



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

22

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN

DISEÑO PLÁSTICO DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JUAN OGILVIE LÓPEZ RAMÍREZ

ASESOR:
ING. GUSTAVO ADOLFO JIMENEZ VILLEGAS

MÉXICO

2002

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*Al valor y voluntad
de mis padres, al apoyo de
mis hermanos.*

1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ÍNDICE

ÍNDICE	2
I.- INTRODUCCIÓN	4
ALCANCES	5
ANTECEDENTES	6
Propiedades del acero estructural	6
Definición de los métodos de diseño elástico y plástico.	8
DISEÑO POR ESTADOS LÍMITE	8
Factores de carga	10
Tipos de estructuras	11
Materiales ^{REF. 12}	12
II.- MIEMBROS EN TENSIÓN	14
INTRODUCCIÓN	15
DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN	15
Estados límite	15
Resistencia de diseño	15
Área neta A_n	16
Área neta efectiva A_e	17
Revisión por cortante y tensión combinados	19
Relaciones de esbeltez	20
III.- MIEMBROS EN COMPRESIÓN	23
INTRODUCCIÓN	24
COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS AXIALMENTE	24
PANDEO	26
Pandeo elástico por flexión	26
Pandeo inelástico por flexión	29
DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN	31
Relaciones ancho / grueso	33
Ancho	35
Resistencia de diseño	36
IV.- MIEMBROS EN FLEXIÓN	45
INTRODUCCIÓN	46
COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS FLEXIONADOS	46

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PANDEO	48
ARTICULACIÓN PLÁSTICA	49
DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN	51
Estados límite	51
Resistencia de diseño	52
Trabes armadas.	62
V.- MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESIÓN	74
INTRODUCCIÓN	75
Métodos de análisis y diseño	76
DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN	76
Estados límite	76
Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares	77
Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares	83
VI.- CONEXIONES	94
INTRODUCCIÓN	95
Generalidades ^{REF.3}	96
SOLDADURAS ^{REF.3}	97
Tipos de soldaduras.	98
Resistencia de diseño.	99
TORNILLOS, BARRAS ROSCADAS Y REMACHES ^{REF.3}	103
Tornillos de alta resistencia.	103
Resistencia de diseño.	105
CONEXIONES A CORTANTE SIMPLE	108
Conexiones atornilladas.	108
CONEXIONES ATORNILLADAS CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE.	115
DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS	118
Placas base sujetas a carga axial.	118
Placas base sujetas a carga axial y flexión.	122
APÉNDICE A	127
CONCLUSIONES	135
REFERENCIAS	138

I.- INTRODUCCIÓN

ALCANCES

Este trabajo surge como proyecto conjunto entre el titular de la asignatura de Diseño de Estructuras Metálicas, Ing. Gustavo A. Jiménez Villegas y el autor, para desarrollar un material de apoyo en esta materia, sobre el tema de diseño plástico de acero, ya que el estado actual de los planes de estudio apenas comienzan a adoptar la enseñanza de dicho método de diseño. En particular en nuestra escuela, el diseño plástico o por estados límite, aún no es considerado en los temarios vigentes. Por ello, este trabajo pretende ser una propuesta para que, el tópic del diseño plástico, comience a ser implementado dentro de los programas de estudio.

La presente investigación tiene como finalidad mostrar los conceptos que fundamentan el método de diseño por estados límite, este método ha tomado una relevancia importante en los últimos años ya que viene reemplazando el uso tradicional del método de diseño por esfuerzos permisibles, pues se ha venido corroborando que por las características del acero, este último método resulta un tanto conservador, además de que en la actualidad se busca diseñar estructuras lo más ligeras y por consecuencia económicas posibles.

Por otra parte, en nuestro país a raíz de la firma de convenios internacionales de comercio y la globalización de los mercados, hacen del uso del método de diseño por estados límite una práctica indispensable, sólo hay que mencionar que las últimas ediciones de los manuales de construcción en acero tanto del American Institute of Steel Construction AISC, como del Canadian Institute of Steel Construction CISC, y desde luego las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F., se basan en este método de diseño.

En la primera parte del estudio se presentan las propiedades y el comportamiento del acero estructural, a partir de esto, se definen las hipótesis en las que se basa el método de diseño plástico o por estados límite. En capítulos posteriores se presenta la respuesta de miembros estructurales ante los diversos elementos mecánicos o esfuerzos a los que pueden estar sometidos (tensión, compresión, flexión y flexocompresión), al actuar las diferentes cargas de servicio, de igual forma se brindan las fórmulas para su diseño. Además se presenta un capítulo sobre los aspectos generales en el diseño de conexiones. Y finalmente se agrega un apéndice con algunos de los ejemplos de aplicación, usados a lo largo del trabajo, resueltos con programas de cómputo disponibles en el mercado, con el objeto de comparar los resultados obtenidos en ambos casos.

A lo largo del trabajo, se retoman las especificaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM) del RCDF (ref. 3), enriqueciéndolas con ayuda de gráficas, dibujos, y la bibliografía referida al final, para hacer más explícitos los contenidos y aplicaciones que en ellas se contienen. Se presentan también, ejemplos de aplicación, buscando con ello despertar el interés y sensibilizar sobre la importancia y la aplicación práctica de este método de diseño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANTECEDENTES

Propiedades del acero estructural

Una de las primeras consideraciones que se debe tener en cuenta para realizar un proyecto estructural, es conocer la manera en que responderá el material que será utilizado. En el caso del acero la información sobre su comportamiento ante la acción de una carga lo brindan las gráficas esfuerzo-deformación.

