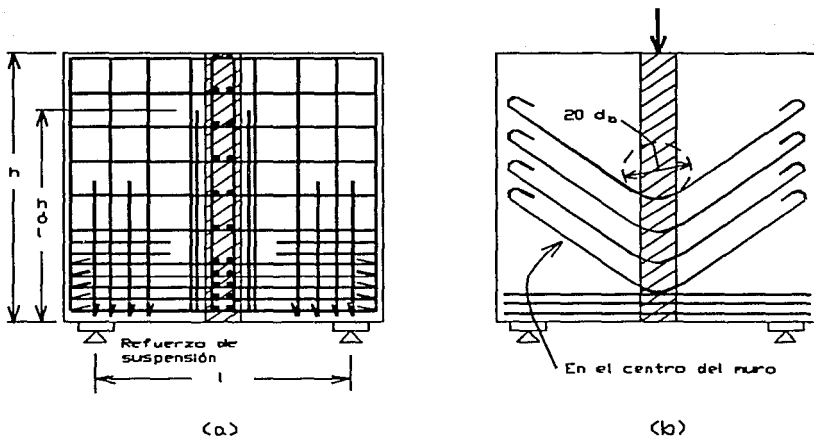


FIGURA 2.24 Refuerzo de suspensión que debe suministrarse en donde una viga de gran peralte soporta a otra viga igual usando: a) distribución ortogonal o b) varillas dobladas hacia arriba. (1.1)

2.3.1.3 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 demanda relativamente pequeña de refuerzo.

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 está ilustrada en la figura 2.25. Las fuerzas concentradas están dispersas en el alma de la viga, y a menos que se extienda una costilla vertical continua de atiesamiento entre el punto de carga y el soporte, se debe tener en cuenta esta dispersión. En consecuencia, El CEB (Comité Européen du Béton) sugiere refuerzo suplementario horizontal en dos bandas, cada una capaz de resistir una fuerza de tensión igual a una cuarta de la carga aplicada.

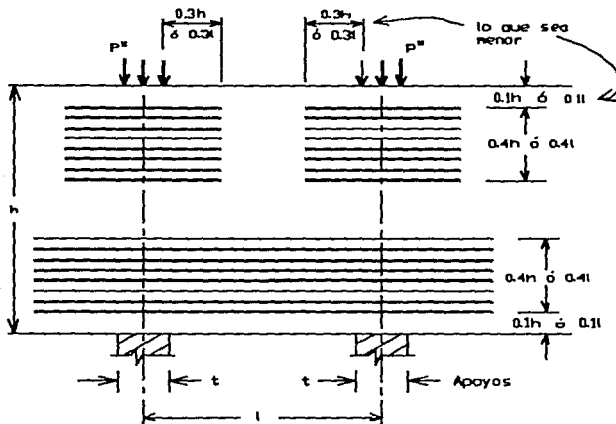


FIGURA 2.25 Distribución del refuerzo requerido para la transmisión de fuerzas concentradas a través de vigas de gran peralte. (1.1)

2.3.2 Vigas de concreto reforzado con orificios pequeños en flexión y torsión.*

Un método de análisis se utilizó para predecir la resistencia de vigas de concreto reforzado sujetas a combinación de flexión y torsión y que tienen orificios transversales pequeños, el análisis está basado en la familia de modelos de flexión asimétrica. Con esto se obtuvieron ecuaciones de resistencia que se derivaron de los modelos fallados, asumiendo un adecuado patrón de refuerzo alrededor del orificio. Los resultados de probar 10 vigas que contenían orificios circulares son presentados. Las predicciones teóricas están de acuerdo con los resultados de las pruebas. En la figura 2.26 se muestra el detallado en las vigas que es propuesto para obtener un comportamiento satisfactorio.

Las conclusiones encontradas son las siguientes:

1. La resistencia a torsión y la rigidez de una viga decrete con un incremento del tamaño del orificio.
2. Una pequeña cantidad de momento flexionante incrementa la capacidad torsional de una viga. Pero para flexión pura, el momento torsionante último disminuye con incremento de momento flexionante. Esto de acuerdo con lo encontrado en investigaciones realizadas más tarde.
3. La teoría de flexión asimétrica ha modificado los buenos resultados de las predicciones para momentos torsionantes últimos, modo de falla e interacción flexión-torsión.

* ACI JOURNAL / March-April 1984

4. Las barras diagonales alrededor de orificios son de primera necesidad para el control de grietas debidas a cargas de servicio. Una cantidad abundante de barras diagonales por consiguiente proveerá de una cantidad racional que prodrá ser establecida. Las ecuaciones desarrolladas serán aplicables en control de resistencia de secciones con orificios. La investigación reporta en el papel que se limita solo a orificios circulares. La solución analítica presentada sería aplicable a vigas que tengan orificios transversales cuadrados o cercanos a la forma del cuadro. El método es por tanto no aplicable a vigas con grandes orificios rectangulares por que las fallas de estas vigas ocurren de un modo completamente diferente.

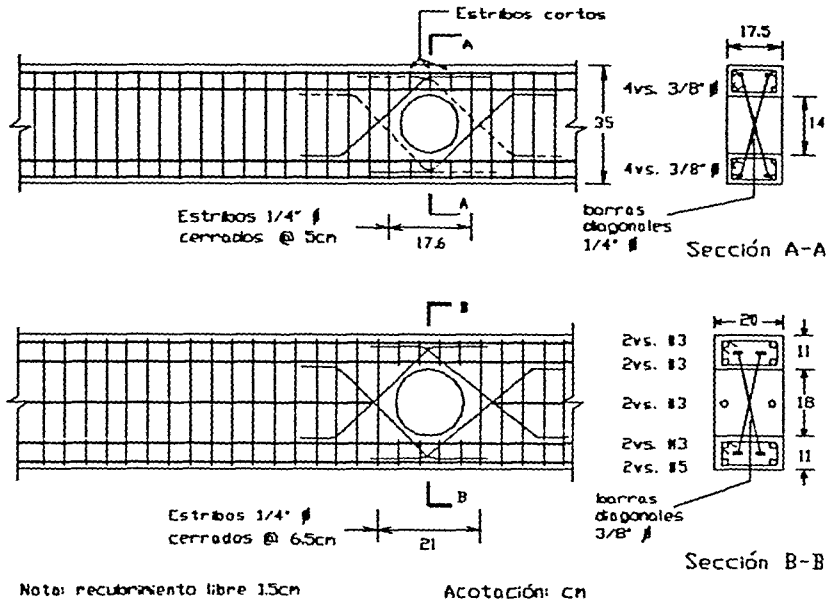


FIGURA 2.26 Detalles de refuerzo de especímenes con pequeños orificios sujetos a flexión y torsión.

2.3.3 Diseño para refuerzo de vigas de concreto con orificios grandes.*

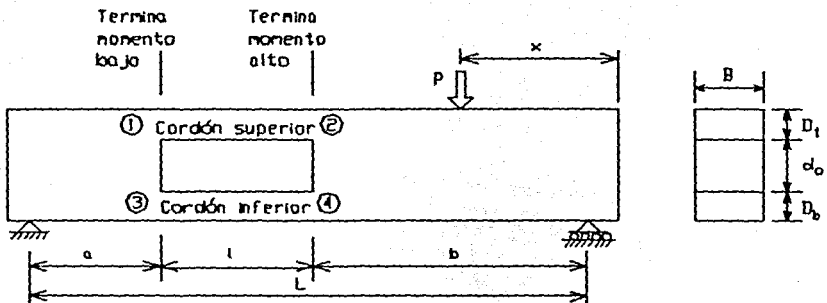
Un método racional es propuesto para el refuerzo de vigas de concreto con orificios rectangulares grandes que ha sido sujeta a flexión y cortante. Doce diseños de vigas se han propuesto y probado bajo carga puntual. Las variables son longitud, peralte, excentricidad, localización de orificios y la cantidad y colocación de refuerzo de esquina. Los resultados de las pruebas indican que el método utilizado es satisfactorio. Las barras diagonales como refuerzo en esquinas ha demostrado ser más efectivo en el control de grietas y deflexiones que los estribos verticales. Basado en los resultados de las pruebas una adecuada cantidad de refuerzo de esquina es recomendado.

En las modernas construcciones de edificios, la utilización de ductos y tuberías es común por lo que deben ser colocadas en espacios entre falsos techos. Pasando los ductos a través de orificios en las vigas de piso se elimina una gran cantidad de espacio muerto teniendo como resultado más espacio y un diseño económico. Pero, los efectos de los orificios en la resistencia y comportamiento de las vigas deberá ser considerado. Los diagramas de cuerpo libre y un dibujo típico de viga con orificio es mostrado en la figura 2.27.

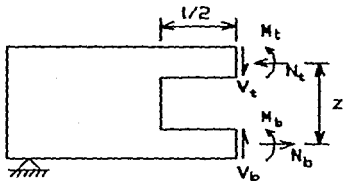
La figura 2.28 muestra en detalle el refuerzo. Las cargas últimas de diseño se muestran en la Tabla 2.5. En donde las cargas se han variado intencionalmente para obtener una particular cantidad y colocación de

* ACI JOURNAL / July- August 1985

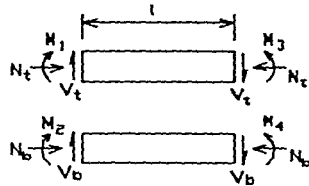
barras longitudinales en los miembros cordones para cada grupo de vigas, es importante notar que se han colocado estribos a una determinada separación así como barras diagonales a 45° .



a) Viga con orificio grande

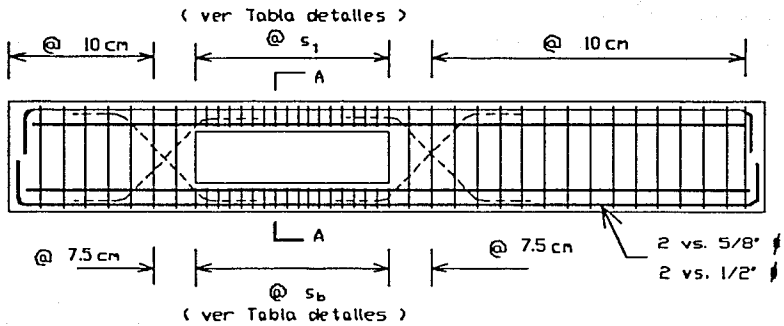


b) Diagrama de cuerpo libre del orificio



c) Diagrama de cuerpo libre de los cordones

FIGURA 2.27 Viga cargada y diagramas de cuerpo libre.



a) Sección longitudinal

b) Sección A-A

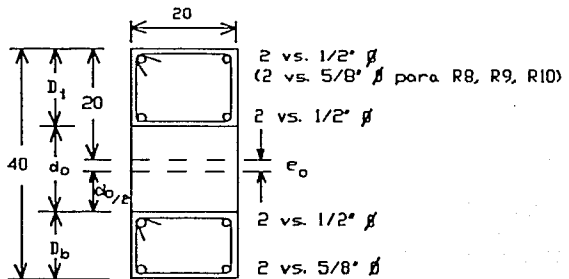


FIGURA 2.28 Detalles de refuerzo

TABLA 2.5 Detalles de especímenes ⁺

Espécimen	Carga última de diseño (Ton)	l, (cm)	D ₁ , (cm)	d _o , (cm)	D _b , (cm)	e _o , (cm)	a + l/2 (cm)	Espacio entre estribos s ₁ , (cm)	Espacio entre estribos s ₂ , (cm)
R1	20.81	40	11	18	11	0	100	4	4
R2	19.58	60	11	18	11	0	100	4	4
R3	13.46	80	11	18	11	0	100	4	4
R4	10.91	100	11	18	11	0	100	4	4
R5	9.08	120	11	18	11	0	100	4	4
R6	16.73	80	13	14	13	0	100	5	5
R7	9.38	80	90	22	9	0	100	3	3
R8	14.08	80	12	18	10	10	100	4.5	3.5
R9	14.69	80	13	18	9	20	100	5	3
R10	13.97	80	11	18	11	0	80	4	4
R11	13.36	80	11	18	11	0	100	4	4
R12	12.95	80	11	18	11	0	120	4	4

+ Recubrimiento mínimo 1.5 cm; distancia del punto de carga al soporte derecho es 100 cm.

Conclusiones:

1. Con una carga particular, ambos, el ancho máximo de grietas y la máxima deflexión de la viga se incrementa con un aumento en la longitud del orificio, la profundidad del orificio y la relación momento-cortante al centro del orificio. El efecto de excentricidad del orificio es insignificante para las pequeñas excentricidades usadas en este programa de pruebas.

2. El refuerzo de esquina con barras diagonales es más efectivo para el control de grietas y para reducir la deflexión de las vigas. Usando una adecuada combinación de barras diagonales y una completa cobertura con estribos verticales como refuerzo de esquina, será satisfecho el criterio de máximo servicio en el control de grietas. Con factor de concentración de esfuerzos de 2, las barras diagonales proveen un mínimo de 75% del total del esfuerzo total resistido que prueba ser satisfactorio y por tanto recomendado para su uso. Las barras diagonales ayudan a incrementar el esfuerzo último de vigas.

3. La posición del punto de inflexión en un cordón depende de la posición del refuerzo longitudinal. Para una colocación simétrica, esto ocurre aproximadamente al centro del claro de los miembros cordones.

4. Siempre que las secciones sólidas sean adecuadamente reforzadas, se presentaran las fallas de las vigas por la formación de un mecanismo con cuatro articulaciones en los cordones, esto es una en cada esquina del orificio.

5. El diseño aquí propuesto ha mostrado tener una seguridad satisfactoria. El método es aplicable a vigas cuando los miembros cordones no están directamente cargados. También más allá de las ratificaciones investigadas de el uso de grandes valores, la relación de esbeltez para la compresión del cordón puede ser limitada a 22 como sugiere el Código ACI para miembros apoyados a compresión. De otra manera los efectos de esbeltez deberán ser incluidos en el diseño.

2.3.4 Vigas de concreto con orificios en el alma sujetas a carga cíclica.*

Un estudio hecho de modelos de vigas con almas abiertas bajo cargas concentradas al centro del claro, con varios modelos de orificios usados para encontrar el menos propenso a concentraciones de esfuerzos. Esos resultados han sido corroborados con estudios de elemento finito.

Vigas de concreto a escala con orificios en el alma han sido sujetas a cargas dinámicas cíclicas aplicadas para determinar su capacidad. Los resultados de estas pruebas son presentados y la relación de capacidad contra forma y tipo de refuerzo.

En la figura 2.29 se puede observar el tipo de espécimen que se ha utilizado para realizar las pruebas así como una gráfica en donde se observa el comportamiento de las diferentes formas de orificios probados.

Resultados:

La presencia de orificios en las almas de las vigas substancialmente reducen la capacidad última de las vigas cuando son aplicadas cargas cíclicas y no ha sido colocado un refuerzo especial alrededor de los orificios.

* ACI JOURNAL / September-October 1986

La capacidad que presentan los orificios elípticos en su comportamiento es mejor que el de los orificios con forma circular, no obstante el hecho de que la forma de carga haya sido la misma y la carga flexionante fue substancialmente mayor ocasionando por la proximidad del orificio al centro del claro.

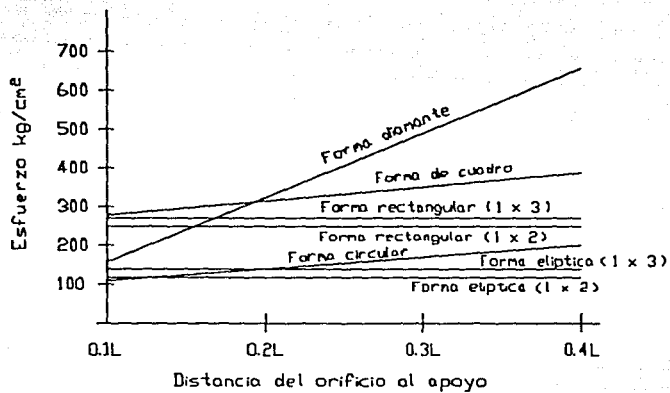
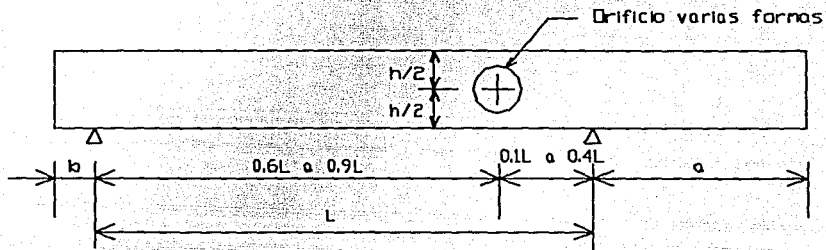


FIGURA 2.29 Arreglo de almas con orificios en especímenes y esfuerzos principales máximos en diferentes almas de vigas con orificios determinado por análisis de elemento finito.

Cuando las dos formas de orificios, el elíptico y circular fueron especialmente reforzados fig. 2.30, los resultados muestran que el comportamiento en carga última producido por la carga cíclica aplicada a la viga es equivalente a el comportamiento de cargas cíclicas en vigas sin orificios.

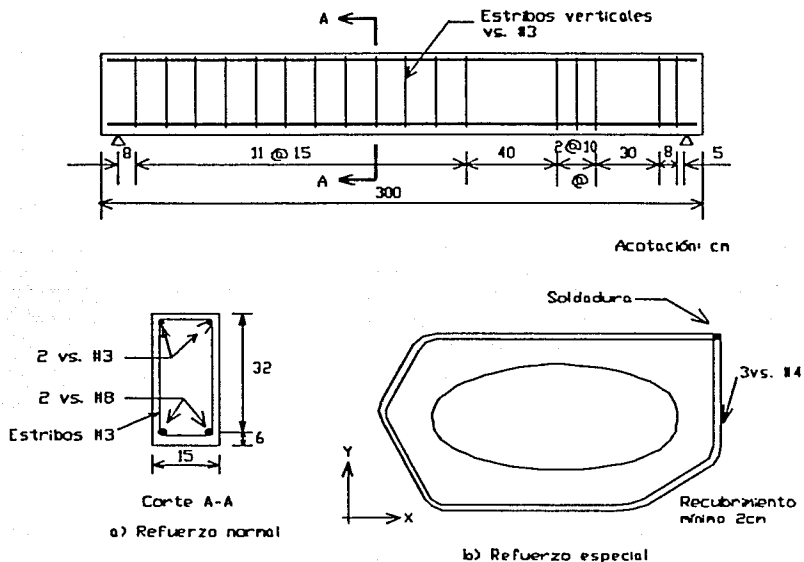


FIGURA 2.30 a) Viga típica reforzada, b) Arreglo especial para refuerzo alrededor de orificios elípticos.

El refuerzo especial utilizado en estos especímenes, 3 varillas del No.4 fue escogido después de probar la cantidad máxima de refuerzo nominal para las secciones probadas.

Basados en la confiabilidad de los resultados obtenidos es satisfactorio el refuerzo propuesto y utilizado pues ha tenido respuesta adecuada, los nuevos resultados han llegado a conclusiones y verificaciones que quizá nos lleve a descubrir una fórmula para la cantidad necesaria de refuerzo.

Con el refuerzo alrededor de los orificios se muestra que las vigas sin refuerzo han tenido una reducción en la capacidad de carga última de aproximadamente 33% y el número de ciclos de cargas han sido reducidos en forma parecida.

El estudio de la forma óptima de orificios en almas de vigas revela que la forma elíptica esta menos sometida a concentraciones alrededor del orificio. La forma circular ha tenido el segundo lugar en comportamiento. El comportamiento de orificios con forma rectangular con esquinas redondeadas no es muy conveniente.

AYUDAS DE DISEÑO

TABLA 2.7 Deflexiones calculadas permisibles

Tipo de miembro	Deflexión a considerar	Deflexión permisible
Azoteas que no soportan o que no están ligadas a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes. +	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/180
Pisos que no soportan o que no están ligados a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/360
Azoteas o pisos que soportan o que están ligados a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de que se ligan los elementos no estructurales (la suma de la deflexión de larga duración debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Azoteas o pisos que soportan o que están ligados a elementos no estructurales que no puedan sufrir daños por deflexiones grandes	idem al anterior	L/240

+ Este límite puede no ser suficiente para evitar el encharcamiento del agua.

El símbolo L representa el claro.

TABLA 2.6 Peraltes totales mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones y cuando las deformaciones de dichos elementos no perjudican a elementos estructurales +

Peralte mínimo, h (depende de los tipos siguientes)

Elemento	Libremente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y losas nervadas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Nota: Estos valores se aplican para concreto de peso normal y acero con límite de fluencia f_y de 4200 kg/cm². Para otros valores de f_y , multiplique los valores de esta tabla por el factor $0.4 + 0.00014 f_y$. El símbolo L representa el claro.

+ Ayudas obtenidas de: Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Oscar M. González C y Francisco Robles, Ed. Limusa.

