

F.2.2.10 - DISEÑO DE VIGAS - Las vigas laminadas o fabricadas y las dotadas de platabandas se diseñarán, en general, con base en el momento de inercia de la sección total. No se deducirán las áreas de los agujeros, para pernos y remaches, en ninguna de las aletas, siempre y cuando:

$$0.75F_u A_{fn} \geq 0.9F_y A_{fg} \quad (\text{F.2-4})$$

en donde A_{fg} es el área total de las aletas y A_{fn} su área neta, calculada con base en las provisiones de F.2.2.1 y F.2.2.2 y F_u es la resistencia mínima a tensión especificada. Si

$$0.75F_u A_{fn} < 0.9F_y A_{fg} \quad (\text{F.2-5})$$

las propiedades a flexión del miembro se calcularán con base en la siguiente área efectiva a tensión de las aletas, A_{fe} :

$$A_{fe} = \frac{5 F_u}{6 F_y} A_{fn} \quad (\text{F.2-6})$$

Las vigas híbridas pueden diseñarse con base en el momento de inercia de su sección total, siguiendo las provisiones de F.2.17, siempre y cuando no tengan que resistir una fuerza axial mayor que ϕ_b multiplicado por $0.15F_{yf} A_g$, en donde F_{yf} es el esfuerzo de fluencia especificado de la aleta y A_g su área total. No se pone límite a los esfuerzos producidos en el alma por el momento aplicado con que se diseña la viga, excepto lo previsto en F.2.11.3 y F.2.20.2. Para calificar como vigas híbridas las aletas en cualquier sección deben tener la misma área y estar hechas de la misma clase de acero.

Las aletas de las vigas soldadas pueden variar en ancho o espesor o tener platabandas.

El área total de la sección transversal de las platabandas de las vigas empernadas o remachadas, no deberá exceder el 70 por ciento del área total de la aleta. Los pernos de alta resistencia, los remaches o las soldaduras que conectan la aleta al alma o la platabanda a la aleta, se diseñarán para resistir el corte horizontal total que resulta de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos pernos, remaches o soldaduras intermitentes, se hará proporcionalmente a la intensidad del corte sin que su espaciamiento en dicho sentido exceda el máximo permitido, para miembros a compresión o tensión, en F.2.5.4 o F.2.4.2, respectivamente. Los pernos, remaches o soldaduras que conectan la aleta al alma se diseñarán para que puedan transmitir a ésta cualquier carga aplicada directamente a la aleta, a menos que se tomen provisiones para transmitirla por apoyo directo.

Las platabandas de longitud parcial se extenderán más allá del punto en donde teóricamente no se necesitan; la porción extendida se conectará a la viga con pernos de alta resistencia en una conexión de deslizamiento crítico, con remaches o con soldaduras de filete. La conexión deberá servir, con la resistencia de diseño aplicable estipulada en F.2.10.2.2, F.2.10.3.8 o F.2.11.3, para desarrollar la porción de resistencia a flexión que le corresponde a la platabanda, en el punto teórico de suspensión.

En platabandas soldadas, las soldaduras que conectan el final de la platabanda a la viga, en la longitud a' , definida más adelante, deberán poder desarrollar, con la resistencia de diseño aplicable, la porción de la resistencia de diseño de la viga que corresponde a la platabanda, a la distancia a' medida desde su terminación. Esta longitud a' deberá ser

- (a) Una distancia igual al ancho de la platabanda cuando hay una soldadura continua a través del extremo de la placa, de tamaño igual a o mayor que tres cuartos de su espesor, y soldaduras continuas a lo largo de ambos bordes de la platabanda en la longitud a' .
- (b) Una distancia igual a una vez y media el ancho de la platabanda cuando hay una soldadura continua a través del extremo de la placa, de tamaño menor que tres cuartos de su espesor, y soldaduras continuas a lo largo de ambos bordes de la platabanda en la longitud a' .

- (c) Una distancia igual a dos veces el ancho de la platabanda cuando no hay soldadura transversal en el extremo de la placa sino sólo soldaduras continuas, a lo largo de sus dos bordes longitudinales, en la distancia a' .

F.2.3 - PORTICOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

Este numeral especifica los requisitos generales de estabilidad de la estructura en conjunto.

F.2.3.1 - EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN - Deben considerarse los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) en el diseño de pórticos. En estructuras diseñadas con base en análisis plástico, la resistencia a flexión requerida, M_u , se determinará mediante un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requisitos de F.2.3.2. En estructuras diseñadas con base en análisis elástico, el M_u de columnas-vigas, conexiones y miembros conectados, se determinará mediante un análisis elástico de segundo orden o, en su lugar, el siguiente procedimiento aproximado:

$$M_u = B_1 M_{u1} + B_2 M_{u2} \quad (F.2-7)$$

en donde:

M_{u1} = resistencia requerida a la flexión en el miembro suponiendo que no hay traslación lateral del pórtico, N-mm

M_{u2} = resistencia requerida a la flexión por causa solamente de la traslación lateral del pórtico, N-mm

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u/P_{c1})} \geq 1 \quad (F.2-8)$$

$$P_{c1} = A_g F_y / \lambda_c^2$$

en donde:

λ_c = parámetro de esbeltez, calculado con el coeficiente K de longitud efectiva, en el plano de flexión, que indique F.2.3.2.1, para pórticos arriostrados

$$\lambda_c = \left(\frac{KI}{r\pi} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (F.2-9)$$

P_u = resistencia requerida, a compresión axial, del miembro en consideración, N

C_m = un coeficiente que se basa en un análisis elástico de primer orden, suponiendo que no hay traslación lateral del pórtico, cuyo valor se tomará de la siguiente manera:

(a) Para miembros a compresión que no están solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2) \quad (F.2-10)$$

en donde M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella parte del elemento sin soporte en el plano de flexión bajo consideración. M_1/M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

(b) Para miembros a compresión solicitados por cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m se determinará mediante un análisis racional. En lugar de dicho análisis, pueden utilizarse los siguientes valores:

C_m = 0.85 para miembros restringidos en sus extremos contra la rotación

C_m = 1.00 para miembros no restringidos en los extremos

$$B_2 = \frac{l}{1 - \sum P_u (\Delta_{oh} / \sum HL)} \quad (F.2-11)$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} \quad (F.2-12)$$

- $\sum P_u$ = resistencia requerida para las cargas axiales de todas las columnas de un piso, N
 Δ_{oh} = deriva (desplazamiento relativo) del piso en consideración, mm
 $\sum H$ = suma de todas las fuerzas horizontales del piso que producen Δ_{oh} , N
 L = Altura del piso, mm

$$P_{e2} = A_g F_y / \lambda_c^2$$

en donde λ_c es el parámetro de esbeltez, calculado con el coeficiente K de longitud efectiva, en el plano de flexión, que indique F.2.3.2.2, para pórticos no arriostrados.