Dichas gráficas se obtienen de la prueba de laboratorio que todos conocemos; una probeta de acero estructural se somete a una fuerza de tensión, y ésta comienza a alargarse, se miden los esfuerzos aplicados (fuerza / área) y las deformaciones observadas en la probeta graficándose los resultados. El comportamiento típico de un acero estructural dúctil presenta las etapas siguientes: en la parte inicial de la prueba, si se incrementa la fuerza a razón constante, el alargamiento aumentará constantemente, si el miembro se descarga recupera la forma y dimensiones iniciales, es decir, tiene un comportamiento elástico; en la gráfica esta primera etapa está representada por la porción recta inicial, su punto más alto se denomina límite proporcional. "El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama límite elástico. Este valor rara vez se mide y para la mayoría de los materiales estructurales, incluido el acero, es sinónimo del límite proporcional. Por esta razón se usa a veces el término denominado límite proporcional elástico" ^{REF 2}. Durante la prueba, se observará que al rebasar este punto se presenta un incremento de la deformación sin un incremento correspondiente en el esfuerzo, a este punto se le denomina esfuerzo de fluencia, esta etapa se identifica como la región plástica, después de que ocurre la fluencia del material las partículas de la probeta sufren un reajuste por lo que se presenta un endurecimiento por deformación, en el cual se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores hasta que la curva alcanza su esfuerzo máximo y luego desciende una pequeña distancia antes de que ocurra la falla de la probeta

El esfuerzo de fluencia es el parámetro más importante del acero debido a que la mayoría de los métodos de diseño se basan en este valor como se verá más adelante.

Los valores de la deformación plástica varían de 10 a 15 veces la deformación elástica, mientras que en el punto de falla generalmente se tienen deformaciones unitarias que varían entre 150 y 200 veces la deformación elástica, observándose también una marcada reducción de la sección transversal.

La fluencia del acero en primera instancia parecería una seria desventaja, pero en realidad es una característica benéfica de los aceros dúctiles, si una estructura de acero dúctil alcanza el esfuerzo de fluencia en un punto, esa parte de la estructura fluirá localmente sin incremento en el esfuerzo, provocando que tal parte se "apoye" en los elementos adyacentes, permitiendo de esta manera que los esfuerzos en una estructura de acero se reajusten e impidiendo así una falla prematura. Puede afirmarse también que la fluencia del acero proporciona una reserva de deformación plástica, que brinda a los elementos o estructuras de este material la ductilidad suficiente para resistir sobrecargas y golpes repentinos. Si no tuviese esta capacidad ocurriría una falla súbita como las que presentan el vidrio u otros materiales frágiles.

La figura 1 muestra la gráfica esfuerzo-deformación, típica para un acero estructural dúctil, fuera de escala por la fuerte desproporción entre las deformaciones iniciales y las finales mencionadas anteriormente.

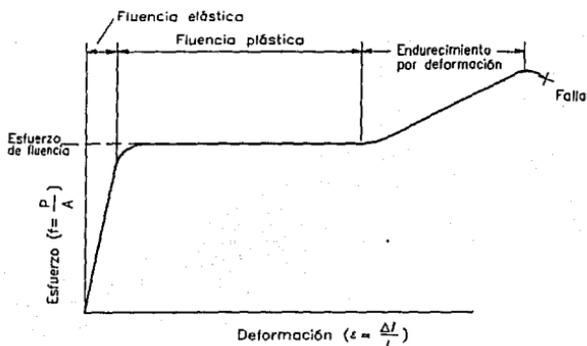


Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero estructural con bajo contenido de carbono

Pese a que el comportamiento del acero es por naturaleza dúctil, nunca se debe asumir que una estructura de acero tendrá en su conjunto dicho comportamiento, el desconocimiento de la calidad y características del material o una mala concepción en el diseño, pueden provocar la aparición de fallas frágiles en las estructuras. Un ejemplo de una falla frágil puede ocurrir en las zonas de conexión, si recordamos que al someter un elemento de acero a una fuerza de tensión, se provoca en este una contracción de la sección transversal en su zona intermedia como consecuencia del flujo del material, dándose con esto el comportamiento dúctil del material. En cambio en la zona de su conexión el elemento se encuentra fijado a otro miembro por medio de tornillos o soldaduras, lo que le restringe la contracción transversal e impide la fluencia del material por lo que puede presentar una falla frágil.

Por otra parte hay que recordar que la baja ductilidad o fragilidad es una propiedad asociada con la alta resistencia del acero. Un acero frágil puede fallar repentinamente, sin dar aviso, cuando se sobrecargue y durante el montaje puede fallar debido a los impactos propios de los procedimientos de construcción.

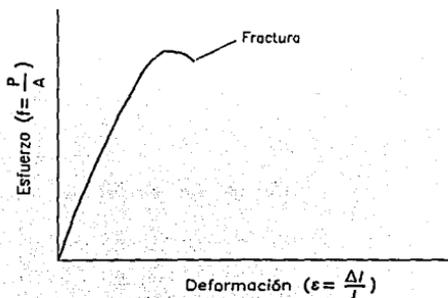


Figura 2. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero frágil

Por lo anterior los aceros empleados en nuestras estructuras deben de presentar un comportamiento dúctil, para lo cual se solicita satisfacer los requisitos siguientes (referencia 3) :

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80% de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u .
- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo del colapso. Para ello debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de 1%, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20%

Definición de los métodos de diseño elástico y plástico.

