



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

**FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO CON FACTORES DE CARGA Y
RESISTENCIA (LRFD)**

Autor:
Prof.: Sergio Bisi
C.I.: 3.920.358

Marzo, 2015



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

**FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO CON FACTORES DE CARGA Y
RESISTENCIA (LRFD)**

Trabajo de Ascenso para Optar a la Categoría de Profesor Asistente de la Universidad de
Carabobo

Prof.: Sergio Bisi

C.I.: 3.920.358

Valencia, Marzo 2015

INDICE

RESUMEN	v
INTRODUCCION	01
CAPITULO I	
CONCEPTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO	02
Acero Estructural.....	02
Perfiles de Sección Transversal Estándar.....	06
Enfoques de Diseño.....	08
Factores de Carga y Resistencia Usados en Norma Venezolana COVENIN 1618:1998.....	08
CAPITULO II	
MIEMBROS EN TRACCION	11
Introducción.....	11
Relación de Esbeltez.....	11
Resistencia de Diseño.....	12
Áreas Netas Totales y Efectivas.....	13
Área Total.....	13
Área Neta.....	14
Área Neta Efectiva.....	15
Ejemplos de Aplicación.....	17
CAPITULO III	
MIEMBROS EN COMPRESIÓN	22
Definición.....	22
Teoría de Columnas.....	22
Longitud Para el Diseño.....	25
Resistencia a Compresión.....	29
Resistencia a Compresión por Pandeo.....	30
Pandeo Flexional.....	30
Pandeo Torsional o Flexo-torsional.....	29

Ejemplos de Aplicación.....	33
CAPITULO IV	
MIEMBROS A FLEXION.....	37
Introducción.....	37
Esfuerzo de Diseño y Momento Plástico.....	38
Clasificación de Perfiles.....	42
Resistencia por Flexión de Perfiles Compactos.....	44
Resistencia por Flexión de Perfiles no Compactos.....	47
Resumen de la Resistencia por Flexión.....	48
Diseño por Corte.....	49
Deflexión.....	50
Placas de Apoyo para Vigas.....	51
Fluencia del Alma.....	52
Aplastamiento del Alma.....	52
Aplastamiento en Apoyos de Concreto.....	53
Espesor de la Placa.....	55
Placas Bases para Columnas.....	56
Flexión Biaxial.....	58
Caso I: Cargas Aplicadas a Través del Centro de Cortante.....	58
Caso II: Cargas no Aplicadas por el Centro de Cortante.....	59
Ejemplos de Aplicación.....	61
CAPITULO V	
MIEMBROS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS (FLEXO COMPRESION).....	68
Definición.....	68
Fórmulas de Interacción.....	68
Amplificación del Momento.....	69
Efectos de Segundo Orden.....	71
Ejemplo de Aplicación.....	74
TABLAS.....	81



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

Autor: Sergio Bisi

FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Trabajo de Ascenso para Optar a la Categoría de Profesor Asistente de la Universidad de Carabobo

RESUMEN

Se tiene como propósito lograr una guía práctica para la asignatura Proyectos de Acero, la cual pertenece a la matriz curricular de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo, para lo cual se presentan los FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD), haciendo uso y referencia a las normas venezolanas. El presente trabajo resulta como una alternativa más económica para el estudiante al momento de adquirir el material bibliográfico necesario al cursar la materia correspondiente. Se presentan varios capítulos, analizando en cada uno de ellos las diferentes solicitaciones a las cuales pueden estar sometidos los elementos a diseñar. Todo esto como producto de la recolección de diferentes extractos de los libros y normas referidas en la bibliografía, por último se complementan con ejemplos de aplicación para su mejor entendimiento.

Palabras Clave: Elementos de Acero, Diseño, Guía Practica

INTRODUCCION

El diseño de elementos de acero forma parte de la asignatura Proyectos de Acero, la cual pertenece a la matriz curricular de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo. Existe bibliografía suficiente, para la consulta e investigación del diseño de dichos elementos de acero, pero resulta interesante y practico poder tener a disposición una guía resumida y orientada a cubrir los objetivos de dicha asignatura, por lo que este trabajo presenta, como su nombre lo indica, los FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD), haciendo uso y referencia a las normas venezolanas, resultando como una alternativa más económica para el estudiante al momento de adquirir el material bibliográfico necesario al cursar la materia correspondiente.

Entonces como se trata de elaborar una guía práctica y resumida para el diseño de elementos de acero, resulta importante indicar que se han colocado diferentes extractos de los libros y normas referidas en la bibliografía, especialmente se puede mencionar que todas las figuras han sido tomadas del libro: William T. Segui. **“Diseño de estructuras de acero con LRFD”**.

El presente trabajo, quedará estructurado de la siguiente manera: en el primer capítulo se encontraran los conceptos de diseño estructural en acero. En el capítulo dos se tratan los miembros sometidos a tracción. En el capítulo tres se estudia a los miembros sometidos a compresión. En el capítulo cuatro se encuentran los miembros sometidos a flexión y por último el capítulo cinco con los elementos sometidos a esfuerzos combinados (flexo compresión).

CAPITULO I

CONCEPTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

Acero Estructural

Los primeros usos del hierro, componente principal del acero, fueron en la fabricación de pequeñas herramientas, aproximadamente 4.000 años antes de la era cristiana. Este material se usaba en forma de hierro forjado, que se producía calentando el mineral en hornos de carbón. En la última parte del siglo XVIII y principio del XIX, el hierro colado y el hierro forjado se usaron en varios tipos de puentes. El acero, aleación principalmente de hierro y carbono, con menos impurezas y menos carbono que el hierro colado, fue el primero usado en la construcción pesada en el siglo XIX.

Las características del acero que son de mayor interés para los ingenieros estructurales pueden examinarse graficando los resultados de una prueba de tensión. Si un espécimen de prueba es sometido a una carga axial **P**, como se muestra en la figura 1.1, el esfuerzo y la deformación unitaria pueden calcularse como sigue:

$$f = \frac{P}{A} \text{ y } \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

donde

f = esfuerzo de tensión axial

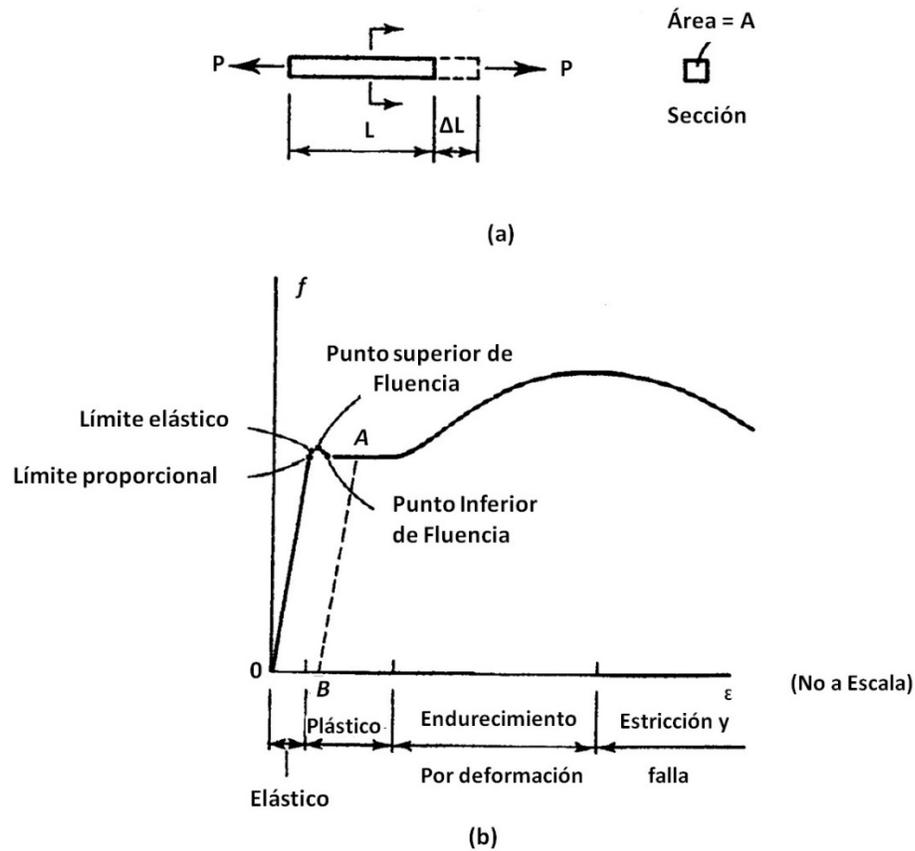
A = área de la sección transversal

ε = deformación unitaria axial

L = longitud del espécimen

ΔL = cambio de longitud

Figura 1.1 (Segui, 2000)



Si la carga es aumentada en incrementos desde cero hasta el punto de fractura y el esfuerzo y la deformación unitaria son calculados en cada etapa, puede graficarse una curva esfuerzo deformación unitaria como la mostrada en la figura 1.1. Esta curva es típica de una clase de acero conocido como dúctil o acero dulce. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es lineal hasta el límite proporcional; se dice que el material obedece la ley de Hooke. Después de esto se alcanza rápidamente un valor pico, llamado punto superior de fluencia, al cual sigue una nivelación en el punto inferior de fluencia. El esfuerzo permanece entonces constante, aunque la deformación unitaria continua creciendo. En esta etapa de la carga, el espécimen de prueba continua alargándose en tanto que no se retire la carga, aun cuando la carga

no pueda ser incrementada. Esta región de esfuerzo constante se llama meseta de fluencia o rango plástico. Bajo una deformación unitaria de aproximadamente 12 veces la deformación unitaria en la fluencia comienza el endurecimiento por deformación y se requiere entonces una carga adicional (y esfuerzo) para generar un alargamiento adicional (y deformación unitaria). Se alcanza así un valor máximo de esfuerzo, después de lo cual comienza en el espécimen la “estricción”, en donde el esfuerzo decrece con una deformación unitaria creciente y ocurre luego la fractura. Aunque la sección transversal se reduce durante el proceso de carga (el efecto de Poisson), el área transversal original se usa para calcular todos los esfuerzos. El esfuerzo calculado de esta manera se conoce como esfuerzo de ingeniería. Si se usa la longitud original para calcular la deformación unitaria, esta se llama deformación unitaria de ingeniería.

El límite elástico del material es un esfuerzo que se encuentra entre el límite proporcional y el punto superior de fluencia. Hasta este esfuerzo, la probeta puede descargarse sin que quede una deformación permanente; la descarga será a lo largo de una porción lineal del diagrama, es decir, la misma trayectoria seguida. Esta parte del diagrama esfuerzo-deformación unitaria se llama rango elástico. Más allá del límite elástico la descarga será a lo largo de una línea recta paralela a la parte lineal inicial de la trayectoria de carga y se tendrá una deformación permanente.

El límite proporcional, el límite elástico y los puntos superior e inferior de fluencia están todos muy cercanos entre sí y son tratados como un solo punto llamado el punto de fluencia, definido por el esfuerzo de fluencia F_y . El otro punto de interés para el ingeniero estructural es el valor máximo del esfuerzo que puede alcanzarse, llamado resistencia última en tensión F_u . La razón del esfuerzo a la deformación unitaria dentro del rango elástico, denotada E y llamada módulo de Young o módulo de elasticidad, es la misma para todos los aceros estructurales y tiene un valor de $2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

Las diversas propiedades del acero estructural, incluidas la resistencia y la ductilidad, son determinadas por su composición química. El acero es una aleación cuyo componente principal es el hierro. Otro componente de todos los aceros estructurales, aunque en cantidades mucho menores, es el carbono, que contribuye a la resistencia pero reduce la ductilidad. Otros componentes de algunos grados de acero son el cobre, el manganeso, el níquel, el cromo, el molibdeno y el silicio. Los aceros estructurales pueden agruparse de acuerdo a su composición, como sigue:

1. Aceros simples al carbono: principalmente hierro y carbono, con menos de 1% de carbono.
2. Aceros de baja aleación: hierro y carbono y otros componentes (usualmente 5%). Los componentes adicionales son principalmente para incrementar la resistencia, que se logra a costa de una reducción en la ductilidad.
3. Aceros especiales o de alta resistencia: similares en composición a los aceros de baja aleación pero con un mayor porcentaje de componentes agregados al hierro y al carbono. Esos aceros son de resistencia superior a la de los aceros simples al carbono y tienen también alguna cualidad especial como la resistencia a la corrosión.

Los diferentes grados de aceros estructurales son identificados por la designación asignado por la American Society for Testing and Materials (ASTM). Esta organización elabora normas para definir los materiales en términos de sus composiciones, propiedades y desempeño, y prescribe pruebas específicas para medir esos atributos. El acero estructural más comúnmente usado en la actualidad es un acero dulce designado como ASTM A36 o brevemente A36. Este tiene una curva esfuerzo-deformación unitaria del tipo mostrada en la figura 1.1 y tiene las siguientes propiedades en tensión:

Esfuerzo de fluencia: $F_y = 36.000 \text{ psi (36 ksi)}$. Aproximado $F_y = 2.500 \text{ Kg/cm}^2$.

Resistencia de tensión: $F_u = 58.000 \text{ psi a } 80.000 \text{ psi (58 ksi a } 80 \text{ ksi)}$. Aproximado $F_u = 4.000 \text{ kg/cm}^2$. a 5.600 kg/cm^2 .

El acero A36 es clasificado como un acero simple al carbono y tiene los siguientes componentes (aparte del hierro):

Carbono: 0,26 % (máximo)

Fosforo: 0,04 % (máximo)

Azufre: 0,05 % (máxima)

Estos porcentajes son aproximados; los valores exactos dependen de la forma del producto de acero terminado.

Un acero con un esfuerzo de fluencia de más de 36 ksi se considera usualmente como un acero de alta resistencia.

Perfiles de Sección Transversal Estándar

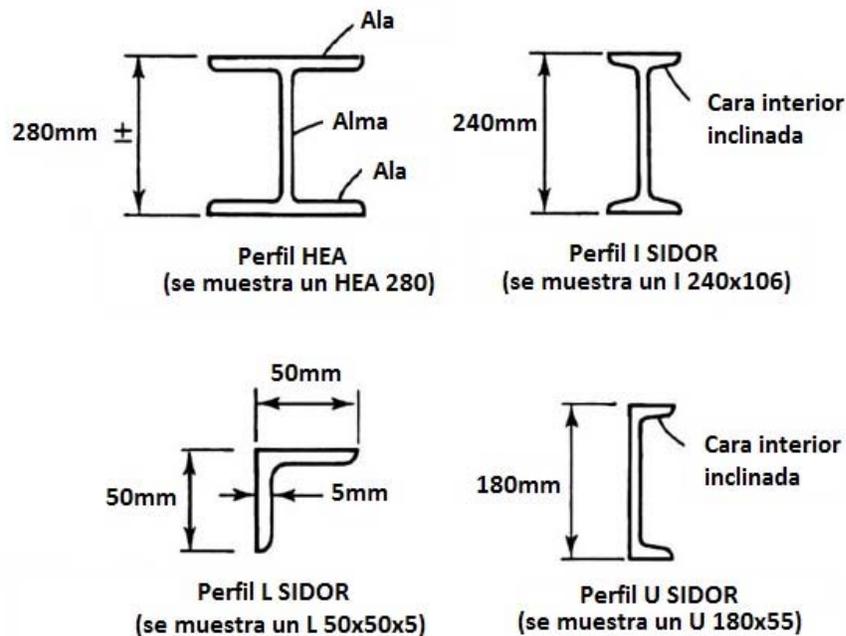
En el proceso de diseño, uno de los objetivos es la selección de las secciones transversales apropiadas para cada uno de los miembros de la estructura a diseñar. Por lo general, es preferible escoger un perfil de sección transversal estándar disponible en lugar de fabricar un perfil con dimensiones y propiedades especiales. La selección de un “perfil comercial” resultará casi siempre la opción más económica. Dentro de la categoría de perfiles estándar se encuentra la de los perfiles rolados en caliente. En este proceso de fabricación, el acero fundido se toma del horno y se vierte en un sistema de colada continua donde el acero se solidifica pero nunca se permite que se enfríe por completo. El acero caliente pasa por una serie de rodillos que oprime el material dándole la forma transversal deseada. El rolado en caliente, permite que el acero se deforme sin pérdida de ductilidad.

En la figura 1.2 se muestran secciones transversales de algunos de los perfiles rolados en caliente más usados.