F.2.3.2 - ESTABILIDAD DE PORTICOS

F.2.3.2.1 - Pórticos arriostrados - En cerchas y pórticos para los cuales la estabilidad lateral se proporciona por medio de riostras diagonales, muros de corte u otros medios equivalentes, el factor de longitud efectiva "K" para miembros a compresión se tomará igual a la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede utilizar un valor menor.

Debe demostrarse analíticamente que el sistema de arriostramiento vertical para pórticos arriostrados de varios pisos es adecuado para evitar el pandeo de la estructura y mantener su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de volcamiento producidos por la acción del viento o sismo de acuerdo con las cargas mayoradas dadas en B.2.5

Puede considerarse que el sistema de arriostramiento vertical para pórticos de varios pisos funciona conjuntamente con los muros de corte externos e internos en el plano del arriostramiento, las placas de piso y de cubierta que están adecuadamente asegurados a los pórticos estructurales. Las columnas, las vigas y las diagonales, cuando se usan como arriostramiento vertical, pueden considerarse como una cercha simplemente conectada en voladizo vertical, al realizar los análisis de pandeo de los pórticos y de inestabilidad lateral. Debe incluirse la deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical en el análisis de estabilidad lateral.

En estructuras diseñadas con base en análisis plástico, la fuerza axial causada en estos miembros por las cargas mayoradas, gravitacionales y horizontales, no debe exceder el valor $0.85\phi_c$ multiplicado por $A_g F_y$.

Las vigas y las viguetas incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de pórticos de varios pisos deberán diseñarse para la carga axial y el momento causados por las cargas mayoradas horizontales y de gravedad concurrentes.

F.2.3.2.2 - Pórticos no arriostrados - En pórticos en los cuales la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y las columnas conectadas rígidamente, el factor "K" de longitud efectiva de los miembros a compresión debe determinarse por medio de un análisis estructural. Los efectos desestabilizadores de las columnas sometidas a cargas gravitacionales, cuyas conexiones simples al entramado no proporcionan resistencia a las cargas laterales, deben tenerse en cuenta al diseñar las columnas de los pórticos que resisten momento. Se permiten ajustes por la reducción en rigidez causada por inelasticidad en la columna.

El análisis de la resistencia requerida para pórticos de varios pisos debe incluir los efectos de inestabilidad de los pórticos y la deformación axial de las columnas bajo las cargas mayoradas dadas en B.2.5.

En el diseño plástico la fuerza axial en las columnas causada por las cargas mayoradas de gravedad y las cargas horizontales no debe exceder $0.75\phi_c A_g F_y$.

F.2.4 - MIEMBROS A TENSION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos solicitados por tensión axial causada por fuerzas estáticas que actúan a lo largo del eje centroidal. Para miembros solicitados por esfuerzos combinados de tensión axial y de flexión, véase F.2.8.1.1. Para varillas roscadas véase F.2.10.3. Para miembros solicitados por cargas de fatiga, véase F.2.11.3. Para la resistencia de rotura por corte en bloque en las conexiones de los extremos de miembros en tensión véase F.2.10.4.3. Para la resistencia de diseño a tensión de los elementos de conexión véase F.2.10.5.2.

F.2.4.1 - RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSION - La resistencia de diseño de miembros solicitados por tensión $\phi_t P_n$ será el valor más bajo que se obtenga de acuerdo con los estados límite de fluencia en el área bruta y de fractura en el área neta.

(a) Para fluencia en el área bruta

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{F.2-13})$$

(b) Para fractura en el área neta

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e \quad (\text{F.2-14})$$

en donde.

- A_e = área neta efectiva, mm²
- A_g = área bruta del miembro, mm²
- F_y = esfuerzo mínimo especificado de fluencia, MPa
- F_u = resistencia mínima especificada a la tensión, MPa
- P_n = fuerza nominal axial, N

En el caso de miembros sin perforaciones que están completamente unidos por medio de soldaduras, se utilizará en la fórmula F.2-14 como área neta efectiva el valor menor entre el área bruta del miembro y el área efectiva de las soldaduras, tal como se define en F.2.10. Cuando existen perforaciones en un miembro con conexiones soldadas, o en las conexiones soldadas con soldaduras de tapón o de ranura, se utilizará en la fórmula F.2-14 el área neta a través de las perforaciones.

F.2.4.2 - MIEMBROS ENSAMBLADOS - Los límites del espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo armados con una platina y un perfil o con dos platinas están dados en F.2.10.3.5

El espaciamiento longitudinal de conectores entre componentes debe limitar preferiblemente la relación de esbeltez de cualquier componente entre los conectores a 300 o menos

Se pueden utilizar platabandas perforadas o presillas sin diagonales en las caras abiertas de miembros ensamblados solicitados por tensión. Las presillas tendrán un ancho no inferior a 2/3 la distancia entre las líneas de soldadura o de los sujetadores que los conectan a los componentes del miembro. El espesor de dichas presillas no debe ser inferior a 1/50 de la distancia entre las líneas mencionadas

El espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes o sujetadores en las presillas no debe exceder de 150 mm. El espaciamiento de las presillas debe ser tal que la relación de esbeltez de cualquiera de los componentes entre las presillas no debe exceder de 300.