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 1.523\%$	
ρ (O/O)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)	ρ (O/O)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)	ρ (O/O)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)
.1000	3.721	.4500	15.82	.8001	26.50
.1073	3.988	.4573	16.06	.8073	26.71
.1145	4.255	.4646	16.30	.8146	26.92
.1218	4.520	.4719	16.53	.8219	27.12
.1291	4.785	.4792	16.77	.8292	27.33
.1364	5.049	.4865	17.00	.8365	27.53
.1437	5.313	.4938	17.24	.8438	27.74
.1510	5.576	.5011	17.47	.8511	27.94
.1583	5.839	.5083	17.70	.8584	28.14
.1656	6.101	.5156	17.94	.8657	28.35
.1729	6.362	.5229	18.17	.8730	28.55
.1802	6.623	.5302	18.40	.8803	28.75
.1875	6.883	.5375	18.63	.8876	28.95
.1948	7.142	.5448	18.86	.8949	29.15
.2021	7.401	.5521	19.09	.9022	29.35
.2093	7.659	.5594	19.32	.9094	29.55
.2166	7.916	.5667	19.54	.9167	29.74
.2239	8.173	.5740	19.77	.9240	29.94
.2312	8.430	.5813	20.00	.9313	30.14
.2385	8.685	.5886	20.22	.9386	30.33
.2458	8.940	.5959	20.45	.9459	30.53
.2531	9.195	.6032	20.67	.9532	30.72
.2604	9.449	.6104	20.90	.9605	30.92
.2677	9.702	.6177	21.12	.9678	31.11
.2750	9.954	.6250	21.34	.9751	31.30
.2823	10.20	.6323	21.56	.9824	31.50
.2896	10.45	.6396	21.79	.9897	31.69
.2969	10.70	.6469	22.01	.9970	31.88
.3042	10.95	.6542	22.23	1.004	32.07
.3114	11.20	.6615	22.45	1.011	32.26
.3187	11.45	.6688	22.67	1.018	32.45
.3260	11.70	.6761	22.88	1.026	32.64
.3333	11.95	.6834	23.10	1.033	32.83
.3406	12.19	.6907	23.32	1.040	33.01
.3479	12.44	.6980	23.54	1.048	33.20
.3552	12.69	.7052	23.75	1.055	33.39
.3625	12.93	.7125	23.97	1.062	33.57
.3698	13.18	.7198	24.18	1.069	33.76
.3771	13.42	.7271	24.40	1.077	33.94
.3844	13.66	.7344	24.61	1.084	34.12
.3917	13.91	.7417	24.82	1.091	34.31
.3990	14.15	.7490	25.03	1.099	34.49
.4063	14.39	.7563	25.25	1.106	34.67
.4135	14.63	.7636	25.46	1.113	34.85
.4208	14.87	.7709	25.67	1.120	35.03
.4281	15.11	.7782	25.88	1.128	35.21
.4354	15.35	.7855	26.09	1.135	35.39
.4427	15.59	.7928	26.29	1.142	35.57

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (Continuación)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_p = 1.904\%$	
ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)
.1000	3.733	.5459	19.24	.9919	32.90
.1093	4.075	.5552	19.54	1.001	33.16
.1185	4.417	.5645	19.85	1.010	33.42
.1278	4.757	.5738	20.15	1.019	33.69
.1371	5.097	.5831	20.45	1.029	33.95
.1464	5.436	.5924	20.75	1.038	34.21
.1557	5.774	.6017	21.05	1.047	34.47
.1650	6.111	.6109	21.35	1.056	34.73
.1743	6.447	.6202	21.65	1.066	34.99
.1836	6.783	.6295	21.94	1.075	35.25
.1929	7.118	.6388	22.24	1.084	35.51
.2022	7.452	.6481	22.53	1.094	35.76
.2114	7.785	.6574	22.83	1.103	36.02
.2207	8.118	.6667	23.12	1.112	36.27
.2300	8.449	.6760	23.41	1.121	36.53
.2393	8.780	.6853	23.71	1.131	36.78
.2486	9.110	.6946	24.00	1.140	37.03
.2579	9.439	.7039	24.29	1.149	37.29
.2672	9.768	.7131	24.58	1.159	37.54
.2765	10.09	.7224	24.87	1.168	37.79
.2858	10.42	.7317	25.16	1.177	38.04
.2951	10.74	.7410	25.44	1.187	38.28
.3044	11.07	.7503	25.73	1.196	38.53
.3136	11.39	.7596	26.02	1.205	38.78
.3229	11.72	.7689	26.30	1.214	39.03
.3322	12.04	.7782	26.58	1.224	39.27
.3415	12.36	.7875	26.87	1.233	39.52
.3508	12.68	.7968	27.15	1.242	39.76
.3601	13.00	.8060	27.43	1.252	40.00
.3694	13.32	.8153	27.71	1.261	40.24
.3787	13.64	.8246	27.99	1.270	40.49
.3880	13.96	.8339	28.27	1.279	40.73
.3973	14.28	.8432	28.55	1.289	40.97
.4066	14.59	.8525	28.83	1.298	41.21
.4158	14.91	.8618	29.10	1.307	41.44
.4251	15.22	.8711	29.38	1.317	41.68
.4344	15.54	.8804	29.66	1.326	41.92
.4437	15.85	.8897	29.93	1.335	42.15
.4530	16.16	.8990	30.20	1.344	42.39
.4623	16.47	.9082	30.48	1.354	42.62
.4716	16.78	.9175	30.75	1.363	42.86
.4809	17.09	.9268	31.02	1.372	43.09
.4902	17.40	.9361	31.29	1.382	43.32
.4995	17.71	.9454	31.56	1.391	43.55
.5087	18.02	.9547	31.83	1.400	43.78
.5180	18.33	.9640	32.10	1.409	44.01
.5273	18.63	.9733	32.36	1.419	44.24
.5366	18.94	.9826	32.63	1.428	44.47

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (Continuación)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 2.285\%$	
ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)
.1000	3.741	.6418	22.65	1.183	39.29
.1112	4.158	.6531	23.02	1.195	39.61
.1225	4.575	.6644	23.39	1.206	39.93
.1338	4.990	.6757	23.76	1.217	40.25
.1451	5.405	.6870	24.13	1.228	40.57
.1564	5.818	.6983	24.49	1.240	40.89
.1677	6.231	.7095	24.86	1.251	41.21
.1790	6.642	.7208	25.22	1.262	41.52
.1903	7.053	.7321	25.59	1.274	41.84
.2016	7.462	.7434	25.95	1.285	42.15
.2128	7.871	.7547	26.31	1.296	42.46
.2241	8.278	.7660	26.67	1.307	42.78
.2354	8.685	.7773	27.03	1.319	43.09
.2467	9.090	.7886	27.38	1.330	43.40
.2580	9.495	.7999	27.74	1.341	43.71
.2693	9.898	.8111	28.10	1.353	44.02
.2806	10.30	.8224	28.45	1.364	44.32
.2919	10.70	.8337	28.81	1.375	44.63
.3032	11.10	.8450	29.16	1.386	44.94
.3144	11.50	.8563	29.51	1.398	45.24
.3257	11.90	.8676	29.86	1.409	45.54
.3370	12.29	.8789	30.21	1.420	45.85
.3483	12.69	.8902	30.56	1.432	46.15
.3596	13.09	.9015	30.91	1.443	46.45
.3709	13.48	.9127	31.26	1.454	46.75
.3822	13.87	.9240	31.60	1.465	47.05
.3935	14.27	.9353	31.95	1.477	47.34
.4048	14.66	.9466	32.29	1.488	47.64
.4160	15.05	.9579	32.63	1.499	47.93
.4273	15.44	.9692	32.98	1.511	48.23
.4386	15.83	.9805	33.32	1.522	48.52
.4499	16.22	.9918	33.66	1.533	48.82
.4612	16.60	1.003	34.00	1.544	49.11
.4725	16.99	1.014	34.33	1.556	49.40
.4838	17.37	1.025	34.67	1.567	49.69
.4951	17.76	1.036	35.01	1.578	49.98
.5064	18.14	1.048	35.34	1.590	50.26
.5176	18.52	1.059	35.68	1.601	50.55
.5289	18.90	1.070	36.01	1.612	50.83
.5402	19.28	1.082	36.34	1.623	51.12
.5515	19.66	1.093	36.67	1.635	51.40
.5628	20.04	1.104	37.00	1.646	51.69
.5741	20.41	1.115	37.33	1.657	51.97
.5854	20.79	1.127	37.66	1.669	52.25
.5967	21.17	1.138	37.99	1.680	52.53
.6079	21.54	1.149	38.31	1.691	52.81
.6192	21.91	1.161	38.64	1.702	53.08
.6305	22.28	1.172	38.96	1.714	53.36

CAPITULO 3

DISEÑO Y DETALLADO EN COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales verticales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Una columna corta es aquella en que la carga última para una excentricidad dada está solamente gobernada por la resistencia de los materiales y las dimensiones de la sección transversal. Una columna esbelta es aquella en que la carga última esta influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.

Las columnas de concreto se refuerzan mediante acero longitudinal y transversal. Generalmente el acero transversal tiene la forma de estribos o hélices espaciados estrechamente.

3.1 COLUMNAS

3.1.1 Efectos de esbeltez

a) Conceptos preliminares

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85% de la rigidez total del entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.) a los que llega la columna, no debe ser menor que 10 veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio.

La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que den restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión. Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquellas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión. La longitud efectiva de miembros con extremos restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 3.16a; la de miembros cuyos extremos no están restringidos lateralmente, con el nomograma de la figura 3.16b.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre H' y el radio de giro, r , de la sección en la dirección considerada es menor que $34 - 12 M_1/M_2$. Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos en los extremos

del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0).

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si H'/r es menor que 22.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas multiplicadas por el factor de carga que corresponda, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el piso considerado. Para saber si pueden despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a cargas verticales, se aplicará lo dicho en los dos párrafos anteriores para miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso M_1 y M_2 son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

c) Limitación para H'/r

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en e).

d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, M_c , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (3.1)$$

donde

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad (3.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.3)$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \quad (3.4)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1+u} \quad (3.5)$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u h}{R/D - 1.2 W_u / h} \quad (3.6)$$

u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en el Título VI del Reglamento multiplicadas por el factor de carga correspondiente), acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado

R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada).

Q cantidad adimensional definida en las NTC para diseño por sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará $Q = 1.0$.

h altura del entrepiso, entre ejes.

M_{2b} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 3.1.2a). M_2 , es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

En una estructura restringida lateralmente los momentos M_{2s} son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta sólo a carga vertical, usualmente los momentos M_{2s} son nulos, a menos que por asimetría de la geometría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los elementos pueden multiplicarse por F_{as} .

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por F_{ab} y los causados por las cargas laterales, por F_{as} ; si las cargas verticales solas producen un desplazamiento lateral apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a las cargas horizontales se multiplicarán por F_{as} .

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

e) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor de H'/r .

3.1.2 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales 2.1.4. o bien con diagramas de interacción contruidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

a) Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h = 2 \text{ cm}$, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

b) Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis generales de 2.1.4. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} + \frac{1}{P_{Ro}}} \quad (3.7)$$

donde

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{Ro} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ecuación 3.7 es válida para $P_R/P_{Ro} = 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en a).

Para valores de $P_R/P_{Ro} = 0.1$, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño según los ejes X e Y; M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

3.1.3 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f'_c$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

3.1.4 Fuerza cortante en miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros sujetos a flexocompresión en los que P_u no exceda de

$$0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.16 o 2.17 por $1 + 0.007 (P_u/A_g)$. Para valuar ρ se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33 A_s$ en secciones circulares. Para estas últimas, bd se sustituirá por A_g .

Si P_u es mayor que

$$0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$$

se hará variar linealmente V_{cR} , en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = A_g f'_c + A_s f_y$$

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} se obtendrá multiplicado los valores dados por las ecs. 2.16 o 2.17 por $1 - 0.03 (P_u/A_g)$. Para evaluar ρ y tratar secciones circulares se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso; A_g el área bruta de la sección transversal y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2 .

En cuanto a fuerza cortante se refiere, será aplicable los incisos:

- 2.1.6 a) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} .
- 2.1.6 b) Refuerzo por tensión diagonal.
- 2.1.6 c) Proximidad a reacciones y cargas concentradas.
- 2.1.6 e) Interrupción y traslape de refuerzo longitudinal
- 2.1.6 g) Resistencia a fuerza cortante por fricción.

del capítulo anterior tomado de las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal.

3.1.5 Torsión

Las disposiciones para torsión se encuentran en el inciso 2.1.7 y son aplicables a columnas y han sido tomadas de las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal.

3.1.6 Disposiciones complementarias para columnas

3.1.6.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima prescrita en 3.1.7.2.1.

Al seleccionar el acero de refuerzo para columnas, debe tomarse en consideración el espaciamiento mínimo de varillas o de paquetes, la tabla 3.1 especifica el número máximo de varillas que pueden colocarse en una cara de una columna rectangular.

3.1.6.2 Refuerzos mínimo y máximo.

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_y$ (f_y en kg/cm^2), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

3.1.6.3 Requisitos para el refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior a los prescrito en 3.2.7.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y en kg/cm^2 , es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en 3.1.6.5

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia, se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 2.2.4.2 o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 3.1.6.4

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con 2.2.4.2.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez a 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con una longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinarán con el criterio prescrito antes para estribos.

3.1.6.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal, ρ' , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad , \quad \text{ni que } 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (3.8)$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice.

A_g área transversal de la columna

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice

El acero de la hélice no debe ser de grado mayor que el 42

El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

3.1.6.5 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciado no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

3.1.7 Columnas en marcos dúctiles

3.1.7.1 Requisitos generales

Serán aplicables los requisitos descritos en el inciso 2.1.9.1 del capítulo anterior.

3.1.7.2 Miembros sujetos a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c/10$.

3.1.7.2.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_g , no será menor que $P_u/0.5 f'_c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

3.1.7.2.2 Resistencia mínima a flexión

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$$

$\sum M_e$ es la suma de los elementos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

$\sum M_g$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidos al centro de éste.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúa el momento resistente, M_e , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando esto conduzca a un

momento resistente menor. En tal caso, la columna se dimensionará tomando en cuenta el incremento de carga mencionado. El factor de resistencia por flexocompresión se tomará igual a 0.8.

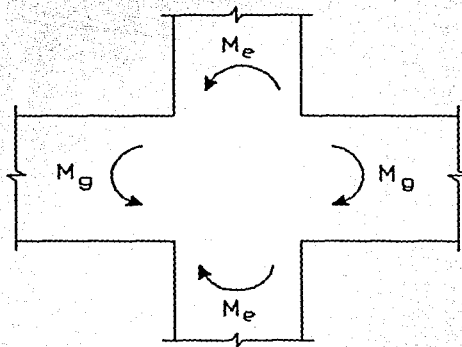


FIGURA 3.1 Resistencia mínima a flexión que debe existir en una conexión para cumplir la condición de marco dúctil.

Como opción, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si al factor de resistencia por flexocompresión se le asigna el valor 0.6.

3.1.7.2.3 Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ , no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de 2.2.10. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 2.2.10, pueden usarse en cualquier localización con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de 3.1.6 que no se vean modificadas por este inciso.

3.1.7.2.4 Refuerzo transversal

Debe cumplir con los requisitos de 3.1.6.3 y 3.1.7.2.5, y con los requisitos mínimos que aquí se establecen. No debe ser de grado mayor que el 42.

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica enseguida en ambos miembros de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (en los nudos se cumplirá con los requisitos de 4.1).

a) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, ρ_s , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f_c'}{f_y}$$

b) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} s_h c, \text{ ni que } 0.12 \frac{f_c'}{f_y} s_h c$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_g área transversal de la columna

f_y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

s_h dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

c separación del refuerzo transversal

Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (No.3) y rematados como se indica en 2.1.9c. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblé de 135° seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de 3.1.6.

3.1.7.2.5 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen las articulaciones plásticas en las vigas. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de $1.5 \sum M_g$. La cantidad $\sum M_g$ está definida en 3.1.7.2.2. En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente. En el extremo superior de columnas del último entrepiso, se usará $1.5 \sum M_g$.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 3.1.7.2.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f'_c / 20$, al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto, V_c .

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos cerrados, de una pieza, rematados como se indica en 3.1.7.2.3, o por hélices continuas, ambos de diámetros no menor que 9.5 mm (No.3) y de grado no mayor que el 42.

3.2.DETALLADO DE COLUMNAS

Las condiciones de adherencia y anclaje son más favorables en los miembros a compresión. En consecuencia, se plantean menos dificultades con respecto al detallado de varillas de columnas principales. Hay unas cuantas cuestiones relacionadas con el empalme de varillas de columnas que merecen atención.

3.2.1 Vértices de columnas

Al seleccionar el acero de refuerzo para columnas, debe tomarse en consideración el espaciamiento mínimo de varillas o de paquetes que se indica en el reglamento ACI 318-83 en la sección 7.6.3 : En elementos en compresión reforzados con espirales o anillos, la distancia libre entre varillas longitudinales no será menor que $1.5 d_b$, ni de 4 cm. La tabla 3.1 muestra el número máximo de varillas que pueden colocarse en una cara de una columna rectangular. Debe mostrarse la distribución de los empalmes. Para sistemas de empalme a tope debe incluirse un margen para el aumento de diámetro en acopladores en los dispositivos de apoyo de extremos, y para dar lugar a la soldadura.

3.2.2 Desalineamiento entre caras de columnas

Cuando hay un cambio de tamaño en una columna, los planos de ingeniería deben mostrar cómo deben desviarse las varillas verticales, o bien, deben mostrarse espigas de fijación separadas. La pendiente de la porción inclinada no debe exceder de 1 en 6. Ver figura 3.2 y 3.3 para los detalles recomendados.

TABLA 3.1. Número máximo de varillas que pueden acomodarse en una cara de columna empleando empalmes de apoyo (Basado en el Reglamento ACI 318-83)*.

Dimensión de un lado de columna, (cm)	Amarres del #3, recubrimiento 4cm.	Amarres del #3, recubrimiento 4cm.	Amarres del #3, recubrimiento 4cm.
	#6	#8	#10
25	3	3	2
30	4	3	3
36	5	4	3
41	6	5	4
46	7	6	5
51	-	7	5
56	-	7	6
61	-	8	6
66	-	-	7
71	-	-	8
76	-	-	8
81	-	-	9
86	-	-	10
91	-	-	10
97	-	-	11
102	-	-	12
107	-	-	12
112	-	-	13
117	-	-	13
122	-	-	14
127	-	-	15

* No incluye margen para un incremento en el diámetro de los acoplamientos.

Cuando los vértices de columna están desviados en curvatura se requieren amarres adicionales, los que deberán colocarse a no más de 15 cm del punto de la curvatura. Para fines prácticos, generalmente se emplean tres amarres no muy separados, de los cuales, uno puede ser parte de los amarres normalmente espaciados, más dos amarres adicionales.

Además de indicar el tamaño y el espaciamiento normal de los amarres de columna, el Ingeniero debe especificar cualquier amarre adicional por condiciones especiales tales como empalmes y dobleces desviados.

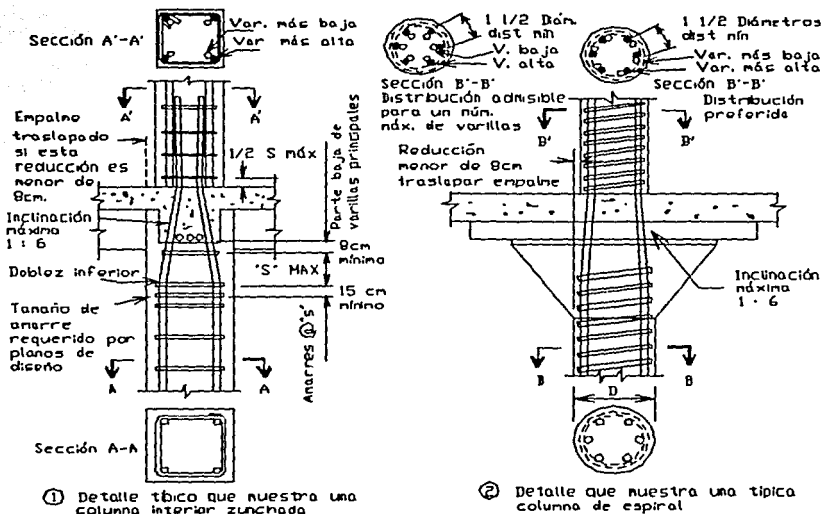
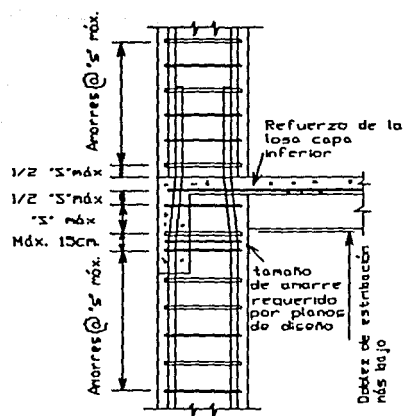
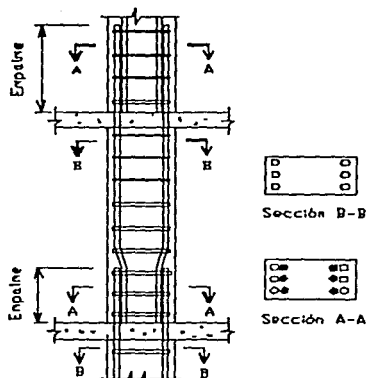


FIGURA 3.2 Detalles de empalme en columnas. (1.7)



③ Detalle típico de columna de linderó con viga de cerramiento



④ Detalle de empalme de la capacidad del momento total

Cuando la sección de la columna es constante en los entrepisos, las varillas de estribo son efectivas para mantener la capacidad del momento en los empalmes de la columna.

FIGURA 3.3 Detalles de empalme en columnas. (1.7)

3.2.3 Cambio de distribución de varillas entre pisos

Cuando la distribución de las varillas se cambia en los pisos, las varillas se pueden extender hasta el otro extremo, se pueden terminar, o se pueden utilizar espigas de fijación separadas. El acero que tenga un área por lo menos igual a la de la columna superior debe prolongarse hasta traslaparse con las varillas superiores una longitud de traslape igual a la requerida; o por el contrario, deben hacerse empalmes a tope. Las varillas verticales de la columna inferior que se terminen por cualquier razón, se cortan a un mínimo de 7 cm abajo del piso terminado, a menos que se indique lo contrario en los planos estructurales.

3.2.4 Estribos de columnas

Las varillas verticales en columnas zunchadas deben estar amarradas lateralmente. En la figura 3.4 se muestran las distribuciones estándar de amarres para diversos números de varillas verticales. Las distribuciones de amarres de una sola pieza, proporcionan rigidez máxima para columnas prearmadas en obra antes de la erección. El prearmado es preferible sólo para diseños comunes que emplean varillas verticales de longitud de un piso, y con todos los empalmes traslapados en un punto por arriba de la línea de piso o cercano a ella.

El propósito del refuerzo transversal en las columnas es triple. Cada uno de éstos requiere consideraciones para asegurar que se satisfaga el propósito específico.

1. Las varillas de columna que transmiten cargas de compresión pueden pandearse. Bajo deformaciones grandes, cuando se aproxima la cedencia en el acero, no se puede confiar en la restricción lateral que proporciona el zuncho de concreto, por lo que los estribos transversales deben suministrar apoyo lateral adecuado a cada varilla de la columna para impedir la inestabilidad debida al pandeo hacia el exterior. Bresler recomienda que dentro de una longitud igual a un sexto de la altura de la columna, en cada extremo de la misma, el espaciado entre estribos no sea mayor que $6d_b$. Normalmente se satisface este requerimiento cuando se utiliza refuerzo de confinamiento.

No es la resistencia sino la rigidez de los estribos lo importante. Los estribos deben ser lo suficientemente grandes para impedir el desplazamiento lateral de las varillas de columna en la cedencia. Por esta razón, los códigos estipulan tamaños mínimos de estribos.