En el método de diseño elástico se estiman las cargas de trabajo o de servicio, o sea, las cargas que la estructura tiene que soportar, se realiza un análisis estructural con base en la teoría elástica lineal, se obtienen los elementos mecánicos que obrarán sobre los diferentes miembros estructurales y estos se revisan con base en ciertos esfuerzos permisibles que son una fracción del esfuerzo de fluencia del material, es decir, se obliga a la estructura a no sobrepasar la porción recta inicial de la gráfica esfuerzo-deformación o lo que es lo mismo la región elástica por lo que el término "diseño elástico" se usa comúnmente para describir este método, aunque los términos *diseño por esfuerzos permisibles* o *diseño por esfuerzos de trabajo* son más apropiados.

Prácticamente todas las estructuras de acero existentes se diseñaron con *métodos elásticos*. No obstante, la experiencia ha mostrado que las estructuras pueden soportar una carga mayor a la estimada por los métodos elásticos, debido a que la ductilidad del acero proporciona una reserva adicional de resistencia. Al presentarse una sobrecarga, ciertas zonas comienzan a presentar flujo del material, lo que permite una redistribución de la carga, es decir, la estructura comienza a trabajar en el rango plástico de la gráfica esfuerzo-deformación, este comportamiento es la base del *diseño plástico*.

En términos generales, para el método plástico, las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de seguridad o sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso. Otro nombre que se da a este método es el de *diseño al colapso*.

"Con base en esta información se han hecho muchas propuestas de diseño plástico en las últimas décadas. Indudablemente, para cierto tipo de estructuras es verdad que con el diseño plástico se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico".^{REF.2}

DISEÑO POR ESTADOS LÍMITE

La mayoría de las normas vigentes en México para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios, proceden de las especificaciones en uso en los Estados Unidos. En el caso particular de estructuras de acero, del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) por sus siglas en inglés.

El AISC adopta tres métodos de diseño: ASD (Allowable Stress Design) diseño por esfuerzos permisibles o diseño elástico, diseño plástico y LRFD (Load and Resistance Factor Design) diseño por factores de carga y resistencia.

Una concepción muy general del método de diseño por esfuerzos permisibles se mencionó en párrafos anteriores. El método de diseño plástico, implica un análisis estructural plástico, lo que significa determinar para una estructura su mecanismo de falla, es decir, determinar todos los puntos donde se formarán articulaciones plásticas antes de presentarse el colapso, este

procedimiento es posible realizarlo para una viga simplemente apoyada o una viga continua con varios apoyos, después de varias suposiciones de mecanismos de falla, pero para una estructura tridimensional formada a base de marcos rígidos, resulta un problema extremadamente complejo y sólo se puede resolver con ayuda de un programa de cómputo que realice análisis estructural no lineal, además para que ocurra el mecanismo de falla supuesto, se debe garantizar que las cargas no varían en magnitud ni posición significativa durante la vida útil de la estructura, lo que para un edificio sería muy difícil conseguir, en particular en lo que respecta a las fuerzas laterales, debido a que no tenemos la certeza de los valores y la periodicidad con que se presentarán.

El presente trabajo se abocará únicamente al método de diseño por factores de carga y resistencia.

Los principios fundamentales, conceptos generales y aplicaciones prácticas del método de diseño por factores de carga y resistencia, LRFD puesto en vigor por el AISC en 1986 es considerado como el procedimiento más económico y racional de estructuras de acero para edificios. Este método es similar al de diseño por estados límite incorporado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, sin embargo, estas últimas incorporan las lecciones derivadas sobre el comportamiento de estructuras tras los sismos de 1985 de la ciudad de México.

En este método, considerado diseño plástico por que la revisión de los elementos estructurales se realiza en base a su resistencia al límite o al colapso, la obtención de los elementos mecánicos a que estarán sujetos los miembros que conforman una estructura, se realiza mediante un análisis estructural elástico-lineal

El diseño con factores de carga y resistencia, al igual que las normas, se basa en los conceptos de *estados límite*. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los *estados límite de falla* se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e implican las resistencias de los elementos estructurales.

Los *estados límite de servicio* se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

"Las especificaciones LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y le permiten al proyectista cierta libertad en el área de servicio. Esto no significa que el estado límite de servicio no sea importante, sino que la consideración más importante (como en todas las especificaciones estructurales) es la seguridad y las propiedades de la gente" ^{REF 2}. Además, la referencia 1, fija solicitudes para los límites de servicio en sus artículos 184 y 209. Algunos estructuralistas restan importancia a la revisión de los estados límite de servicio sin embargo es muy importante realizar esta revisión, ya que si bien una estructura puede garantizar las condiciones de resistencia sin presentar un colapso a un cuando no se cumplan los estados límite de servicio, esta condición provocará en los ocupantes una sensación de inseguridad, llegando incluso a presentarse desperdicio de áreas por esta situación.

En el método de diseño por factores de carga y resistencia o diseño por estados límite, las cargas de trabajo o servicio (Q) se multiplican por factores de carga o seguridad " λ ," que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las cargas factorizadas o cargas últimas usadas para el diseño o mejor dicho para la revisión – se dice revisión por que en realidad eso es lo que se lleva a cabo en la etapa de diseño, se propone en principio un perfil estructural para revisar si es capaz de soportar los esfuerzos a los que estará sometido si éste no es capaz de resistírlas, se prueba otro con mayor capacidad– de los elementos estructurales.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas últimas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; este factor toma en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra.