F.2.4.3 - BARRAS DE OJO Y MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES - La resistencia de diseño de las barras de ojo se determinará de acuerdo con F.2.4.1(a) tomando " A_g " como el área de la sección transversal del cuerpo de la barra.

Las barras de ojo serán de espesor constante, sin refuerzo en los huecos de los pasadores, y con cabezas circulares cuya periferia sea concéntrica con el hueco del pasador.

El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra no debe ser inferior al diámetro de la cabeza.

El ancho del cuerpo de las barras de ojo no debe exceder de ocho veces su espesor.

El espesor puede ser menor de 13 mm cuando se proporcionan tuercas externas para apretar las platinas del pasador y las platinas de relleno en tal forma que queden bien ajustadas. El ancho "b" desde el borde del hueco hasta el borde de la platina perpendicular a la dirección de la carga aplicada no debe ser menor de 2/3 y para efectos de cálculo, no mayor de 3/4 del ancho del cuerpo de la barra de ojo.

El diámetro del pasador no debe ser menor de 7/8 del ancho del cuerpo de la barra de ojo.

El diámetro del hueco del pasador no ha de superar en 1.0 mm el diámetro del pasador.

Para aceros que tengan un límite de fluencia superior a 480 MPa, el diámetro del hueco no debe exceder de 5 veces el espesor de la platina y el ancho del cuerpo de la barra de ojo deberá reducirse proporcionalmente.

En miembros conectados con pasadores el hueco del pasador se localizará equidistante entre los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada. Para miembros con juntas articuladas en los cuales se espera que el pasador permita un movimiento relativo entre las partes conectadas bajo la acción de la carga total, el diámetro del hueco del pasador no deberá superar en más de 1.0 mm el diámetro del pasador.

El ancho de la platina fuera del hueco del pasador no debe ser inferior al ancho efectivo en cada lado del hueco del pasador.

En platinas que no sean barras de ojo, conectadas con pasadores, el área neta mínima medida entre el borde del hueco del pasador y el extremo de la barra, paralela al eje del miembro, no debe ser inferior a los dos tercios del área neta que se requiere por resistencia a través del hueco del pasador.

La resistencia de diseño de un miembro conectado con pasador, " ϕP_n " será el menor valor de los siguientes estados límites:

(a) Tensión sobre el área neta efectiva

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_t = 0.75 \\ P_n &= 2tb_{ef}F_u \end{aligned} \qquad \qquad \qquad \text{(F.2-15)}$$

(b) Corte sobre el área efectiva

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_{sr} = 0.75 \\ P_n &= 0.6A_{sr}F_u \end{aligned} \qquad \qquad \qquad \text{(F.2-16)}$$

(c) Aplastamiento sobre el área proyectada del pasador: véase F.2.10.8.

(d) Fluencia en la sección total: utilícese la ecuación F.2-13.

en donde:

- a = distancia más corta desde el borde del hueco del pasador hasta el borde del miembro, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mm
- A_{sr} = $2t(a + d/2)$, mm²
- b_{ef} = $2t+16$, pero inferior a la distancia desde el borde del hueco al borde de la parte medida en dirección normal a la fuerza aplicada, mm
- d = diámetro del pasador, mm
- t = espesor de la platina, mm

Las esquinas más allá del hueco del pasador pueden cortarse a 45° con respecto al eje del miembro, siempre que el área fuera del hueco, en un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida fuera del hueco del pasador, paralela al eje del miembro.

F.2.5 - COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos solicitados por compresión axial a través del centroide. Para miembros solicitados por esfuerzos combinados de compresión axial y de flexión, véase F.2.8.1.2. Para miembros con elementos esbeltos véase F.2.14.1.2. Para miembros acartelados, véase F.2.16.3. Para ángulos sencillos véase la "Especificación para el diseño de ángulos sencillos utilizando coeficientes de carga y de resistencia", del Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC.

F.2.5.1 - LIMITACIONES DE ESBELTEZ Y LONGITUD EFECTIVA

F.2.5.1.1 - Longitud efectiva - El coeficiente de longitud efectiva "K" se determinará de acuerdo con F.2.3.2.

F.2.5.1.2 - Análisis plástico - Se permite el análisis plástico, de acuerdo con las limitaciones de F.2.1.5.1, si el parámetro de esbeltez de la columna " λ_c ", definido por la fórmula F.2-9 no excede de $1.5K$.

F.2.5.2 - RESISTENCIA DE DISEÑO A LA COMPRESION POR PANDEO FLECTOR - La resistencia de diseño por pandeo flector de miembros solicitados por compresión, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor inferiores a los valores " λ_r " estipulados en F.2.2.5.1 es igual a " $\phi_c P_n$ ", en donde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{cr} \end{aligned} \tag{F.2-17}$$

(a) Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2} \right) F_y \tag{F.2-18}$$

(b) Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \tag{F.2-19}$$

en donde:

$$\lambda_c = \left(\frac{Kl}{r\pi} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{F.2-20}$$

- A_g = área total del miembro, mm²
- F_y = esfuerzo especificado a la fluencia, MPa
- E = módulo de elasticidad, MPa
- K = coeficiente de longitud efectiva
- l = longitud sin arriostramiento del miembro, mm
- r = radio de giro que gobierna el diseño tomado con respecto al plano de pandeo, mm

Para miembros cuyos elementos no cumplan con los requisitos de F.2.2.5.1, véase F.2.14.1.2.