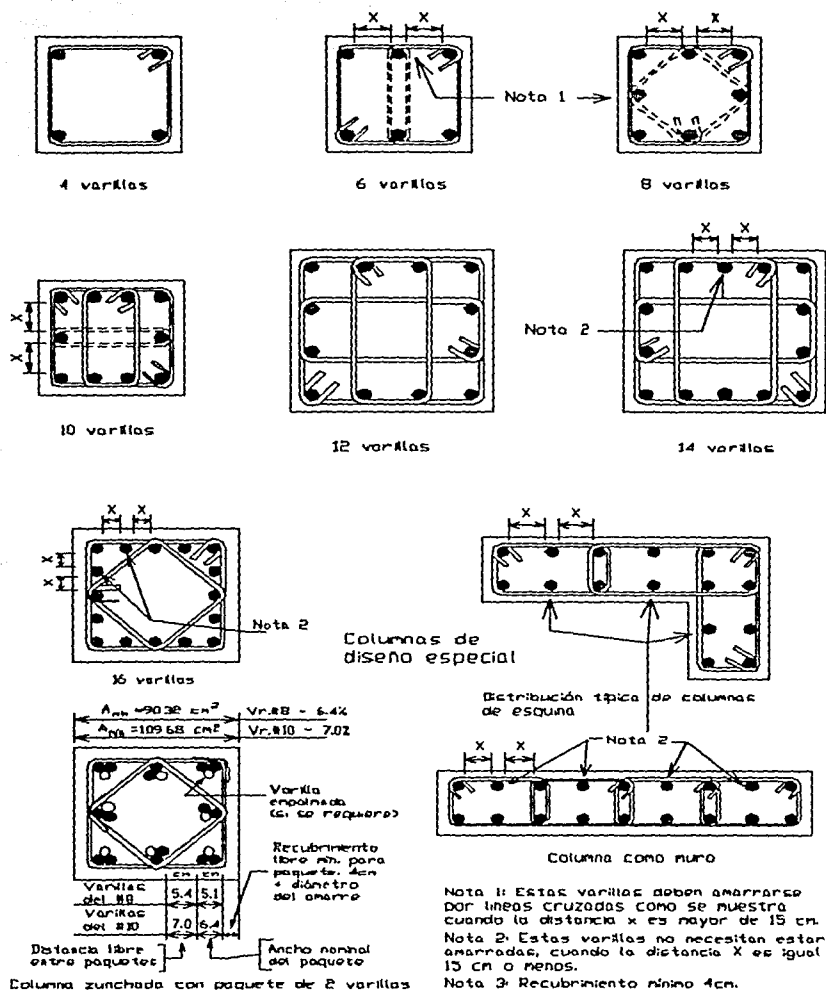


FIGURA 3.4 Amarres de columna de una pieza aplicable para rejillas prearmadas con empalmes traslapados. (1.7)

2. Las columnas de edificios sujetas a cargas sísmicas con frecuencia transmiten grandes cargas de cortante y flexión. Cuando las grietas a tensión diagonal son posibles, se requiere refuerzo a cortante. En consecuencia, el anclaje y el perfil de los estribos deben ser tales que se puedan transferir fuerzas de tensión resultantes de la acción de armadura de una a otra cara de la columna, lo que es especialmente importante en regiones de posibles articulaciones plásticas, donde disminuye o es mínima la contribución del concreto a la resistencia a cortante.

3. El tercer propósito de los estribos es suministrar confinamiento al núcleo de concreto. Se debe notar que la efectividad del confinamiento por estribos viene de los lugares donde el acero longitudinal se mantiene rígidamente en su posición, no de la porción recta de los estribos que se extiende horizontalmente entre los puntos de cambios direccionales (fig. 3.5) a menos que haya estribos cruzados que conecten los lados.

Concreto sin confinamiento

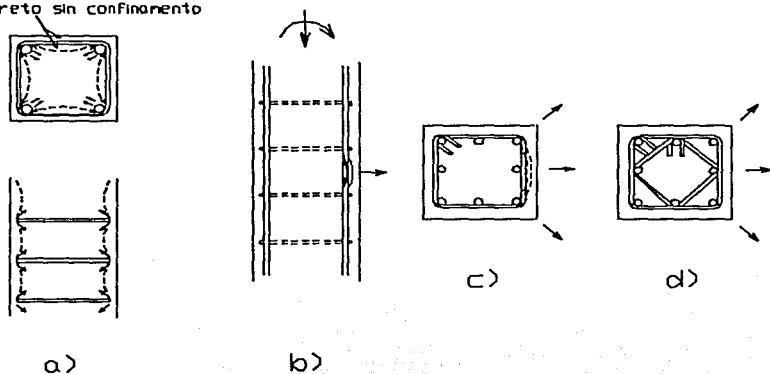


FIGURA 3.5 a) Confinamiento del concreto con estribos cuadrados, b) Pandeo del refuerzo longitudinal, c) Sin estribos en diamante, d) Con estribos en diamante. (1.5)

La figura 3.6 ilustra un caso que se puede encontrar en columnas afectadas por cargas sísmicas. Cuando se utilizan estribos pesados es decir, mayores que 5/8 plg. (16mm), en algunos casos los ganchos pueden interferir con la colocación de varillas verticales y el concreto; aquí pueden ser más prácticos los estribos soldados a tope o llanos.

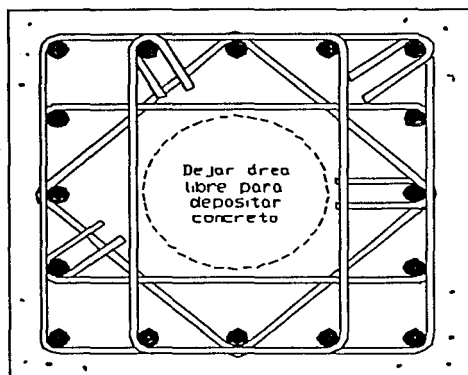


FIGURA 3.6 Acero de confinamiento en columnas sujetas a fuerzas sísmicas intensas. (1.1)

3.2.5 Empalmes

Un empalme transfiere la fuerza de una varilla a otra a través del concreto que rodea a ambas varillas. En cualquier punto a lo largo de un empalme se transfieren las fuerzas desde una varilla por adherencia al concreto que la rodea y simultáneamente también por adherencia a la otra varilla que forma el par del empalme. Dentro del concreto, estas fuerzas pueden generar esfuerzos cortantes elevados, al igual que fuerzas de

fisuración. La integridad de un empalme depende del desarrollo de adherencia adecuada, a lo largo de las superficies de las varillas, y de la habilidad del concreto alrededor de las dos varillas de transmitir cortante sin desintegración o deformación excesiva.

3.2.5.1 Empalmes traslapados

Puesto que la resistencia de una empalme traslapado varía de acuerdo con el diámetro de la varilla y el tipo de esfuerzo (de compresión o de tensión), es necesario que el ingeniero muestre la ubicación de todos los empalmes, indicando también si rige tensión o compresión. Cuando la tensión rige, debe indicarse la clase de empalme requerido y si es traslapado o de otra forma. De preferencia, debe indicar la dimensión de cada empalme. Cuando las varillas de dos tamaños tienen empalme traslapado el calculista empleará el empalme traslapado a tensión más apropiado para la varilla menor, a menos que se indique lo contrario.

En la figura 3.2 y 3.3 se muestra la distribución de varillas en un empalme traslapado para columnas. Debe observarse que el grado de desviación de las varillas es mayor en columnas rectangulares que en columnas redondas. Los vértices de columna que deban tener empalme traslapado en columnas circulares o rectangulares, cuando no cambia el tamaño de la columna, usualmente van doblados dentro de la columna superior, a menos que el ingeniero indique lo contrario. Las varillas empalmadas sueltas (espigas) son necesarias para empalmar varillas de columna, cuando la sección de la columna cambia en 8 cm o más, o cuando se retrasa el colado de partes de la estructura, o entre varias unidades de estructura. Excepto en casos especiales, las varillas empalmadas sueltas deben ser del mismo número, tamaño y grado que las unidas y deben ser de una longitud apropiada para empalmarse con las varillas principales, lo que debe ser especificado.

La tabla 2.3 de el capítulo anterior muestra la longitud de empalme para cada tamaño y grado de varilla.

Una fracción considerable de la fuerza de compresión en una varilla se transfiere por apoyo de extremo. El concreto en la proximidad inmediata del extremo de la varilla puede no ser capaz de absorber los esfuerzos.

El refuerzo transversal adicional en los extremos de las varillas empalmadas y en sus proximidades es imperativo, para dar confinamiento al concreto altamente esforzado (áreas sombreadas de la fig. 3.7a). En la figura 3.8 se muestra un arreglo de estribos adicionales en empalmes a compresión.

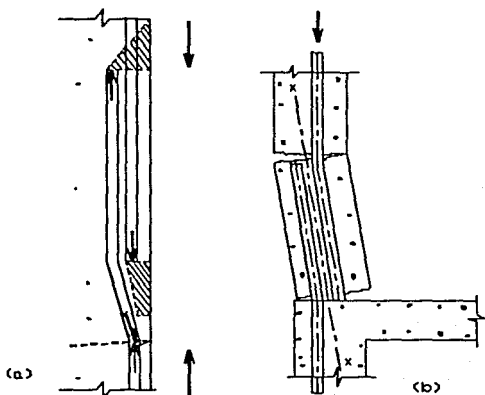


FIGURA 3.7 Fuerzas transversales introducidas cuando ocurre un desplazamiento de varillas. a) En empalmes de columnas. d) En empalmes a tensión excéntrica. (1.1)

Esta debilidad de un empalme a compresión sugiere que podría ser mejor colocar el empalme en un área de bajo esfuerzo (a la mitad de la altura de la columna), de existir tal lugar. En las estructuras resistentes a

los sismos, se puede sujetar a una columna a momentos flexionantes muy grandes, y por ello es posible que se formen articulaciones plásticas en los extremos superior e inferior. Por este motivo, el empalme debe estar próximo a la mitad de la altura. Es importante mencionar que un aumento en el espesor del recubrimiento de concreto sobre un empalme a compresión produce una mejora insignificante.

Siempre que la fuerza del acero cambia de dirección (en las varillas, ver fig. 3.7), se generan fuerzas transversales. Los estribos adicionales colocados en esos puntos deben tener una resistencia superior, por ejemplo, en 50% a la fuerza transversal (flecha con línea punteada en la fig. 3.7a) generada cuando cede la varilla de la columna. Consideraciones semejantes requieren refuerzo transversal en la varilla superior (fig 3.7a) cuando la varilla de la columna esta en tensión).

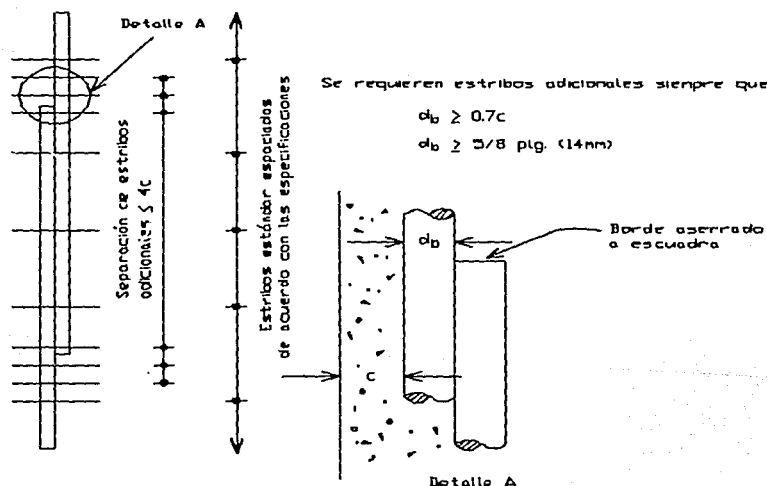


FIGURA 3.8 Estribos adicionales requeridos en los extremos de empalmes a compresión. (1.1)

3.2.5.2 Empalmes mecánicos o de contacto

Es evidente que el eslabón más débil en un empalme es el concreto entre las varillas. Cuando se requiere que se transfiera toda la resistencia de las varillas, la longitud de empalme (que es igual o mayor que la longitud l_d de desarrollo) puede ser grande. Cuando se requiere una cantidad apreciable de refuerzo en un miembro, y se utilizan varillas de tamaño grande, se puede necesitar también gran cantidad de acero para satisfacer los requerimientos de acero de los empalmes. Por ejemplo, los empalmes pueden extenderse más de un tercio de la altura de una columna en un marco de plantas múltiples de concreto reforzado. Todavía más, los empalmes pueden producir congestión, e incluso pueden interferir con la compactación adecuada del concreto.

Para superar estas dificultades, se han empleado métodos que permiten la transferencia de las fuerzas de tensión o compresión, directamente de varilla a varilla sin la ayuda del concreto. Se ha utilizado mucho la soldadura a tope de dos varillas, de extremo a extremo, mediante soldadura eléctrica, la práctica más común consiste en proporcionar un extremo de corte cuadrado en el extremo superior de la varilla inferior y un extremo doble biselado en la parte inferior de la varilla superior. La preparación en campo de los extremos de varillas mediante cortadora de flama es satisfactoria. En fechas más recientes, se ha desarrollado un proceso de soldadura bajo presión de gas, en que se oprimen entre sí los extremos de las varillas calentados a la temperatura correcta; así se logra la fusión mientras se forma un bulbo en la sección de contacto. Para las varillas corrugadas, se dispone de una técnica de empalme mecánico que comprende una manga anular que se presiona en frío contra las varillas, con lo cual se obliga a las costillas de la varilla corrugada a ahogarse en el espesor de la pared de la manga. Con corrugación adecuada de la

varilla, puede bastar una longitud de ahogamiento de manga de apenas 2db para cada una de las dos varillas para transmitir la carga de ruptura de la varilla en tensión. Otro dispositivo de empalme consiste en una manga anular algo mayor que las varillas, colocadas alrededor de ambas. Se emplea un proceso térmico para llenar el espacio entre la manga y las varillas corrugadas con un compuesto metálico. Las técnicas en que se utiliza una manga de acero son especialmente útiles cuando se debe empalmar un refuerzo de alta resistencia, debido a que la soldadura de las varillas pueden producir fragilidad.

Los dispositivos de empalme mecánico deben estar sujetos a rigurosos procedimientos de pruebas antes de que se adopten para utilizarse en la estructura.

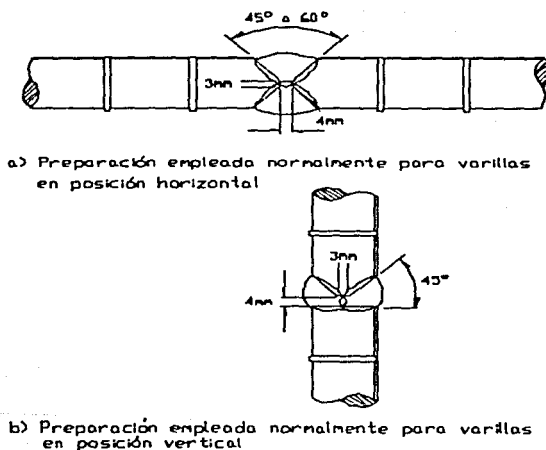


FIGURA 3.9 a) Preparación empleada normalmente para varillas en posición horizontal. b) Preparación empleada normalmente para varillas en posición vertical. (Recomendaciones para soldar varillas de refuerzo en estructuras de concreto, Oscar de Buen)

3.2.6 Columnas de riesgo sísmico

Se requiere refuerzo transversal consistente en anillos sencillos o traslapados de columnas rectangulares y anillos sencillos en círculo o en espiral para columnas redondas, (ver figura 3.10). Un anillo rectangular se cierra por ganchos de 135° traslapados, teniendo extensiones de cola de 10 diámetros de la varilla en el interior del núcleo del anillo.

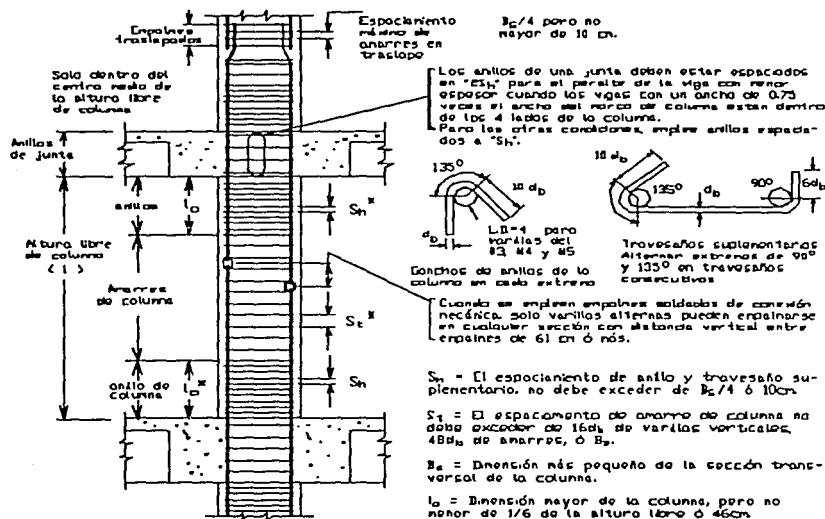


FIGURA 3.10 (1.1) Detalles típicos de resistencia sísmica en columnas.

Pueden emplearse travesaños del mismo tamaño de varilla y con el mismo espaciamiento de anillos, pero cada extremo del travesaño requiere de una varilla vertical periférica. Ver figuras 3.10 y 3.11.

Deben proveerse anillos con un espaciado de 10 cm dentro de la junta, arriba y abajo de la junta para una distancia menor que el peralte de la columna, un sexto de la altura libre de la columna o 45 cm. Las disposiciones del reglamento ACI 318-83 regulan el tamaño y espaciado de anillos; también se marcan en la fig. 3.11 las diferencias con otros autores que toman como base el Reglamento para Construcción del Distrito Federal y sus NTC. Es esencial que los anillos estén en contacto con todos los vértices de la columna. Los vértices de la columna deben estar unidos por empalmes traslapados, empalmes soldados o por conexiones mecánicas cuando así se requiera. Los empalmes traslapados están permitidos sólo dentro del centro medio de la longitud de la columna, y deben diseñarse a tensión. Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas deben estar separados por lo menos 60 cm y se deben aplicar a vértices alternos.

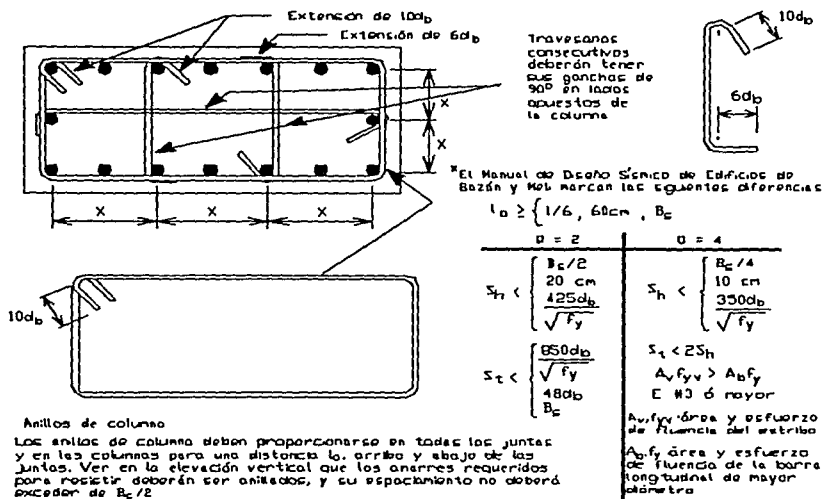


FIGURA 3.11 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas. (1.7)

3.2.7 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos ^(1.3)

Quando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles prescritos en 2.1.9 y 3.1.7, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos ($2d$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e inferior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de 4.1.4.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

3.3 CASOS ESPECIALES

3.3.1 Ménsulas

Con frecuencia es necesario soportar las cargas concentradas que se originan de las trabes de grúas o vigas precoladas de concreto mediante ménsulas muy próximas a la cara de una columna de soporte. Cuando la intensidad de la carga es lo suficientemente grande, se forman grietas aproximadamente perpendiculares a estas trayectorias de tensión principal. Después del agrietamiento del concreto, el refuerzo opera con la mayor eficacia, si se localiza al menos aproximadamente a lo largo de esas

trayectorias de tensión, y si se puede generar su momento resistente con el máximo brazo de palanca interna. En la figura 3.12 se muestran algunos ejemplos donde se aplica el diseño de cortante por fricción como es el caso de las ménsulas y que se emplea cuando se transmite cortante directo a través de un plano dado. La figura muestra ejemplos de aplicaciones incluyendo ubicaciones de potenciales grietas. La aplicación exitosa del método de cortante por fricción depende de que se seleccione correctamente la ubicación de la grieta supuesta. Obsérvense que en las aplicaciones de extremo de borde de carga, la grieta tiende a ocurrir a un ángulo de aproximadamente 20° de la dirección de la aplicación de la fuerza.

3.3.1.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación c/d , entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula y el peralte efectivo medido en dicho paño igual a 1.0 o menor, y sujetas a una tensión horizontal, T , no mayor que la carga vertical.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que 0.5 d .

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente una fuerza cortante, P_u , un momento flexionante $P_u c + T_u (h - d)$ y una tensión horizontal, T_u .

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, \bar{F}_R , se tomará igual a 0.8.

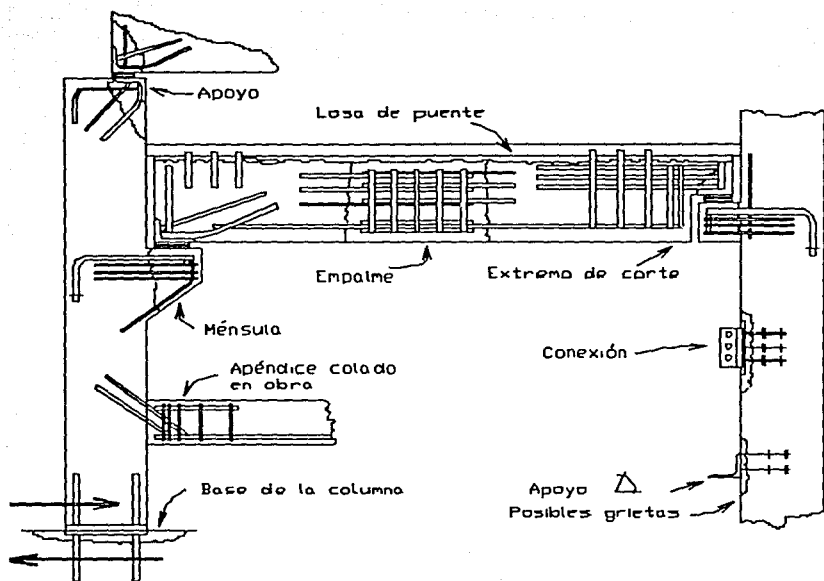


FIGURA 3.12 * Aplicaciones de cortante por fricción y ubicaciones posibles de las grietas

* Diseño de estructuras de concreto conforme al reglamento ACI318-83, IMCYC, Ed. Limusa,

3.3.1.2 Refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s y de estribos complementarios horizontales de área A_h (figura 3.13)

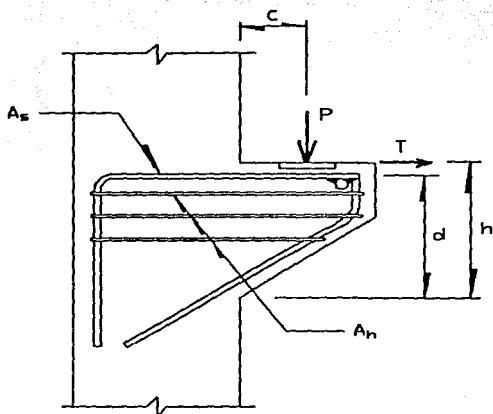


FIGURA 3.13 Ménsula. (1.3)

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_t + A_t$$

$$(2/3)A_{vf} + A_t$$

El área A_h se tomará igual a $0.5 (A_s - A_t)$ o mayor.