En resumen: (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga) \leq (factor de resistencia)(resistencia nominal)

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

La fórmula anterior es la ecuación básica que define el método de diseño por factores de carga y resistencia o diseño por estados límite. El miembro izquierdo de esta expresión se refiere a los efectos de las cargas en la estructura, y el derecho a la resistencia o capacidad del elemento estructural.

Factores de carga

Para el diseño por estados límite implementado en nuestro reglamento, las cargas últimas a que estarán sometidos los diferentes miembros estructurales se obtienen afectando las combinaciones de las diferentes acciones de carga posibles, por un factor de carga acorde al tipo de combinación, para lo cual, primeramente se definirán las acciones de carga que actúan sobre las estructuras de acuerdo al artículo 186^{REF: 1} como:

Acciones permanentes. - cargas que permanecen constantes con el tiempo: **carga muerta**

Acciones variables. - modifican su valor durante el transcurso del tiempo: **carga viva**

Acciones accidentales. - no se deben al funcionamiento normal de la edificación, alcanzan valores significativos en lapsos breves de tiempo: **sismo, viento**

"Se debe verificar la ocurrencia de combinaciones de carga que tengan la posibilidad de ocurrir simultáneamente", artículo 188^{REF: 1} para lo cual se considerarán dos tipos:

Combinación	Factor de carga
En la que intervienen acciones permanentes y acciones variables.	1.4
En la que intervienen acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales, (sólo se considerará una acción accidental por cada combinación de carga)	1.1

Se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para estructuras del grupo A, el factor de carga de la primera combinación, será de 1.5.
- Se tomará el valor de la carga viva máxima W_m para la primera combinación, mientras que para la segunda, se tomará el valor de la carga viva instantánea W_a , artículo 199.^{REF: 1}

En el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) del AISC, se estipulan para las diferentes combinaciones de carga, los factores de carga siguientes:

$U = 1.4D$	(Fórmula LRFD-A4-1)
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L, o S o R)$	(Fórmula LRFD-A4-2)
$U = 1.2D + 1.6(L, o S o R) + (0.5L o 0.8W)$	(Fórmula LRFD-A4-3)
$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L, o S o R)$	(Fórmula LRFD-A4-4)
$U = 1.2D + 1.5E + (0.5L o 0.2S)$	(Fórmula LRFD-A4-5)

U – Carga última
D – Carga muerta
L – Carga viva
L_r – Carga viva en techos
S – Carga de nieve
R – Carga inicial de lluvia o hielo
W – Viento
E – Sismo

No obstante que observamos algunas diferencias en los factores de carga, si tomamos en cuenta que los valores de las acciones de carga estipulados en este código, son también diferentes, al realizar el diseño por uno u otro método se observará que se obtendrán resultados semejantes.

Con la consideración anterior, este trabajo se enfocará en el método por estados límite delineado en la referencia 3.

Tipos de estructuras

Toda estructura debe contar con las características adecuadas para asegurar la estabilidad de la edificación ante cargas verticales y brindar la resistencia y rigidez suficientes ante efectos de cargas verticales y horizontales combinados.

La referencia 3 define dos tipos de estructuras a utilizar en el diseño de estructuras de acero.

Estructuras tipo 1, "comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura". Sus conexiones se deben diseñar para resistir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño (últimos) que existan en los extremos de las barras, además de satisfacer todos los requisitos solicitados en la sección referente a conexiones de la misma referencia 3.

Estructuras tipo 2, "son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 % de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados". En este tipo de estructuras, se encuentran las armaduras y las vigas secundarias para los sistemas de piso, sus conexiones se diseñan con los elementos mecánicos últimos existentes en los extremos de las barras.

Los aceros que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas, así como remaches, tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura, son los que se indican en las secciones 1.3.1 a 1.3.7 (ref. 12). Pueden utilizarse otros materiales y productos, diferentes de los indicados, si son aprobados por el diseñador y la Administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

1.3.1 Acero estructural

B-254 (ASTM A36)	Acero estructural.
B-99 (ASTM A529)	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 2950 kg/cm ² (295 Mpa).
B-282 (ASTM A242)	Acero estructural de baja aleación y alta resistencia.
B-284 (ASTM A572)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio
(ASTM A588)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación de hasta 100 mm de grueso, con límite de fluencia mínimo de 3515 kg/cm ² (351.5 Mpa)
(ASTM A913)	Perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural, producidos por un proceso de tratamiento térmico especial.
(ASTM A992)	Acero estructural para perfiles H laminados para uso en edificios.
B-177 (ASTM A53, grado B)	Tubos de acero, con o sin costura.
B-199 (ASTM A500)	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura, de sección circular o de otras formas.
B-200 (ASTM A501)	Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en caliente, con o sin costura.