F.2.5.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION, POR PANDEO FLEXO-TORSOR - La resistencia de diseño por pandeo flexo-torsor de miembros a compresión, en forma de te o compuestos por dos ángulos, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor menores que los λ_r estipulados en F.2.2.5.1 es $\phi_c P_n$, en donde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{crft} \end{aligned}$$

$$F_{crft} = \left[\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (F.2-21)$$

en donde:

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_o^2}$$

\bar{r}_o = radio polar de giro con respecto al centro de cortante, mm

$$\bar{r}_o^2 = \bar{x}_o^2 + \bar{y}_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (F.2-22)$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (F.2-23)$$

x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, mm

x_o = 0 para miembros en forma de te o compuestos por dos ángulos (simétricos con respecto al eje y)

F_{cry} se determinará de acuerdo con F.2.5.2, considerando el pandeo flector con respecto al eje y (eje de simetría),

$$\text{con } \lambda_c = \frac{Kl}{r_y\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

En el caso de miembros en forma de te o compuestos por dos ángulos, cuyos elementos no cumplen los requisitos de F.2.2.5.1, determinese F_{cry} de acuerdo con F.2.14.1.2. Otras columnas asimétricas o con un solo eje de simetría, y columnas doblemente simétricas cruciformes o ensambladas, con paredes muy delgadas, deberán diseñarse para los estados límites de pandeo torsor o flexo-torsor, siguiendo lo estipulado en F.2.15.1.

F.2.5.4 - MIEMBROS ENSAMBLADOS - En los extremos de miembros ensamblados solicitados por compresión que se apoyan en placas de asiento o superficies cepilladas, todas las componentes en contacto entre sí deberán conectarse por medio de soldaduras que tengan una longitud no inferior al ancho máximo del miembro, o por pernos espaciados longitudinalmente, a intervalos que no sobrepasen cuatro diámetros en una distancia de 1½ veces el ancho máximo del miembro.

A lo largo de miembros ensamblados solicitados por compresión, en el tramo comprendido entre las conexiones extremas indicadas atrás, el espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes, de pernos o de remaches será el adecuado para transmitir los esfuerzos calculados.

En F.2.10.3.5 se fijan límites para el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo compuestos por una placa y un perfil o por dos placas.

Cuando un componente de un miembro solicitado por compresión consiste en una platina sobrepuesta, excepto lo que se especificará en la próxima frase, el espaciamiento máximo no debe exceder el espesor de la platina más delgada multiplicado por " $330/\sqrt{F_y}$ ". ni de 300 mm, cuando se proporcionan soldaduras intermitentes en los bordes de los componentes o cuando se proporcionan sujetadores en los gramiles de cada sección. Cuando los sujetadores están alternados, el espaciamiento máximo en cada gramil no debe exceder el espesor de la platina exterior más delgada multiplicado por " $500/\sqrt{F_y}$ " o 450 mm.

Los componentes individuales de miembros a compresión compuestos por dos o más perfiles deberán conectarse unos a otros a intervalos a tales que la relación de esbeltez, k_a/r_i , de cada uno de los componentes, entre los conectores, no exceda tres cuartas partes de la relación de esbeltez predominante del miembro ensamblado. Se debe

utilizar el radio de giro mínimo al calcular la relación de esbeltez de cada componente. La conexión en el extremo deberá hacerse soldada o con pernos totalmente tensionados y las superficies en contacto deberán tener cascarilla limpia o revestimientos clase A, o haber sido limpiadas con chorro.

La resistencia de diseño de miembros ensamblados compuestos de dos o más perfiles se determinará de acuerdo con F.2.5.2 o F.2.5.3 sujeta a la siguiente modificación. Si la modalidad de pandeo implica deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores de los perfiles individuales, la relación Kl/r se reemplaza por $(Kl/r)_m$, determinada como sigue:

(a) Para conectores intermedios constituidos por pernos ajustados:

$$(Kl/r)_m = \sqrt{(Kl/r)_o^2 + (a/r_i)^2} \quad (F.2-24)$$

(b) Para conectores intermedios que están soldados o pernos completamente tensionados

$$\left[\frac{Kl}{r} \right]_m = \sqrt{\left[\frac{Kl}{r} \right]_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left[\frac{a}{r_{ib}} \right]^2} \quad (F.2-25)$$

en donde:

$(Kl/r)_o$ = relación de esbeltez del miembro ensamblado actuando como una unidad

$(Kl/r)_m$ = relación de esbeltez modificada del miembro ensamblado

a/r_i = la mayor relación de esbeltez de los componentes individuales

a/r_{ib} = relación de esbeltez de los componentes individuales con respecto a su eje centroidal, paralelo al eje de pandeo

a = distancia entre conectores, mm

r_i = radio mínimo de giro de un componente individual, mm

r_{ib} = radio de giro de un componente individual con respecto a su eje centroidal, paralelo al eje de pandeo del miembro, mm

α = relación de separación = $h/2r_{ib}$

h = distancia entre los centroides de componentes individuales, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, mm

Los lados abiertos de miembros solicitados por compresión fabricados con platinas o perfiles estarán provistos de platabandas continuas perforadas con una sucesión de huecos de acceso. Se supone que el ancho sin soporte de las platinas en los huecos de acceso según se define en F 2 2.5.1 contribuye a la resistencia de diseño siempre y cuando que:

- (a) La relación ancho-espesor se ajuste a las limitaciones de F 2 2 5.1.
- (b) La relación entre la longitud (en dirección del esfuerzo) y el ancho del hueco no exceda de dos (2).
- (c) La distancia libre entre los huecos en la dirección del esfuerzo no sea inferior a la distancia transversal entre las líneas más cercanas de sujetadores o soldaduras
- (d) La periferia de los huecos en cualquier punto tenga un radio mínimo de 38 mm.

La función de las platabandas perforadas puede ser desempeñada por medio de una celosía con presillas en cada extremo y en los puntos intermedios si se interrumpe la celosía. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En miembros principales que están solicitados por esfuerzos calculados, las presillas de los extremos tendrán una longitud (dimensión medida paralela al eje del miembro ensamblado) no inferior a la distancia entre los ejes de conectores o de soldaduras que las unen a los componentes del miembro. Las presillas intermedias tendrán una longitud no inferior a la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no debe ser inferior a 1/50 de la distancia entre las líneas de soldadura o de los conectores que las unen a los segmentos de los miembros.