La mayoría de las secciones huecas de acero disponibles, actualmente se producen por formado en frío y soldadura. Entre los perfiles huecos existen secciones circulares (tubos) y perfiles tubulares ya sea cuadrados o rectangulares.

En ocasiones un perfil estándar es aumentado con elementos transversales adicionales. Puede suceder que una sección compuesta debe usarse porque ninguno de los perfiles rolados estándar es suficientemente grandes; es decir la sección transversal no tiene suficiente área transversal o momento de inercia. En dichos casos pueden usarse traveses armados. Estas pueden ser en forma de I, con dos alas y un alma o en forma de caja, con dos alas y dos almas. Las secciones compuestas pueden también formarse uniendo dos o más perfiles rolados estándar entre sí. Una combinación muy usada es un par de ángulos espalda con espalda y conectados a intervalos a lo largo de su longitud.

Figura 1.2 (Segui, 2000)



Otra categoría de productos de acero para aplicaciones estructurales es el acero formado en frío. Los perfiles estructurales de este tipo son fabricados doblando láminas delgadas en la forma deseada sin calentarlo. Solo material relativamente

delgado puede usarse y los perfiles resultantes son adecuados sólo para aplicaciones ligeras.

Enfoques de Diseño

El diseño de factores de carga y resistencia (LRFD) es similar al diseño plástico en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla. Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas. Además, la resistencia teórica del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia. El criterio que debe satisfacerse en la selección de un miembro es

$$\text{Carga factorizada} \leq \text{resistencia factorizada} \quad (1.1)$$

La carga factorizada es la suma de todas las cargas de servicio que resistirá el miembro, cada una multiplicada por su propio factor de carga. La resistencia factorizada es la resistencia teórica multiplicada por un factor de resistencia. La ecuación 1.1 puede entonces escribirse como

$$\Sigma (\text{Cargas} \times \text{factores de carga}) \leq (\text{resistencia} \times \text{factor de resistencia}) \quad (1.2)$$

La carga factorizada es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total, por lo que los factores de carga son usualmente mayores que la unidad. Sin embargo, la resistencia factorizada es una resistencia reducida y el factor de resistencia es usualmente menor que la unidad.

Factores de Carga y Resistencia Usados en Norma Venezolana COVENIN 1618:1998

La ecuación 1.2 puede escribirse así

$$\Sigma g_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1.3)$$

donde

Q_i = un efecto de carga (una fuerza o un momento)

g_i = un factor de carga

R_n = la resistencia nominal de la componente bajo consideración

ϕ = factor de resistencia

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones, así como sistema de fundación, se determinaran de la hipótesis de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable. Todas las combinaciones indicadas a continuación deben ser investigadas. Cuando la solicitación pueda cambiar de dirección, se tendrá en cuenta en todas las combinaciones posibles, combinando adecuadamente sus signos:

$$1.4 \text{ CP}$$

$$1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CV} + 0.5 \text{ CV}_t$$

$$1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CV}_t + (0.5 \text{ CV} \text{ o } 0.8 \text{ W})$$

$$1.2 \text{ CP} + 1.3 \text{ W} + 0.5 \text{ CV} + 0.5 \text{ CV}_t$$

$$0.9 \text{ CP} \pm 1.3 \text{ W}$$

$$1.2 \text{ CP} + \gamma \text{ CV} \pm \text{S}$$

$$0.9 \text{ CP} \pm \text{S}$$

donde

CP = Acciones permanentes (Peso propio)

CV = Acciones variables (Uso y ocupación)

CV_t = Acciones variables en techos y cubiertas

W = Acciones debidas al viento

Y = Factor de mayoración

Cuando los efectos estructurales de otras acciones sean importantes, sus solicitaciones se incorporaran mediante la siguiente combinación:

$$1.2 (\text{CP} + \text{CF} + \text{CT}) + 1.6 (\text{CV} + \text{CE}) + 0.5 \text{ CV}_t$$

donde

CE = Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua presente en el suelo.

CF = Acciones debidas a fluidos

CT = Acciones reológicas o de temperatura

El factor de resistencia ϕ para cada tipo de resistencia está definido en “Norma Venezolana COVENIN 1618:1998”. Estos factores varían entre 0.75 y 1.0. Algunos de ellos son los siguientes:

$\phi_t = 0.90$ para fluencia por tracción

$\phi_t = 0.75$ para rotura por tracción

$\phi_c = 0.85$ para compresión

$\phi_b = 0.90$ para flexión

$\phi_v = 0.90$ para fluencia por cortante

CAPITULO II

MIEMBROS EN TRACCION

Introducción

Los miembros a tracción son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales directas, que tienden a alargar el miembro. Ellos se usan en varios tipos de estructuras que incluyen miembros de armaduras, cables en puentes colgantes y atirantados, arriostramiento para edificios y puentes, y cables en sistemas de techos colgantes.

El único factor que determina la resistencia es el área transversal. La configuración compuesta más comúnmente usada es probablemente la sección de ángulo doble

El esfuerzo en un miembro cargado axialmente a tracción está dado por

$$f = \frac{P}{A} \quad (2.1)$$

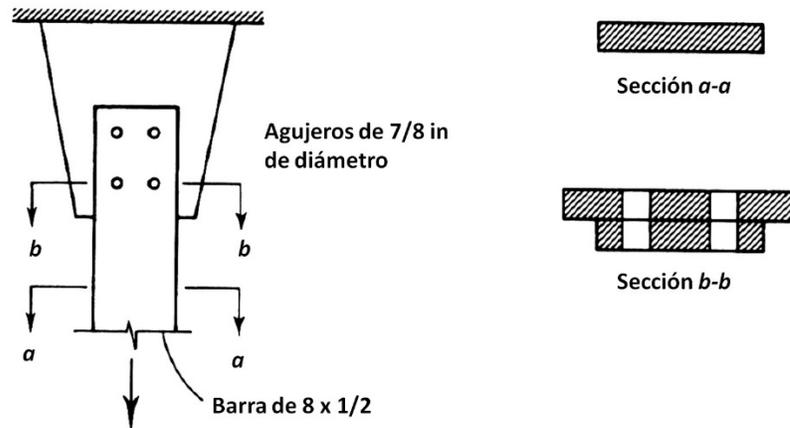
donde P es la magnitud de la carga y A es el área de la sección transversal normal a la carga.

La presencia de agujeros en un miembro también influye en el esfuerzo en una sección transversal a través del agujero o agujeros. En esas localidades, el área de la sección transversal se reduce en una cantidad igual al área suprimida por los agujeros. Los miembros a tracción son a menudo conectados en sus extremos por tornillos, tal como se muestra en la figura 2.1

Relación de Esbeltez

La relación de esbeltez en los miembros traccionados será su longitud no arriostrada L, dividida por el correspondiente radio de giro r, es decir L/r.

Figura 2.1 (Segui, 2000)



La relación de esbeltez de los miembros traccionados distintos de barras, preferentemente no excederá de 300. Este límite puede ser obviado si se controla, por otros medios la flexibilidad, combamiento, vibración y aflojamiento que puedan ocurrir durante las condiciones de servicio de la estructura o cuando pueda demostrarse que no perjudica el desempeño de la estructura o el conjunto del cual el miembro forma parte.

Resistencia de Diseño

La capacidad resistente a tracción de los miembros estructurales será el menor valor de $\phi_t P_n$ que se obtenga de considerar los estados límites de fluencia en la sección del área bruta A y la fractura en la sección neta efectiva A_e . P_n es la capacidad resistente teórica a tracción normal, ϕ_t el correspondiente factor de minoración de la capacidad resistente.

Fluencia en la sección del área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A$$

Fractura en la sección del área neta efectiva

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e$$

donde:

A = Área total de la sección transversal del miembro.

A_e = Área neta efectiva.

F_y = Esfuerzo de fluencia

F_u = Resistencia última a tracción.

P_n = Resistencia teórica a tracción normal.

ϕ_t = Factor de minoración de la resistencia teórica.

La ecuación (1.3)

$$\sum g_i Q_i \leq \phi R_n \quad \text{o} \quad P_u \leq \phi_t P_n$$

donde P_u es la combinación gobernante de cargas factorizadas y P_n la resistencia teórica. Como hay dos estados límite, ambas condiciones siguientes deben satisfacerse:

$$P_u \leq 0.90 F_y A$$

$$P_u \leq 0.75 F_u A_e$$

La menor será la resistencia de diseño del miembro.

Áreas Netas Totales y Efectivas

Área Total

El área de la sección transversal total, A, en un punto cualquiera de un miembro se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho de cada uno de los elementos componentes, debiéndose medir los anchos perpendicularmente al eje del miembro. En los perfiles angulares el ancho total es igual a la suma de los anchos de los dos lados menos el espesor.

Área Neta

El área de la sección neta, A_n , se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho neto de cada uno de los elementos componentes, calculado el ancho neto como se indica a continuación:

Al calcular las áreas netas de los elementos en tracción y corte, los diámetros de los agujeros, d_a , se consideraran 2 mm. (Milímetros) mayores que la dimensión nominal del agujero, d_h , o 3 mm. (Milímetros) mayores que el diámetro nominal del perno, d .

$$d_a = d_h + 2 \text{ mm} = d + 3 \text{ mm}$$

En el caso de una sucesión de agujeros que se extienda a través de una parte del miembro según una línea cualquiera diagonal o en zigzag, el ancho neto de esta parte se obtendrá al restar del ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros en la sucesión considerada y añadiendo para cada espacio entre los agujeros $s^2/4g$. En esta expresión la separación longitudinal medida centro a centro entre dos agujeros consecutivos cualesquiera y medida paralelamente al eje del miembro, se le denomina paso, s . La separación transversal centro a centro entre los mismos agujeros, medida perpendicularmente al eje del miembro; se le denomina gramil, g .

$$W_n = W - \Sigma d_a + \Sigma [s^2 / 4g] \quad (2.2)$$

donde

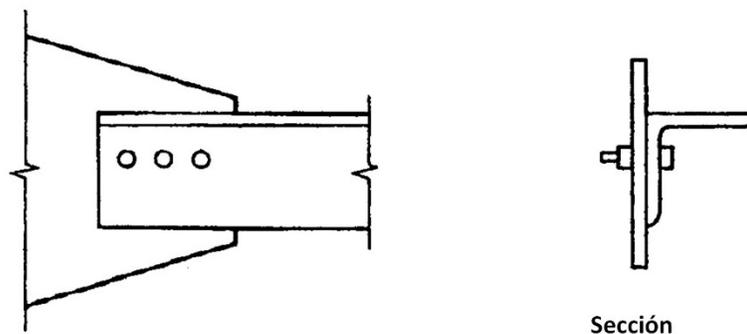
- W_n = ancho neto
- W = ancho total
- d_a = diámetro para calculo
- s = paso
- g = gramil

Área Neta Efectiva

La manera como está conectado un miembro a tracción es el factor más importante. La eficiencia de la junta es un factor en función de la ductilidad del material, del espaciamiento entre conectores, de la concentración de esfuerzos en los agujeros, del procedimiento de fabricación y de un fenómeno conocido como retraso de cortante. Todos contribuyen a reducir la efectividad del miembro, pero el retraso de cortante es el más importante.

El retraso de cortante se presenta cuando algunos elementos de la sección no están conectados, como es el caso en que solo un lado de un ángulo esta atornillado a una placa de nodo, como se muestra en la figura 2.2. La consecuencia de esta conexión parcial es que el elemento conectado resulta sobrecargado y la parte no conectada no queda plenamente esforzada. Alargando la región conectada reducirá este efecto. Como el retraso de cortante afecta tanto a las conexiones atornilladas como a las soldadas, el concepto del área neta efectiva es aplicable a ambos tipos de conexiones.

Figura 2.2 (Segui, 2000)



Para conexiones atornilladas, el área neta efectiva es

$$A_e = UA_n$$

Y para conexiones soldadas es

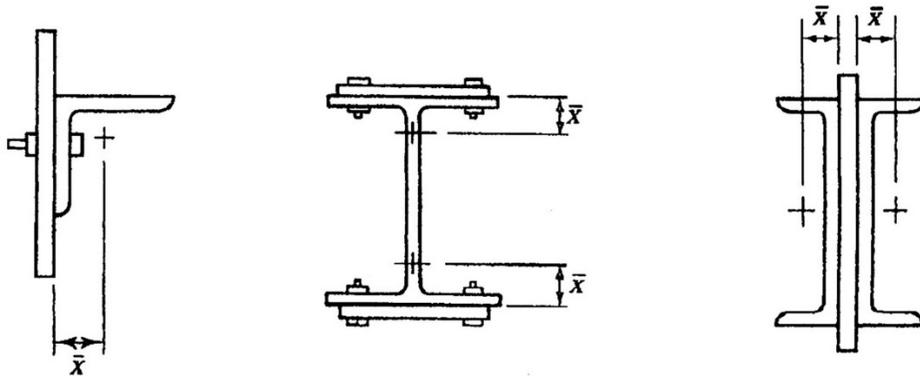
$$A_e = UA$$

donde el factor de reducción U está dado por

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9 \quad (\text{Ecuación 7-3 en COVENIN 1618:1998})$$

En esta expresión, \bar{x} es la distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión y L es la longitud de la conexión. Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión, \bar{x} se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana. La figura 2.3 ilustra \bar{x} para varias secciones transversales.

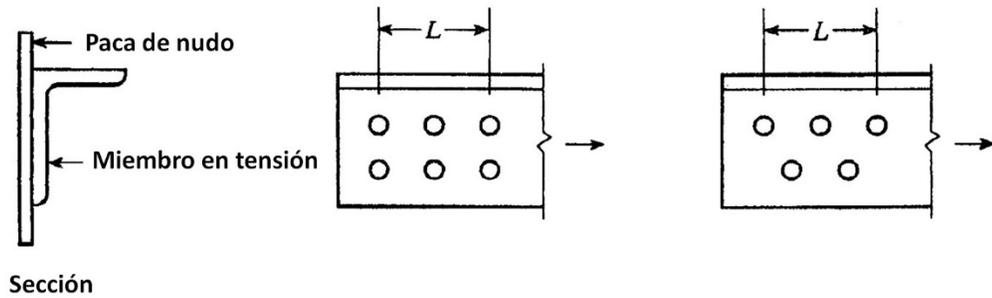
Figura 2.3 (Segui, 2000)



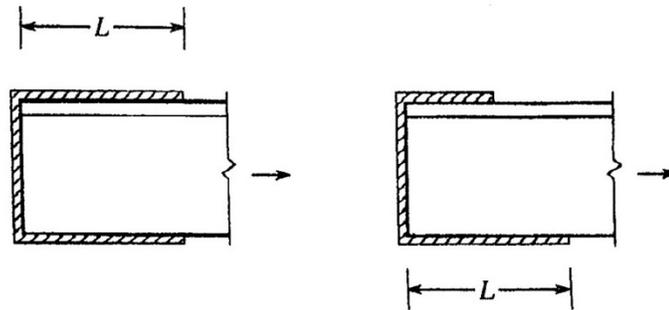
La longitud L en la ecuación 2.1 es la longitud de la conexión en la dirección de la carga, como se muestra en la figura 2.4. Para conexiones atornilladas, ella se mide desde el centro del tornillo en un extremo de la conexión al centro del tornillo en el otro extremo.

Para soldadura, la longitud de la conexión se mide desde un extremo de conexión al otro. Si se tienen segmentos de longitudes diferentes en la dirección de la carga, se usa el segmento más largo.

Figura 2.4 (Segui, 2000)



(a) Atornillado



(b) Soldado

Ejemplos de Aplicación

Ejemplo 2.1

El miembro mostrado en la figura 2.5 es una placa de 12 mm x 250 mm de acero. La conexión es con tornillos de 22 mm de diámetro y agujeros de 25 mm de diámetro. Calcular la resistencia de diseño. Usar Acero $F_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 3.700 \text{ Kg/cm}^2$.