En la tabla 1.1 se indican los valores de los esfuerzos F_y y F_u de los aceros listados arriba

Tabla 1.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Nomenclatura		F_y ⁽³⁾		F_u ⁽⁴⁾	
NOM ¹	ASTM ²	Kg/cm ²	MPa	Kg/cm ²	MPa
B-254	A36	2 530	253	4 080 a 5 620	408 a 562
B-99	A529	2 950	295	4 220 a 5 975	422 a 597.5
B-282	A242	2 950	295	4 430	443
		3 235	323.5	4 710	471
		3 515	351.5	4 920	492
B-284	A572	2 950	295	4 430	443
		3 515	351.5	4 570	457
		4 220	422	5 270	527
		4 570	457	5 620	562
	A992	3 515	351.5	4 570 a 6 330	457 a 633
B-177	A53	2 460	246	4 220	422
B-199	A500 ⁽⁵⁾	3 235	323.5	4 360	436
B-200	A501	2 530	253	4 080	408
		3 515 ⁽⁶⁾	351.5 ⁽⁶⁾	4 920 ⁽⁶⁾	492 ⁽⁶⁾
		3515 a 4920 ⁽⁷⁾	351.5 a 492 ⁽⁷⁾	4 570 a 6 330 ⁽⁷⁾	457 a 633 ⁽⁷⁾

Notas:

- ¹ Norma Oficial Mexicana
- ² American Society for Testing and Materials.
- ³ Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material
- ⁴ Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.
Cuando se indican dos valores, el segundo es el máximo admisible.
- ⁵ ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.
- ⁶ Para perfiles estructurales, para placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.
- ⁷ Depende del grado, ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.

1.3.2 Remaches.

ASTM A502	Remaches de acero estructural, esta especificación incluye tres grados:
Grado 1	Remaches de acero al carbón para uso general;
Grado 2	Remaches de acero al carbono-manganeso, para uso con aceros; y
Grado 3	Semejante al grado 2, pero con resistencia a la corrosión mejorada.

1.3.3 Tornillos.

H-118 (ASTM A307)	Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior ($F_u = 4220 \text{ kg/cm}^2$, 422 MPa)
H-124 (ASTM A325)	Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural ($F_u = 8440 \text{ kg/cm}^2$ (844 MPa) para diámetros de 13 a 25 mm (1/2 a 1 pulg.), $F_u = 7380 \text{ kg/cm}^2$, (738 MPa) para diámetros de 29 y 38 mm (1 1/8 y 1 1/2 pulg.)).
H-123 (ASTM A490)	Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural ($F_u = 10\,550 \text{ kg/cm}^2$ (1 055 MPa)).

1.3.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura.

H-77 (AWS A5.1)	Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.
H-86 (AWS A5.5)	Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.
H-108 (AWS A5.17)	Electrodos desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido.
H-97 (AWS A5.18)	Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.
H-99 (AWS A5.20)	Electrodos de acero al carbono para el proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

II.- MIEMBROS EN TENSION

INTRODUCCIÓN

Es común encontrar miembros sujetos a tensión en puentes, armaduras de techos, torres, sistemas de arriostramiento y en miembros usados como tensores. La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos en el diseño estructural. Por que no existe el problema del pandeo, sólo se necesita calcular la fuerza factorizada que toma el miembro y se divide entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva requerida. Luego se debe seleccionar una sección de acero que satisfaga esta área, tomando en cuenta las deformaciones.

En las primeras estructuras construidas con acero, los miembros a tensión consistían en barras y a veces en cables. Actualmente, aunque el uso de cables se ha incrementado en estructuras de techo suspendido, los miembros a tensión consisten generalmente en ángulos simples, ángulos dobles, secciones W o secciones armadas a base de placas o perfiles laminados. Estos miembros tienen mejor apariencia, mejor manejo y se conectan más fácilmente. Otro tipo de sección usada con frecuencia en miembros a tensión es la placa plana que resulta muy satisfactoria en torres de transmisión y de señales, puentes peatonales y estructuras análogas. Probablemente los ángulos simples y los dobles son los tipos más comunes que se usan en miembros a tensión. Las estructuras T resultan muy satisfactorias como cuerdas de armaduras soldadas porque los miembros de la celosía se pueden conectar fácilmente a ellas.

Los miembros a tensión en puentes y armaduras de grandes techos pueden consistir en canales, secciones W o S o en secciones armadas a base de ángulos, canales y placas.

DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN

Estados límite

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento, se alargará considerablemente y restará utilidad a éste, pudiendo además causar la falla del sistema estructural del que forma parte el miembro. Cuando ocurre lo anterior, se dice que se ha sobrepasado el **límite de flujo plástico**. Este tipo de falla ocurre en el elemento y es de tipo dúctil, por eso en la revisión para este estado límite, se emplea el esfuerzo de fluencia F_y .

Por otra parte, si tenemos un miembro a tensión con agujeros para tornillos, éste puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros y de esta manera rebasar el **estado límite de fractura**. Esta falla ocurre principalmente en la conexión del elemento y es de tipo frágil, por ello la expresión que revisa esta condición implica el esfuerzo de ruptura del material.

Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecs. 3.1.1 y 3.1.2 ^{REF. 3}

- a) Estado límite de flujo plástico en la sección total (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro):

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

Donde:

R_t = Resistencia de diseño a tensión

A_t = área total de la sección transversal del miembro

A_e = área neta efectiva

F_y = valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al

límite inferior de fluencia del material

F_u = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material

(kg)

(cm²)

(cm²)

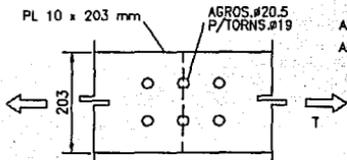
(kg/cm²)

(kg/cm²)

Área neta A_n

El término "área neta de la sección transversal" o simplemente "área neta" se refiere al área bruta de la sección transversal menos la de ranuras, muescas y agujeros. Para su cálculo se deben considerar los puntos siguientes.