En construcciones soldadas la soldadura total en cada línea de conexión de una presilla tendrá como mínimo 1/3 de la longitud de la presilla. En construcciones atornilladas o remachadas, el espaciamiento en la dirección del esfuerzo en las presillas no debe ser mayor de 6 diámetros y se conectarán a cada segmento con tres sujetadores como mínimo.

Las platinas, los ángulos, los canales u otros perfiles empleados como celosía, deberán espaciarse de tal forma que la relación "L/r" del componente incluido entre sus conexiones no exceda la esbeltez que rige el diseño de todo el miembro. La celosía se diseñará para que resista un esfuerzo de corte normal al eje del miembro igual al 2% de la resistencia de diseño a la compresión del elemento. La relación "L/r" de las barras de celosía en sistemas sencillos no excederán de 140, ni de 200 en celosías dobles. Las barras de celosías dobles irán unidas en sus intersecciones. En las barras de celosías solicitadas por compresión "L" puede tomarse como la longitud sin soporte entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro ensamblado, en el caso de celosía sencilla, y el 70% de dicha longitud para celosías dobles. La inclinación de las barras de celosía con respecto al eje del elemento será, preferiblemente no inferior a 60° para celosía sencilla y a 45° para celosías dobles. Siempre que la distancia entre las líneas de soldadura o de conectores en los componentes sea superior a 380 mm, será preferible utilizar celosías dobles o si nó ángulos. En F.2.10.3 se establecen requisitos adicionales de espaciamiento.

F.2.5.5 - MIEMBROS A COMPRESION CON PASADORES - Las uniones con pasadores de miembros a compresión deberán cumplir con los requisitos de F.2.4.3, excepto que las fórmulas F.2-15 y F.2-16 no son aplicables.

F.2.6 - VIGAS Y OTROS MIEMBROS A FLEXION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos, compactos o no, solicitados por flexión y corte. Los miembros solicitados por flexión y fuerza axial combinadas se tratan en F.2.8.1. Los miembros expuestos a fatiga se ven en F.2.11.3. Los miembros con elementos esbeltos a compresión se cubren en F.2.14.1 y los miembros acartelados en F.2.16.3. Los ángulos sencillos se diseñarán de acuerdo con la "Especificación para el diseño de ángulos sencillos utilizando coeficientes de carga y resistencia", del Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC.

F.2.6.1 - DISEÑO A FLEXION - La resistencia nominal a flexión, M_n , es el menor de los valores obtenidos al considerar los siguientes esfuerzos límites: a) fluencia; b) pandeo lateral con torsión; c) pandeo local de la aleta; y d) pandeo local del alma. En vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, sólo es aplicable el estado límite de fluencia. En vigas compactas no arriostradas y en tes y ángulos dobles no compactos, sólo son aplicables los estados límites de fluencia y de pandeo lateral con torsión. El estado límite de pandeo lateral con torsión no es aplicable a miembros solicitados por flexión con respecto a su eje menor, ni a perfiles cuadrados o circulares.

Este numeral se aplica tanto a perfiles homogéneos como a híbridos con por lo menos un eje de simetría y que estén solicitados por flexión simple con respecto a uno de sus ejes principales. Una viga está solicitada por flexión simple cuando las cargas actúan en un plano paralelo a uno de los ejes principales, que pasa por el centro de corte de la sección, o cuando la viga está restringida contra la torsión en los puntos de carga y en los apoyos. En este numeral sólo se consideran los estados límites de fluencia y de pandeo lateral con torsión. Las provisiones para este pandeo están limitadas a perfiles doblemente simétricos, canales, ángulos dobles y tes. El pandeo lateral-torsional de otros perfiles con simetría sencilla y los estados límites de pandeo local de la aleta o del alma de secciones no compactas o con elementos esbeltos se cubren en F.2.16.1. Los perfiles no simétricos y las vigas solicitadas por una combinación de flexión con torsión se tratan en F.2.8.2. La flexión biaxial se encuentra en F.2.8.1.

F.2.6.1.1 - Fluencia - La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia, es $\phi_b M_n$, en donde:

$$\begin{aligned}\phi_b &= 0.90 \\ M_n &= M_p\end{aligned}\tag{F.2-26}$$

en donde:

M_p = momento plástico (= $F_y Z \leq 1.5M_y$ para secciones homogéneas), N-mm

M_y = momento correspondiente al umbral de fluencia en la fibra extrema con base en una distribución elástica de esfuerzos ($= F_y S$ para secciones homogéneas y $F_{yf} S$ para secciones híbridas), N-mm

F.2.6.1.2 - Pandeo lateral con torsión - Este estado límite sólo es aplicable a miembros solicitados por flexión con respecto al eje principal. La resistencia de diseño a flexión, determinada por el estado límite de pandeo lateral con torsión, es $\phi_b M_n$, en donde:

$$\phi_b = 0.90$$

M_n = resistencia nominal determinada así:

(a) Perfiles doblemente simétricos y canales con $L_b \leq L_r$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p \quad (\text{F.2-27})$$

en donde:

L_b = distancia entre puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral de la aleta en compresión, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal, mm

En la ecuación anterior, C_b es un coeficiente de modificación para diagramas de momento no uniforme, en donde, cuando ambos extremos del segmento de viga están arriostrados:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{F.2-28})$$

en donde:

M_{\max} = valor absoluto del momento máximo en el segmento sin arriostrar, N-mm

M_A = valor absoluto del momento en el punto del primer cuarto del segmento sin arriostrar, N-mm

M_B = valor absoluto del momento en el punto medio del segmento de viga sin arriostrar, N-mm

M_C = valor absoluto del momento en el punto del tercer cuarto del segmento de viga sin arriostrar, N-mm

En todos los casos se puede suponer conservadoramente que C_b es 1.0. En voladizos o salientes con extremo libre sin arriostrar, $C_b = 1.0$.