Solución

Determinar el diámetro de cálculo

En base al diámetro del agujero

$$d_a = d_h + 2 \text{ mm}$$

$$d_a = 25 + 2 = 27 \text{ mm}$$

o en base al diámetro del tornillo

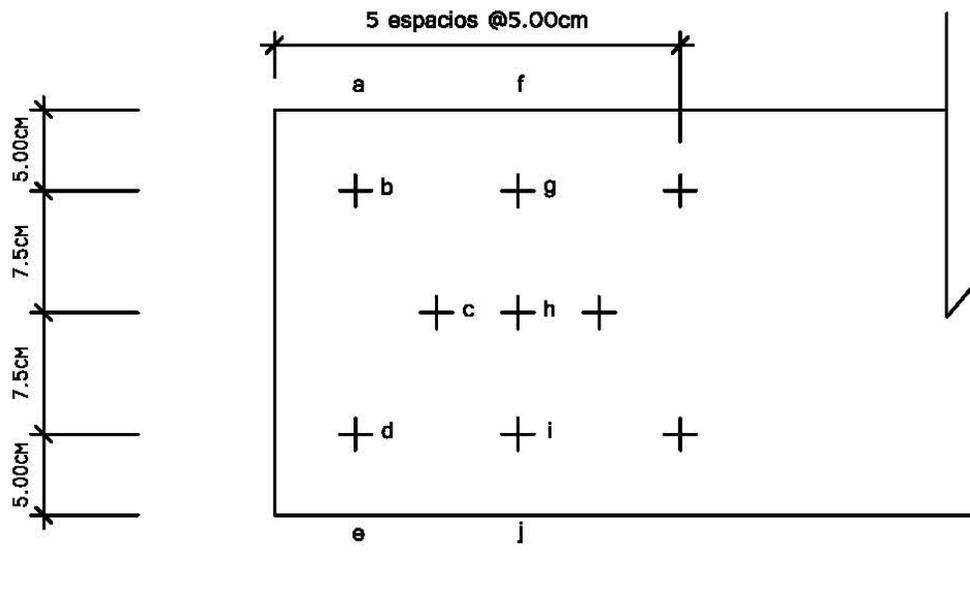
$$d_a = d + 3 \text{ mm}$$

$$d_a = 22 + 3 = 25 \text{ mm}$$

Se toma el mayor de los dos por ser el crítico

$$d_a = 27 \text{ mm}$$

Figura 2.5



luego se calcula el ancho neto en base a la sección crítica.

$$W_n = W - \Sigma d_a + \Sigma [s^2 / 4g]$$

Línea abcde

$$W_n = 25 - (3 \times 2,7) + 2 (5^2 / 4 (7,5)) = 18,57 \text{ cm}$$

Línea fgghi

$$W_n = 25 - (3 \times 2,7) = 16,90 \text{ cm}$$

Se toma el menor por ser el crítico $W_n = 16,90 \text{ cm}$

$$A_n = W_n \times t$$

$$A_n = 16,90 \times 1,2 = 20,28 \text{ cm}^2$$

$$A = 25 \times 1,2 = 30 \text{ cm}^2$$

Como todos los elementos están conectados entonces $A_n = A_e$

Resistencia de diseño por fluencia en área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A$$

$$\phi_t P_n = 0,90 \times 2500 \times 30 = 67.500 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño por fractura en el área neta

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \times 3.700 \times 20,28 = 50.649,30 \text{ Kg}$$

Entonces la resistencia de diseño será la menor de las dos = 50.649,30 Kg.

Ejemplo 2.2

Cuál será la carga resistente a tensión para un perfil UPS-300 conectado a una placa de conexión de 12 mm. Tal como se muestra en la figura 2.6. Usar Acero $F_y = 2.500 \text{ Kg/cm}^2$; $F_u = 3.700 \text{ Kg/cm}^2$. Hallar el ancho mínimo de la placa de conexión en la hilera o columna más próxima al extremo de la placa.

Solución

UPS-300

$$A = 41,3 \text{ cm}^2$$

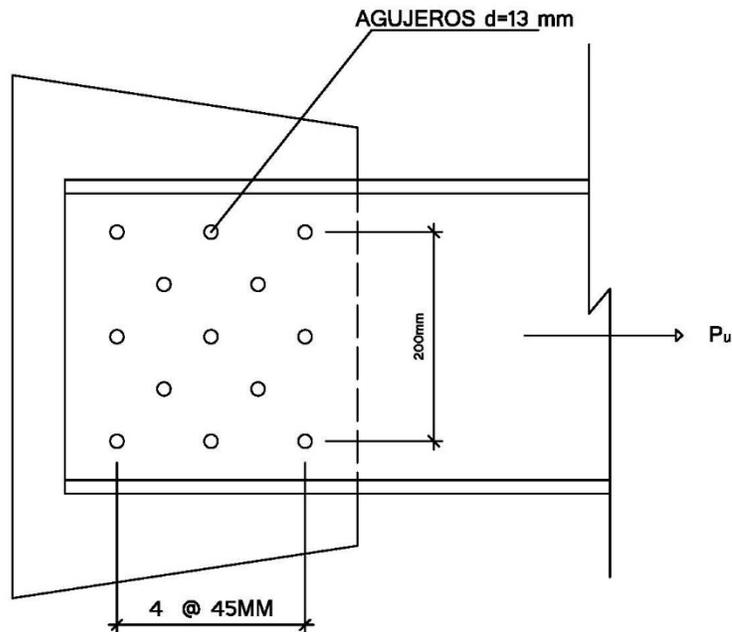
$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$t_f = 13 \text{ mm}$$

$$b_f = 75 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = 1,84 \text{ cm (Centroide)}$$

Figura 2.6



da = diámetro del agujero + 2 mm

$$da = 13 + 2 = 15 \text{ mm}$$

Calculo de área neta

línea abcde

$$A_n = A_t - ((\Sigma d_a)t_w)$$

$$A_n = 41,3 - ((3 \times 1,5) \times 0,8) = 37,70 \text{ cm}^2$$

línea abfcgde

$$A_n = A_t - (\Sigma d_a)t_w + (\Sigma [s^2 / 4g])t_w$$

$$A_n = 41,3 - ((5 \times 1,5) \times 0,8) + ((4 \times (4,5^2 / (4 \times 5)))) \times 0,8 = 38,54 \text{ cm}^2$$

se toma el área neta menor, como la más crítica,

$$A_n = 37,70 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por fluencia en área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A$$

$$\phi_t P_n = 0,90 \times 2.500 \times 41,30 = 92.925,00 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño por fractura en el área neta

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e$$

$$A_e = U \times A_n$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9$$

$$U = 1 - \frac{1,84}{18} = 0,90$$

$$A_e = 0,90 \times 37,70 = 33,93 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \times 3.700 \times 33,93 = 94.155,75 \text{ Kg}$$

La Resistencia de diseño será la menor de las dos = 92.925,00 Kg.

Ancho mínimo para la placa, en el extremo

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$A_e = A_n$$

Fluencia en área total

$$\phi_t P_n = 92.925,00 \text{ Kg.}$$

$$\phi_t F_y A = 92.925,00 \text{ Kg.}$$

$$0,90 \times 2.500 \times (b \times 1,2) = 92.925,00 \text{ Kg.}$$

$$b = 34,41 \text{ cm.}$$

Fractura en el área neta

$$\phi_t P_n = 92.925,00 \text{ Kg.}$$

$$\phi_t A_e F_u = 92.925,00 \text{ Kg.}$$

$$0,75 \times (b - (3 \times 1,5)) \times 1,2 \times 3.700 = 92.925,00 \text{ Kg}$$

$$b = 32,41 \text{ cm}$$

El ancho mínimo será el mayor de los dos = b= 34,41 cm.

CAPITULO III

MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Definición

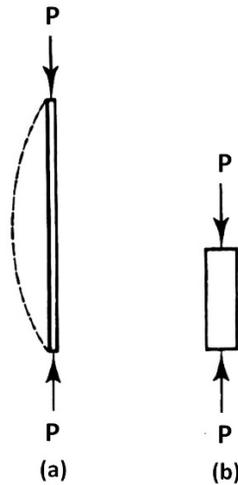
Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a cargas axiales aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_a = P/A$, donde f_a se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza, ya que siempre existe alguna excentricidad de la carga.

El tipo más común de miembro en compresión es la columna, también se usan en armaduras y como componentes de sistemas de apuntalamiento.

Teoría de Columnas

Considere el miembro largo, esbelto, en compresión, mostrado en la figura 3.1a. Si la carga axial P es aplicada lentamente, ella llegará a ser suficientemente grande y ocasionará que el miembro se vuelva inestable y tome la forma indicada por la línea punteada. Se dice que el miembro se ha pandeado y la carga correspondiente a esta situación se llama carga crítica de pandeo. Si el miembro es robusto, como se muestra en la figura 3.1b se requerirá una carga mayor para que el miembro se vuelva inestable. Para miembros sumamente robustos, la falla puede ocurrir por fluencia compresiva en lugar de por pandeo. La carga bajo la cual ocurre el pandeo es una función de la esbeltez y para miembros muy esbeltos, esta carga puede ser muy pequeña.

Figura 3.1 (Segui, 2000)



Si el miembro es tan esbelto el esfuerzo justo antes del pandeo está por debajo del límite proporcional del material, es decir, el miembro es aún elástico, la carga crítica de pandeo está dada por

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (3.1)$$

donde E es el módulo de elasticidad del material, I es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor y L es la longitud del miembro entre puntos de soporte. Para que la ecuación 3.1 sea válida, el miembro debe ser elástico y sus extremos deben girar libremente.

Si la carga crítica se divide entre el área de la sección transversal, se obtiene el esfuerzo crítico de pandeo:

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (3.2)$$

Bajo este esfuerzo de compresión, el pandeo ocurrirá respecto al eje correspondiente a r.

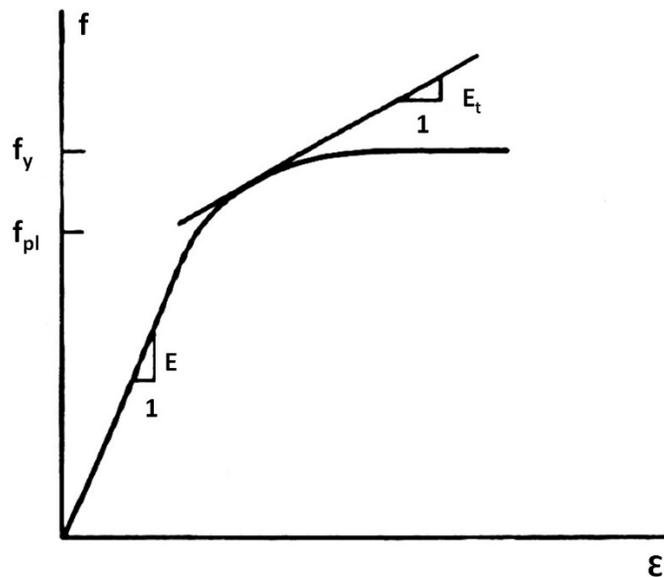
Se encontró pronto que la ecuación de Euler no da resultados confiables para miembros en compresión robustos o poco esbeltos. La razón es que la relación de esbeltez pequeña en miembros de este tipo conduce a un esfuerzo grande de pandeo.

Si el esfuerzo bajo el que ocurre el pandeo es mayor que el límite proporcional del material, la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria no es lineal y el módulo de elasticidad E no puede entonces ser usado. Esta dificultad fue inicialmente resuelta por Fridrich Engeser, quien propuso en 1889 el uso de un módulo tangente variable E_t en la ecuación 3.1. Para un material con una curva esfuerzo-deformación unitaria como la mostrada en la figura 3.2, E no es constante para esfuerzos mayores que el límite proporcional F_{pl} . El módulo tangente E_t se define como la tangente a la curva esfuerzo-deformación unitaria para valores de f entre F_{pl} y F_y .

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \quad (3.3)$$

La ecuación 3.3 es idéntica a la ecuación de Euler, excepto que E se sustituye por E_t .

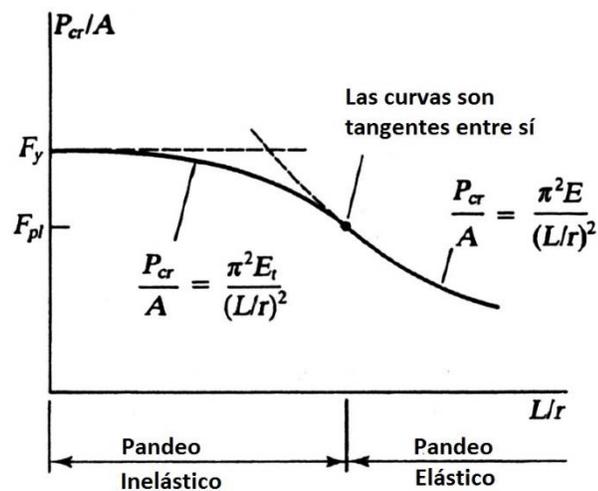
Figura 3.2 (Segui, 2000)



Para cualquier material, el esfuerzo crítico de pandeo puede graficarse como función de la relación de esbeltez, como se muestra en la figura 3.3. La curva de módulo tangente es tangente a la curva de Euler en el punto correspondiente al límite

proporcional del material. La curva compuesta, llamada curva de resistencia de columna, describe completamente la estabilidad de cualquier columna de un material dado. Aparte de F_y , E y E_t , que son propiedades del material, la resistencia es una función sólo de la relación de esbeltez.

Figura 3.3 (Segui, 2000)



Longitud Para el Diseño

Tanto la ecuación de Euler como la del módulo tangente se basan en las hipótesis siguientes:

1. La columna es perfectamente recta.
2. La carga es axial, es decir sin excentricidad.
3. La columna está articulada en ambos extremos.

Las dos primeras condiciones significan que no hay momento de flexión en el miembro antes del pandeo. Sin embargo, el requisito de los extremos articulados es una limitación y deben tomarse medidas cuando se tienen otras condiciones de soporte.

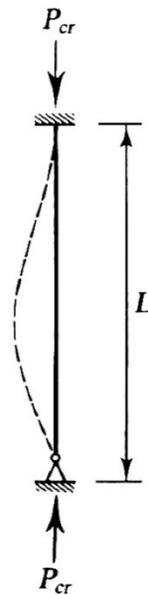
Otras condiciones de extremo pueden tomarse en cuenta en la obtención de la ecuación 3.1. La forma de la ecuación P_{cr} será la misma. Por ejemplo si se considera un miembro en compresión articulado en un extremo y empotrado contra rotación y traslación en el otro como se muestra en la figura 3.4. La ecuación de Euler para este caso, deducida de la misma manera que la ecuación 3.1 es

$$P_{cr} = \frac{2.05\pi^2 EI}{L^2} \quad (3.4)$$

o

$$P_{cr} = \frac{2.05\pi^2 EA}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 EA}{(0.70L/r)^2} \quad (3.5)$$

Figura 3.4 (Segui, 2000)



Este miembro en compresión tiene entonces la misma capacidad de carga que una columna articulada en ambos extremos y de longitud igual al 70% de la columna dada. Expresiones similares pueden encontrarse para columnas con otras condiciones de extremo.

Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente se puede usar la ecuación 3.1 para casos con otras condiciones de extremo, pero se debe usar una longitud equivalente para cada caso, de ahí la necesidad de aplicar el factor K a la longitud no arriostrada, resultando una longitud efectiva.

De acuerdo a lo indicado en Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, para la longitud efectiva se tiene lo siguiente:

Los miembros comprimidos se diseñarán a partir de su longitud efectiva KL, definida como el producto del factor de longitud efectiva, K, y la longitud no arriostrada lateralmente, L. La longitud no arriostrada antes indicada se tomará como la longitud del miembro comprimido entre los centroides de los miembros que lo restringen.

En el caso de pórticos con desplazabilidad impedida. El factor de longitud efectiva, K, para los miembros comprimidos se tomará igual a 1.0, a menos que un análisis más preciso demuestre que se puede utilizar un valor menor.

En los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva KL de los miembros comprimidos determinada mediante métodos analíticos no será inferior a la longitud no arriostrada real.

Por conveniencia, las ecuaciones para la carga crítica de pandeo se escribirán como

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(KL/r)^2} \text{ o } P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t A}{(KL/r)^2}$$

donde KL es la longitud efectiva y K es el factor de longitud efectiva. El factor de longitud efectiva para el miembro en compresión con extremos empotrados y articulado es 0.70. Para la condición más favorable de ambos extremos empotrados contra rotación y traslación, K = 0.5. Los valores de K para estos y otros casos pueden determinarse con ayuda de la Tabla C-9.2 de la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998.

La relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido normalmente respecto al radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez. En la relación de esbeltez de un miembro comprimido normalmente, la longitud se tomará como su longitud efectiva KL y r como el correspondiente radio de giro. Las relaciones de esbeltez KL/r de los miembros comprimidos no excederán, preferiblemente, de 200, salvo las restricciones de esbeltez establecidas en la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998 para columnas en conexiones no soportadas lateralmente y para los arriostramientos de pórticos con diagonales concéntricas.