- En el cálculo del área neta de barras en tensión, el ancho de los agujeros para pernos o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Para determinar el área neta de cortante se utilizan las dimensiones nominales de los agujeros.
- Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.

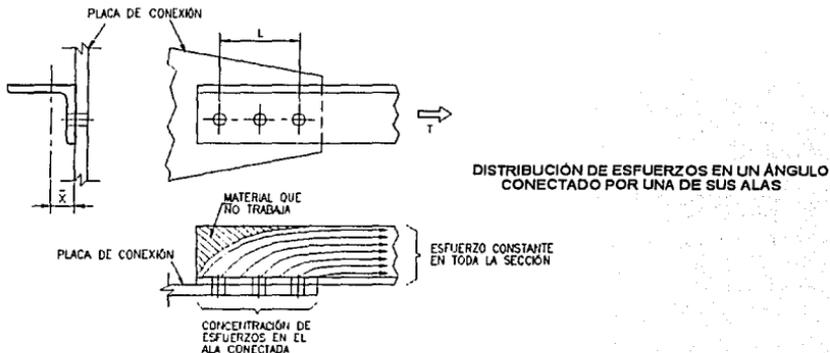


$$\text{ANCHO NETO} = 203 - 2 \times (20.5 + 1.5) = 159 \text{ mm}$$

$$\text{AREA NETA} = \text{ANCHO NETO} \times \text{ESPESOR} = 159 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} = 1590 \text{ mm}^2$$

- Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a cuál de ellas le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria escogida y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso) y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

Consecuentemente, las normas estipulan que el área neta efectiva, A_e , de dicho miembro se determine multiplicando su área neta (si está atornillado o remachado) o su área total (si está soldado) por un factor de reducción U ; este factor toma en cuenta de manera sencilla la distribución no uniforme del esfuerzo. El cálculo del área neta efectiva de miembros sujetos a tensión axial se obtiene de acuerdo a lo establecido en el inciso 2.1.3 de la referencia 3.



Para el caso de ángulos el factor reductivo del área neta es:

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

\bar{x} = distancia del centro de gravedad de la sección transversal a la cara en contacto con la placa de unión

L = longitud de la conexión

Para secciones laminadas H o I con patines de ancho no menor que 2/3 del peralte térs estructurales obtenidas de ellas, conectadas por los patines; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos:

$$U = 0.90$$

Secciones laminadas H o I que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, térs estructurales obtenidas de ellas y todas las secciones restantes, la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos:

$$U = 0.85$$

Todos los miembros con conexiones remachadas o atornilladas que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos:

$$U = 0.75$$

Elementos planos conectados a lo largo de sus bordes longitudinales por medio de soldadura de filete o penetración, cuando la separación transversal entre las soldaduras exceda de 20 cm:

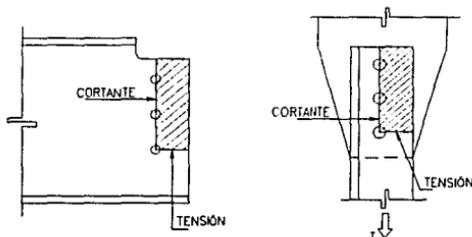
$$U = 0.70$$

Revisión por cortante y tensión combinados

Un miembro estructural sometido a tensión, además de cumplir con la revisión de la resistencia de diseño para el estado límite de fluencia y el de fractura, debe satisfacer la revisión por cortante y tensión en la conexión.

Anteriormente esta revisión no se especificaba en los reglamentos, debido a que las conexiones se resolvían por medio de un número considerable de remaches, lo que implicaba un área mayor a través de la cual se transmitían los esfuerzos en la conexión. Actualmente la revisión por cortante y tensión combinados en la conexión se vuelve crítica por que el desarrollo de los tornillos de alta resistencia permite que en menos puntos se transfiera mayor fuerza, lo que puede provocar el desgarramiento del elemento o de su placa de conexión.

El modo de falla mencionado ocurre por que "la resistencia de la conexión proviene de una combinación de la capacidad para resistir tensión en un plano y cortante en otro, perpendicular al primero" ^{REF 4}, la figura siguiente muestra los planos de falla mencionados para dos tipos de conexión típicas en los que se presenta el fenómeno.



SUPERFICIES DE FALLA POR CORTANTE Y TENSION COMBINADOS.

La falla se presenta por desprendimiento del área sombreada. Sólo en ocasiones excepcionales se da el caso de que el plano de cortante y el plano de tensión se fracturen simultáneamente. Lo más probable y poco más conservador, que concuerda con resultados experimentales, es suponer que un plano comienza a fluir cuando el otro alcanzado el estado límite de fractura.

Por lo anterior, la resistencia de diseño a la ruptura por cortante y tensión combinados, considera dos casos:

a) Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nc}$:

(la capacidad a la fractura del plano a tensión \geq la capacidad a la fractura del plano a cortante)

La resistencia de diseño es: $F_R (0.6 F_y A_{Tc} + F_u A_{nt})$

(la resistencia al flujo plástico del plano en cortante más la resistencia a la fractura del plano en tensión).

b) Cuando $0.6 F_u A_{nc} > F_u A_{nt}$

(la capacidad a la fractura del plano a cortante $>$ la capacidad a la fractura del plano a tensión)

La resistencia de diseño es: $F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt})$

(la resistencia a la fractura del plano en cortante más la resistencia al flujo plástico del plano en tensión).