En las expresiones anteriores, A_f es el área de refuerzo necesario para resistir el momento $P_u c + T_u (h - d)$; el área A_{vf} es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_u y A_t la del necesario para resistir la tensión T_u .

Si la cuantía A_f/bd no excede de 0.008, el refuerzo A_f puede calcularse con la expresión: $M_R = F_R A_s f_y z$, determinado el brazo z en la forma siguiente:

$$Z = (0.4 + 0.4 \frac{c}{h}) h \quad \text{si } 0.5 < \frac{c}{h} \leq 1.0$$

$$Z = 1.2 c \quad \text{si } \frac{c}{h} \leq 0.5$$

El refuerzo A_{vf} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.1.6g, suponiendo la compresión N_u igual a cero. La resistencia a fuerza cortante no se tomará mayor que $0.25 F_R f'_c bd$.

El área A_t se calculará como

$$\frac{T_u}{F_R f_y}$$

La tensión, T_u , no se tomará menor que $0.2 P_u$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

El refuerzo primario A_s debe anclarse dentro de la ménsula en alguna de las formas siguientes: a) soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s , (la soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia); b) doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales, y c) mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

La cuantía, A_s/db , no debe ser menor que $0.04 \frac{f'_c}{f_y}$.

El refuerzo A_h debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s .

3.3.1.3 Area de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

3.3.2 Resistencia sísmica de columnas cortas y vigas acopladas reforzadas con barras inclinadas.*

Una investigación experimental para estudiar el comportamiento de columnas cortas y vigas acopladas reforzadas con barras inclinadas bajo condiciones sísmicas de donde se obtuvieron los detallados que más adelante se presentarán. Una técnica sencilla para prevenir en esos elementos una disminución en el esfuerzo cortante debido a cuarteaduras prematuras cuando son probadas por primera vez. De acuerdo con esta técnica, el refuerzo principal es acomodado con una inclinación como para formar una armadura en rombo. 24 especímenes de columna se han estudiado. Los resultados de las pruebas muestran que el acomodo inclinado del refuerzo principal es uno de los más efectivos caminos para mejorar la resistencia sísmica del concreto reforzado de elementos estructurales escasos con esfuerzo cortante y relación claro-ancho $\alpha = 0.75$. El programa de prueba sirve para ayudar a desarrollar y verificar un modelo de esfuerzo último.

* ACI Structural Journal / January-February 1988

La figura 3.14 muestra un espécimen típico, en donde se encuentran los detalles concernientes a geometría y refuerzo.

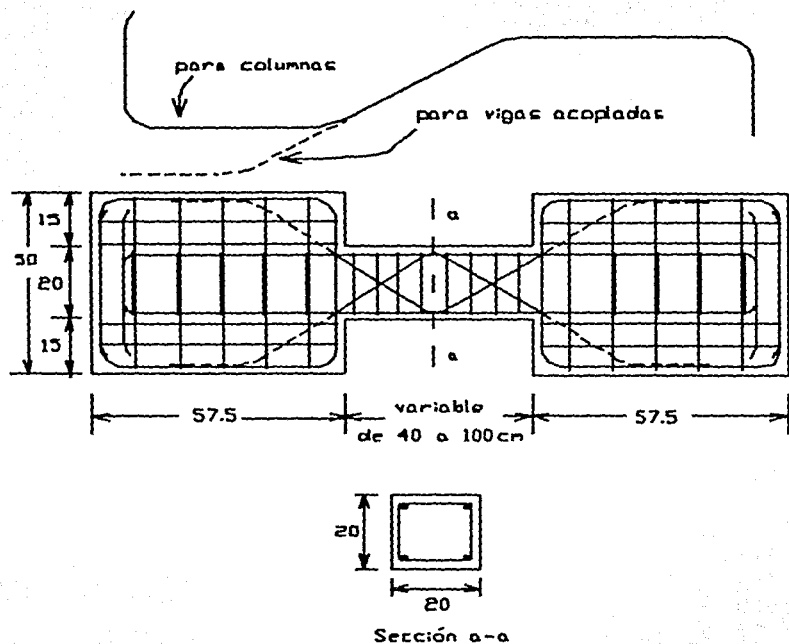


FIGURA 3.14 Espécimen típico con refuerzo rómbico.

Conclusiones

Este estudio experimental y analítico en refuerzo romboidal bajo elementos estructurales escasos marcan los siguientes resultados:

1) Los elementos con refuerzo inclinado rómbico y una relación claro-ancho mayor que 1.5 sometidos a gran esfuerzo, no muestran un deterioro apreciable después de alcanzar su capacidad máxima, y el ciclo de histéresis se observó con una gran capacidad de disipación.

2) Se deberá enfatizar que en el caso de refuerzo inclinado rómbico, la ocurrencia de una explosiva fractura diagonal por cortante o hendidura se puede evitar. Esto se puede atribuir a el confinamiento proporcionado al concreto por el paralelogramo de tensión del refuerzo rómbico. Por esta razón una pequeña cantidad de estribos es requerida para esta colocación de refuerzo esto es para los elementos reforzados convencional y diagonalmente.

3) La investigación experimental y analítica del mecanismo transmisor de cortante resulta en un modelo analítico para el diseño de columnas cortas y vigas con barras de refuerzo inclinado rómbico bajo fuerza axial y cortante. Este modelo fue checado con resultados experimentales de este estudio y el fundamento es confiable.

La colocación inclinada de refuerzo principal en uno de los más efectivos caminos para mejorar la resistencia sísmica de las columnas cortas de concreto reforzado y vigas acopladas. Esto es una esperanza, esos resultados en futuras pruebas confirmarán la validez de la colocación propuesta de refuerzo.

De esta manera, se marca en la gráfica de la figura 3.15 que puede resultar realista el uso combinado de refuerzo paralelo y en diagonal. En la figura están las curvas de carga monotónica-deformación para diversos valores del cociente de los contenidos de refuerzo diagonal y total. Está

claro que el refuerzo diagonal mejora la ductilidad y la resistencia al cortante (Wakabayashi, Mtz. Romero, 1988). Deberá observarse una tendencia similar en los miembros bajo una carga repetida alternadamente.

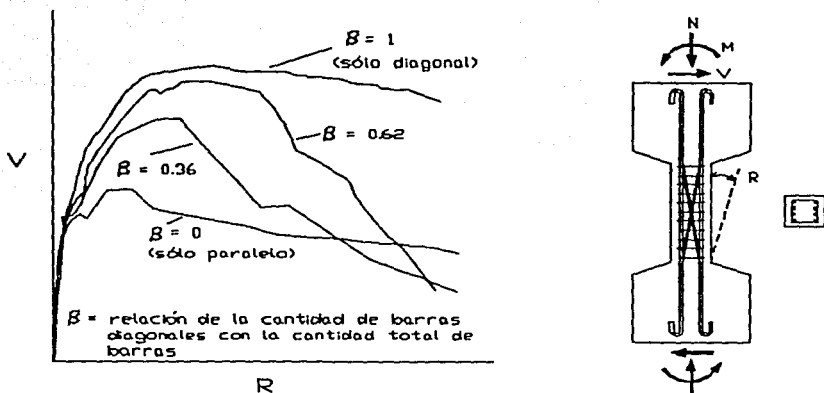
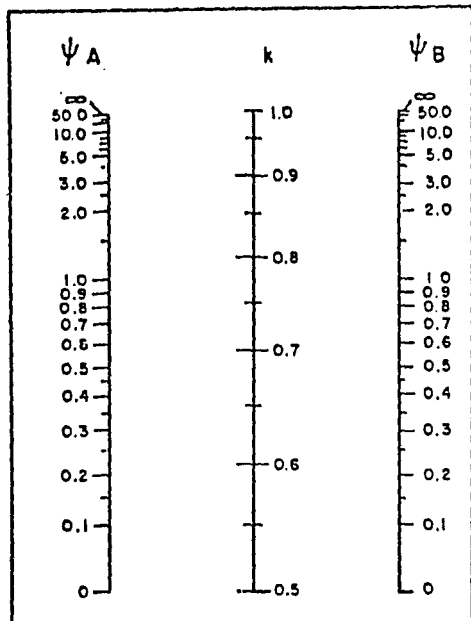
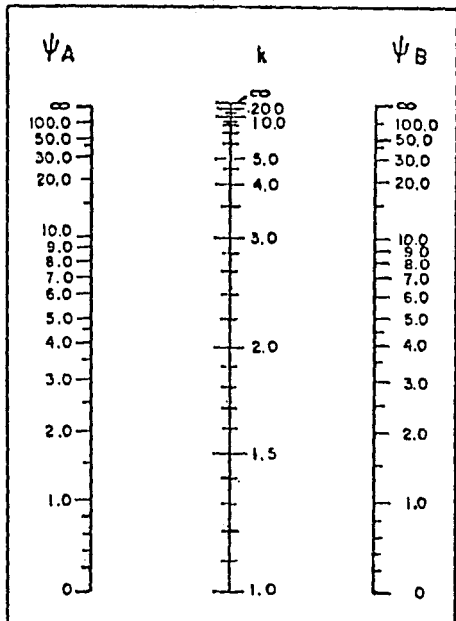


FIGURA 3.15 Efecto de la cantidad de refuerzo diagonal en las relaciones de carga-deformación de vigas-columnas. (1.5)

(a)



(b)



ψ = cociente de $\Sigma (I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma (I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

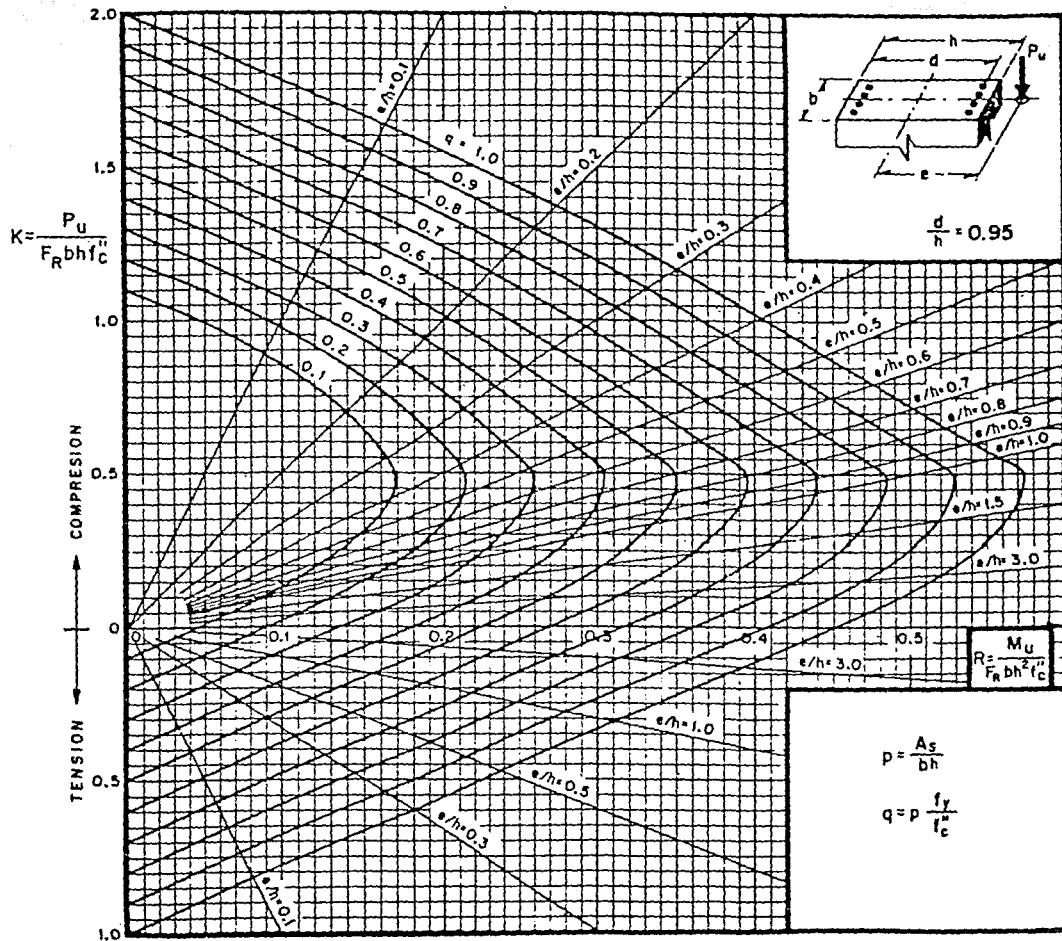
$H' = kH$.

A y B son los extremos de la columna.

FIGURA 3.16 Nomogramas para determinar longitudes efectivas, H' , de miembros a flexocompresión. (1.3)

**GRAFICAS DE INTERACCION PARA COLUMNAS
DE CONCRETO REFORZADO***

* Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Oscar M. González y Francisco Robles, Ed. Límusa.

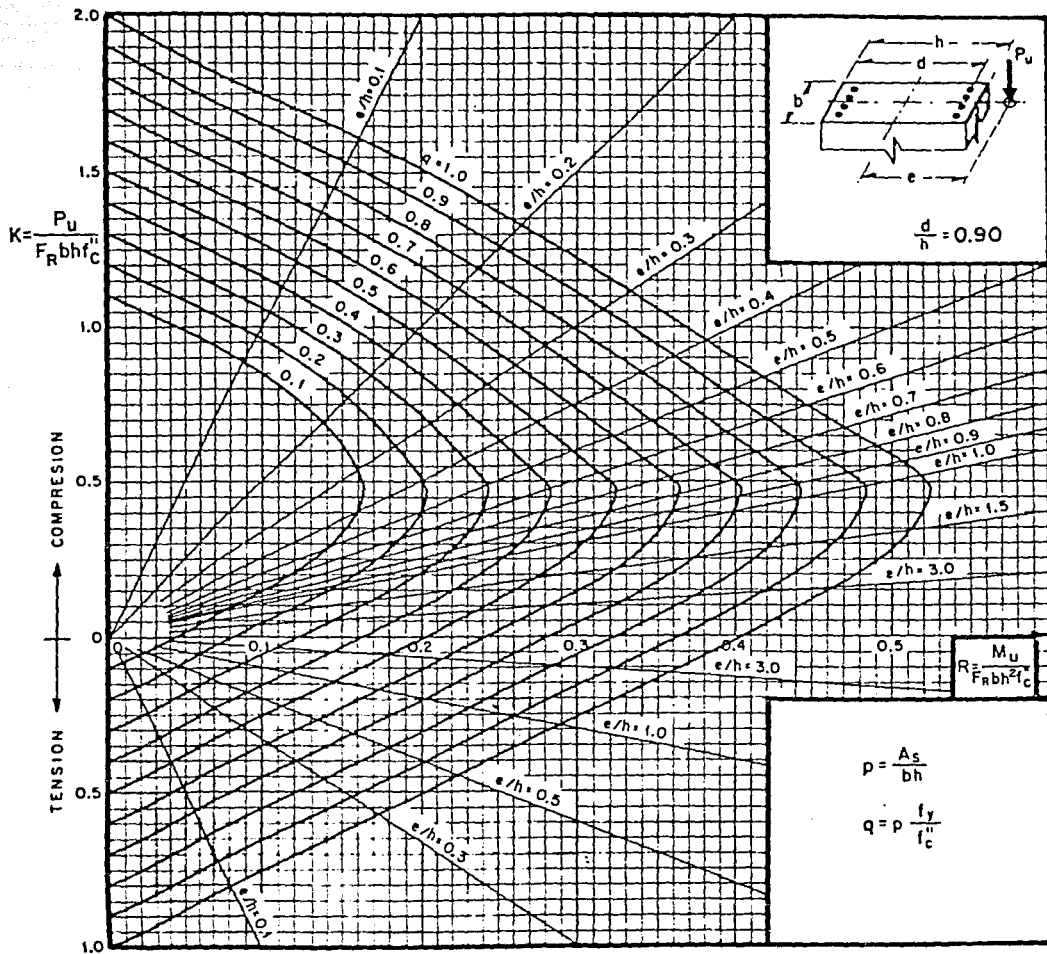


A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseno

P_u = Carga axial de diseno

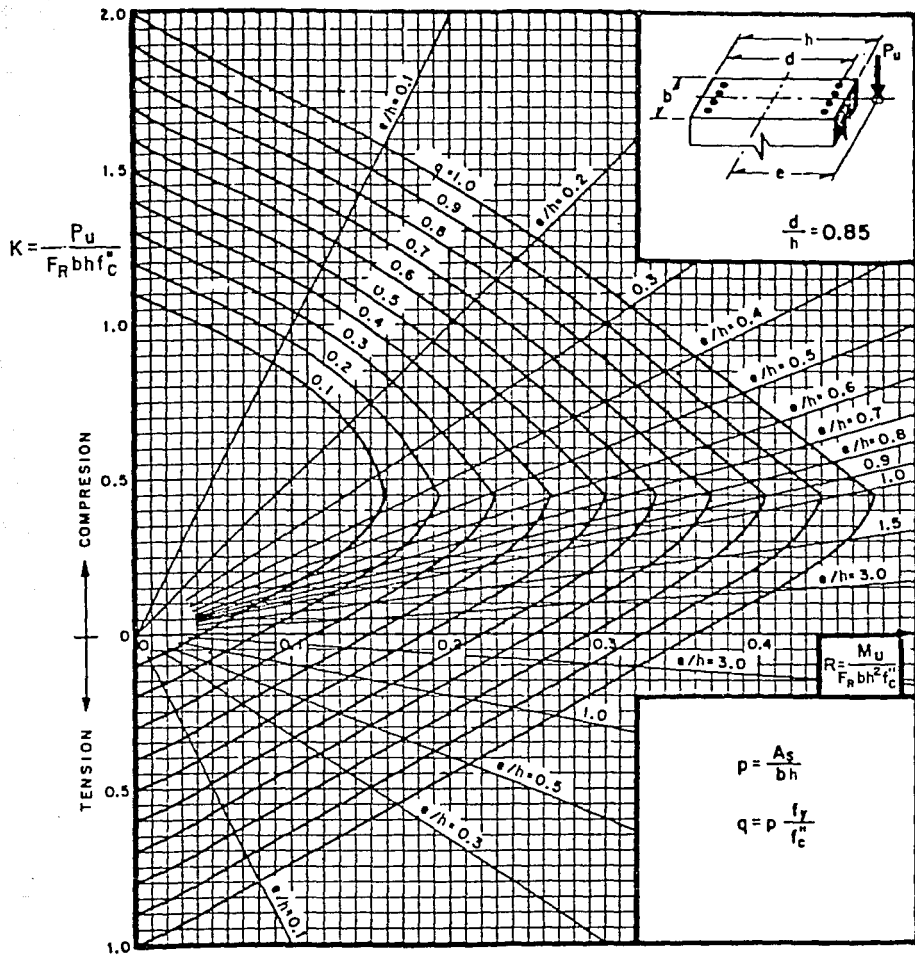


A_s = Area total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseno

P_u = Carga axial de diseno

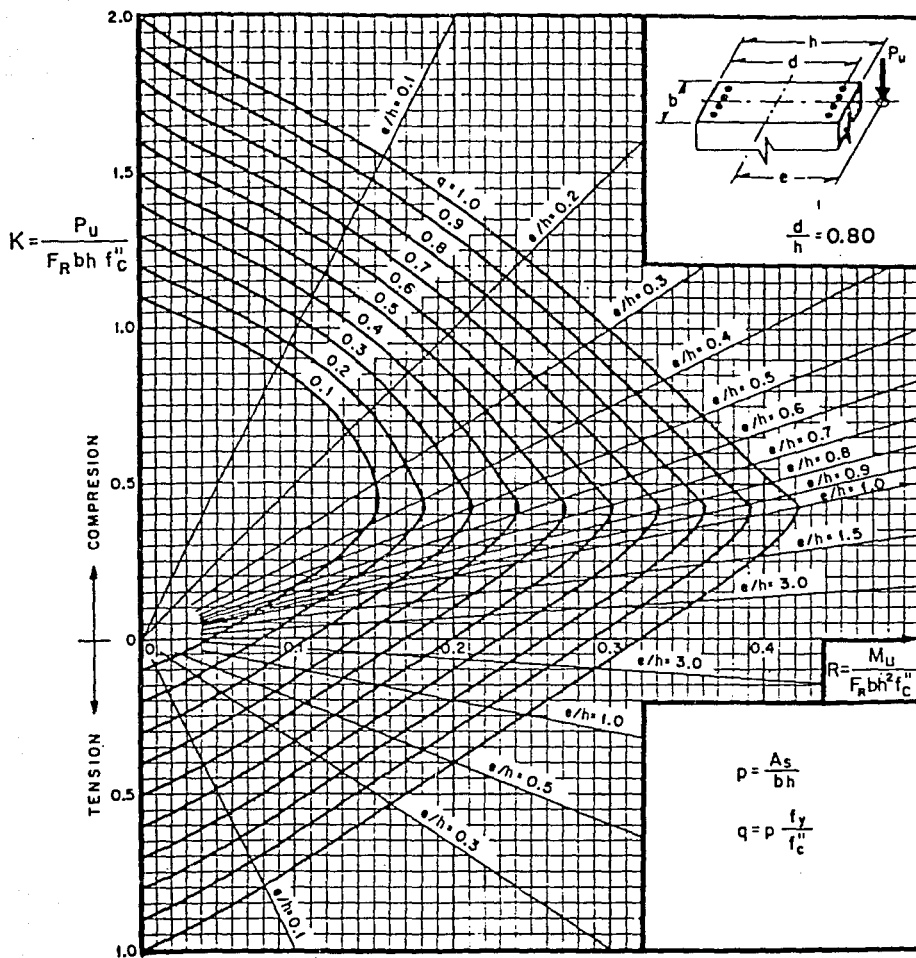


A_s = Area total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

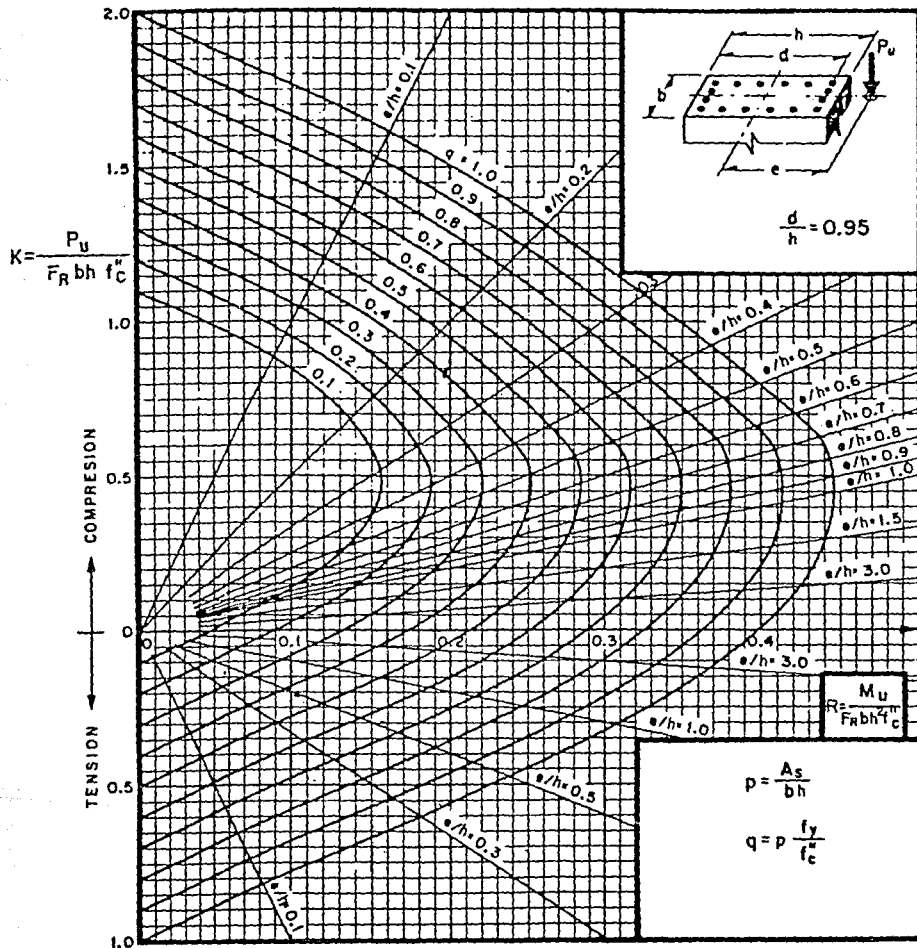


A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1250}\right) f_c'$; si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo

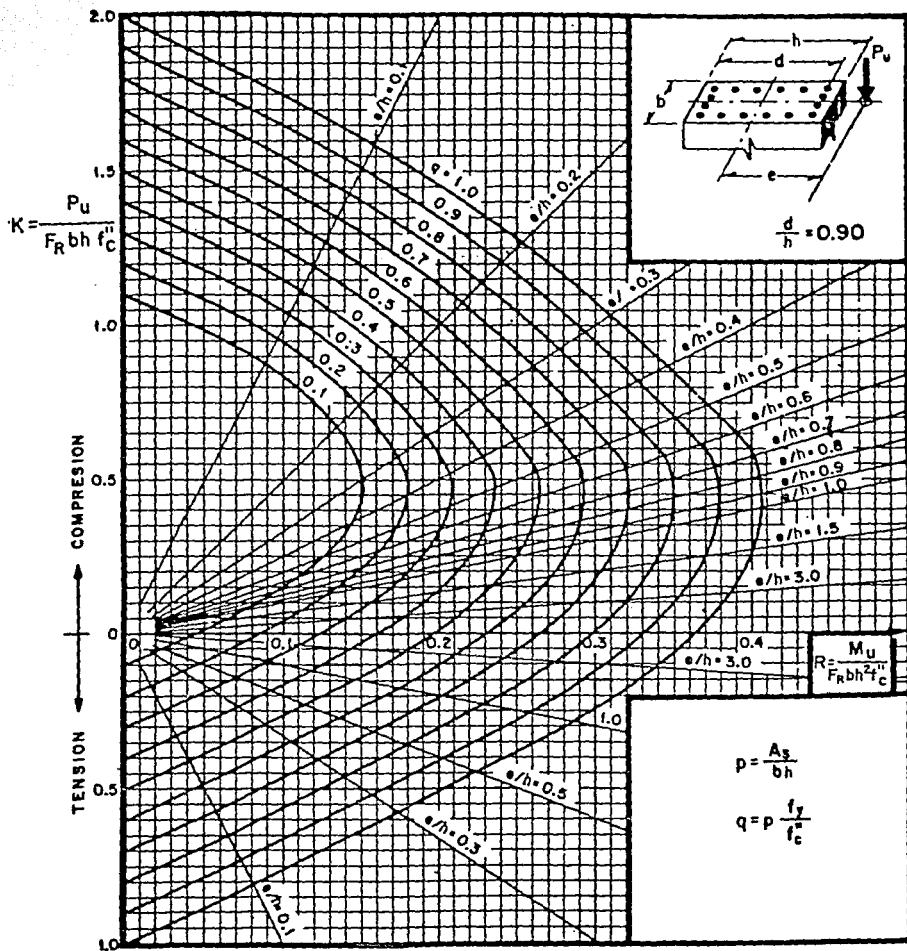


A_s = Area total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

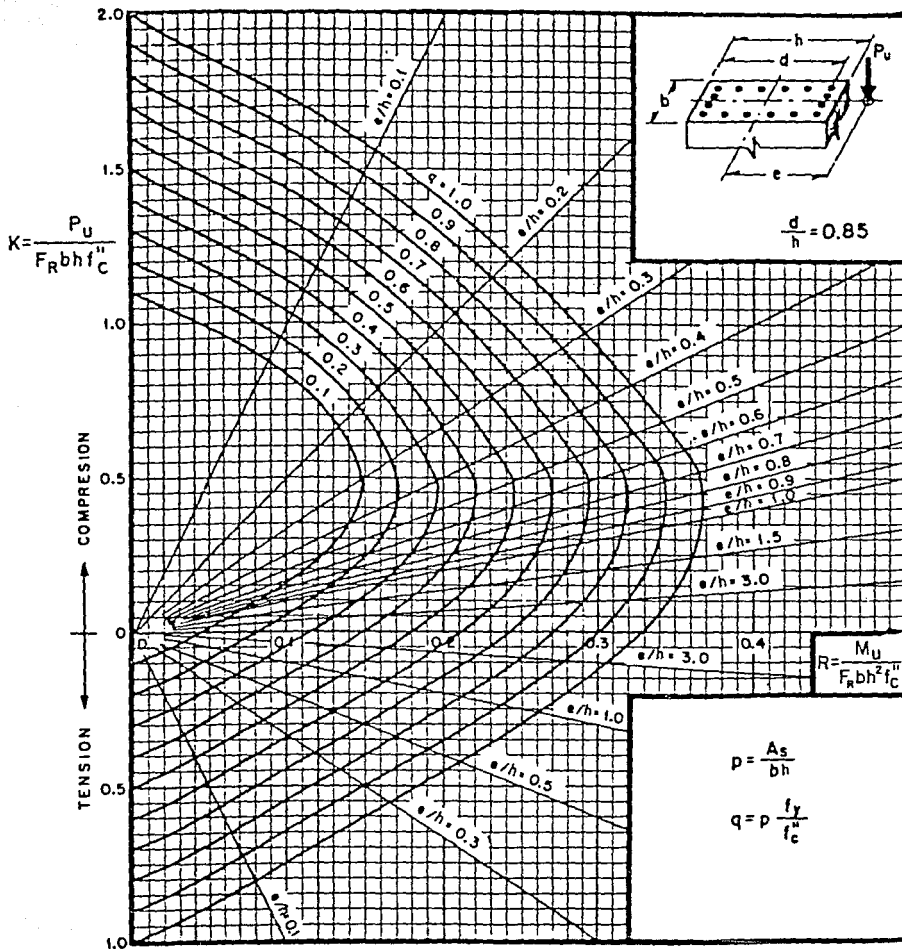


A_s = Area total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c^o$; si $f_c^o \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = (1.05 - \frac{f_c^o}{1250}) f_c^o$; si $f_c^o > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_U = Momento flexionante de diseo

P_U = Carga axial de diseo

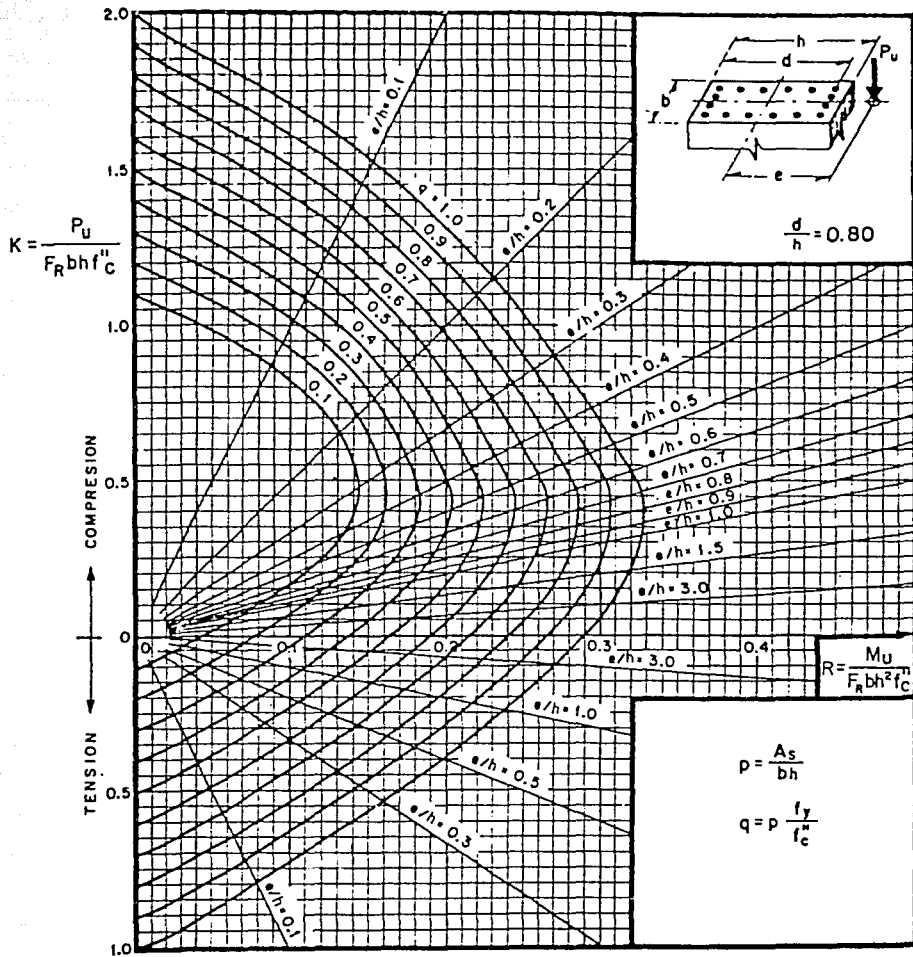


A_s = Area total de refuerzo

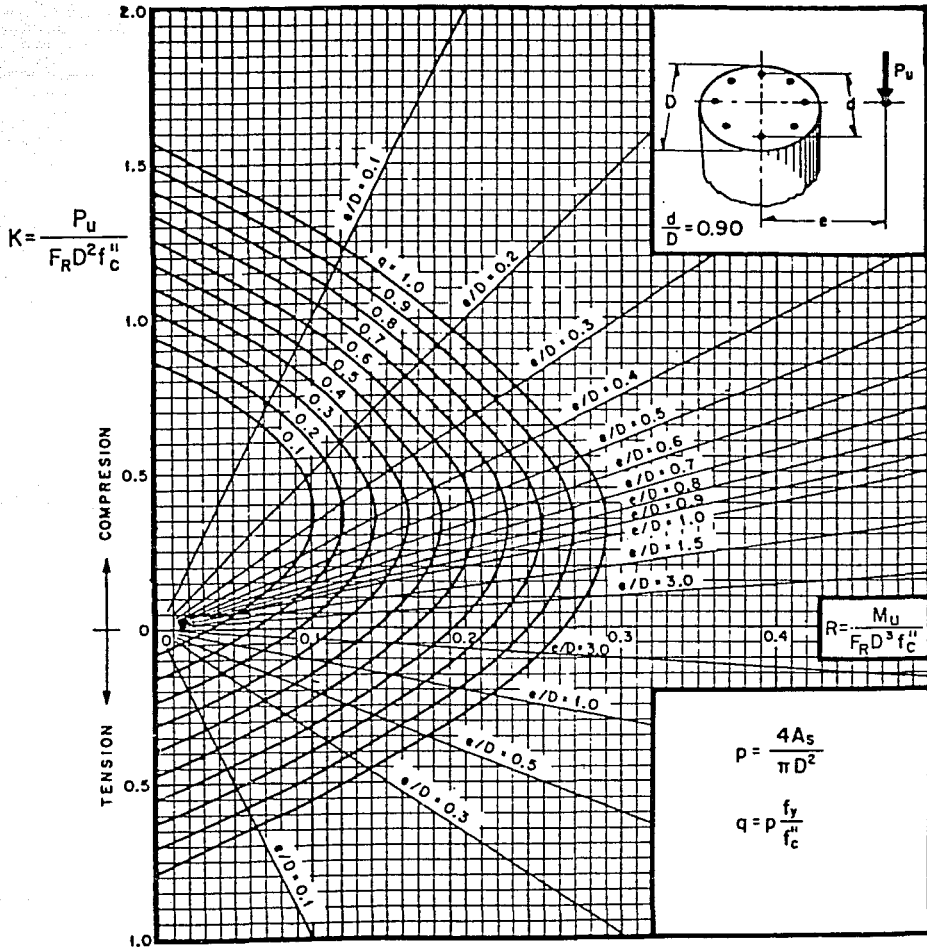
$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$; si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c^* = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 M_u = Momento flexionante de dise\u00f1o
 P_u = Carga axial de dise\u00f1o

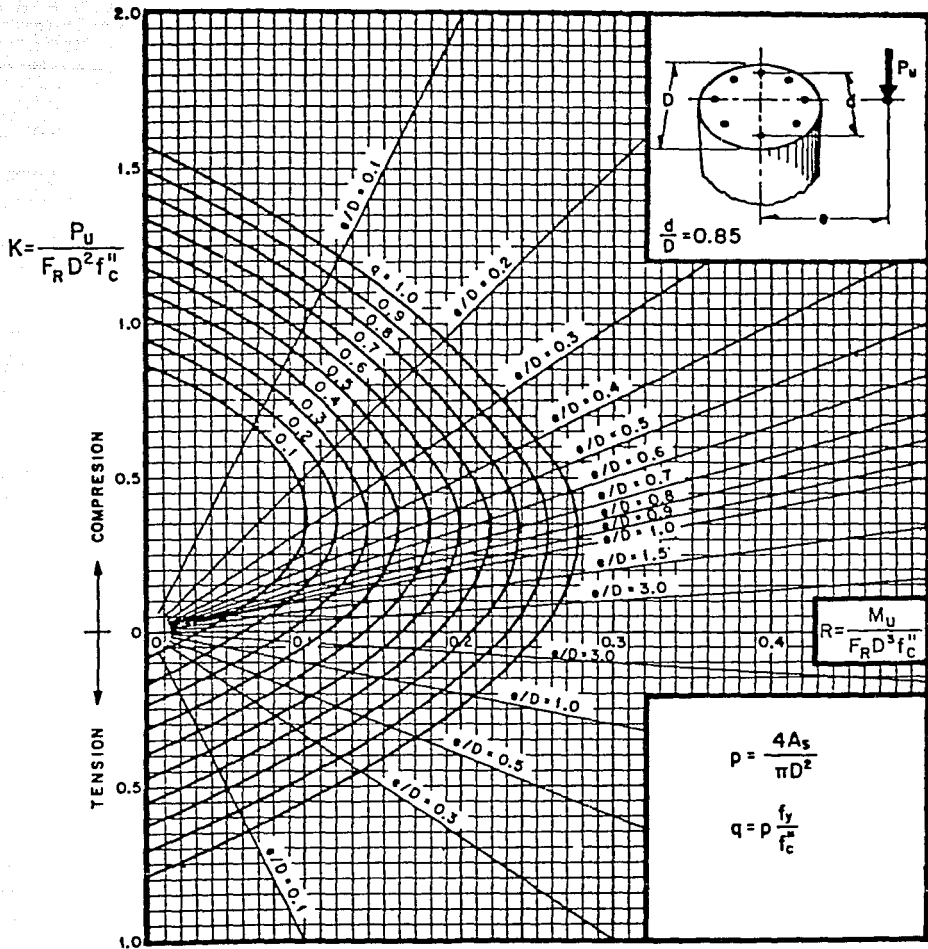


A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1250}\right) f_c'$; si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

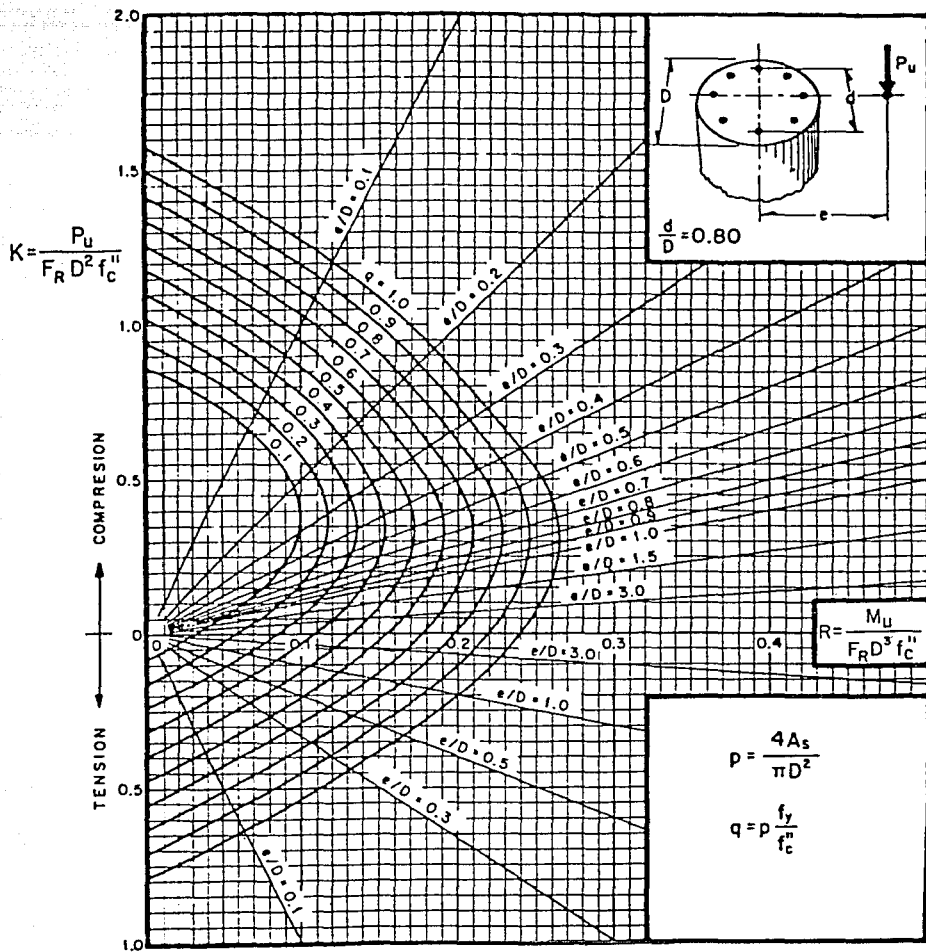


A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c'' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c''}{1250}\right) f_c'$; si $f_c'' > 250 \text{ kg/cm}^2$

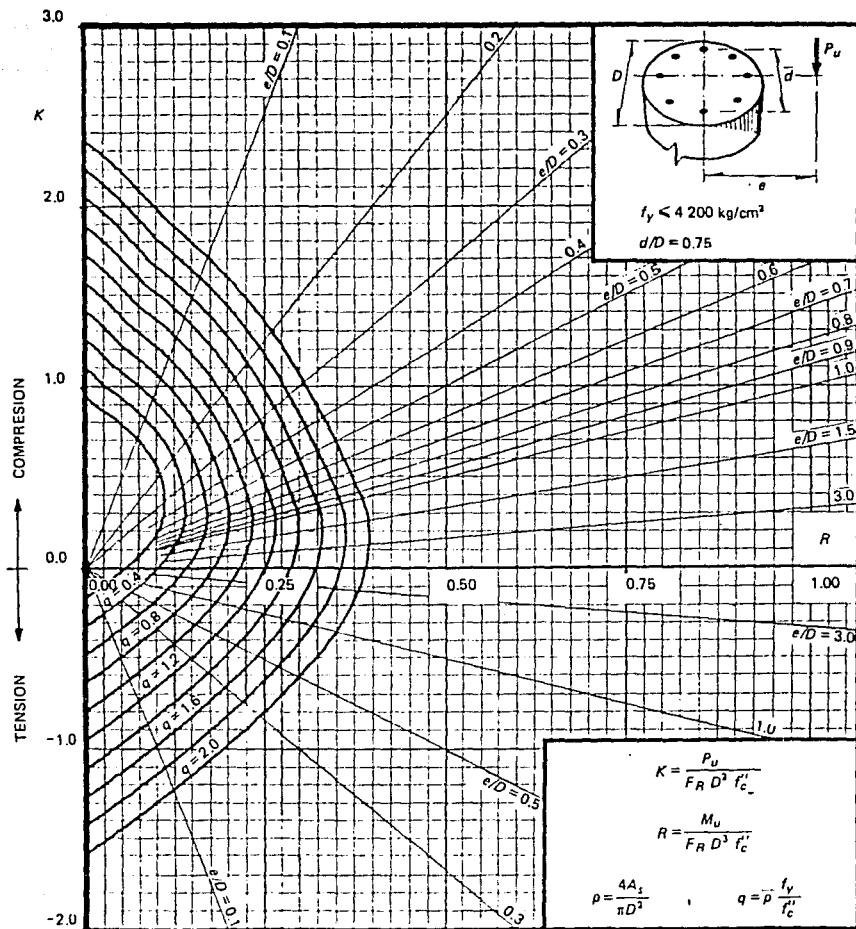


A_s = Área total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1250}\right) f_c'$; si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$



- A_s = Area total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* < 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

CAPITULO 4

CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Es sorprendente que hasta hace poco se haya dado poca atención al diseño de juntas en estructuras de concreto reforzado. Parece que después de la evaluación de los esfuerzos de trabajo en los miembros adyacentes, normalmente la mayoría de los diseñadores suponían que las condiciones dentro de la junta, que con frecuencia tenían dimensiones algo mayores que los miembros unidos, no eran críticas. La adopción gradual del diseño por estados límites ha revelado la debilidad de esta suposición. Con frecuencia las juntas son los eslabones más débiles del sistema estructural, y apenas hasta fechas recientes se han empezado a realizar avances muy valiosos en esta área. Sin embargo, todavía requiere mejorarse mucho la comprensión que se tiene del comportamiento de las juntas y de la práctica actual de detalles.