En los casos donde el miembro en compresión forma parte de un pórtico y sus extremos no se encuentran totalmente empotrados o totalmente articulados entonces puede aplicarse varios métodos para estimar con suficiente precisión la longitud efectiva de las columnas de pórticos no arriostrados lateralmente, que comprenden desde una interpolación simple entre los casos idealizados mostrados en la tabla C-9.2 de la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, hasta el uso de procedimientos analíticos muy complejos. Uno de ellos consiste en la aplicación de las siguientes formulas [Dumonteil, 1992].

Para pórticos impedidos de desplazarse lateralmente

$$K = \frac{3\psi_A \psi_B + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 0.64}{3\psi_A \psi_B + 2(\psi_A + \psi_B) + 1.28} \quad (\text{Ecuación C-9.3 en COVENIN 1618:1998})$$

Para pórticos con desplazamiento lateral permitido

$$K = \sqrt{\frac{1.6\psi_A \psi_B + 4(\psi_A + \psi_B) + 7.5}{\psi_A + \psi_B + 7.5}} \quad (\text{Ecuación C-9.4 en COVENIN 1618:1998})$$

En las formulas 3.6 y 3.7, los subíndices A y B se refieren a las juntas en los extremos de la columna que se considera, y la rigidez relativa ψ se define como:

$$\psi = \frac{\sum(I_c/L_c)}{\sum(L_b/L_b)} \quad (\text{Ecuación C-9.5 en COVENIN 1618:1998})$$

donde la sumatoria comprende todos los miembros conectados rígidamente a cada nodo y ubicados en el plano donde se considera el pandeo de la columna. I_c es el

momento de inercia y L_c la longitud no arriostrada de una columna; I_b es el momento de inercia y L_b la longitud no arriostrada de una viga u otro miembro que genere restricción. I_c e I_b se toman alrededor de ejes perpendiculares al plano donde se considera el pandeo. Para extremos de columnas apoyadas pero no conectadas rígidamente a una fundación, ψ es teóricamente infinita, pero puede tomarse como 10 para efectos prácticos de diseño, a menos que el apoyo se diseñe como una articulación verdaderamente libre de fricción. Si el extremo de la columna está rígidamente conectado a una fundación diseñada adecuadamente ψ puede tomarse como 1.0. Podrán utilizarse valores más pequeños de K si se justifica mediante un análisis apropiado.

Resistencia a Compresión

Similar al caso de capítulo anterior, la relación entre cargas y resistencia (ecuación 1.3) toma la forma

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (3.6)$$

donde

P_u = suma de las cargas factorizadas

P_n = resistencia nominal por compresión = $A F_{cr}$

F_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo

ϕ_c = factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

La resistencia minorada a compresión, $\phi_c P_n$, será el menor valor que se obtenga de analizar los posibles modos de pandeo flexional, torsional y flexotorsional de la sección del miembro comprimido normalmente. El pandeo local se ha incluido en la formulación de los modos de pandeo mediante el factor de reducción por efecto de pandeo local ϕ_{as} .

Resistencia a Compresión por Pandeo

Pandeo Flexional

La resistencia minorada por pandeo flexional de los miembros comprimidos será $\phi_c P_n$ donde: $\phi_c = 0.85$.

$$P_n = A F_{cr} \quad (\text{Ecuación 15-1 en COVENIN 1618:1998})$$

1. Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} [0,658 \phi_{as} \lambda_c^2] F_y \quad (\text{Ecuación 15-2 en COVENIN 1618:1998})$$

2. Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{Ecuación 15-3 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{Ecuación 15-4 en COVENIN 1618:1998})$$

L = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

R = Radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo.

ϕ_{as} = Coeficiente de reducción por efecto de pandeo local.

$\phi_{as} = 1.0$ en secciones donde la relación ancho/espesor de sus elementos no excede el valor límite de λ_r dado en la tabla 4.1 en la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998.

$\phi_{as} = \phi_a \phi_s$ en secciones con elementos esbeltos cuya relación ancho/espesor excede el valor límite de λ_r dado en la tabla 4.1 en la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998.

Pandeo Torsional o Flexo-torsional

Los perfiles estándar laminados en caliente generalmente no son susceptibles al pandeo torsional, pero los miembros compuestos a base de placas delgadas si lo son y deben ser investigados.

La falla por pandeo flexo-torsional puede ocurrir solo en miembros con secciones transversales asimétricas, tanto en aquellas con un eje de simetría (canales, tes estructurales, ángulos dobles y ángulos simples de lados iguales) como en aquellas sin ningún eje de simetría (ángulos simples de lados desiguales).

La resistencia minorada por pandeo torsional o flexo-torsional de los miembros comprimidos será $\phi_c P_n$ donde: $\phi_c = 0.85$.

La tensión crítica teórica F_{cr} se determinara de la siguiente manera:

1. Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} [0,658 \phi_{as} \lambda_e^2] F_y \quad (\text{Ecuación 15-5 en COVENIN 1618:1998})$$

2. Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \quad (\text{Ecuación 15-6 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ecuación 15-7 en COVENIN 1618:1998})$$

La tensión F_e se calculará de acuerdo con la simetría de la sección transversal del miembro comprimido, como se indica a continuación:

1. Para perfiles doblemente simétricos o de simetría puntual F_e es igual a la tensión crítica de pandeo elástico por torsión, $F_e = F_{ez}$
2. Para perfiles de un solo eje de simetría, suponiendo que el eje Y es el eje de simetría, $F_e = F_{ft}$

3. Para perfiles asimétricos, F_e será la tensión de pandeo elástico por flexo-torsión determinada como la menor raíz cubica de la siguiente ecuación:

$$(F_e - F_{ex}) (F_e - F_{ey}) (F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey}) (x_o/r_o)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex}) (y_o/r_o)^2 = 0$$

(Ecuación 15-8 en COVENIN 1618:1998)

Afortunadamente, habrá poca necesidad de resolver esta ecuación porque los perfiles completamente asimétricos son rara vez usados como miembros en compresión.

En las formulas anteriores:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L/r_x)^2} \quad \text{(Ecuación 15-9 en COVENIN 1618:1998)}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L/r_y)^2} \quad \text{(Ecuación 15-10 en COVENIN 1618:1998)}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad \text{(Ecuación 15-11 en COVENIN 1618:1998)}$$

$$F_{ft} = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\beta} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}\beta}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad \text{(Ecuación 15-12 en COVENIN 1618:1998)}$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + r_x^2 + r_y^2 \quad \text{(Ecuación 15-13 en COVENIN 1618:1998)}$$

$$\beta = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \quad \text{(Ecuación 15-14 en COVENIN 1618:1998)}$$

donde

C_w = Constante de alabeo

J = Constante de torsión.

L = Longitud no arriostrada lateralmente.

K_x, K_y = Factores de longitud efectiva para pandeo flexional en las direcciones x e y .

K_z = Factor de longitud efectiva para pandeo por torsión.

r_x, r_y = Radios de giro con respecto al centro de corte.

r_o = Radio de giro polar respecto al centro de corte.

x_o, y_o = Coordenadas del centro de corte de la sección transversal.

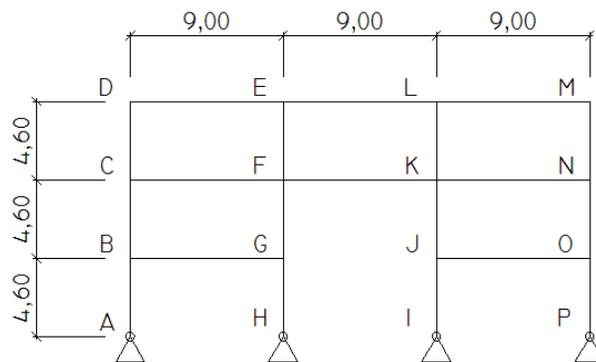
Ejemplos de Aplicación

Ejemplo 3.1

El pórtico rígido mostrado en la figura 3.5 no está arriostrado contra desplazamientos laterales. Suponer que todas las columnas son perfiles HEB-360 y que todas las vigas son perfiles HEB-450. Para todos los miembros usar acero con $F_y = 2.500 \text{ Kg/cm}^2$. Los miembros están orientados de manera que la flexión es respecto al eje x. Suponer que $K_y = 1.0$.

1. Determinar K_x para el miembro GF.
2. Calcular la resistencia de diseño por compresión del miembro GF.

Figura 3.5



Solución:

Características de los perfiles

HEB-450

$$I_x = 79.900,00 \text{ cm}^4$$

HEB-360

$$I_x = 43.200,00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 10.100,00 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 15,50 \text{ cm}$$

$$r_y = 7,49 \text{ cm}$$

$$A = 181,00 \text{ cm}^2$$

$$J = 298 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 2.880.000 \text{ cm}^6$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6,67$$

$$\frac{d}{t_w} = 28,80$$

Calcular el valor de K_x para el miembro GF

$$K = \sqrt{\frac{1,6\psi_F\psi_G + 4(\psi_F + \psi_G) + 7,5}{\psi_F + \psi_G + 7,5}}$$

$$\psi_F = \frac{2(43.200/460)}{2(79.900/900)} = 1,06$$

$$\psi_G = \frac{2(43.200/460)}{(79.900/900)} = 2,12$$

$$K = \sqrt{\frac{(1,6 \times 1,06 \times 2,12) + 4(1,06 + 2,12) + 7,5}{1,06 + 2,12 + 7,5}} = 1,49$$

$$K_x = 1,49$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1,49 \times 460}{15,50} = 44,22$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1,00 \times 460}{7,49} = 61,42$$

Pandeo Local

Ala:

$$\lambda_r = 0,55 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_r = 0,55 \sqrt{2,1 \times 10^6 / 2500} = 15,94 > \frac{b_f}{2t_f} = 6,67; \phi_{as} = 1.0$$

Alma:

$$\lambda_r = 1,46 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_r = 1,46 \sqrt{2,1 \times 10^6 / 2500} = 42,31 > \frac{d}{t_w} = 28,80; \phi_{as} = 1.0$$

Pandeo flexional

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Se usa la relación de esbeltez mayor, por ser la mas critica

$$\lambda_c = \frac{61,42}{\pi} \sqrt{\frac{2500}{2,1 \times 10^6}} = 0,6746$$

$\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$, entonces

$$F_{Cr} = \phi_{as} [0,658 \phi_{as} \lambda_c^2] F_y$$

$$F_{Cr} = 1,00 [0,658^{0,6746^2}] 2500 = 2.066,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c A F_{Cr} = 0,85 \times 181 \times 2.066,46 = 317.925,04 \text{ Kg}$$

Pandeo torsional

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_o^2}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 2.880.000}{(1,49 \times 460)^2} + \frac{2,1 \times 10^6}{2,6} 298 \right] \frac{1}{181 (15,50^2 + 7,49^2)}$$

$$F_e = 6.856,10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{2500}{6.856,10}} = 0,6039$$

$\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1,5$, entonces

$$F_{cr} = \phi_{as} [0,658^{\phi_{as} \lambda_e^2}] F_y$$

$$F_{cr} = 1,0 [0,658^{0,6039^2}] 2500 = 2.146,14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_c A F_{cr} = 0,85 \times 181 \times 2.146,14 = 330.183,69 \text{ Kg}$$

La carga de diseño será la menor de los estados límites calculados, es decir

Carga de diseño = 317.925,04 Kg

CAPITULO IV

MIEMBROS A FLEXION

Introducción

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión.

Los perfiles compuestos por planchas son considerados como trabes armadas sin embargo las especificaciones en la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, cuando la relación ancho/ espesor del alma, h/t_w es menor o igual que el valor límite $\lambda_r = 5.61 \sqrt{E/F_y}$ los miembros prismáticos sometidos a flexión pueden ser tratados como vigas, independientemente de que sea un perfil rolado o compuesto y se aplicará el capítulo 16 de la Norma antes mencionada. La figura 4.1 muestra un perfil rolado en caliente y un perfil compuesto junto con las dimensiones usadas para fijar la razón ancho/espesor.

Para vigas la relación básica entre los efectos de las cargas y la resistencia es

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

donde

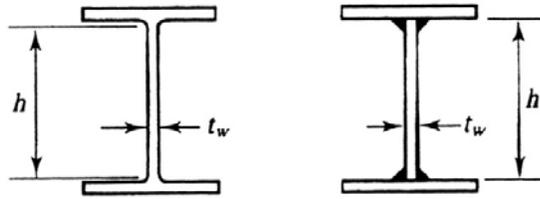
M_u = combinación gobernante de momentos por cargas factorizadas.

ϕ_b = factor de resistencia para vigas = 0.90

M_n = resistencia nominal por momento

La resistencia de diseño, $\phi_b M_n$ puede llamarse el momento de diseño

Figura 4.1 (Segui, 2000)



Esfuerzo de Diseño y Momento Plástico

Para poder determinar la resistencia nominal por momento M_n se debe examinar primero el comportamiento de las vigas en todo el intervalo de carga, desde la aplicación de cargas muy pequeñas hasta el punto de colapso. Considerando la viga mostrada en la figura 4.2a, la cual está colocada de manera que la flexión ocurre respecto al eje principal mayor, es decir para un perfil I y H, este será el eje x-x. El esfuerzo en cualquier punto puede encontrarse con la fórmula de la flexión:

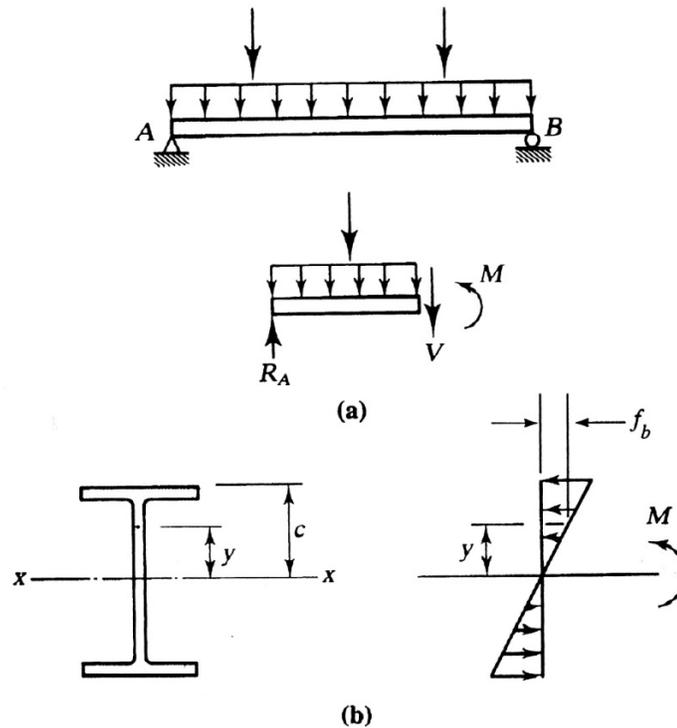
$$f_b = \frac{My}{I_x} \quad (4.1)$$

donde M es el momento de flexión en la sección transversal bajo consideración, y es la distancia perpendicular del plano neutro al punto de interés e I_x es el momento de inercia del área de la sección transversal con respecto al eje neutro. En adición, la sección transversal de la viga debe tener un eje vertical de simetría y las cargas deben estar contenidas en el plano longitudinal en el que se encuentre este eje. El esfuerzo máximo ocurre en la fibra extrema, donde y es máxima. Hay dos máximos, un esfuerzo máximo de compresión y un esfuerzo máximo de tracción en la fibra inferior. Si el eje neutro es un eje de simetría, esos dos esfuerzos serán iguales en magnitud. Para el esfuerzo máximo, la ecuación 4.1 queda así:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{Mc}{I_x} = \frac{M}{I_x/c} = \frac{M}{S_x} \quad (4.2)$$

donde c es la distancia perpendicular del eje neutro a la fibra extrema y S_x es el m3dulo de secci3n el3stico de la secci3n transversal.