La longitud límite sin arriostrar para aprovechar la capacidad plástica total a flexión, L_p , se determinará así:

Para perfiles I incluyendo secciones híbridas y canales, con flexión respecto a su eje mayor:

$$L_p = \frac{790 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (\text{F.2-29})$$

Para barras rectangulares y vigas cajón:

$$L_p = \frac{26000 r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (\text{F.2-30})$$

en donde:

- A = área transversal, mm²
 J = constante de torsión, mm⁴

La longitud límite "L_r" sin soporte lateral, y el momento correspondiente de pandeo "M_r" se determinarán como sigue:

(a.1) Para perfiles I de simetría doble y para canales cargados en el plano del alma.

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (\text{F.2-31})$$

$$M_r = F_L S_x \quad (\text{F.2-32})$$

en donde:

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} \quad (\text{F.2-33})$$

$$X_2 = \left[4 \left(C_w / I_y \right) \right] \left(S_x / G J \right)^2 \quad (\text{F.2-34})$$

- S_x = módulo de la sección respecto al eje mayor, mm³
 E = módulo de elasticidad del acero (200000 MPa)
 G = módulo cortante elástico del acero (77000 MPa)
 F_L = el menor valor entre (F_{yf} - F_r) y F_{yw}
 F_r = esfuerzo residual de compresión en la aleta; 70 MPa para perfiles laminados, 115 MPa para perfiles soldados
 F_{yf} = esfuerzo de fluencia de la aleta, MPa
 F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma, MPa
 I_y = momento de inercia respecto al eje y, mm⁴
 C_w = constante de alabeo, mm⁶

Las ecuaciones F.2-29 y F.2-31 se basan conservadoramente en C_b = 1.0

(a.2) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón:

$$L_r = \frac{400000 r_y \sqrt{J A}}{M_r} \quad (\text{F.2-35})$$

$$M_r = F_{yf} S_x \quad (\text{F.2-36})$$

(b) Perfiles doblemente simétricos y canales con L_b > L_r

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

en donde M_{cr} es el momento elástico crítico que se determina como sigue:

(b.1) Para perfiles I doblemente simétricos y canales:

$$M_{cr} = C_b(\pi/L_b)\sqrt{EI_y GJ + (\pi E/L_b)^2 I_y C_w} \quad (F.2-37)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b/r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b/r_y)^2}}$$

(b.2) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón simétricas:

$$M_{cr} = \frac{400000 C_b \sqrt{JA}}{L_b/r_y} \quad (F.2-38)$$

(c) Tes y ángulos dobles - Para vigas hechas con tes o ángulos dobles, cargadas en el plano de simetría:

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (F.2-39)$$

en donde:

$M_n \leq 1.5M_y$ cuando las aletas están en tracción

$M_n \leq 1.0M_y$ cuando las aletas están en compresión

$$B = \pm 2.3 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (F.2-40)$$

El signo más (+) se aplica cuando las aletas están en tracción y el signo menos (-) cuando están en compresión. Cuando el extremo del alma está en compresión en cualquier punto de la longitud sin arriostramiento, debe usarse el valor negativo de B.

(d) Longitud sin arriostramiento para diseño con análisis plástico - Se permite el diseño con análisis plástico, sujeto a las limitaciones de F.2.1.5.1, de un miembro de sección compacta, solicitado por flexión con respecto al eje mayor, cuando la longitud sin arriostramiento lateral, L_b , de la aleta a compresión adyacente a los sitios de formación de las rótulas plásticas asociadas con el mecanismo de falla, no excede el valor L_{pd} , determinado así:

(d.1) Para perfiles I con simetría doble o sencilla, cuya aleta a compresión es igual o mayor que la aleta a tensión, incluyendo los híbridos, cargados en el plano del alma:

$$L_{pd} = \frac{24800 + 15200 (M_1/M_2)}{F_y} r_y \quad (F.2-41)$$

en donde:

F_y = esfuerzo mínimo especificado a la fluencia de la aleta en compresión, MPa

M_1 = el menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo sin soporte de una viga, N-mm

M_2 = el mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo sin arriostramiento de la viga, N-mm

r_y = radio de giro con respecto al eje menor, mm

M_1/M_2 = es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando causan curvatura sencilla

(d.2) Para barras rectangulares sólidas o vigas cajón simétricas

$$L_{pd} = \frac{34500 + 20700 (M_1/M_2)}{F_y} r_y \geq \frac{20700 r_y}{F_y} \quad (\text{F.2-42})$$

No hay limitaciones en la longitud "L_b" para miembros con sección transversal circular o cuadrada, ni tampoco para vigas con flexión respecto al eje menor.

La resistencia a la flexión se determinará de acuerdo con F.2.6.1.2 en la región donde se forma la última articulación y en las regiones no adyacentes a una articulación plástica.

F.2.6.2 - DISEÑO POR CORTE - Este numeral se aplica a las almas sin rigidizar de vigas con simetría doble o sencilla, incluyendo vigas híbridas, y a canales solicitados por corte en el plano del alma.

Para hallar la resistencia de diseño al corte de almas rigidizadas véanse F.2.16.2 o F.2.17.3. El caso de corte en el sentido débil de los perfiles mencionados al comienzo, de tubos, y de secciones no simétricas se cubre en F.2.8.2 y el de paneles de almas solicitados por corte alto en F.2.11.1.7. Para determinar la resistencia al corte de las conexiones véanse F.2.10.4 y F.2.10.5.

F.2.6.2.1 - Determinación del área del alma - Se considera que el área del alma, A_w, es el producto de la altura total de la viga, d, multiplicada por el espesor del alma, t_w.

F.2.6.2.2 - Resistencia de diseño al corte de almas sin rigidizar - La resistencia de diseño al corte de las almas sin rigidizar, con una relación h/t_w ≤ 260, es φ_vV_n, en donde:

$$\phi_v = 0.90$$

$$V_n = \text{resistencia nominal al corte (N), calculada así:}$$

Para $h/t_w \leq 1100/\sqrt{F_{yw}}$:

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (\text{F.2-43})$$

Para $1100/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 1375/\sqrt{F_{yw}}$:

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \left(\frac{1100/\sqrt{F_{yw}}}{h/t_w} \right) \quad (\text{F.2-44})$$

Para $1375/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 260$:

$$V_n = \frac{905000 A_w}{(h/t_w)^2} \quad (\text{F.2-45})$$

En F.2.16.2.1 se trata el caso general de diseño al corte de almas rigidizadas o no rigidizadas y en F.2.17.3 se especifica un método alternativo que tiene en cuenta el efecto de campo tensionado.