Se pueden resumir los requerimientos esenciales para el funcionamiento satisfactorio de una junta en una estructura de concreto reforzado como sigue:

1. Una junta debe exhibir un comportamiento bajo carga de servicio igual en calidad al de los miembros que une.
2. Una junta debe poseer una resistencia que corresponda al menos a las combinaciones más adversas de carga que podrían soportar los miembros adjuntos, varias veces de ser necesario.

3. Normalmente la resistencia de la junta no debe gobernar la de la estructura, y su comportamiento no debe impedir el desarrollo de toda la resistencia del miembro adjunto.

4. Otras características notables del diseño de la junta deben ser la facilidad de construcción y el acceso para depositar y compactar el concreto.

En las juntas de un marco rígido de niveles múltiples bajo cargas sísmicas no sólo la resistencia, sino la ductilidad de los miembros adjuntos bajo cargas alternadas gobierna el diseño de las juntas, se puede esperar tener una cantidad apreciable de refuerzo de junta debido a que ocurrirá una degradación de resistencia del concreto bajo cargas alternadas repetidas.

4.1 MARCOS DUCTILES

4.1.1 Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es $1.25 f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

4.1.2 Refuerzo transversal

En un nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en 3.1.7.2.4. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

4.1.3 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. En nudos confinados como dice en 4.1.2, la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a

$$5.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h$$

En otros nudos se tomará igual a

$$4.5 F_R \sqrt{f_c'} b_e h$$

La cantidad b_e es el ancho efectivo del nudo y h es la dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza. El ancho b_e se tomará igual al promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o las vigas más h .

4.1.4 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de viga que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un dobléz a 90° seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 2.2.4.1c), donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 90% de la allí determinada.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna})/d_b(\text{barras de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b(\text{barras de columna}) \geq 20$$

donde $h(\text{columna})$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barra de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f'_c \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser no menor que 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50% de la fuerza lateral total.

4.2 DETALLADO EN CONEXIONES

Las fallas en uniones viga-columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento general frágil; para evitarlas es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad. Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una unión viga-columna.

- a) El anclaje de refuerzo (especialmente en columnas extremas).
- b) La resistencia en cortante de la conexión.
- c) El confinamiento del concreto en la zona de unión.

4.2.1 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser necesario para resistir fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las intersecciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para

resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

4.2.2 Anclaje

La falla por anclaje en uniones extremas ha sido de las más frecuentes. Cuando se emplean barras de diámetros grandes, es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria al refuerzo longitudinal; en ese caso debe optarse por emplear barras de menor diámetro, ensanchar la columna o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo. La figura 4.1 muestra la longitud de anclaje para una conexión. Debido a la pérdida de adherencia en la cara interna de una junta exterior, se debe calcular la longitud de desarrollo del refuerzo de la viga a partir del principio del doblar a 90° , y no desde la cara de la columna (véase fig. 4.2a). En las columnas anchas, cualquier posición de las varillas de la viga dentro del tercio exterior de la columna (fig. 4.2b) podría considerarse para calcular la longitud de desarrollo. Para columnas poco peraltadas, será imperativo utilizar extensiones, como en la fig. 4.2b. Una varilla de apoyo de diámetro grande ajustada a lo largo del doblar a 90° de las varillas de la viga debe ser benéfico para distribuir los esfuerzos de apoyo (véanse las figuras 4.2a y 4.4c).

En columnas peraltadas y dondequiera que se prefieran varillas rectas en vigas pueden ser ventajosos los anclajes mecánicos, como en la fig. 4.2c. Se pueden soldar las varillas superiores de una viga que pasen a través de agujeros en una placa de apoyo a una placa de acero.

Los estribos de juntas deben arreglarse de tal manera que las varillas críticas de columnas exteriores y las porciones dobladas hacia abajo de las varillas de vigas se mantengan contra el núcleo de la junta.

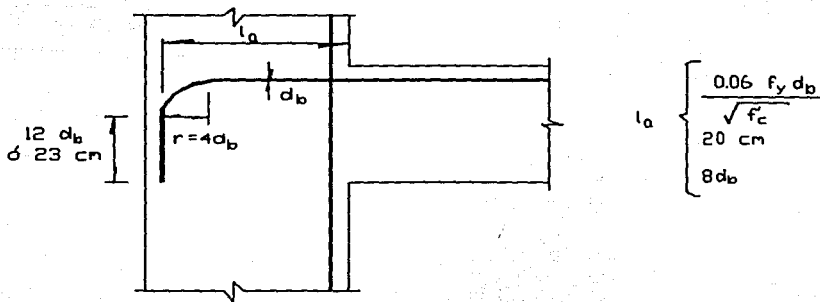


FIGURA 4.1 Anclaje de refuerzo longitudinal de vigas. (1.6)

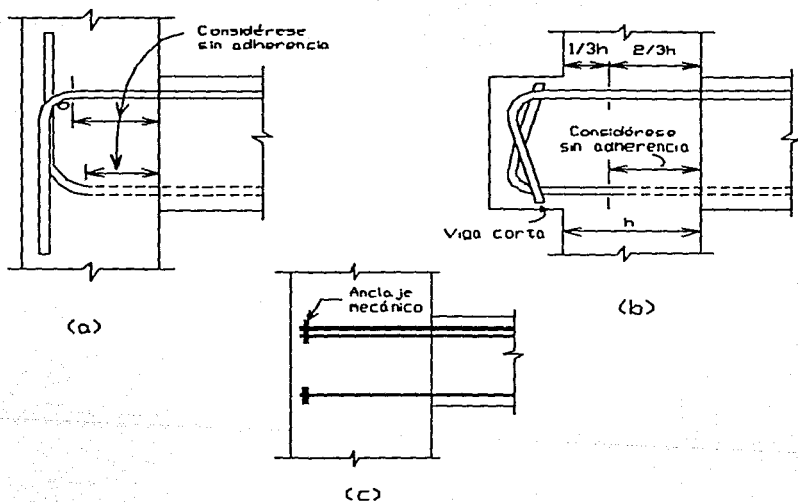


FIGURA 4.2 Anclaje de varillas de viga en columnas utilizando, a) varillas dobladas hacia arriba; b) Varillas dobladas hacia arriba en la extensión; c) Anclaje mecánico. (1.1)

4.2.3 Resistencia a cortante

Cuando la compresión axial en la columna es pequeña (es decir, por ejemplo $0.12 f'_c$, incluyendo el margen para la aceleración vertical generada por los sismos), se debe ignorar la contribución de la resistencia a cortante del concreto y suministrarse refuerzo a cortante para toda la fuerza de la junta, $V_s = V_j$. En las juntas exteriores sólo se debe considerar que son efectivos los estribos situados en los dos tercios exteriores de la longitud de la grieta de falla diagonal potencial, que ocurre de esquina a esquina de la junta (véase fig. 4.3). De acuerdo con ello de la fig. 4.3 se tiene que si V_s es el cortante de la junta que deben transmitir los estribos.

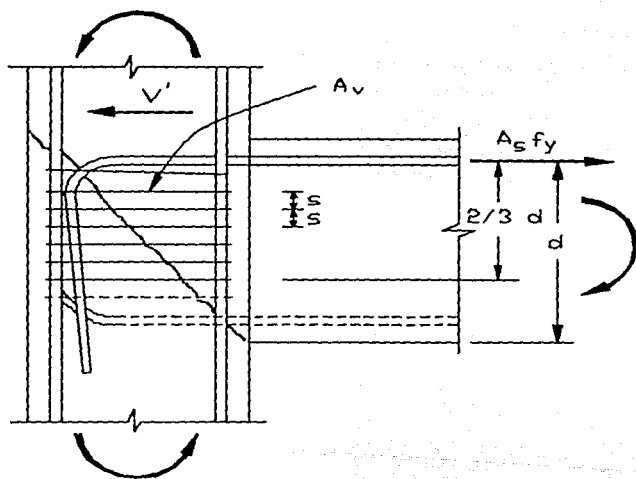


FIGURA 4.3 Estribos efectivos que resisten cortante en una junta de viga-columna exterior. (1.1)

$$V_j = A_s f_y - V'$$

$$A_v = \frac{V_s s}{(d-d') f_y}$$

en que A_v = área total de las ramas de los estribos en un conjunto que constituye una capa de refuerzo a cortante y d = peralte efectivo de la viga (1.1).

4.2.4 Confinamiento

Anteriormente se señaló que los esfuerzos nominales cortantes, y por lo tanto los esfuerzos de compresión diagonal dentro de la junta, pueden hacerse grandes. Estos esfuerzos de compresión causan la destrucción eventual del núcleo de concreto cuando se aplica carga cíclica de alta intensidad, especialmente se permite que ceda el refuerzo a cortante. En consecuencia es imperativo el confinamiento efectivo en cualquier junta.

El refuerzo a cortante sólo confina las zonas de las esquinas de la junta y las ramas de estribos horizontales no son suficientemente efectivas para dar restricción contra el aumento volumétrico del concreto del núcleo. En consecuencia se deben suministrar varillas adicionales de confinamiento perpendiculares al refuerzo a cortante. No se deben colocar estas varillas a más de 15 cm entre sí. En la figura 4.4 se muestran distribuciones sugeridas del refuerzo de junta horizontal para una junta de viga-columna exterior. Se debe prestar especial atención al confinamiento de la cara exterior de la junta, opuesta a la varilla, donde se deben desarrollar fuerzas muy elevadas de adherencia. Aquí se pueden combinar los papeles de los estribos y el acero de confinamiento. La capacidad a cortante de una junta sólo puede desarrollarse con un confinamiento efectivo.

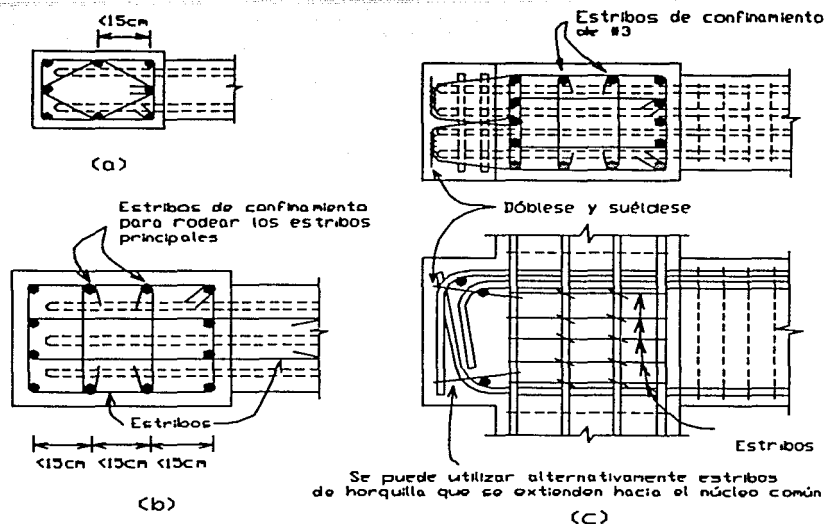
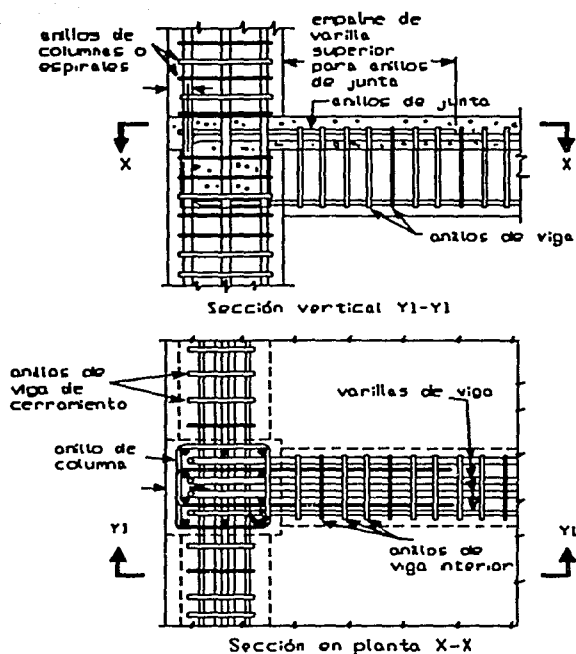


FIGURA 4.4 Distribución sugerida de estribos de junta y estribos para junta de viga-columna exterior en a) Columna pequeña; b) una columna de tamaño mediano; c) una columna con viga de extensión. (1.1)

Para juntas que conectan elementos que son parte del sistema principal para resistir cargas laterales sísmicas, el espaciamiento centro a centro entre capas de refuerzo transversal (anillos solos o anillos y travesaños), no debe exceder de un cuarto de la dimensión mínima de la columna, seis veces el diámetro de las varillas longitudinales que serán restringidas, o 15 cm, lo que sea menor. Cuando se requiera, deben proveerse travesaños en cada capa de refuerzo transversal. El espaciamiento lateral centro a centro entre los travesaños o ramas de anillos traslapados no debe ser mayor que 30cm, y cada extremo del travesaño debe amarrar a una varilla periférica del refuerzo longitudinal.

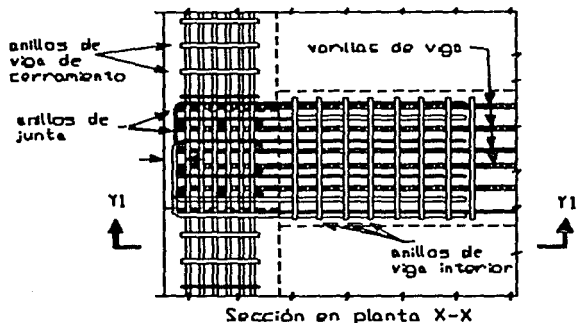
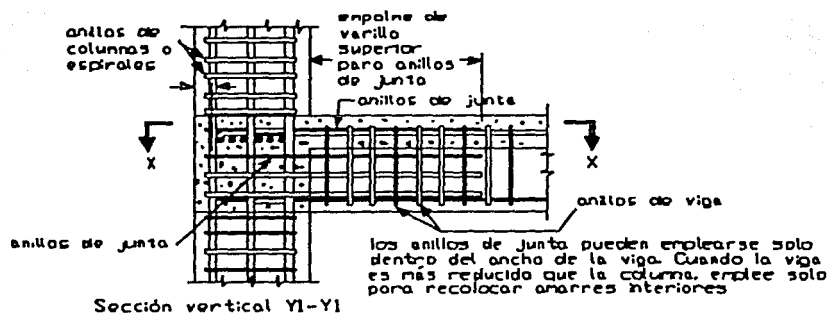
4.2.5 Juntas en marcos de riesgo sísmico

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de viga en las caras de la junta deben basarse en un esfuerzo de tensión flexionante de $1.25 f_y$ y un aumento correspondiente en el balance de esfuerzos compresivos y de cortante. El refuerzo de anillos transversales en columnas sujetas a riesgo sísmico alto debe estar provisto en las juntas. Ver figuras 4.5 y 4.6.



Para regiones de riesgo sísmico. Vigas interior y de cerramiento más reducidas que la columna.

FIGURA 4.5 Detalles típicos de junta de apoyo-marco dúctil. (1.7)



Viga interior más ancha que la columna. Vigas de cerramiento del mismo ancho que la columna.

FIGURA 4.6 Detalles de junta de apoyo, para regiones de riesgo sísmico moderado en marcos arriostrados. (1.7)

4.2.6 Funcionamiento de barras dobladas a 90° sujetas a fuerzas de adherencia en conexiones viga-columna*

Siete espécimenes simulando el funcionamiento de viga reforzada anclada por un gancho estándar de 90° dentro de una conexión viga-columna exterior que fue probada bajo fuerzas de adherencia, para determinar la resistencia del gancho y funcionamiento de la constitución. Los efectos del diámetro de la barra anclada, confinamiento de la junta y resistencia de compresión del concreto en el funcionamiento del gancho fue estudiado experimentalmente. Expresiones empíricas se desarrollaron para la relación carga-deslizamiento e incorporados a un modelo analítico para predecir el funcionamiento completo de las barras de refuerzo.

Las barras longitudinales de las vigas de concreto están generalmente ancladas en la junta exterior viga-columna con ganchos de 90°, figura 4.7a. Esos ganchos resisten las fuerzas de adherencia y previenen contra grandes giros al empotramiento esto puede contribuir de manera significativa en la deflexión total de la viga, fig 4.7b. Esto es importante para el funcionamiento de barras enganchadas bajo fuerzas de adherencia para predecir y controlar las rotaciones del empotramiento de la viga.

La resistencia de una barra enganchada contra la fuerza de adherencia la provee la adherencia entre el acero y concreto (a lo largo de la longitud de la barra confinada) y por el gancho en sí (figura 4.8a). La adherencia entre la barra deformada y el concreto tienen extensos estudios pero para ganchos son limitados.

* ACI Structural Journal / May-June 1988

La tendencia de los especímenes a expandirse por el hecho de que las fuerzas de adherencia inducen grandes esfuerzos de compresión dentro de el doblé del gancho (fig. 4.8b). Esos esfuerzos ocasionados por el efecto Poisson, resulta en deformaciones laterales y consecuentemente, empujes laterales contra el recubrimiento.

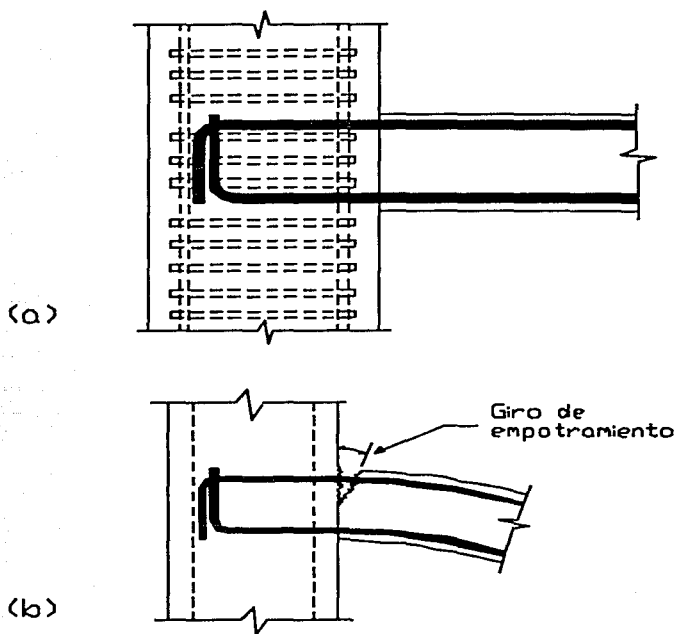


FIGURA 4.7 Barras ancladas con ganchos en juntas exteriores:

a) Típica junta exterior, b) Esfuerzos de compresión dentro del doblé del gancho.

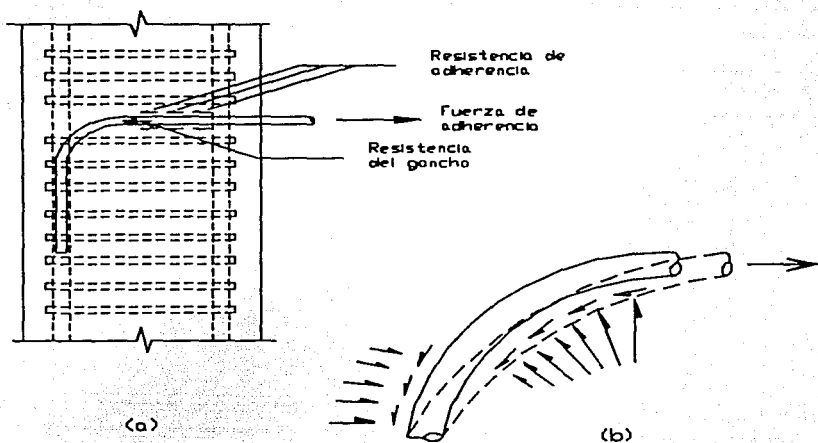


FIGURA 4.8 Anclaje de varillas de viga con ganchos a 90° .

a) Mecanismos que contribuyen a la resistencia de adherencia de barras enganchadas; b) Esfuerzos de compresión dentro del doblé del gancho

Conclusiones:

Ensayos de adherencia fueron desarrollados en ganchos estándar en 90° anclados y confinados en especímenes de concreto simulando conexiones viga-columna externas. Los efectos del diámetro de barras ancladas, confinamiento de concreto y resistencia del concreto a compresión en el funcionamiento del gancho fueron estudiados experimentalmente. Modelos empíricos fueron desarrollados para la relación de fuerza de adherencia-desplazamiento de ganchos. Esos modelos fueron usados en

predicciones analíticas del funcionamiento de adherencia de las barras de refuerzo anclado por ganchos estándar de 90° (consistente de un gancho y una longitud de recubrimiento) en la conexión viga-columna exterior. De los resultados de experimentos limitados y estudios analíticos del funcionamiento de este estudio se puede concluir que:

1. La resistencia de adherencia de una gancho se incrementa con un incremento en el diámetro de la barra, pero este incremento es menor que el correspondiente ascenso en la fuerza de cedencia de la barra.

2. El confinamiento de concreto alrededor del gancho es un importante factor que influye en el comportamiento del gancho.

3. Hasta los requerimientos del Código de Construcción (ACI 318-83) para confinamiento de juntas de resistencia sísmica fueran satisfechos, la resistencia de adherencia de los ganchos por sí solos (sin avance en la longitud en longitud de desarrollo) excedía el esfuerzo de fluencia de tensión de barras ancladas.

4.3 CASOS ESPECIALES

4.3.1 Conexiones losa-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado.*

Las conexiones que serán analizadas son las exteriores. Algunos ejemplos de estas conexiones están indicados en la figura 4.9. Los orificios o bordes localizados cerca del soporte (columna) interrumpen el flujo

* ACI Structural Journal / November-December 1988

de cortante en la losa, induciendo momentos que son transmitidos al soporte, se reduce la longitud de anclaje, y reduce la efectividad del confinamiento de la junta. La distancia de 4 veces el espesor de la losa esta basado en consideraciones relativas al esfuerzo de la losa cerca del soporte.

Cuando los orificios están localizados a menos de 4 espesores de la losa, la conexión se debe considerar como conexión exterior, la conexión puede ser tomada como una conexión exterior, dependiendo del tamaño y proximidad del orificio.