Figura 4.2 (Segui, 2000)



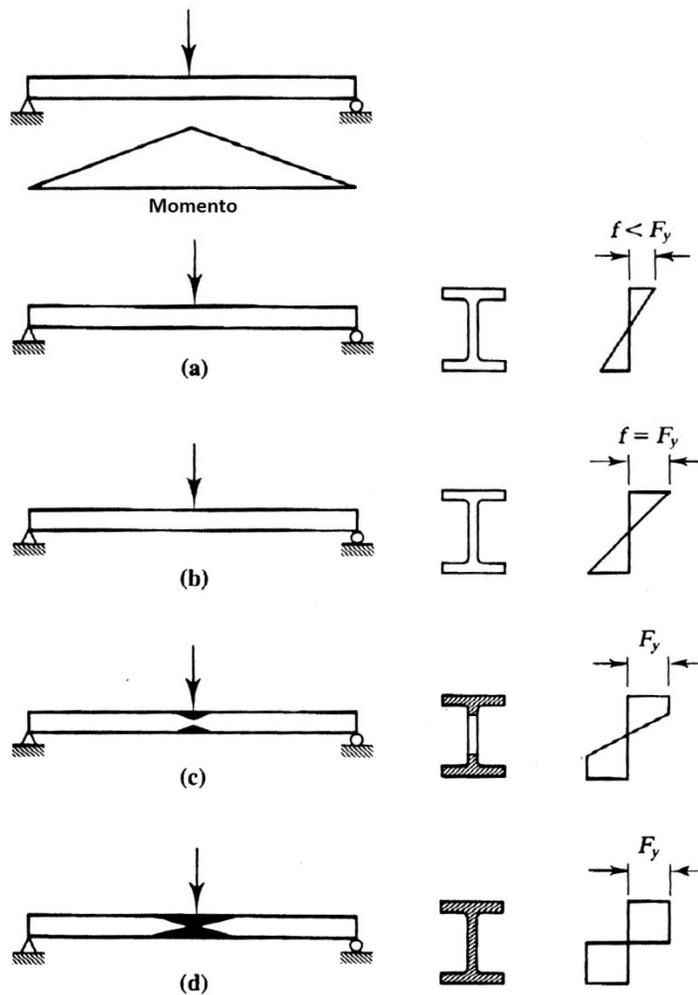
Las ecuaciones 4.1 y 4.2 son v3lidas cuando las cargas son suficientemente peque1as para que el material permanezca dentro de su rango el3stico lineal. Para el acero estructural, esto significa que el esfuerzo $f_{m\acute{a}x}$ no debe exceder F_y y que el momento de flexi3n no debe exceder

$$M_y = F_y S_x \quad (4.3)$$

donde M_y es el momento que lleva la viga al punto de fluencia.

En la figura 4.3, una viga simplemente apoyada con una carga concentrada en el centro del tramo se muestra en etapas sucesivas de carga. Cuando la fluencia comienza, la distribución del esfuerzo sobre la sección transversal dejará de ser lineal y la fluencia avanzará de la fibra externa hacia el eje neutro. Al mismo tiempo, la región en fluencia se extenderá longitudinalmente desde el centro de la viga conforme el momento M_y se alcanza en más localidades. Estas regiones en fluencia están indicadas por las áreas sombreadas en la figura 4.3c y d.

Figura 4.3 (Segui, 2000)



Se dice que se ha formado una articulación plástica en el centro de la viga y esta articulación junto con las articulaciones reales en los extremos de la viga constituyen un mecanismo inestable.

La capacidad por momento plástico, que es el momento requerido para formar la articulación plástica, puede calcularse a partir de un estudio de la distribución de esfuerzo correspondiente. En la figura 4.4 se notan las resultantes de los esfuerzos de compresión y de tracción, en la cual A_c es el área de la sección transversal a compresión y A_t el área a tracción. Esas serían las áreas por encima y abajo del eje neutro plástico, que no necesariamente es el mismo que el eje neutro elástico. Analizando el equilibrio de fuerzas,

$$C = T$$

$$A_c F_y = A_t F_y$$

$$A_c = A_t$$

Entonces el eje neutro plástico divide la sección transversal en dos áreas iguales. Para perfiles que son simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elástico y plástico son el mismo. El momento plástico M_p puede definirse como el par resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas, es decir

$$M_p = F_y(A_c)a = F_y(A_t)a = F_y \left[\frac{A}{2} \right] a = F_y Z$$

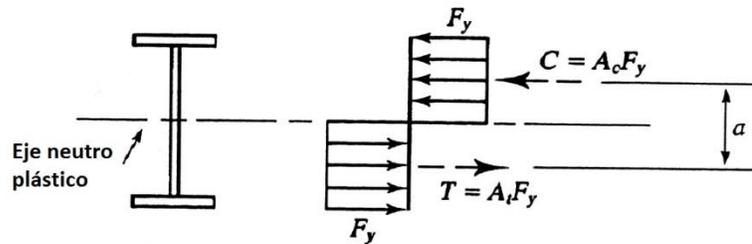
donde

A = área de toda la sección transversal.

a = distancia entre los centroides de las dos medias áreas.

$Z = \left[\frac{A}{2} \right] a$ = módulo de sección plástico.

Figura 4.4 (Segui, 2000)



Clasificación de Perfiles

Las secciones transversales de los miembros de acero pueden clasificarse en función de las relaciones ancho espesor de los elementos planos comprimidos que constituyen su sección transversal. En la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, las secciones transversales de los miembros de acero estructural se clasifican en: secciones para diseño plástico, secciones compactas, secciones no compactas y secciones con elementos esbeltos. Para los perfiles I y H, la relación para el ala proyectante (un elemento no rigidizado) es $b_f/2t_f$ y la relación para el alma (un elemento rigidizado) es h/t_w . La clasificación de los perfiles se encuentra en el capítulo 4 de la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, en la Tabla 4-1. Esta puede resumirse así:

λ = relación ancho/espesor

λ_p = límite superior para la categoría de compactas

λ_r = límite superior para la categoría de no compactas

Entonces,

si $\lambda \leq \lambda_p$ y el ala está conectada en forma continua al alma, la sección es compacta;

si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección es no compacta; y

si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

La categoría se basa en la peor relación ancho espesor de la sección transversal. Por ejemplo si el alma es compacta y el ala es no compacta, la sección se clasifica como no compacta.

En la tabla 4.1, la cual ha sido tomada de la tabla 4.1 de la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, se muestran las razones ancho espesor para las secciones transversales de perfiles I y H

Tabla 4.1 Relaciones ancho espesor para elementos comprimidos en perfiles I y H rolados en caliente, sometidos a flexión

Elemento	λ	λ_p	λ_r
Ala	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0,376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,816 \sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$3,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,61 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Resistencia por Flexión de Perfiles Compactos

Una viga puede fallar al alcanzar en ella el momento M_p y volverse totalmente plástica, o puede fallar, en zona elástica o inelástica por

1. Pandeo lateral-torsional.
2. Pandeo local del ala.
3. Pandeo local del alma.

Por conveniencia clasificamos primero las secciones de los elementos sometidos a flexión como compacta, no compacta y esbelta y después determinamos la resistencia por momento tomando en cuenta el grado de soporte lateral, de dichos elementos.

La viga es quizás el ejemplo que mejor se adapta y define a los elementos sometidos a flexión, sin que esto signifique que sea el único.

El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas o elementos sometidos a flexión: (1) perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte, es decir el eje con mayor momento de inercia, y cargados en el plano del eje débil; (2) canales flexionados con respecto al eje fuerte y cargados a través del centro de cortante o restringidas contra torsión.

Para las secciones compactas, es decir aquellas cuyas almas están conectadas en forma continua a las alas y además satisfacen los siguientes requisitos de ancho espesor para el ala y el alma:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,376 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsional, ya sea elástico o inelástico.

Las vigas compactas soportadas lateralmente es el caso más simple y la resistencia nominal será:

$$M_n = M_p \quad (\text{Ecuación 16-5 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

$$M_n = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

El límite de $1.5 M_y$ para M_n es para prevenir deformaciones excesivas por cargas de trabajo y se cumple cuando

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \quad \text{o} \quad \frac{Z}{S} \leq 1.5$$

La resistencia por momento de perfiles compactos es una función de la longitud no soportada L_b , la cual puede definirse como la distancia entre puntos de soporte lateral, o también conocidos como arriostamiento lateral. Si la longitud no soportada no es mayor que L_p , la cual será definida más adelante, se considera que la viga tiene suficiente soporte lateral y entonces $M_n = M_p$. Si L_b es mayor que L_p pero menor que o igual al parámetro L_r , la resistencia se basa en el pandeo lateral torsional inelástico. Si L_b es mayor que L_r , la resistencia se basa en el pandeo lateral torsional elástico.

La ecuación para la resistencia por pandeo lateral torsional elástico, tal como se indica en la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, es la siguiente

$$M_n = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left[\frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p \quad (\text{Ecuación 16-17 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

L_b = longitud no soportada (cm)

G = módulo cortante ((E/2,6) Kg/cm²)

J = constante de torsión (cm⁴)

C_w = constante de alabeo (cm⁶)

El valor límite de la longitud sin arriostamiento lateral, L_r , y valor del momento de pandeo lateral correspondiente, M_r , se determinará de la siguiente manera:

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}} \quad (\text{Ecuación 16-10 en COVENIN 1618:1998})$$

$$M_r = F_L S_x \quad (\text{Ecuación 16-11 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2} \quad (\text{Ecuación 16-12 en COVENIN 1618:1998})$$

$$C_2 = 4 \frac{C_W}{I_y} \left[\frac{S_x}{GJ} \right]^2 \quad (\text{Ecuación 16-13 en COVENIN 1618:1998})$$

C_1 = Factor de pandeo de viga definido por la formula (16.12), en Kg/cm²

C_2 = Factor de pandeo de viga definido por la formula (16.13), en cm⁴/Kg²

F_L = Menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw}

F_r = Tensión residual de compresión en el ala; igual a:

700 Kg/cm² para perfiles laminados en caliente y 1160 Kg/cm² para perfiles soldados.

F_{yf} = Tensión de cedencia en las alas.

F_{yw} = Tensión de cedencia en el alma.

En caso de pandeo lateral torsional inelástico la resistencia teórica a flexión se calculará con la siguiente ecuación, de acuerdo a la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (\text{Ecuación 16-6 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

$$L_p = 1,74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (\text{Ecuación 16-8 en COVENIN 1618:1998})$$

La resistencia nominal por flexión de vigas compactas será determinada por las ecuaciones 4.4 y 4.9, con un límite superior de M_p para vigas inelásticas, siempre que el momento aplicado sea uniforme sobre la longitud no arriostrada lateralmente L_b . si existe un gradiente de momento, las ecuaciones 4.4 y 4.9 deben modificarse por un factor C_b . Este factor se calcula de acuerdo a la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998 con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C} \quad (\text{Ecuación 16-7 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

M_{max} = valor absoluto del momento máximo dentro del tramo no arriostrado lateralmente (incluidos los puntos extremos).

M_A = valor absoluto del momento a la distancia de 0,25 veces la longitud del segmento entre arriostramientos.

M_B = valor absoluto del momento a la distancia de 0,50 veces la longitud del segmento entre arriostramientos.

M_C = valor absoluto del momento a la distancia de 0,75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos.

Conservadoramente, puede tomarse el valor de $C_b = 1.0$ para todos los casos.

En las vigas en voladizo cuyo extremo libre no está arriostrado se tomará $C_b = 1.0$

Resistencia por Flexión de Perfiles no Compactos

En general un elemento sometido a flexión puede fallar por pandeo lateral torsional, por pandeo local del ala o por pandeo local del alma. Cualquiera de estas fallas puede ocurrir en el rango elástico o en el rango inelástico. Se tomarán los tres estados límites antes definidos y se calcularán las resistencias correspondientes a dichos estados límites y gobernará el valor más pequeño.

Para calcular la resistencia por pandeo local

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el elemento es no compacto, el pandeo será inelástico, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_p \quad (\text{Ecuación 16-3 en COVENIN 1618:1998})$$

donde para las alas

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 0.816 \sqrt{\frac{E}{(F_y - F_r)}}$$

para el alma

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

y tanto para las alas como para el alma

$$M_r = (F_y - F_r)S_x$$

$$F_r = \text{Esfuerzo residual} = 700 \text{ Kg/cm}^2$$

(Estos términos han sido definidos para vigas no híbridas)

Para el cálculo de la resistencia por pandeo lateral torsional se podrán usar las formulas (16-17 y 16-6).

Resumen de la Resistencia por Flexión

Se presenta un resumen del procedimiento para calcular la resistencia nominal por momento de perfiles I y H flexionados alrededor del eje x. Todos los términos en las ecuaciones siguientes han sido definidos. Este resumen es solo para perfiles compactos y no compactos (no para perfiles esbeltos).

1. Determinar si el perfil es compacto.
2. Si el perfil es compacto, revisar por pandeo lateral torsional así:

Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsional, y $M_n = M_p$.

Si $L_p < L_b \leq L_r$, habrá pandeo lateral torsional inelástico, y

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p$$

Si $L_b > L_r$, habrá pandeo lateral torsional elástico, y

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left[\frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p$$

3. Si el perfil es no compacto por el ala, el alma o ambos, la resistencia nominal será la más pequeña de las resistencias correspondientes al pandeo local del ala, al pandeo local del alma y al pandeo lateral torsional.

A. Pandeo local del ala:

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay pandeo local en el ala.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el ala es no compacto, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_p$$

B. Pandeo local del alma:

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay pandeo local en el alma.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el alma es no compacto, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_p$$

C. Pandeo lateral torsional:

Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsional.

Si $L_p < L_b \leq L_r$, habrá pandeo lateral torsional inelástico, y

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p$$

Si $L_b > L_r$, habrá pandeo lateral torsional elástico, y

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left[\frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p$$

Diseño por Corte

La resistencia minorada a corte del alma de una viga, con una relación ancho espesor $h/t_w \leq 260$, será $\phi_v V_t$, donde

$$\phi_v = 0,90$$

$$V_t = 0.6 F_{yw} A_w C_v \quad (\text{Ecuación 16-21 en COVENIN 1618:1998})$$

Con los siguientes valores para C_v

$$\text{Cuando } h/t_w \leq 2.4 \sqrt{E/F_{yw}}$$

$$C_v = 1$$

$$\text{Cuando } 2.4 \sqrt{E/F_{yw}} < h/t_w \leq 3.0 \sqrt{E/F_{yw}}$$

$$C_v = \frac{2.4 \sqrt{E/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (\text{Ecuación 16-22 en COVENIN 1618:1998})$$

$$\text{Cuando } 3.0 \sqrt{E/F_{yw}} < h/t_w \leq 260$$

$$C_v = \frac{7.38E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_{yw}} \quad (\text{Ecuación 16-23 en COVENIN 1618:1998})$$

El área del alma, A_w , será igual a la altura total del miembro, d , multiplicada por el espesor de su alma, t_w .

Deflexión

Un elemento sometido a flexión, además de ser resistente a las cargas que debe soportar, también debe tener buenas propiedades de servicio, es decir debe funcionar satisfactoriamente, sin causar ninguna incomodidad o sensación de inseguridad para los ocupantes de la estructura. Para una viga significa que las deformaciones, principalmente la deflexión vertical debe ser limitada. De esta manera

se evitan vibraciones y por otra parte se evita que los usuarios puedan suponer equivocadamente que la estructura no es segura.

El límite apropiado para la deflexión máxima depende de la función de la viga y de la posibilidad de daño resultante de la deflexión.

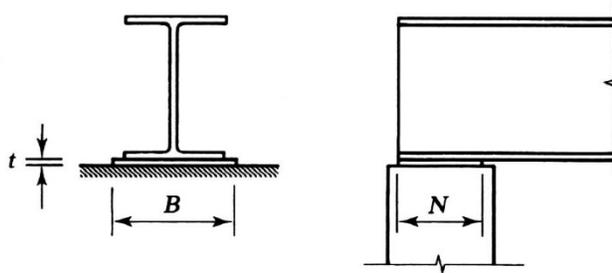
Para los límites máximos recomendados se pueden tomar de la tabla C-8.1 de la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998.

Placas de Apoyo para Vigas

Dado que el procedimiento para el diseño para placas de base para columnas es similar al aplicado para las placas de apoyo de vigas entonces se consideran juntos.

Primero se considerara el soporte de viga mostrado en la figura 4.5. El diseño de la placa de apoyo consta de tres pasos

Figura 4.5 (Segui, 2000)



1. Determinar la dimensión N , la cual será mayor o igual a d_R de manera que se impidan la fluencia del alma y el aplastamiento de la misma.
2. Determinar la dimensión B de manera que el área $B \times N$ sea suficiente para impedir que el material de soporte (usualmente concreto) sea aplastado por el apoyo.

- Determinar el espesor t de manera que la placa tenga suficiente resistencia por flexión.