Donde:

$F_R = 0.75$ Factor de resistencia
 A_{Tc} = Área total que trabaja en cortante
 A_{Tt} = Área total que trabaja en tensión
 A_{nc} = Área neta en cortante
 A_{nt} = Área neta en tensión

Nótese que cuando se calcula la resistencia al flujo plástico de un plano dado, se utiliza el esfuerzo de fluencia del material F_y y el área total; mientras que para la resistencia a la fractura, se toma el esfuerzo último de ruptura F_u y el área neta del plano en cuestión, en concordancia con la revisión estipulada para los estados límite de flujo plástico y de ruptura mencionados anteriormente.

Se supone además que el esfuerzo de flujo en cortante es igual a $0.6 F_y$, así como el esfuerzo de ruptura es aproximadamente igual a $0.60 F_u$.

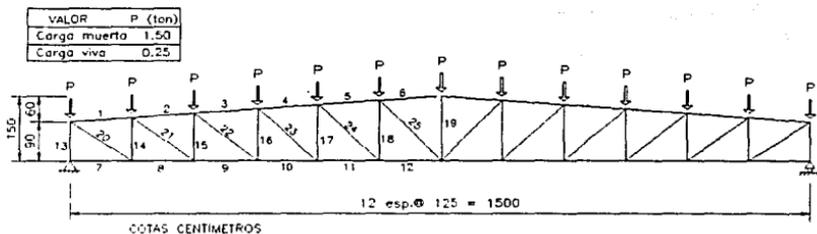
Relaciones de esbeltez

"La relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no excederá de 200. La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales ni de 300 en contraventesos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones".^{REF.3}

Para las varillas sujetas a tensión no existe límite a su relación de esbeltez.

EJEMPLO 1

Diseñar la diagonal crítica sometida a tensión bajo la acción de cargas mostradas en el esquema siguientes.



Resultados en barras en toneladas (+) tensión, (-) compresión

CUERDA SUPERIOR			CUERDA INFERIOR			MONTANTES			DIAGONALES		
BARRA	CM	CV	BARRA	CM	CV	BARRA	CM	CV	BARRA	CM	CV
1	-10.30	-1.72	7	0	0	13	-9.73	-1.62	20	12.65	2.11
2	-17.06	-2.84	8	10.27	1.71	14	-7.41	-1.23	21	8.62	1.44
3	-21.12	-3.52	9	17.00	2.83	15	-5.39	-0.90	22	5.39	0.90
4	-23.11	-3.85	10	21.05	3.51	16	-3.56	-0.59	23	2.76	0.46
5	-23.47	-3.91	11	23.04	3.84	17	-1.91	-0.32	24	0.51	0.09
6	-22.56	-3.76	12	23.39	3.90	18	-0.39	-0.06	25	-1.35	-0.23

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Datos para la revisión:

Diagonal crítica barra # 20

$$P = 12.65 + 2.11 = 14.76 \text{ ton}$$

$$P_u = 14.76 \times 1.4 = 20.66 \text{ ton}$$

Elemento propuesto

L¹ L1 3"x3"x $\frac{1}{4}$ " (76.2x76.2x6.35 mm)

$$\text{Area} = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = 2.13 \text{ cm}$$

$$r_x = r_y = 2.36 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.49 \text{ cm}$$

$$\text{Material A-36: } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de esbeltez:

$$L/r = 154/1.49 = 103 < 300 \quad \text{se acepta.}$$

Estimación del número de tornillos para la conexión:

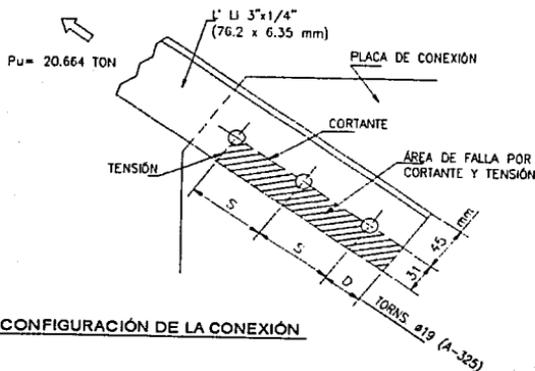
De la tabla 5.3.2 de la referencia 3, reproducida en el capítulo VI, inciso "Resistencia de diseño de remaches, tornillos, y barras roscadas". La resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento de los tornillos A-325 con la rosca dentro de los planos de corte es:

$$\text{Resistencia nominal} = 3800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Factor de resistencia } F_R = 0.65$$

$$\text{Considerando tornillos con } \varnothing \frac{3}{4}" (1.9 \text{ cm}) \quad \text{Área} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia por tornillo: } R_T = 2.85 \times 3800 \times 0.65 = 7040 \text{ kg}$$

$$\text{Número de tornillos: } 20664 \div 7040 = 2.9 \rightarrow 3 \text{ tornillos}$$



CONFIGURACIÓN DE LA CONEXIÓN

Para la primera revisión la separación entre tornillos S se tomará como la estándar de 3" (7.6 cm) y al borde $D = 1.5$ " (3.8 cm) que cumplen las distancias mínimas: para la separación entre ellos 3 \varnothing y al borde 1.75 \varnothing