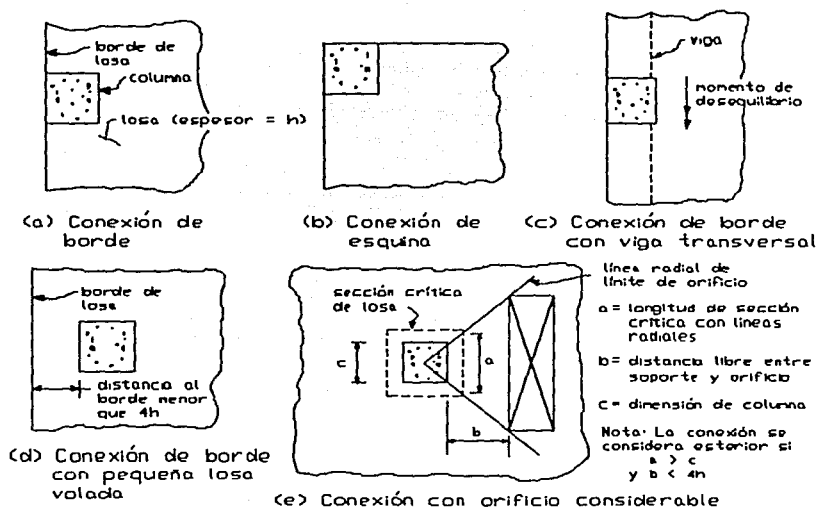
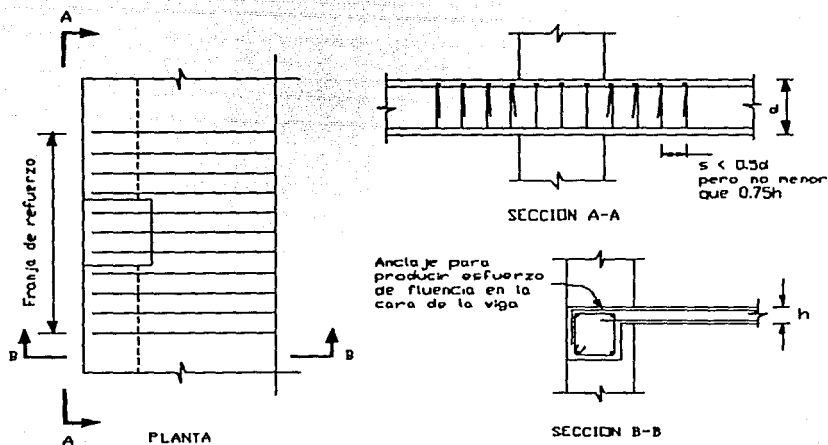
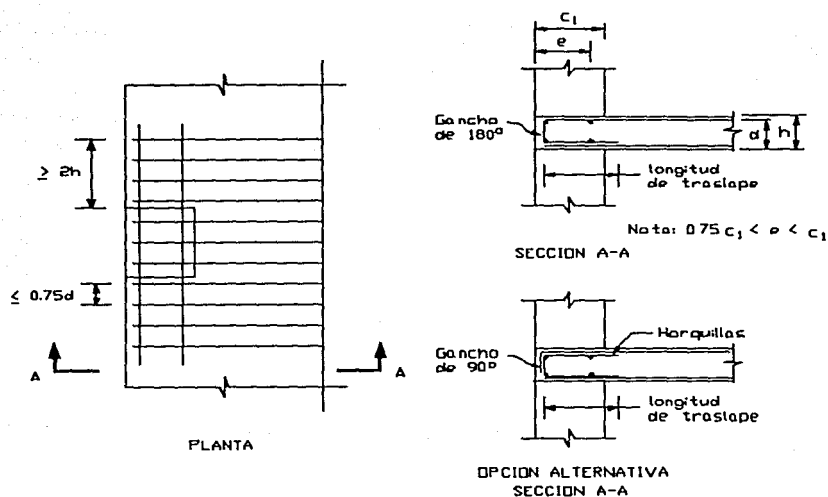


FIGURA 4.9 Ejemplos de conexiones exteriores

En la figura 4.10 se muestran los detalles típicos de una conexión de bordes discontinuos en losa-columna.



a) Conexión con viga de antepecho



b) Conexión de borde (viga pequeña)

FIGURA 4.10 Detallado típico en bordes discontinuos

CAPITULO 5

EJEMPLOS DE APLICACION

Con el objeto de hacer más clara la comprensión del detallado de acero de refuerzo en marcos de concreto reforzado en edificios se propone un ejemplo de cada uno de los elementos vistos en capítulos anteriores en donde se utilizará una factor de ductilidad $Q = 2$, se presenta combinación de carga vertical y sismo, el ejemplo deja fuera la obtención de los cortantes sísmicos que actúan en la estructura enfocándose principalmente a la obtención del acero de refuerzo y el detallado de éste.

5.1 Obtención de elementos mecánicos

En la figura 5.1 se muestra la planta tipo del edificio a analizar el cual cuenta con tres niveles, la elevación en el sentido x se encuentra en la figura 5.2 y la del sentido y en la figura 5.3.

Las secciones propuestas para las estructuras a base de marcos son las siguientes:

Columna tipo: sección transversal 60 x 60 cm

$$I_x = I_y = 1080000 \text{ cm}^4$$

Trabe tipo: sección transversal 65 x 25 cm

$$I_x = 572135 \text{ cm}^4, I_y = 84635 \text{ cm}^4$$

Viga de gran peralte: sección transversal 200 x 20 cm

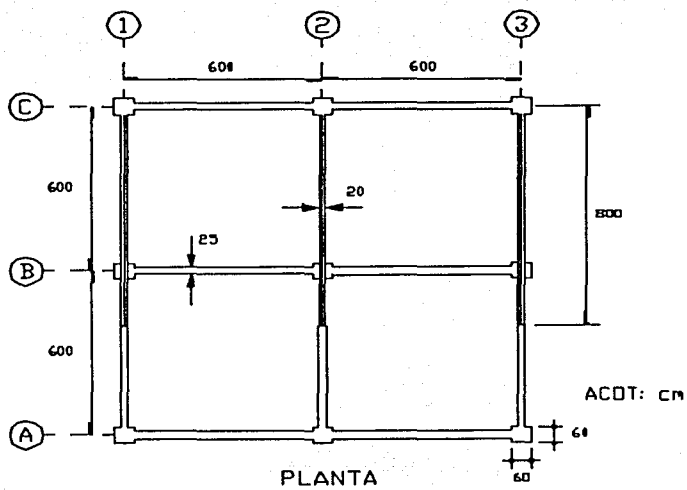


FIGURA 5.1 Planta tipo edificio a base de marcos

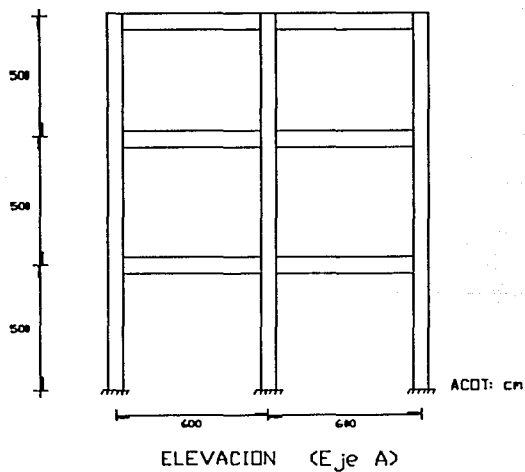


FIGURA 5.2 Elevación sentido X

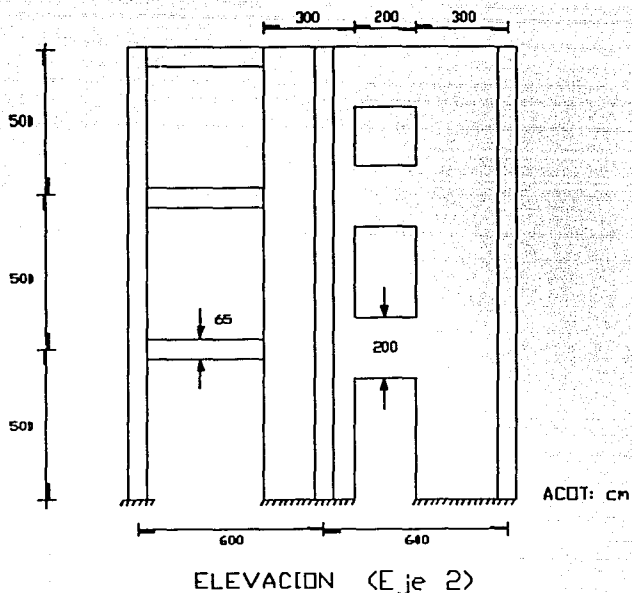


FIGURA 5.3 Elevación sentido Y

$$I_x = 13'333,333 \text{ cm}^4, I_y = 133,333 \text{ cm}^4$$

Muro : sección transversal 300 x 20 cm

$$I_x = 45'000,000 \text{ cm}^4, I_y = 200,000 \text{ cm}^4$$

mas la inercia de la columna que se encuentra integrada al muro

$$I_x = 720,000 \text{ cm}^4, I_y = 320,000 \text{ cm}^4.$$

La figura 5.4 muestra las secciones transversales de los elementos mencionados.

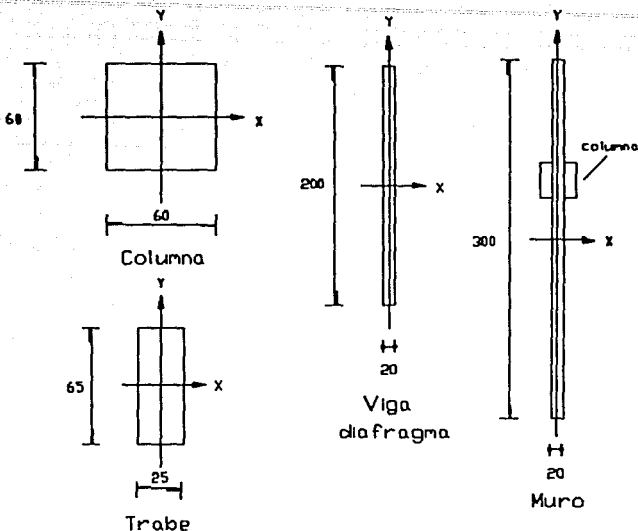


FIGURA 5.4 Secciones transversales de elementos estructurales

El método aproximado utilizado para la obtención de los elementos mecánicos es el Método del Portal, se comenzará por comprobar el comportamiento de la estructura como marco mediante el índice de rotación nodal:

$$\rho = \frac{\sum \frac{I}{L}}{\sum \frac{I}{H}} \quad \text{si } \rho > 0.01 \text{ Comportamiento de marco}$$

Sentido Y

$$\rho = \frac{(572135 / 600) + (13333333 / 200)}{(1080000 / 500) + 2(4500000 / 500) + 2(720000 / 500)}$$

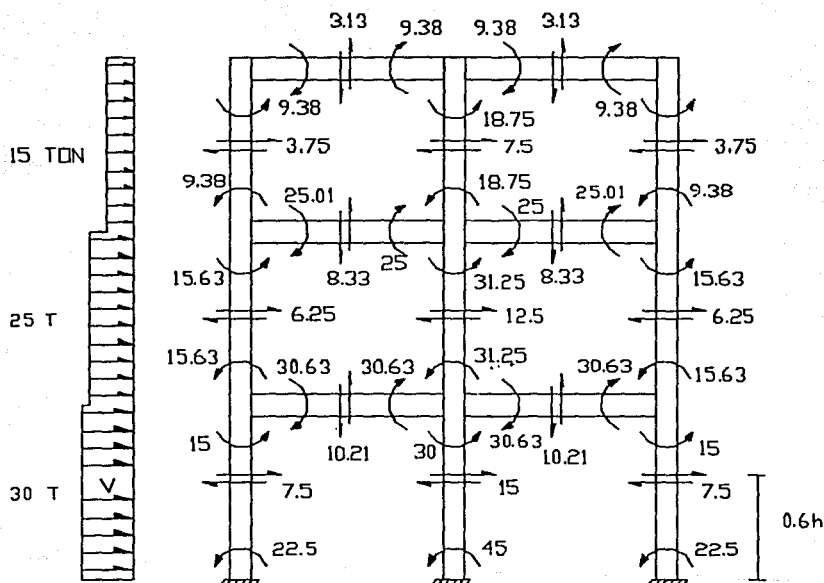
$\rho = 0.37 > 0.1$ por lo tanto se comporta como marco

Sentido X

$$\rho = \frac{2(572135 / 600)}{3(1080000 / 500)} = 0.29 > 0.1 \text{ se comporta como marco}$$

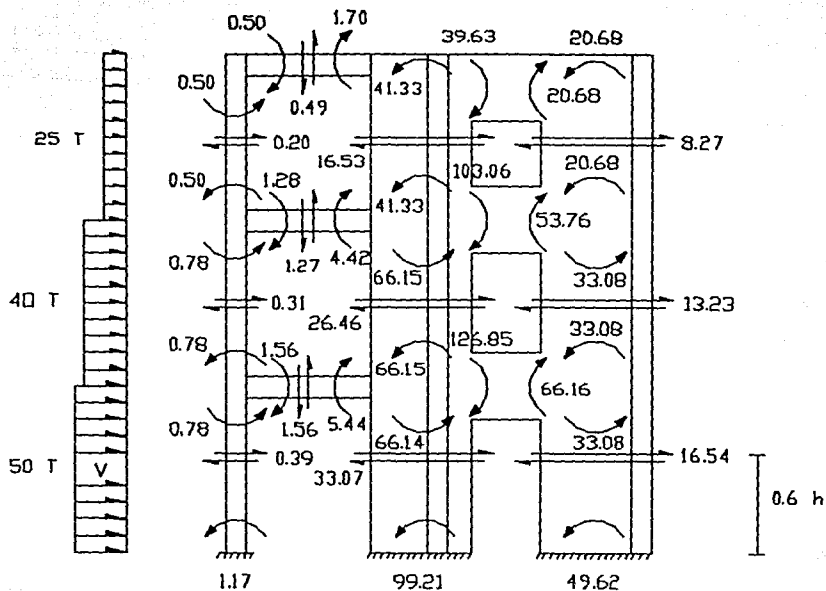
La figura 5.5 muestra los elementos mecánicos del marco en el sentido X

La figura 5.6 muestra los elementos mecánicos del marco en el sentido Y



ELEMENTOS MECANICOS (SISMO)

FIGURA 5.5 Elementos mecánicos del marco en el sentido X



ELEMENTOS MECANICOS (SISMO)

FIGURA 5.6 Elementos mecánicos del marco en el sentido Y

5.2 Obtención del acero de refuerzo en columna A-2

Carga gravitacional ($P_{\text{gravit}} = 3 \text{ ton-m} \times 9 \text{ ml (vigas)} = 27 \text{ Ton}$

por tres niveles = 81 Ton

Grupo A, $F_c = 1.5$ (ver sección 2.1.2)

$P_{\text{gravit}} \times F_c = 81 \times 1.5 = 121.5 \text{ Ton}$

$$P_{sismo} = [(10.21 + 8.33 + 3.13)^2 + (1.56 + 1.27 + 0.49)]$$

$$P_{sismo} = 46.06 \text{ Ton}$$

$$P_{total} = 168 \text{ Ton}$$

Fuerzas Internas de diseño: La figura 5.7 muestra los elementos actuantes en la columna a analizar

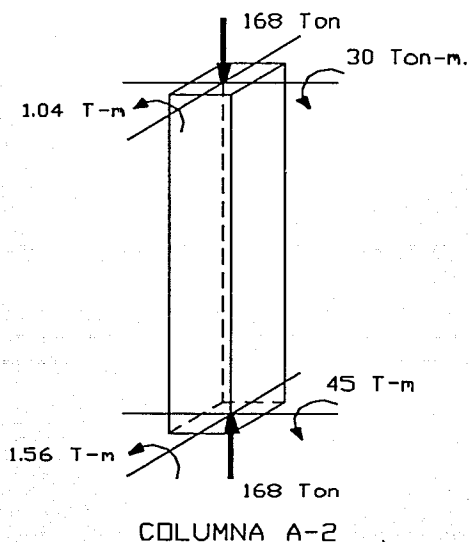


FIGURA 5.7 Elementos mecánicos en columna tipo

$$P_u = 168 \text{ Ton}$$

$$\text{Extremo superior: } M_{ux} = 30 \text{ T-m, } M_{uy} = 1.04 \text{ T-m}$$

$$\text{Extremo inferior: } M_{ux} = 45 \text{ T-m, } M_{uy} = 1.56 \text{ T-m}$$

Materiales diseño:

$$\text{concreto: } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{acero de refuerzo: } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c, f'_c = 0.85 f^*_c \quad (\text{ver sección 2.1.4})$$

$$\text{constantes: } f^*_c = 200 \text{ Kg/cm}^2, f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Se proponen } 10 \text{ vs. } 3/4" \text{ diámetro} = 2.87 \text{ cm}^2 \times 10 = 28.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{28.7}{60 \times 60} = 0.008 \quad (\text{sección 2.1.5d})$$

$$F_R \text{ para flexocompresión} = 0.8 \quad (\text{sección 3.1.4})$$

$$P_o = F_R (A_c f'_c + A_s f_y)$$

$$A_c = (60 \times 60) - 28.7 = 3571.3 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.8 (3571.3 \times 0.170 + 28.7 \times 4.2) = 582.13 \text{ Ton}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{55}{60} = 0.9$$

$$q = \rho \times \frac{f_y}{f'_c} = 0.008 \times \frac{4200}{170} = 0.20$$

$$e_x = \frac{M}{P} = \frac{45}{168} = 0.27$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.27}{0.60} = 0.45 \quad \Rightarrow \quad K = 0.40 \quad (\text{nomograma de ayudas de diseño})$$

para columnas, $d/h = 0.9$, varillas repartidas en la periferia).

$$P_x = F_R K b d f'_c = 0.8 \times 0.4 \times 60 \times 60 \times 0.170 = 195.84 \text{ Ton}$$

$$e_y = \frac{1.56}{168} = 0.01 \quad \text{excentricidad mínima} = 0.05 h = 0.05 \times 60$$

$$e_y = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 0.05 \Rightarrow K = 0.85$$

$$P_y = 0.8 \times 0.85 \times 612 = 416.16 \text{ Ton}$$

$P_n = \left(\frac{1}{P_y} + \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_o} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{196} + \frac{1}{416} + \frac{1}{582} \right)^{-1} = 173 \text{ Ton} > 168 \text{ Ton}$ (por lo que se acepta el armado) sección 3.1.2b

La figura 5.8 se encuentra la sección transversal propuesta

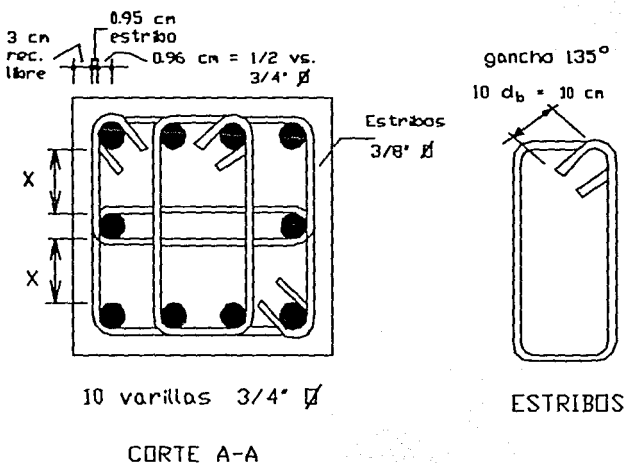


FIGURA 5.8 Sección transversal de columna tipo

Recubrimiento libre: (sección 2.2.5)

$$2 \text{ cm } \acute{o} \text{ } 1.5 d_b$$

$$1.5 \times 1.91 = 2.87 = 3 \text{ cm (rige)}$$

Estribos: (sección 3.1.6.3)

como $x = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ por lo que se colocarán estribos cruzados como en la sección transversal para proporcionar confinamiento adecuado a las 10 varillas.

Los estribos utilizados serán de $3/8"$ de diámetro

El gancho se hará a 135° y el tramo recto será de $10 d_b$

$$10 \times 0.95 = 10 \text{ cm}$$

Espaciamiento de estribos:

$$s_2 = 850 / \sqrt{f_y} d_b = \frac{850}{\sqrt{4200}} \times 1.91 = 25 \text{ cm (rige)}$$

$$48 d_v = 48 \times 0.95 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{lado menor} / 2 = 60 / 2 = 30 \text{ cm}$$

el espaciamiento será $s_2 = 25 \text{ cm}$, en la longitud confinada l_c , el espaciamiento se reducirá a la mitad por lo que $s_1 = 10 \text{ cm}$. (sección 3.1.7.2.4)

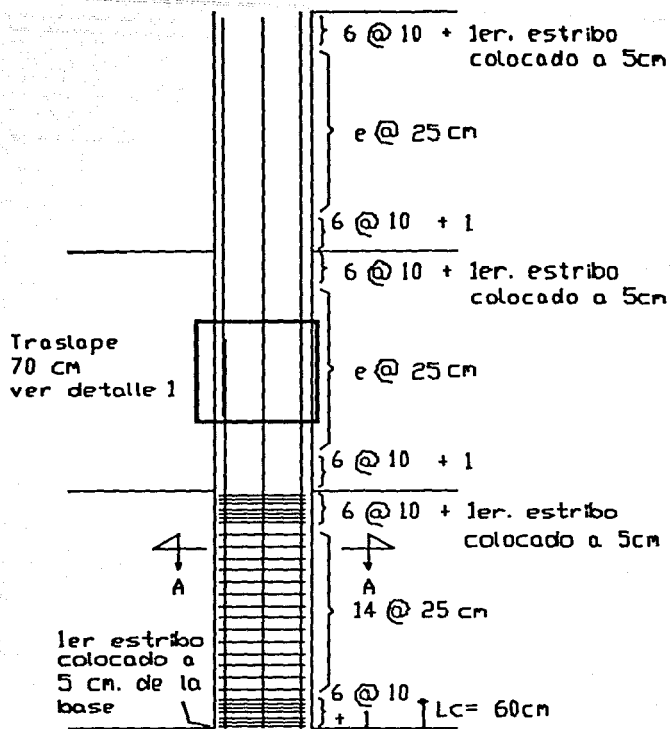
$$l_c = l/6 = 500/6 = 83 \text{ cm}$$

60 cm o el lado menor

por lo que $l_c = 60 \text{ cm}$

El armado se considerará igual en los 3 niveles, la figura 5.9 marca los armados y el espaciamiento de los estribos.

Se propone un corte a la mitad del segundo nivel (sección 3.1.7.2.3)



Armado columna tipo

FIGURA 5.9 Acero de refuerzo en columna

La longitud de traslape se obtiene de la tabla 2.3 para concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y considerando más de 30 cm de concreto bajo el traslape en varillas de $3/4"$ de diámetro. (sección 2.2.4)

$$L_{db} = 70 \text{ cm}$$

Revisión por cortante para miembros sujetos a flexión y carga axial:
(sección 3.1.4)

$$P_u < 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$$

$$P_u < 0.7 \times 200 \times 3600 + 2000 \times 28.7 = 509740 \text{ kg} = 510 \text{ Ton}$$

$P_u = 165 < 510 \text{ Ton}$ por lo que la fuerza cortante que toma el concreto será:

$$V_{cR} = F_R \times 0.5 b d \sqrt{f'_c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$V_u = V_{\text{sísmo}} \times F_c = 15 \times 1.5 = 22.5 \text{ Ton}$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 0.5 \times 3600 \sqrt{200} \left(1 + 0.007 \frac{165000}{3600} \right) = 26898 \text{ kg}$$

$V_{cR} = 27 \text{ Ton} > 22.5 \text{ Ton}$ por lo que no requiere estribos para resistir el cortante y solamente serán para dar confinamiento a la sección.