Fluencia del Alma

Cuando la carga es transmitida por una placa, se supone que la fluencia del alma tiene lugar sobre la sección más cercana de ancho t_w . En un perfil laminado, esta sección estará en la punta del filete, a una distancia d_f de la cara exterior del ala (normalmente esta dimensión se refiere en tablas junto con las dimensiones del perfil). Si se supone que la carga se distribuye según una pendiente de 1:2.5, como se muestra en la figura 4.6, el área en el soporte sometido a fluencia es $(2.5d_f + N)t_w$. Multiplicando esta área por el esfuerzo de fluencia se obtiene la resistencia nominal por fluencia del alma en el soporte:

$$R_t = (2.5d_f + N) t_w F_y \quad (\text{Ecuación 20-2 en COVENIN 1618:1998})$$

La longitud N de apoyo en el soporte no debe ser menor que d_f .

En los apoyos internos, la longitud de la sección sometida a fluencia es:

$$2(2.5d_f) + N = 5d_f + N$$

y la resistencia nominal es

$$R_t = (5d_f + N) t_w F_y \quad (\text{Ecuación 20-3 en COVENIN 1618:1998})$$

La resistencia de diseño es ϕR_t , donde $\phi = 1.0$.

Aplastamiento del Alma

Para una carga interior la resistencia nominal por aplastamiento del alma es

$$R_t = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{d_r}{d} \right] \left[\frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{Ecuación 20-4 en COVENIN 1618:1998})$$

Para una carga en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga desde el extremo), la resistencia nominal es

$$R_t = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{d_r}{d} \right] \left[\frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad \text{para } N/d \leq 0.2$$

(Ecuación 20-5a en COVENIN 1618:1998)

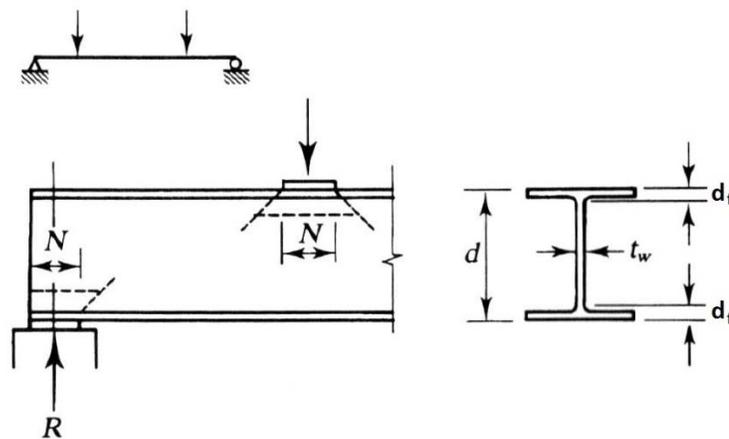
$$R_t = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left[\frac{4d_r}{d} \right] \left[\frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad \text{para } N/d > 0.2$$

(Ecuación 20-5b en COVENIN 1618:1998)

En las formulas anteriores, 20-4, 20-5a y 20-5b d es la altura total del miembro y t_f el espesor del ala.

El factor de resistencia para este estado límite es $\phi = 0.75$.

Figura 4.6 (Segui, 2000)



Aplastamiento en Apoyos de Concreto

En ausencia de normas o reglamentaciones referentes a la resistencia por aplastamiento de los apoyos concreto, se tomará como resistencia minorada $\phi_c N_p$, con $\phi_c = 0.60$ y N_p de acuerdo con los siguientes casos:

Si la placa cubre toda el área del soporte, la resistencia nominal es

$$N_p = 0.85 F_c A_1 \quad \text{(Ecuación 21-10 en COVENIN$$

1618:1998)

Si la placa no cubre toda el área del soporte

$$N_p = 0.85 F_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \quad (\text{Ecuación 21-11 en COVENIN 1618:1998})$$

Donde

F_c = resistencia por compresión del concreto a los 28 días.

A_1 = área de apoyo.

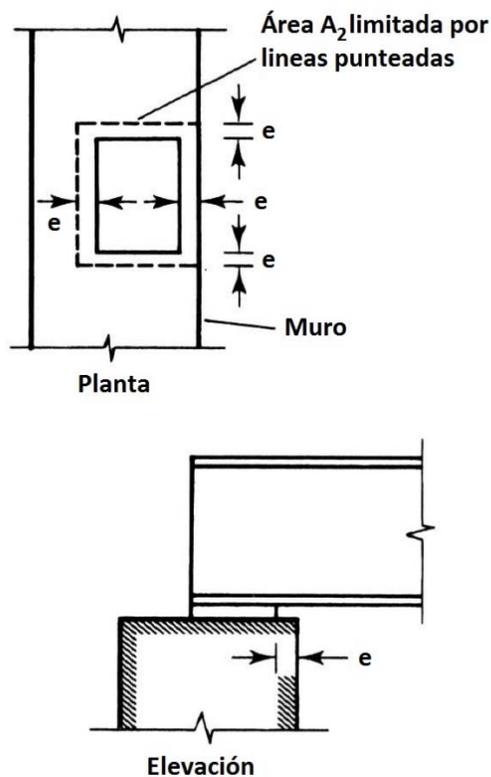
A_2 = área total de soporte.

Si el área A_2 no es concéntrica con A_1 entonces A_2 debe tomarse con la mayor área concéntrica que sea geoméricamente similar a A_1 , como se ilustra en la figura 4.7 y también se requiere:

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

La resistencia de diseño por apoyo es $\phi_c N_p$, donde $\phi_c = 0.60$.

Figura 4.7 (Segui, 2000)



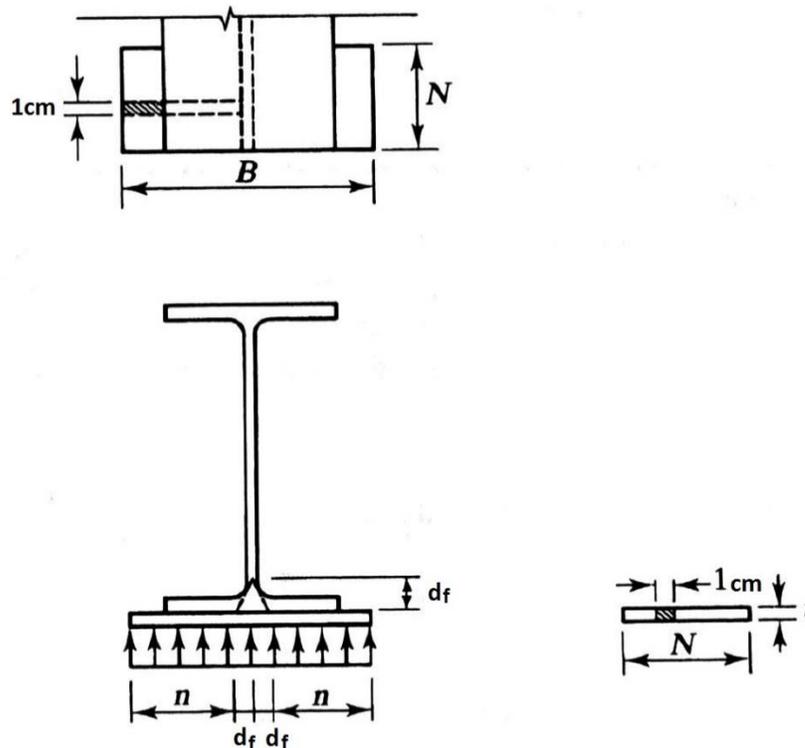
Espesor de la Placa

La presión de apoyo promedio se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central de $2d_f$ y la longitud d_r , como se muestra en la figura 4.8. La placa se considera flexionada respecto a un eje paralelo a la viga. La placa es tratada así como un volado de luz $n = (B - 2d_f)/2$ y un ancho d_r . Por conveniencia se considera un ancho unitario de 1 cm con una carga uniforme en Kg/cm numéricamente igual a la presión de apoyo en Kg/cm².

Revisando la figura 4.8, el momento de flexión máximo en la placa es

$$M_u = \frac{R_u}{Bd_r} * n * \frac{n}{2} = \frac{R_u n^2}{2Bd_r}$$

Figura 4.8 (Segui, 2000)



Para una sección transversal rectangular flexionada respecto al eje menor, la resistencia nominal por momento M_n es igual a la capacidad por momento plástico M_p . Para una sección transversal rectangular de ancho unitario y profundidad t , el momento plástico es

$$M_p = F_y \left[1 * \frac{t}{2} \right] \left[\frac{t}{2} \right] = F_y \frac{t^2}{4}$$

$$\phi_b M_p \geq M_u$$

$$0.9 F_y \frac{t^2}{4} \geq \frac{R_u n^2}{2BN}$$

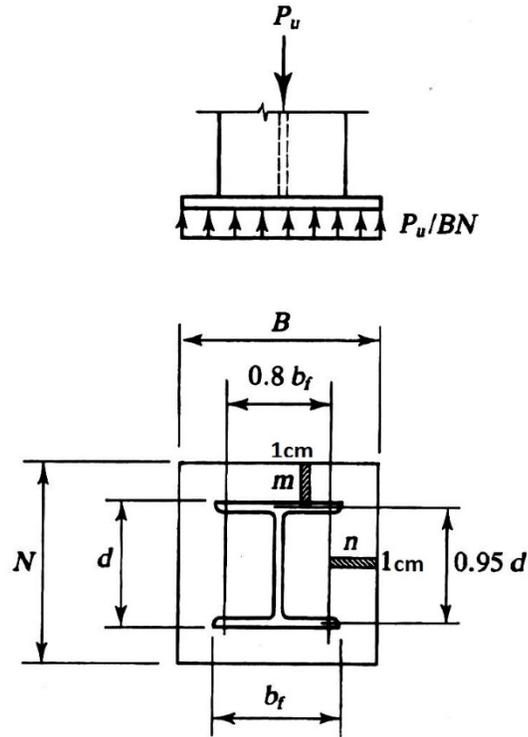
$$t \geq \sqrt{\frac{2R_u n^2}{0.9BNF_y}} \quad \text{o} \quad t \geq \sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}} \quad (4.4/4.5)$$

Placas Bases para Columnas

Igual que con las placas de apoyo para vigas, el diseño de las placas bases para columnas requiere la consideración de la presión de apoyo sobre el material de soporte y la flexión de la placa. Una diferencia importante es que la flexión en las placas de apoyo para vigas es en una dirección, mientras que las placas de base de columnas están sometidas a flexión en dos direcciones. Además el aplastamiento del alma y la fluencia del alma no influyen en el diseño de las placas de base para columna

Las placas de base para columnas pueden clasificarse en grandes y pequeñas; las placas pequeñas son aquellas cuyas dimensiones son aproximadamente las mismas que las dimensiones de la columna. Además, las placas pequeñas se comportan diferente cuando están ligeramente cargadas que cuando están fuertemente cargadas.

Figura 4.9 (Segui, 2000)



Tomando en cuenta las dimensiones y la magnitud de la carga existen diferentes enfoques para la determinación del espesor de la placa, sin embargo Thornton hace unificado. El espesor requerido para la placa es

$$t \geq l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}} \quad (4.6)$$

donde

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1-\sqrt{1-X}} \leq 1$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c N_p}$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{db_f}$$

$$m = \frac{N - (0.95d)}{2}$$

$$n = \frac{B - (0.80b_f)}{2}$$

$$\phi_c = 0.60$$

N_p = Resistencia nominal por aplastamiento de la ecuación (21-10 y 21-11 en COVENIN 1618:1998)

No es necesario determinar si la placa es grande o pequeña, ligera o intensamente cargada. Como simplificación, λ puede siempre tomarse conservadoramente igual a 1.0

Flexión Biaxial

La flexión biaxial ocurre cuando una viga está sometida a una condición de carga que produce flexión alrededor del eje mayor (fuerte) y del eje menor (débil). Tomando en cuenta el punto de aplicación de la carga entonces se tienen dos casos

Caso I: Cargas Aplicadas a Través del Centro de Cortante

Si las cargas actúan a través del centro de cortante, figura 4.11, el problema es uno de flexión simple en dos direcciones perpendiculares. La carga puede descomponerse en componentes rectangulares en las direcciones "x" y "y", cada una generando flexión respecto a un eje diferente.

Para tratar esta carga combinada, se hará por medio del uso de las fórmulas de interacción, que toman en cuenta la importancia relativa de cada efecto de carga en relación a la resistencia correspondiente a ese efecto. Por ejemplo si se tiene flexión solo respecto al eje "x",

$$M_{ux} \leq \phi_b M_{nx} \quad \text{o} \quad \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

donde

M_{ux} = Momento de flexión por carga factorizada respecto al eje x

M_{nx} = Resistencia nominal por momento respecto al eje x

De igual manera si se tiene flexión solo alrededor del eje y

$$\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

donde

M_{uy} = Momento de flexión por carga factorizada respecto al eje y

M_{ny} = Resistencia nominal por momento respecto al eje y

Cuando ambos tipos de flexión están presentes, el enfoque de la fórmula de interacción requiere que la suma de las dos razones sea menor que 1; es decir,

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (4.7)$$

Hasta ahora, la resistencia de perfiles I y H flexionados respecto al eje débil no ha sido considerada. Cualquier perfil flexionado respecto a su eje débil no puede pandearse en la otra dirección, por lo que el pandeo lateral torsional no es un estado límite. Si el perfil es compacto, entonces,

$$M_{ny} = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.5 M_{yy}$$

donde $M_{yy} = F_y S_y$ = momento de fluencia para el eje y. Si el perfil es no compacto, la resistencia estará dada por la ecuación:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_p$$

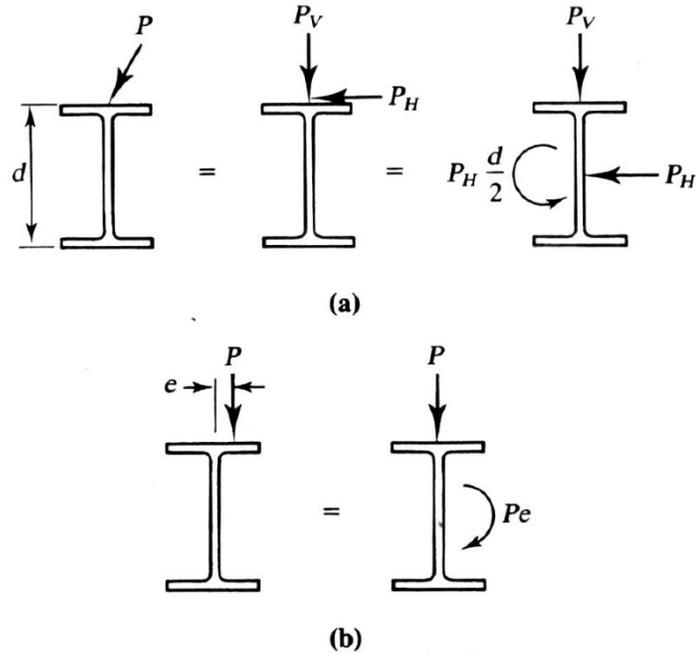
por pandeo local del ala o del alma.

Caso II: Cargas no Aplicadas por el Centro de Cortante

Cuando las cargas no son aplicadas por el centro de cortante de una sección transversal el resultado será una flexión con torsión. El problema de la torsión en perfiles laminados es complejo y por eso se recurre a métodos aproximados, por lo general, conservadores. Estos casos se pueden presentar cuando la carga es aplicada

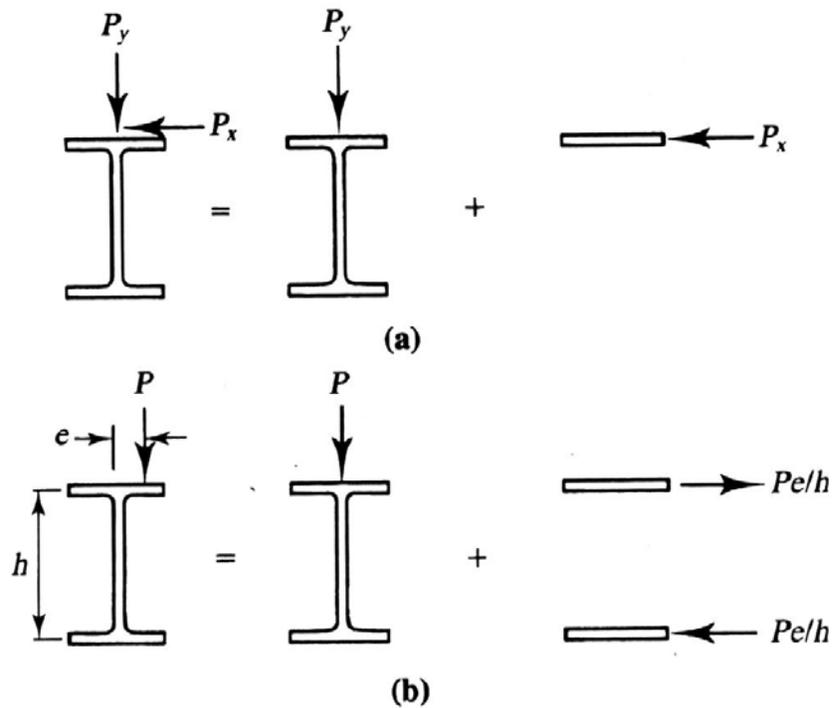
en el ala, pero la línea de acción no pasa en el centro de cortante de la sección, tal como se muestra en la figura 4.10.