F.2.6.3 - MIEMBROS ACARTELADOS - Para el diseño de miembros con sección transversal variable véase F.2.16.3.

F.2.6.4 - VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA - Es indispensable considerar el efecto de todas las aberturas en el alma sobre la resistencia de diseño de las vigas de acero o de construcción compuesta. Cuando la resistencia requerida exceda la resistencia neta de los miembros en las secciones con dichas aberturas, se proveerá el refuerzo necesario para suplir la deficiencia.

F.2.7 - VIGAS ESBELTAS DE ALMA LLENA

Las vigas esbeltas de alma llena se distinguirán de las vigas corrientes de alma llena con base en la relación de esbeltez del alma, h/t_w . Cuando este valor excede λ_r el diseño a flexión se hará de acuerdo con lo estipulado en F.2.17.1 y F.2.17.2; de lo contrario se seguirán las provisiones de F.2.6 o F.2.16. Las vigas esbeltas con patines desiguales a tensión y a compresión se tratan en F.2.14.1.

El cálculo de la resistencia de diseño al corte y el diseño de los rigidizadores transversales se hará con base en F.2.6.2, sin acción de campo tensionado, o en F.2.17.3 con dicha acción. Para el caso de vigas con patines desiguales véase F.2.14.1.

F.2.8 - MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y POR TORSION

Este numeral se aplica a miembros prismáticos solicitados por carga axial y flexión con respecto a uno o a ambos ejes de simetría, con o sin torsión, y a torsión solamente. Los miembros acartelados en igual situación se tratan en F.2.16.3.

F.2.8.1 - MIEMBROS SIMETRICOS SOLICITADOS POR FLEXION Y FUERZA AXIAL - Este numeral se aplica a miembros solicitados por una combinación de flexión y fuerzas axiales.

F.2.8.1.1 - Miembros con simetría doble o sencilla, solicitados por flexión y tensión - La interacción de la flexión y la tensión en perfiles simétricos está limitada por las ecuaciones F.2-46 y F.2-47

a) Para $P_u/\phi P_n \geq 0.2$

$$P_u/\phi P_n + 8/9 [(M_{ux}/\phi_b M_{nx}) + (M_{uy}/\phi_b M_{ny})] \leq 1.0 \quad (F.2-46)$$

b) Para $P_u/\phi P_n < 0.2$

$$P_u/2\phi P_n + (M_{ux}/\phi_b M_{nx}) + (M_{uy}/\phi_b M_{ny}) \leq 1.0 \quad (F.2-47)$$

en donde:

- P_u = resistencia requerida a la tensión, N
- P_n = resistencia nominal a la tensión, calculada de acuerdo con F.2.4.1, N
- M_u = resistencia requerida a la flexión, determinada de acuerdo con F.2.3.1, N-mm
- M_n = resistencia requerida a la flexión, calculada de acuerdo con F.2.6.1, N-mm
- x = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de mayor resistencia a flexión
- y = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de menor resistencia a flexión
- ϕ = ϕ_t = coeficiente de resistencia para tensión (véase F.2.4.1)
- ϕ = ϕ_b = coeficiente de resistencia para flexión = 0.90

Si se desea, en vez de las ecuaciones F.2-46 y F.2-47 se puede utilizar un análisis más detallado de la interacción entre la flexión y la tensión.

F.2.8.1.2 - Miembros con simetría doble o sencilla, solicitados por flexión y compresión - La interacción de la flexión y la compresión en perfiles simétricos está limitada por las ecuaciones F.2-46 y F.2-47, en donde:

- P_u = resistencia requerida a la compresión, N
- P_n = resistencia nominal a la compresión, calculada de acuerdo con F.2.5.2, N
- M_u = resistencia requerida a la flexión, determinada de acuerdo con F.2.3.1, N-mm
- M_n = resistencia requerida a la flexión, calculada de acuerdo con F.2.6.1, N-mm
- x = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de mayor resistencia a flexión
- y = subíndice que relaciona el símbolo con el eje de menor resistencia a flexión
- ϕ = ϕ_c = coeficiente de resistencia para compresión = 0.85 (véase F.2.5.2)
- ϕ = ϕ_b = coeficiente de resistencia para flexión = 0.90

F.2.8.2 - MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN COMBINADA CON FLEXIÓN O CORTE O FUERZAS AXIALES O VARIAS DE ELLAS - La resistencia de diseño " ϕF_y " de un miembro en tales condiciones será igual o mayor que la resistencia requerida expresada en términos de esfuerzos normales " f_{nn} " o esfuerzos cortantes " f_{uv} ", determinados por análisis elásticos para las cargas mayoradas:

F.2.8.2.1 - Para el estado límite de fluencia bajo esfuerzo normal

$$\begin{aligned} f_{nn} &\leq \phi F_y \\ \phi &= 0.90 \end{aligned} \quad (\text{F.2-48})$$

F.2.8.2.2 - Para el estado límite de fluencia bajo esfuerzo de corte

$$\begin{aligned} f_{uv} &\leq 0.6 \phi F_y \\ \phi &= 0.90 \end{aligned} \quad (\text{F.2-49})$$

F.2.8.2.3 - Para el estado límite de pandeo

$$f_{nn} \text{ o } f_{uv} \leq \phi_c F_{cr}, \text{ según sea el caso aplicable} \quad (\text{F.2-50})$$

en donde:

$$\phi_c = 0.85$$

F_{cr} = puede determinarse con las fórmulas F.2-18 o F.2-19, la que sea aplicable

Se permite alguna fluencia local restringida en áreas adyacentes a áreas que permanezcan elásticas.