Estribos adicionales en el traslape: (sección 3.2.5.1)

Se requerirán estribos adicionales en el traslape siempre que

$$d_b \geq 0.7 c, \quad c = \text{recubrimiento}$$

$$d_b \geq 5/8 \text{ pulg}$$

$$d_b < 0.7 \times 3 = 2.10 \text{ cm}$$

$d_b = 3/4 \text{ pulg. diámetro} > 5/8$ por lo que la separación de los estribos será

$$4c = 4(3) = 12 \text{ cm, y se colocarán a cada } 10 \text{ cm}$$

Se reforzará el concreto cerca del traslape con estribos adicionales como se muestra en el detalle del traslape en la figura 5.10 colocados de la misma manera que los anteriores.

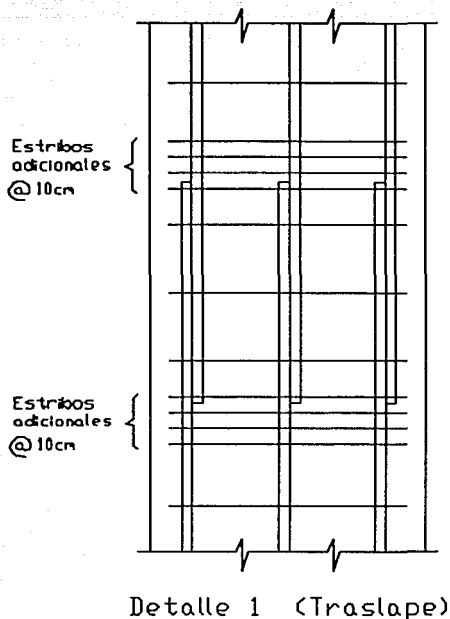


FIGURA 5.10 Detalle de empalme traslapado en columnas

5.3 Obtención del acero de refuerzo en vigas

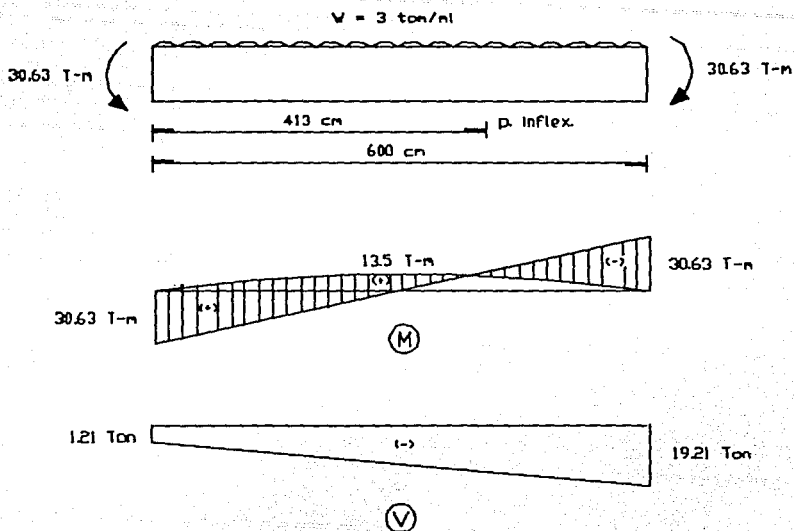
Materiales diseño:

concreto: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

constantes: $f^*_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, $f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2$

Las dimensiones y elementos mecánicos de la viga aparecen en la figura 5.11



ELEMENTOS MECANICOS

FIGURA 5.11 Elementos mecánicos de viga tipo

Momento positivo máximo = 30.63 T-m

$b = 25 \text{ cm}$

$h = 65 \text{ cm}$

$d = 60 \text{ cm}$

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.019 \quad (\text{sección 2.1.5})$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.019 = 0.014$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{3063000}{25 \times 60^2} = 34.03 \text{ kg/cm}^2$$

de ayudas de diseño para porcentaje de acero en secciones rectangulares tenemos

$$\rho = 0.01$$

$$A_s = \rho bd = 0.01 \times 25 \times 60 = 15 \text{ cm}^2$$

Se proponen 3 varillas de 1" de diámetro

$$A_s = 5.07 \times 3 = 15.21 \text{ cm}^2$$

La longitud de anclaje se obtendrá de la tabla 2.3 para varilla de 1" de diámetro y con más de 30 cm de concreto debajo de ella (sección 2.2.4)

$$L_{db} = 115 \text{ cm}$$

Revisión por cortante:

Las expresiones para V_{cR} son aplicables cuando al dimensión transversal (sección 2.1.6)

$$h = 60 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$$

$$h/b = 65/25 = 2.6 < 6$$

$$L/h = 600/65 = 9.2 > 5 \text{ por lo que}$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \text{ para } \rho \geq 0.01$$

$$V_{cR} = 0.5 \times 0.8 \times 25 \times 60 \times \sqrt{200} = 8485 \text{ kg}$$

$$\text{sin que } V_{cR} > 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 1.5 \times 0.8 \times 1500 \times \sqrt{200} = 25456 \text{ kg}$$

$$V_u = 19.21 \text{ Ton} > 8.5 \text{ Ton}$$

por lo que se necesitarán estribos para tomar la diferencia del cortante.

$$V_u < 2 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 2 \times 0.8 \times 1500 \times \sqrt{200} = 33941 \text{ kg} = 34 \text{ Ton}$$

Estribos: (sección 2.1.6b)

Se proponen estribos de 3/8" de diámetro:

$$\text{Area} = 0.71 \text{ cm}^2, \text{ diámetro} = 0.95 \text{ cm}$$

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cR}} < \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$s = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 60}{19210 - 8485} = 26.7 \text{ cm} < \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200}{3.5 \times 25} = 54.5 \text{ cm}$$

Si $V_u > V_{cR}$ pero menor o igual a $1.5 F_R b d \sqrt{f_c'} = 25.5 \text{ Ton}$

$$25.5 \text{ Ton} > 19.2 \text{ Ton}$$

s no deberá ser mayor que $0.5d = 0.5 \times 60 = 30 \text{ cm}$

por lo que se aceptan estribos a cada 25 cm.

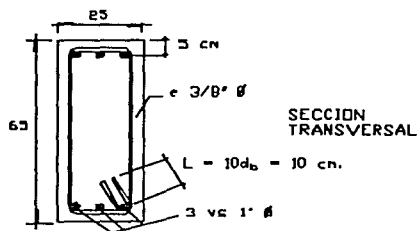
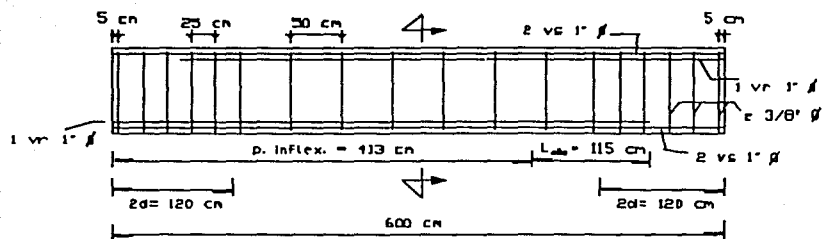
La figura 5.12 muestra el armado de acero de refuerzo de la viga así como la colocación de los estribos y anclajes

Deflexiones:

Las deflexiones no se revisarán, de las tablas de ayudas de diseño para vigas marca que se puede considerar que la sección tiene una deflexión aceptable si cumple con la siguiente restricción.

$$h_{\min} = L / 16 = 600 / 16 = 37.5 \text{ cm} \text{ y como } h = 65 \text{ cm}$$

se considerará que se encuentra dentro de la tolerancia marcada por el reglamento.



ACERO DE REFUERZO EN VIGA

FIGURA 5.12 Armado de acero de refuerzo en viga tipo

Agrietamiento: (sección 2.1.10)

Las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que

$$f_s \sqrt{d_c A} < 40000 \text{ kg/cm}$$

$$f_s \text{ puede suponerse } 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

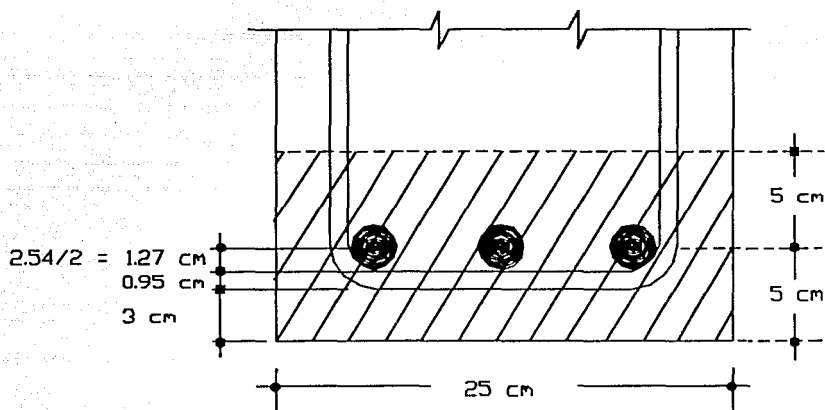
En la figura 5.13 se calcula el área a tensión de la sección transversal

$$d_c = 5 \text{ cm}$$

$$A = (5 \times 2 \times 25) / 3 \text{ vs.} = 83.33 \text{ cm}^2$$

$2520 \sqrt[3]{5 \times 83.33} = 18822 \text{ kg/cm} < 40000 \text{ kg/cm}$ se acepta el refuerzo

El anclaje de las varillas longitudinales se revisará en conexiones.



AREA DE CONCRETO A TENSION

FIGURA 5.13 Área de concreto a tensión (revisión de agrietamiento)

5.4 Conexiones

Los materiales de la conexión serán los mismos que anteriormente se indicaron para columnas y vigas

$$\text{concreto: } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{acero de refuerzo: } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Anclaje de refuerzo longitudinal en vigas (sección 4.2.2)

$$l_a = \frac{0.06 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 4200 \times 2.54}{\sqrt{250}} = 40.5 \text{ cm (rige)}$$

$$20 \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm}$$

$$8d_b = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$$

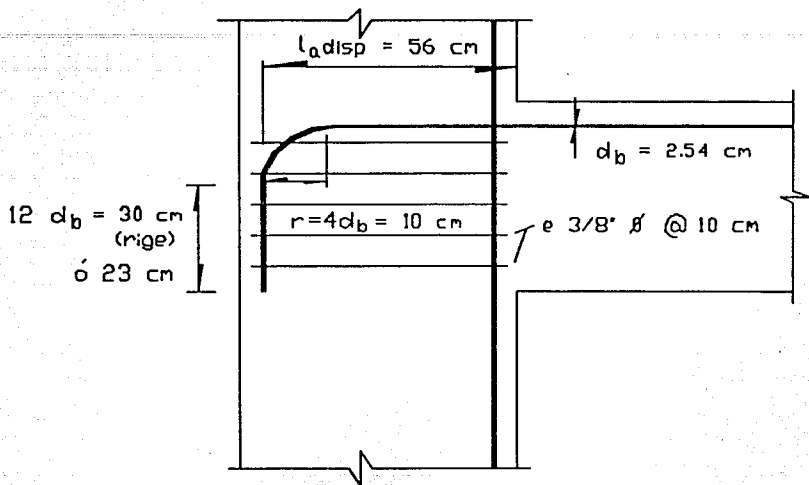
$$l_a \text{ disponible} = 60 \text{ (ancho de columna)} - 4 \text{ (rec. + est.)} = 56 \text{ cm}$$

$$l_a \text{ disponible} = 56 \text{ cm} > l_a = 41 \text{ cm por lo que hay anclaje adecuado}$$

El cortante fue revisado en columnas, el concreto toma todo el cortante, pero se proporcionará refuerzo transversal para seguridad .

Por lo que se continuarán los estribos de la columna en la conexión con la misma separación que en la longitud confinada de la columna.

La figura 5.14 muestra los detalles del acero de refuerzo en la conexión.



CONEXION

FIGURA 5.14 Conexión viga-columna

5.5 Vigas de gran peralte (diafragma)

Materiales:

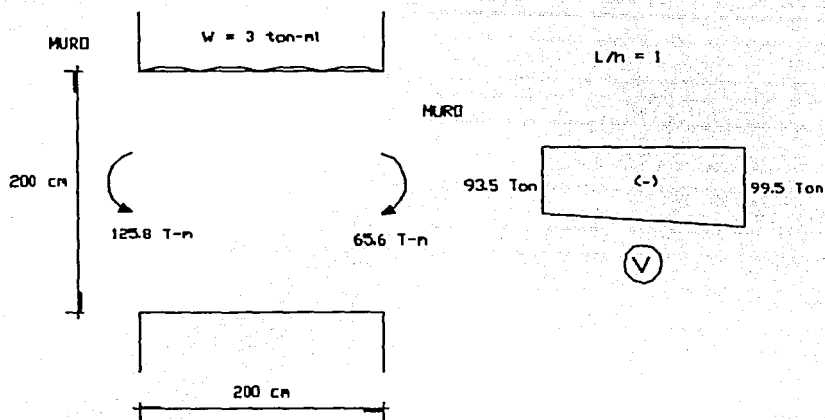
Materiales diseño:

concreto: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

constantes: $f^*_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, $f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2$

Las dimensiones y los elementos mecánicos de la viga diafragma aparecen en la figura 5.15



ELEMENTOS MECANICOS VIGA DIAFRAGMA

FIGURA 5.15 Elementos mecánicos en viga diafragma

La viga corresponde a la marcada en 2.1.8.1.4 e viga diafragma que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano.

La relación $L/h = 1$ por lo que se reforzará con dos grupos de barras diagonales, estas se diseñarán de la misma manera que las columnas y se supondrá que cada diagonal tomará todo el cortante.

Se propone una sección de 15 x 50 con cuatro varillas de 3/4" de diámetro.

$$V_{m\acute{a}x} = 99.5 \text{ Ton}$$

$$4 \times 2.87 = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 11.48 / 15 \times 50 = 0.015$$

$$A_c = 15 \times 50 = 750 - 11.48 = 738.52 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.8 (738.52 \times 0.170 + 11.48 \times 4.2) = 139.01 \text{ Ton}$$

$$q = 0.015 \times 4200/170 = 0.37$$

$$e_x = \text{excentricidad mínima} = 0.05 \times 50 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{h_x} = 0.05 \Rightarrow K = 1.3 \text{ (de ayudas de diseño para columnas tabla$$

para $d/h = 0.9$ varillas distribuidas en la periferia)

$$P_x = 0.8 \times 1.3 \times 15 \times 50 \times 0.170 = 132.6 \text{ Ton}$$

$$e_y = 2 \text{ cm (mínima)}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{2}{15} = 0.133 \Rightarrow K = 1.1$$

$$P_y = 0.8 \times 1.1 \times 127.5 = 112.2 \text{ Ton}$$

$$P_n = \left(\frac{1}{112} + \frac{1}{133} + \frac{1}{139} \right)^{-1} = 108 \text{ Ton} > 99.5 \text{ Ton por lo que se acepta$$

el armado

La longitud de anclaje se obtendrá de la tabla 2.3; L_d para varilla de 3/4" de diámetro = 67 cm.

$$1.5 L_d = 1.5 \times 67 = 100 \text{ cm}$$

Estribos: Se proponen estribos de 3/8" de diámetro para restringir contra el pandeo

$$850 / \sqrt{4200} (1.9) = 25 \text{ cm}$$

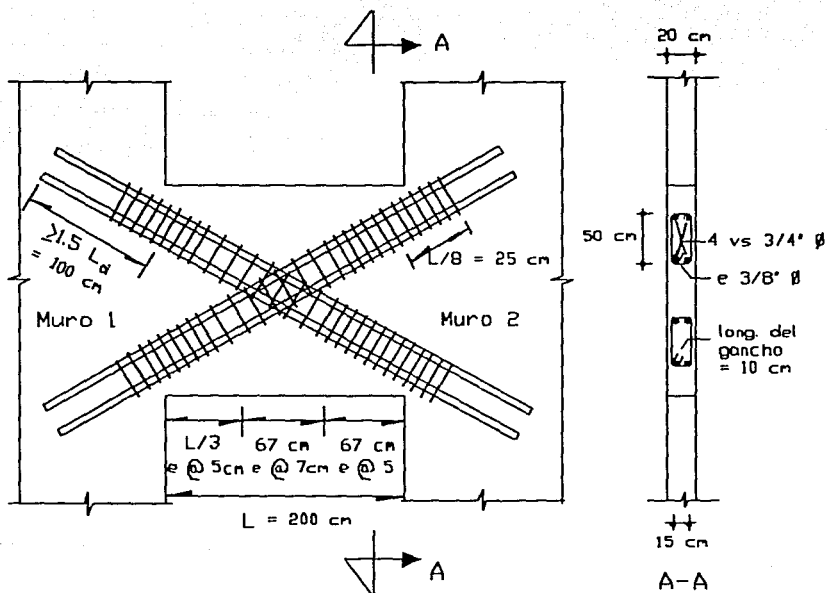
$$48 \times 0.95 = 46 \text{ cm}$$

$$15 / 2 = 7 \text{ cm (rige)}$$

en los tercios extremos el espaciado se reducirá a la mitad que resulte del central, pero la mínima es 5 cm por lo que será este el espaciado, y se continuará hasta $L/8$ dentro del muro, $L/8 = 25$ cm

extensión del gancho $10 d_b = 10 \times 0.95 = 10$ cm

La figura 5.16 muestra el detallado de acero de refuerzo por cortante para la viga de gran peralte.



ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE

FIGURA 5.16 Refuerzo de acero por cortante en viga diafragma

El resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de 2.2.11 este se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

Refuerzo por cambios volumétricos será del 0.2% para elementos protegidos a la intemperie el espaciamiento s no excederá de 50 cm ni 3.5 del espesor de la viga.

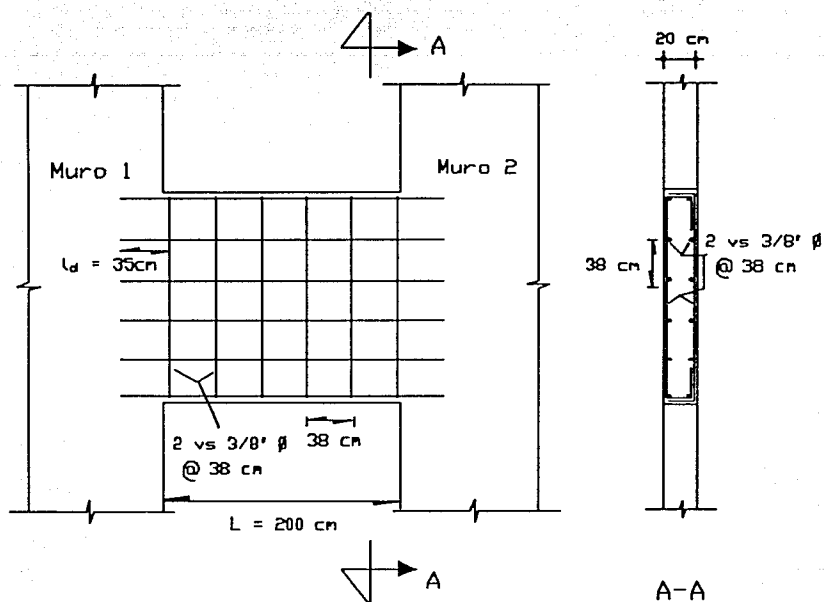
$$\rho = 0.002$$

$$A_s = 0.002 \times 20 \times 195 = 7.8 \text{ cm}^2$$

$7.8 / 12 \text{ vs} = 0.65 \text{ cm}^2$ por lo que se colocarán varillas de 3/8 de pulgada de diámetro $A = 0.71 \text{ cm}^2$.

La longitud de anclaje para esta varilla será de 35 cm.

La figura 5.17 muestra el detallado para el refuerzo por cambios volumétricos en las dos direcciones.



REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS

FIGURA 5.17 Acero de refuerzo por cambios volumétricos en viga diafragma

CONCLUSIONES

El concreto reforzado bien diseñado y detallado es apropiado para las estructuras resistentes a sismos.

Las estructuras construidas con concreto reforzado que apliquen las consideraciones de armado expuestas tendrán un comportamiento satisfactorio cuando se encuentren sometidas a las acciones de cargas gravitacionales y sísmicas.

El detallado de acero de refuerzo permitirá conocer las características de los materiales y la distribución a utilizar en elementos estructurales.

El detallado de acero de refuerzo permitirá que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.

Los elementos de concreto reforzado que cuenten con un detallado de acero de refuerzo adecuado evitarán las fallas frágiles

El control de calidad del concreto evitará que la variabilidad de sus propiedades pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura, en las que tienda a concentrarse la disipación inelástica de energía, lo que redundará en una menor ductilidad del conjunto.

El acero de refuerzo con fluencia definida y alta ductilidad permitirá el comportamiento satisfactorio de la estructura.

En los extremos de las vigas aparecerán las articulaciones plásticas antes que en las columnas para evitar la posibilidad de una falla frágil de la estructura, esto se logrará diseñando vigas subreforzadas.

La limitación en las relaciones ancho-peralte y longitud a peralte de vigas evitará la excesiva esbeltez de la sección y con esto el pandeo lateral que limita la ductilidad que puede desarrollarse.

El confinamiento adecuado mediante acero de refuerzo aumentará la capacidad de deformación del concreto.

Se evitará que el refuerzo longitudinal de las columnas llegue a fluir, en otras palabras se buscará que al formarse los mecanismos de falla las articulaciones plásticas aparezcan en las vigas y no en las columnas.

Se diseñarán las uniones viga-columna para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad.

Las intersecciones de vigas con columnas de esquina son las que requieren mayor cantidad de refuerzo de confinamiento.

BIBLIOGRAFIA

1.1 R. Park y T. Paulay, "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa, 1988.

1.2 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal

1.3 CICM, "7 Normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para el D.F.", 1988.

1.4 IMCYC, "Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-83) y comentarios", Ed. Limusa, 1989.

1.5 Minoru Wakabayashi, Enrique Martínez Romero, "Diseño de estructuras sismorresistentes", Ed. McGraw-Hill, 1988.

1.6 Enrique Bazán Zurita, Roberto Meli Pírala, "Manual de diseño sísmico de edificios", Ed. Limusa, 1989.

1.7 IMCYC, "Detalles y detallado del acero de refuerzo del concreto (ACI 315-80)", Ed. Limusa, 1989.