Figura 4.10 (Segui, 2000)



En la figura 4.11 se muestra una forma simplificada de tratar los casos planteados en la figura 4.10. En cada una de las dos situaciones mostradas en la figura 4.11, solo aproximadamente la mitad de la sección transversal se considera efectiva con respecto al eje y ; por lo tanto, al considerar la resistencia de una sola ala, use la mitad del valor tabulado de Z_y para el perfil.

Figura 4.11 (Segui, 2000)



Ejemplos de Aplicación

Ejemplo 4.1

Diseñar un perfil para una viga simplemente apoyada con una luz libre de 12,00 m. soportada lateralmente solo en sus extremos y sometida a las siguientes cargas de servicio: Carga permanente igual a 356,00 Kg/m, incluido peso propio. Carga variable igual a 890,00 Kg/m. Usar acero con $F_y = 3.515,00 \text{ Kg/cm}^2$. Para el cálculo de la carga total factorizada considerar la siguiente combinación de carga: $CU = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV}$.

Solución:

Se escoge un perfil HEA-320 y se analiza su resistencia para las condiciones antes definidas.

Propiedades del perfil

HEA-320

$$d = 310 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 15,5 \text{ mm}$$

$$t_w = 9,00 \text{ mm}$$

$$S_x = 1480 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1640 \text{ cm}^3$$

$$A = 124 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 6980 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 7,49 \text{ cm}$$

$$J = 112 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 1.510.000 \text{ cm}^6$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 9,68$$

$$\frac{d}{t_w} = 34,40$$

Cálculo de carga factorizada

$$CU = (1,2 \times 356) + (1,6 \times 890) = 1851,20 \text{ Kg/m}$$

Momento máximo

$$Mu = (1851,20 \times 12,00^2)/8 = 33.321,60 \text{ Kg.m}$$

Revisar si el perfil es compacto

Ala

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3515}} = 9,19$$

$$\lambda_r = 0.816 \sqrt{\frac{E}{(F_y - F_r)}}$$

$$\lambda_r = 0.816 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{(3515-700)}} = 22,29$$

$$\lambda_b = \frac{b_f}{2t_f} = 9,68$$

$\lambda_p < \lambda_b < \lambda_r \Rightarrow$ perfil no compacto

Alma

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3515}} = 90,44$$

$$\lambda_b = \frac{d}{t_w} = 34,40$$

$\lambda_b < \lambda_p \Rightarrow$ perfil compacto

Chequeo pandeo local del ala

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 3515 \times 1640 = 5.764.000 \text{ Kg.cm} = 57.640,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x$$

$$M_r = (3515 - 700) 1480 = 4.166.200 \text{ Kg.cm} = 41.662,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 57.640 - (57.640 - 41.662) \left[\frac{9,68-9,19}{22,29-9,19} \right] = 57.006,64 \text{ Kg.m}$$

La resistencia de diseño basada en el pandeo local del ala

$$\phi_b M_n = 0,90 \times 57.006,64 = 51.305,98 \text{ Kg.m}$$

Revisión con base al estado límite de pandeo lateral torsional

$$L_p = 1,74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

$$L_p = 1,74 \times 7,49 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3515}} = 318,55 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}}$$

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2}$$

$$C_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[\frac{S_x}{GJ} \right]^2$$

$$C_1 = \frac{\pi}{1480} \sqrt{2,1 \times 10^6 \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2,6} \right] \times 112 \times 124/2} = 230.369,85$$

$$C_2 = 4 \frac{1.510.000}{6.980} \left[\frac{1480}{(2,1 \times 10^6/2,6)112} \right]^2 = 2,32 \times 10^{-7}$$

$$L_r = \frac{7,49 \times 230.369,85}{(3515-700)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2,32 \times 10^{-7} (3515 - 700)^2}} = 1004,34$$

cm

$L_b = 1200 \text{ cm} > L_r \Rightarrow$ pandeo lateral torsional elástico

Viga de un solo tramo con carga uniformemente distribuida $C_b = 1,14$

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left[\frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p$$

$$M_n =$$

$$1,14 \frac{\pi}{1200} \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 6980 \times (2,1 \times 10^6 / 2,6) \times 112 + \left[\frac{\pi \times 2,1 \times 10^6}{1200} \right]^2 6980 \times 1510000}$$

$$M_n = 3.832.514,49 \text{ Kg.cm} = 38.325,14 \text{ Kg.m}$$

$$M_p = 57.646 > M_n \Rightarrow \text{OK}$$

La Resistencia por el pandeo lateral torsional resulta más crítica, por lo tanto el momento resistente de diseño será

$$\phi_b M_n = 0,90 \times 38.325,14 = 34.492,63 \text{ Kg.m}$$

Como el momento resistente de diseño es mayor que el momento máximo factorizado, entonces el perfil resulta adecuado para la viga analizada.

Ejemplo 4.2

Revisar si un perfil IPE-550 resulta adecuado para una viga simplemente apoyada con una luz libre de 3,60 m. Las cargas actúan por el centro de cortante de la sección, con momentos debido a las cargas mayoradas de $M_{ux} = 27.650 \text{ Kg.m}$ y

$Mu_y = 3.455 \text{ Kg.m}$. Ambos momentos son uniformes en toda la longitud de la viga. Usar un acero con $F_y = 2.500 \text{ Kg/cm}^2$.

Solución:

Propiedades del perfil

IPE-550

$$A = 134 \text{ cm}^2$$

$$d = 550 \text{ mm}$$

$$t_w = 11,1 \text{ mm}$$

$$b_f = 210 \text{ mm}$$

$$t_f = 17,2 \text{ mm}$$

$$I_x = 67.100 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2.440 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 22,3 \text{ cm}$$

$$I_y = 2.660 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 4,45 \text{ cm}$$

$$S_y = 254 \text{ cm}^3$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6,10$$

$$\frac{d}{t_w} = 49,50$$

$$J = 123 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 1.880.000 \text{ cm}^6$$

$$Z_x = 2790 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 421 \text{ cm}^3$$

Revisar si el perfil es compacto

Ala

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2500}} = 10,898$$

$$\lambda_b = \frac{b_f}{2t_f} = 6,10$$

$\lambda_b < \lambda_p \Rightarrow$ perfil compacto

Alma

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2500}} = 107,236$$

$$\lambda_b = \frac{d}{t_w} = 49,5$$

$\lambda_b < \lambda_p \Rightarrow$ perfil compacto

Resistencia con respecto al eje x (Eje fuerte)

Revisión con base al estado límite de pandeo lateral torsional

$$L_p = 1,74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

$$L_p = 1,74 \times 7,49 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2500}} = 224,41 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}}$$

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2}$$

$$C_2 = 4 \frac{C_W}{I_y} \left[\frac{S_x}{GJ} \right]^2$$

$$C_1 = \frac{\pi}{2440} \sqrt{2,1 \times 10^6 \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2,6} \right] \times 123 \times 134/2} = 152.223,823$$

$$C_2 = 4 \frac{1.880.000}{2.660} \left[\frac{2440}{(2,1 \times 10^6/2,6) 123} \right]^2 = 1,705 \times 10^{-6}$$

$$L_r = \frac{4,45 \times 152.223,82}{(2500-700)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1,705 \times 10^{-6} (2500 - 700)^2}} = 709,50$$

cm

$$L_b = 360 \text{ cm}$$

$L_r > L_b > L_p \Rightarrow$ pandeo lateral torsional inelástico

Momento uniforme $C_b = 1,00$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p$$

$$M_{px} = F_y Z_x$$

$$M_{px} = 2500 \times 2790 = 6.975.000 \text{ Kg.cm} = 69.750,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x$$

$$M_r = (2500 - 700) 2440 = 4.392.000 \text{ Kg.cm} = 43.920,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_n = 1.0 \left[69.750 - (69.750 - 43.920) \left[\frac{3,60 - 2,24}{6,89 - 2,24} \right] \right] = 62.195,42 \text{ Kg.m}$$

$M_n < M_p$ entonces resistencia en eje x

$$M_{nx} = 62.195,42 \text{ Kg.m}$$

Como el perfil es compacto y con respecto al eje y no hay pandeo lateral

$$M_{ny} = M_{py} = F_y Z_y = 2500 \times 421 = 1.052.500 \text{ Kg.cm} = 10.525 \text{ Kg.m}$$

$$1,5 M_{yy} = 1,5 F_y S_y = 1,5 \times 2500 \times 254 = 952.500 \text{ Kg.cm} = 9.525 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ny} \leq 1,5 M_{yy}$$

$$M_{ny} = 9.525 \text{ Kg.m}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

$$\frac{27.650}{0,9 \times 62.195} + \frac{3.455}{0,9 \times 9.525} = 0,897 < 1.0$$

Si resiste, por lo tanto el perfil IPE-550 es adecuado.

CAPITULO V

MIEMBROS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS (FLEXO COMPRESION)

Definición

En muchos casos los miembros estructurales se tratan como columnas con carga axial o vigas con carga de flexión, pero la mayoría de estos miembros están sometidos a flexión y carga axial.

En muchos de los miembros estructurales habrá una cantidad importante de ambos efectos y se puede decir que dichos elementos están sometidos al efecto combinado de flexión y compresión (flexo compresión).

La mayoría de las columnas en pórticos rígidos están sometidas a flexión y compresión. Otro ejemplo de miembro sometido a flexión y compresión puede encontrarse en las armaduras de techo. Aunque el cordón superior es, por lo general, tratado como un miembro cargado axialmente a compresión, si se colocan las correas de techo entre los nodos, sus reacciones causarán flexión, y esta debe tomarse en cuenta.

Fórmulas de Interacción

La ecuación 1.3 puede escribirse de esta manera:

$$\frac{\sum g_i Q_i}{\phi R_n} \leq 1.0 \quad (5.1)$$

O también se puede expresar

$$\frac{\sum \text{efectos de cargas}}{\text{resistencia}} \leq 1.0$$

Cuando están implicadas varios tipos de resistencia, la ecuación 5.1 se usará para formar la base de una fórmula de interacción. Tal como se planteó para la flexión biaxial, la suma de las razones carga-resistencia debe limitarse a la unidad, es decir cuando actúan la flexión y la compresión, la fórmula de interacción sería

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad (5.2)$$

donde

P_u = Carga de compresión factorizada

$\phi_c P_n$ = Resistencia de diseño por compresión

M_u = Momento de flexión factorizado

$\phi_b M_n$ = Momento de diseño

En el caso de flexión biaxial, habrá dos razones de flexión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (5.3)$$

donde los subíndices x y y se refieren a la flexión respecto a los ejes x y y.

La ecuación 5.3 es la base para las formulas indicadas en la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998, las cuales serán aplicadas dependiendo de la magnitud de la carga axial

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (5.4)$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (5.5)$$

Amplificación del Momento

Todo lo antes expuesto para el análisis de los miembros sometidos a flexión y carga axial es satisfactorio siempre que dicha carga axial no sea muy grande. La existencia de la carga axial produce momentos secundarios y a menos que la carga

axial sea relativamente pequeña, esos momentos adicionales deben ser tomados en cuenta.

Los momentos adicionales se producen, ya que la carga axial actúa sobre un elemento deformado por el efecto de las cargas transversales o efecto de flexión, entonces en el punto donde se genera una deflexión existe una excentricidad entre la dirección de aplicación de la carga y el eje longitudinal del miembro, resultando así un momento secundario. El momento secundario será máximo donde la deflexión es máxima. Por otra parte este momento adicional causa una deflexión adicional a la resultante de la carga transversal. La deflexión total no puede calcularse directamente, es decir este problema no es lineal y si no se conoce la deflexión no se puede calcular el momento.

Los momentos resultantes de los métodos de análisis estructural ordinario, es decir que no toman en cuenta la deformación en la geometría de la estructura, se llamarán momentos de primer orden. Para calcular los efectos de segundo orden, deflexiones y momentos de segundo orden, es necesario aplicar procedimientos numéricos iterativos complicados e impracticables para los cálculos manuales, por esta razón la mayoría de los reglamentos permiten la aplicación del método de amplificación del momento. En este método se calcula el momento de flexión máximo que resulta de las cargas de flexión (cargas transversales o momentos de extremo del miembro) por medio de un análisis de primer orden y luego se multiplica por un factor de amplificación de momento para tomar en cuenta el momento secundario.

El factor de amplificación en su expresión básica es:

$$\frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{P_e}\right)} \quad (5.6)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL/r)^2} \quad (5.7)$$

donde

P_u = Carga de compresión factorizada

P_e = Carga de Euler

A_g = Área de la sección transversal

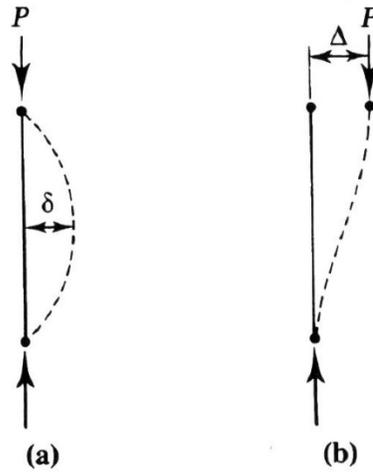
Como la carga de Euler P_e es parte de un factor de amplificación para un momento, entonces debe calcularse para el eje de flexión correspondiente.

Efectos de Segundo Orden

En el diseño de las estructuras aporticadas se consideraran los efectos de segundo orden. Para tomar en cuenta estos efectos se podrá utilizar el siguiente procedimiento aproximado.

Dos factores de amplificación se usan en el LRFD: uno para tomar en cuenta la amplificación resultante por la deflexión del miembro y otro para el efecto del desplazamiento lateral cuando el miembro forma parte de un pórtico no arriostrado. La figura 5.1 muestra esas dos componentes. En la figura 5.1a, el miembro tiene el desplazamiento lateral impedido y el momento máximo es $P\delta$, que se suma al momento máximo dentro del miembro. Si el pórtico está realmente no arriostrado, hay un componente adicional del momento secundario, mostrado en la figura 5.1b, el cual es causado por el desplazamiento lateral. Este momento secundario tiene un valor máximo de $P\Delta$, que representa una amplificación del momento de extremo.

Figura 5.1 (Segui, 2000)



Para aproximar esos dos efectos, se utilizan dos factores de amplificación B_1 y B_2 para los dos tipos de momentos. El momento amplificado que será usado en el diseño se calcula con cargas y momentos factorizados, de la siguiente manera (los momentos amplificados deben calcularse para cada eje respecto al cual exista momentos)

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{tl} \quad (\text{Ecuación 9-3 en COVENIN 1618:1998})$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u/P_{e1})} \geq 1 \quad (\text{Ecuación 9-4 en COVENIN 1618:1998})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u (\Delta_{oh} / \sum HL)} \quad (\text{Ecuación 9-5 en COVENIN 1618:1998})$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} \quad (\text{Ecuación 9-6 en COVENIN 1618:1998})$$

donde

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2} \quad (\text{Ecuación 9-7 en COVENIN 1618:1998})$$

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2} \quad (\text{Ecuación 9-8 en COVENIN 1618:1998})$$

En las formulas anteriores

C_m = coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, y cuyo valor se tomara como se indica a continuación:

1. Para miembros comprimidos que no están solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2) \quad (\text{Ecuación 9-9 en COVENIN 1618:1998})$$

Donde M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de la porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideraciones M_1/M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

2. Para miembros comprimidos solicitados por cargas transversales o momentos entre sus apoyos, para el valor de C_m puede utilizarse los siguientes valores:

Para miembros solicitados por una carga distribuida o una serie de cargas puntuales entre sus apoyos, $C_m = 1.0$

Para miembros solicitados por cargas concentradas o momentos entre sus apoyos, $C_m = 0.85$

Aunque la condición real puede encontrarse entre los dos casos antes mencionados, el uso de uno de los dos valores dados aquí dará resultados satisfactorios.