F.2.8.3 - ECUACIONES ALTERNAS DE INTERACCIÓN PARA MIEMBROS SOLICITADOS POR ESFUERZOS COMBINADOS - Véase F.2.18.

F.2.9 - MIEMBROS COMPUESTOS

Este numeral se aplica a columnas compuestas formadas por perfiles de acero estructural laminados o ensamblados, tubería y concreto estructural que actúan conjuntamente y a vigas de acero que lleven una placa de concreto reforzado interconectadas en tal forma que las vigas y la placa actúan en conjunto para resistir flexión. Se incluyen vigas compuestas simplemente apoyadas o continuas con conectores de cortante y vigas revestidas en concreto, fundidas con o sin apuntalamiento temporal.

F.2.9.1 - SUPOSICIONES DE DISEÑO

F.2.9.1.1 - Determinación de fuerzas - Al determinar las fuerzas en los miembros y las conexiones de una estructura que tiene vigas compuestas, debe darse especial consideración a las áreas efectivas al tiempo de aplicar cada incremento de carga.

F.2.9.1.2 - Análisis elástico - En el análisis elástico de vigas continuas compuestas sin extremos acartelados, se acepta suponer que la rigidez de una viga es uniforme en toda su longitud y puede calcularse utilizando el momento de inercia de la sección compuesta transformada en la zona de momentos positivos.

F.2.9.1.3 - Análisis plástico - Cuando se utiliza el análisis plástico, la resistencia a flexión de miembros compuestos se determinará a partir de una distribución de esfuerzos plásticos.

F.2.9.1.4 - Distribución de esfuerzos plásticos para momentos positivos - Si la placa se conecta a la viga de acero con conectores de cortante en la región de momentos positivos, puede suponerse un esfuerzo del concreto de " $0.85f'_c$ " distribuido uniformemente a través de la zona de compresión efectiva. Deberá despreciarse la resistencia a la tensión del concreto. Se supondrá un esfuerzo del acero " F_y " uniformemente

distribuido a través de las zonas de tensión y de compresión en la sección de acero estructural. La fuerza neta de tensión en la sección de acero será igual a la fuerza de compresión en la placa de concreto

F.2.9.1.5 - Distribución de esfuerzos plásticos para momentos negativos - Si la placa se conecta a la viga de acero con conectores de cortante en la región de momentos negativos, se supondrá un esfuerzo de tensión " F_y " en todas las varillas de refuerzo longitudinal, con un desarrollo adecuado, dentro del ancho efectivo de la placa de concreto. Se desprejará la resistencia a la tensión del concreto. Se supondrá un esfuerzo del acero " F_y " uniformemente distribuido a través de las zonas de tensión y de compresión en la sección de acero estructural. La fuerza neta de compresión en la sección de acero será igual a la fuerza total de tensión en el acero de refuerzo.

F.2.9.1.6 - Distribución de esfuerzos elásticos - Cuando se requiere la determinación de la distribución de los esfuerzos elásticos, las deformaciones en el acero y el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro. El esfuerzo será igual a la deformación multiplicada por " E " o " E_c ". Deberá desprejarse la resistencia a tensión del concreto. El esfuerzo máximo en el acero no deberá exceder el valor de " F_y ". El máximo esfuerzo de compresión en el concreto no deberá exceder " $0.85f'_c$ ". En vigas híbridas compuestas, el máximo esfuerzo en la aleta de acero no deberá exceder " F_y " pero la deformación en el alma podrá exceder la deformación de fluencia; en tales sitios, el esfuerzo se tomará como " F_y ".

F.2.9.1.7 - Vigas totalmente compuestas - Se suministrarán conectores de cortante en cantidad suficiente para desarrollar la máxima resistencia de flexión de la viga compuesta. Para la distribución de esfuerzos elásticos puede suponerse que no ocurre ningún deslizamiento.

F.2.9.1.8 - Vigas parcialmente compuestas - La resistencia al corte de los conectores de cortante limita el diseño de vigas parcialmente compuestas. En el análisis elástico de deflexiones, fatiga y vibraciones debe incluirse el efecto de deslizamiento.

F.2.9.1.9 - Viga revestida en concreto - Puede suponerse una viga totalmente revestida en concreto fundida monolíticamente con la placa como interconectada al concreto por medio de adherencia natural, sin ningún amarre adicional, siempre que

- (a) el recubrimiento de concreto en los lados y la cara inferior de la viga no sea inferior a 50 mm
- (b) la cara superior de la viga quede por lo menos a 40 mm por debajo de la parte superior de la losa y a 50 mm por encima de la cara inferior de ésta
- (c) el recubrimiento de concreto contenga malla de acero u otro refuerzo adecuado para evitar el descascamiento del concreto

F.2.9.1.10 - Columna compuesta - Una columna de acero fabricada de perfiles laminados o ensamblados revestida en concreto estructural o fabricada en tubería de acero y rellena con concreto estructural se diseñará de acuerdo con F.2.9.2.

F.2.9.2 - MIEMBROS A COMPRESION

F.2.9.2.1 - Limitaciones - Deben cumplirse las siguientes limitaciones para que un miembro se clasifique como columna compuesta

- (a) El área transversal del perfil de acero o tubería debe contener como mínimo el 4% del área total de la sección compuesta
- (b) El revestimiento de concreto de un núcleo metálico debe reforzarse con varillas que resistan la carga longitudinal y varillas longitudinales para retener el concreto, así como amarres laterales. Las varillas para resistir las cargas longitudinales deben ser continuas en los niveles apertados, mientras que las varillas de fijación pueden interrumpirse en los niveles apertados. El espaciamiento de los amarres no debe ser mayor de 2/3 de la menor dimensión de la sección compuesta. El área transversal del refuerzo transversal y longitudinal debe ser como mínimo 0.18 mm^2 por cada milímetro de espaciamiento de varillas. El revestimiento de concreto deberá proveer un recubrimiento mínimo de 38 mm del acero de refuerzo tanto transversal como longitudinal