L = Altura de entrepiso

M_{nt} = Momento mayorado en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.

M_{tl} = Momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.

P_{e1} = Carga normal de pandeo elástico calculada según la fórmula de Euler (9-7) con el factor de longitud efectiva en el plano de flexión, k , considerando el pórtico arriostrado.

P_{e2} = Carga normal de pandeo elástico calculada según la fórmula de Euler (9-8) con el factor de longitud efectiva en el plano de flexión, k , considerando el pórtico no arriostrado.

P_u = Carga de compresión factorizada.

Δ_{oh} = Desplazamiento lateral del entrepiso bajo consideración.

$\sum H$ = Suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral Δ_{oh}

$\sum P_u$ = Suma de todas las solicitaciones mayoradas de compresión normal en las columnas del entrepiso.

Ejemplo de Aplicación

Ejemplo 5.1

Diseñar un perfil del tipo HEA capaz de soportar la carga y los momentos indicados en la figura 5.2, los cuales se consideran como cargas últimas (Factorizadas). El miembro mostrado en la figura 5.2 forma parte de dos pórticos ortogonales y arriostrados contra desplazamiento lateral. Usar acero con $F_y = 3.500 \text{ Kg/cm}^2$. Considerar $K_xL=K_yL= 6.00 \text{ m}$, y $\phi_{as}= 1,00$.

Solución:

Probar un perfil HEA-650

Propiedades del perfil

HEA-650

$$A = 242 \text{ cm}^2$$

$$d = 640 \text{ mm}$$

$$t_w = 13,5 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
t_f &= 26,0 \text{ mm} \\
I_x &= 175.000 \text{ cm}^4 \\
S_x &= 5.470 \text{ cm}^3 \\
r_x &= 26,9 \text{ cm} \\
I_y &= 11.700 \text{ cm}^4 \\
r_y &= 6,96 \text{ cm} \\
S_y &= 781 \text{ cm}^3 \\
\frac{b_f}{2t_f} &= 5,77 \\
\frac{d}{t_w} &= 47,40 \\
J &= 458 \text{ cm}^4 \\
C_w &= 11.000.000 \text{ cm}^6 \\
Z_x &= 6150 \text{ cm}^3 \\
Z_y &= 1240 \text{ cm}^3
\end{aligned}$$

Se toma la sección crítica, es decir la de mayor momento con respecto a cada uno de los ejes. En este caso, coincide en una misma sección los momentos mayores, tanto con respecto al eje x, como con respecto al eje y. Las solicitaciones, mayoradas o factorizadas en esa sección son los siguientes:

$$M_{ux} = 38.000 \text{ Kg.m}; M_{uy} = 18.000 \text{ Kg.m}; P_u = 150.000 \text{ Kg.}$$

Calcular la resistencia a compresión

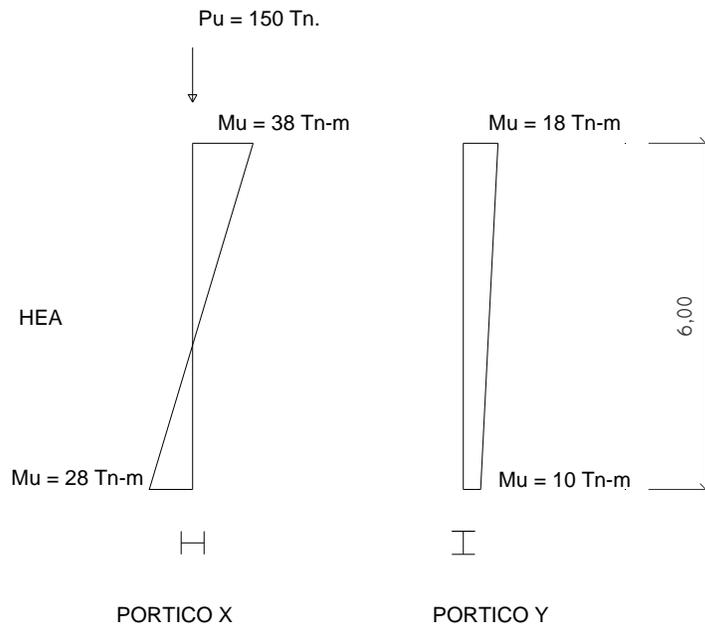
Se toma la relación de esbeltez con respecto al eje y, ya que resulta mayor por ser r_y menor y las longitudes equivalentes, tanto en x como en y son iguales

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1,00 \times 600}{6,96} = 86,21$$

Pandeo flexional

$$\begin{aligned}
\lambda_c &= \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\
\lambda_c &= \frac{86,21}{\pi} \sqrt{\frac{3500}{2,1 \times 10^6}} = 1,1202
\end{aligned}$$

Figura 5.2



$$\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5, \text{ entonces}$$

$$F_{cr} = \phi_{as} [0,658 \phi_{as} \lambda_e^2] F_y$$

$$F_{cr} = 1,00 [0,658^{1,1202^2}] 3500 = 2.070,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c A F_{cr} = 0,85 \times 242 \times 2.070,04 = 425.807,23 \text{ Kg}$$

Pandeo torsional

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_o^2}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 11.000.000}{(1,00 \times 600)^2} + \frac{2,1 \times 10^6}{2,6} 458 \right] \frac{1}{242 (26,90^2 + 6,96^2)}$$

$$F_e = 5.369,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{3500}{5369,52}} = 0,8073$$

$\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$, entonces

$$F_{cr} = \phi_{as} [0,658 \phi_{as} \lambda_e^2] F_y$$

$$F_{cr} = 1.0 [0,658^{0,8073^2}] 3500 = 2.664,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_c A F_{cr} = 0,85 \times 242 \times 2.664,40 = 548.067,08 \text{ Kg}$$

La carga de diseño será la menor de los estados límites calculados, es decir

Carga de diseño $\phi_c P_n = 425.807,23 \text{ Kg}$.

Revisar la relación de compresión y así aplicar la ecuación de interacción correspondiente.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$$

$$\frac{150.000}{425.807,23} = 0,35 > 0,20$$

Entonces se debe usar la ecuación 5.4

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

Revisar si el perfil es compacto

A la

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 9,210$$

$$\lambda_b = \frac{b_f}{2t_f} = 5,77$$

$\lambda_b < \lambda_p \Rightarrow$ perfil compacto

Alma

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3.70 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 90,631$$

$$\lambda_b = \frac{d}{t_w} = 47,40$$

$\lambda_b < \lambda_p \Rightarrow$ perfil compacto

Resistencia a flexión con respecto al eje x (Eje fuerte)

Revisión con base al estado límite de pandeo lateral torsional

$$L_p = 1,74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

$$L_p = 1,74 \times 7,49 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 296,64 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}}$$

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2}$$

$$C_2 = 4 \frac{C_W [S_x]^2}{I_y [GJ]}$$

$$C_1 = \frac{\pi}{5470} \sqrt{2,1 \times 10^6 \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2,6} \right] \times 458 \times 242/2} = 176.084,282$$

$$C_2 = 4 \frac{11.000.000}{11700} \left[\frac{5470}{(2,1 \times 10^6/2,6)458} \right]^2 = 8,2228 \times 10^{-7}$$

$$L_r = \frac{6,96 \times 176.084,282}{(3500-700)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8,2228 \times 10^{-7} (3500 - 700)^2}} = 845,20$$

cm

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$L_r > L_b > L_p \Rightarrow$ pandeo lateral torsional inelástico

Calcular C_b

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$M_{max} = 38.000 \text{ Kg.m}$$

$$M_A = 21.500 \text{ Kg.m}$$

$$M_B = 5.000 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = 11.500 \text{ Kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 38000}{(2,5 \times 38000) + (3 \times 21500) + (4 \times 5000) + (3 \times 11500)} = 2,22$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p$$

$$M_{px} = F_y Z_x$$

$$M_{px} = 3500 \times 6150 = 21.525.000 \text{ Kg.cm} = 215.250,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x$$

$$M_r = (3500 - 700) 5470 = 15.316.000 \text{ Kg.cm} = 153.160,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_n = 2,22 \left[215.250 - (215.250 - 153.160) \left[\frac{600 - 296,64}{845,20 - 296,64} \right] \right] =$$

$$401.628,38 \text{ Kg.m}$$

$M_n > M_p$ entonces, $M_n = M_p$. Resistencia en eje x

$$M_{nx} = 215.250 \text{ Kg.m}$$

$$1,5 M_{yx} = 1,5 F_y S_x = 1,5 \times 3500 \times 5470 = 28.717.500 \text{ Kg.cm} = 287.175$$

$$\text{Kg.m}$$

$$M_{nx} < 1,5 M_{yx} \Rightarrow \text{OK}$$

Resistencia a flexión con respecto a eje y

Como el perfil es compacto y con respecto al eje y no hay pandeo lateral

$$M_{ny} = M_{py} = F_y Z_y = 3500 \times 1240 = 4.340.000 \text{ Kg.cm} = 43.400 \text{ Kg.m}$$

$$1,5 M_{yy} = 1,5 F_y S_y = 1,5 \times 3500 \times 781 = 4.100.250 \text{ Kg.cm} = 41.002,50 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ny} > 1,5 M_{yy}, \text{ entonces } M_{ny} = 1,5 M_{yy}$$

$$M_{ny} = 41.002,50 \text{ Kg.m}$$

Calcular factor de amplificación para momentos

Flexión en eje x

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{tl}$$

Como el pórtico no tiene desplazamiento lateral, entonces $M_{tl} = 0$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} \geq 1$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (28/38) = 0,3052$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A g}{(KL/r)^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 2,1 \times 10^6 \times 242}{(600/26,90)^2} = 10.081.672,64$$

$$B_1 = \frac{0,3052}{1 - (150.000/10.081.672,64)} = 0,31 ; B_1 = 1.0$$

Flexión en eje y

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{tl}$$

Como el pórtico no tiene desplazamiento lateral, entonces $M_{tl} = 0$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u/P_{e1})} \geq 1$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (-10/18) = 0,8222$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A g}{(KL/r)^2}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 2,1 \times 10^6 \times 242}{(600/6,96)^2} = 674.917,03$$

$$B_1 = \frac{0,8222}{1 - (150.000/674.917,03)} = 1,057 ; B_1 = 1,057$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

$$\frac{150.000}{425.807,23} + \frac{8}{9} \left[\frac{1 \times 38.000}{0,90 \times 215.250} + \frac{1,057 \times 18.000}{0,90 \times 41.002,5} \right] = 0,98$$

Se cumple la ecuación por lo tanto el perfil HEA-650 es capaz de resistir las condiciones de carga indicadas.

TABLAS

Tabla 4-1(a)

RELACIONES ANCHO/ESPELOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS

NO RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPELOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.816 \sqrt{E / (F_y - F_r)}$ (a)
Alas de vigas híbridas en forma de I, o vigas soldadas solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.937 \sqrt{E / ((F_y - F_r) / k_c)}$ (a), (b), (c)
Alas comprimidas que sobresalgan de los miembros de sección compuesta	b / t			$0.631 \sqrt{E / (F_y / k_c)}$ (b)
Lados principales de ángulos dobles en contacto continuo; alas de canales en compresión axial; ángulos y planchas que sobresalgan de vigas o miembros comprimidos	b / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alas de ángulos sencillos a compresión; alas de ángulos dobles a compresión con separadores; elementos no rigidizados, esto es, con soporte lateral a lo largo de un borde	b/t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.44 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles T	d / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

(COVENIN-MINDUR, 1998, p. 20)

Tabla 4-1(b)

RELACIONES ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; planchas de cubierta y planchas de diafragma entre líneas de pernos o soldaduras	b/t		$1.10 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (d)	b/t			$1.83 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas en compresión por flexión (c), (e)	h/t _w	$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

(COVENIN-MINDUR, 1998, p. 21)

Tabla 4-1(b) (Continuación)

RELACIONES ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión	h / t_w	Para $N_u / \phi_b N_y \leq 0.125$		
		$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[1 - \frac{1.54 N_u}{\phi_b N_y} \right]}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[1 - \frac{2.75 N_u}{\phi_b N_y} \right]}$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[1 - \frac{0.74 N_u}{\phi_b N_y} \right]}$
		Para $N_u / \phi_b N_y > 0.125$		
		$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right]} \geq 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es, con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b / t			$1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	h / t_w			

(COVENIN-MINDUR, 1998, pág. 22)

Notas de las Tablas 4.1(a) y 4.1(b):

Cuando el concepto no es aplicable, la correspondiente casilla aparece en blanco.

(a) F_r es la tensión residual de compresión en el ala, igual a:

$F_r = 700 \text{ kg/cm}^2$ en perfiles laminados en caliente

$F_r = 1160 \text{ kgf/cm}^2$ en perfiles soldados.

$$(b) K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (4.1)$$

acotado entre los siguientes límites $0.35 \leq K_c \leq 0.763$

(c) En miembros de alas desiguales se usará h_p en lugar de h para comparar con λ_{pd} y λ_p .

(d) Se supone que el área neta de la plancha de cubierta está en la perforación más grande.

(e) Para las vigas híbridas utilícese F_{yf} en lugar de F_y .

(COVENIN-MINDUR, 1998, pág. 23)

Tabla C-8.1 (Continuación)

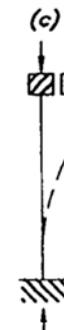
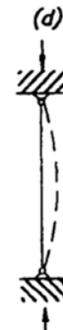
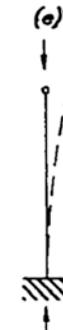
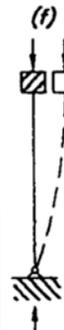
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS A LAS ACCIONES VARIABLES DE VIENTO

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Acción	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
EDIFICIOS INDUSTRIALES	VERTICAL	Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos no flexibles	L/240
		Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos flexibles	L/180
		Variable	Tramos de miembros que soportan Pisos	L/300
		Máxima por rueda de impacto	Tramos de viga para grúas móviles con capacidad: a) Igual o mayor a 25000kgf b) Menor de 25000kgf	L/800 L/600
	LATERAL	Fuerzas laterales debidas a grúas	Tramos de viga para grúas móviles	L/600
		Fuerzas laterales debidas a grúas o viento	Columnas ² (Desplazamiento total de su parte superior)	L/400 a L/200

1. En vista de que algunos materiales incrementan la rigidez de la estructura de acero, la acción del viento para el cálculo de las flechas laterales puede disminuirse algo respecto a la del viento de diseño utilizado en los cálculos de resistencia y estabilidad. Los elementos no estructurales más comunes que contribuyen a la rigidez de un edificio son las paredes de mampostería, ciertos tipos de muros-cortina y los revestimientos de concreto alrededor de los miembros de acero. La máxima reducción sugerida es de un 15%. En estructuras altas y esbeltas, cuya altura sea más de cinco veces su ancho, 59 recomienda que los efectos del viento sean determinados por medio de un análisis dinámico o mediante ensayos en un túnel de viento conforme se establece en la Norma Covenin-Mindur 2003 Acciones del Viento sobre las Construcciones.
2. El desplazamiento total admisible en la parte superior de los edificios industriales varía considerablemente, dependiendo de factores tales como la construcción de paredes, la altura del edificio, los efectos del desplazamiento en la operación de las grúas, etc. Cuando la operación de la grúa es sensible a los movimientos laterales puede requerirse una flecha lateral tolerable menor de L/400.

Tabla C-9.2

VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA k

<p>La forma de la columna pandeada se muestra con la línea de trazos</p>						
<p>Valor teórico de k.</p>	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>Valores recomendados para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales.</p>	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
<p>Símbolos para las restricciones en los extremos.</p>	 Rotación restringida y traslación restringida.  Rotación libre y traslación restringida.		 Rotación restringida y traslación libre.  Rotación libre y traslación libre.			

(COVENIN-MINDUR, 1998)

BIBLIOGRAFIA

American Institute of Steel Construction. (2003). *Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, Third Edition*. United States of America.

COVENIN-MINDUR. (1998). *COVENIN 1618:1998 ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES*. Caracas: Fondonorma.

Segui, W. T. (2000). *Diseño de estructuras de acero con LRFD* (2da ed.). Mexico: International Thomson Editores.

Theodore V. Galambos, F. J. (1999). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. México: PRENTICE HALL.