Para la obtención del área neta, el diámetro de los barrenos considerado es el del tornillo más 1.5 mm de sobredimensionamiento más 1.5 mm de desgaste. Para el caso de este ejemplo:

$$\text{tornillos } \varnothing 19 \text{ mm} + 3 \text{ mm} = 22 \text{ mm} = \text{diámetro por descontar}$$

Resistencia de diseño:

Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad F_R = 0.90$$

$$R_t = 9.29 \times 2530 \times 0.9 = 21\,153 \text{ kg} > 20\,664 \text{ kg} = P_u$$

Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = A_n F_u F_R \quad F_R = 0.75$$

$$\text{Ancho neto } b_n = 2 \times 7.62 - 0.635 - 2.2 = 12.405 \text{ cm}$$

$$\text{Área neta } A_n = 12.405 \times 0.635 = 7.88 \text{ cm}^2$$

Factor reductivo U

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{2.13}{15.2} = 0.86 \leq 0.9$$

$$\text{Área neta efectiva } A_n = A_n \times U = 7.88 \times 0.86 = 6.777 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 6.777 \times 4100 \times 0.75 = 20\,839 \text{ kg} > 20\,664 \text{ kg} = P_u$$

Revisión por cortante y tensión combinados

$$A_{Tc} = (7.6 \times 2 + 3.8) \times 0.635 = 12.065 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = 3.1 \times 0.635 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} = (7.6 \times 2 + 3.8 - 2.5 \times 2.2) \times 0.635 = 8.573 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (3.1 - 0.5 \times 2.2) \times 0.635 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$F_u A_{nt} = 4.1 \times 1.27 = 5.207 \text{ ton} < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 8.533 = 21.09 \text{ ton}$$

Por lo que la resistencia de diseño es:

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 8.573 + 2.53 \times 1.97) = 19.56 \text{ ton} < 20.66 \text{ ton}$$

Se observa que esta resistencia resultó crítica como se había mencionado anteriormente y que en este caso es menor a la fuerza de tensión actuante, por lo que para aumentar la resistencia de diseño se tienen dos opciones, aumentar la sección del elemento o aumentar la separación entre tornillos, se optará por la segunda opción, por que si se aumenta la sección transversal del elemento, este se encontraría sobrado en toda su longitud excepto en la conexión, en cambio de la otra manera se eficiente sólo la conexión y el diseño resulta más uniforme que es lo recomendable.

Nótese también que para la revisión en la zona de la conexión se están empleando la tensión última sin ningún factor adicional por ser una estructura de tipo 2.

Por lo tanto se modificarán los valores adoptados de la separación de los tornillos $S = 8 \text{ cm}$ y distancia al borde $D = 4 \text{ cm}$.

$$A_{Tc} = (8 \times 2 + 4) \times 0.635 = 12.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = 3.1 \times 0.635 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} = (8 \times 2 + 4 - 2.5 \times 2.2) \times 0.635 = 9.208 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (3.1 - 0.5 \times 2.2) \times 0.635 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$F_u A_{nt} = 4.1 \times 1.27 = 5.207 \text{ ton} < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 9.208 = 22.65 \text{ ton}$$

Por lo que la resistencia de diseño es:

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 9.208 + 2.53 \times 1.97) = 20.73 \text{ ton} > 20.66 \text{ ton}$$

III.- MIEMBROS EN COMPRESIÓN

INTRODUCCIÓN

Una columna puede definirse como un elemento recto en el que actúa una fuerza axial que produce compresión pura.

Para que se presente compresión pura en un elemento, se deben reunir las condiciones siguientes: la sección transversal de la columna debe ser constante y el material que la constituye homogéneo e isótropo, las fuerzas que actúan sobre él, tienen que estar aplicadas en los centroides de las secciones extremas y sus líneas de acción deben coincidir con el eje longitudinal del elemento y no debe existir pandeo durante el proceso de carga.

Las condiciones anteriores nunca se cumplen por completo, debido a la presencia de imperfecciones y esfuerzos residuales en las barras, producidas durante los procesos de fabricación, además una columna real nunca está aislada, los elementos que se conectan a ella, producen cierta excentricidad en las cargas aplicadas. No obstante cuando la flexión es pequeña, se ignora y el elemento se dimensiona para compresión pura.

En todos los códigos modernos de diseño el estudio de la columna aislada con carga axial es la base para el diseño de miembros a compresión y la introducción al problema más complejo de la flexocompresión.

"Para el ingeniero estructural, una columna es un miembro que transmite una fuerza de compresión de un punto a otro; las excentricidades en la aplicación de las cargas y los inevitables defectos geométricos, que deben estar dentro de límites admisibles, no se incluyen explícitamente en el dimensionamiento, sino se toman en cuenta con las fórmulas de diseño o con los factores de seguridad asociados a ellas".^{REF. 5}

Considerando lo anterior, para problemas reales, entre los elementos que se diseñan como si trabajasen en compresión pura se encuentran, las cuerdas, montantes y diagonales de armaduras, los contraventeos verticales de edificios, puntales y postes para techos y fachadas de naves industriales cuyas conexiones, se articulan para evitar transmitir flexión al elemento.

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS COMPRIMIDOS AXIALMENTE

Si de manera independiente se somete a tensión a dos barras con la misma sección transversal pero con longitudes diferentes, éstas *plastificarán* su sección con un mismo valor de la fuerza de tensión aplicada, es decir, su resistencia es independiente de su longitud, (salvo por los requerimientos en la relación de esbeltez recomendada por las normas) debido a que la fuerza de tensión tiende a mantener recto el eje longitudinal de la sección.

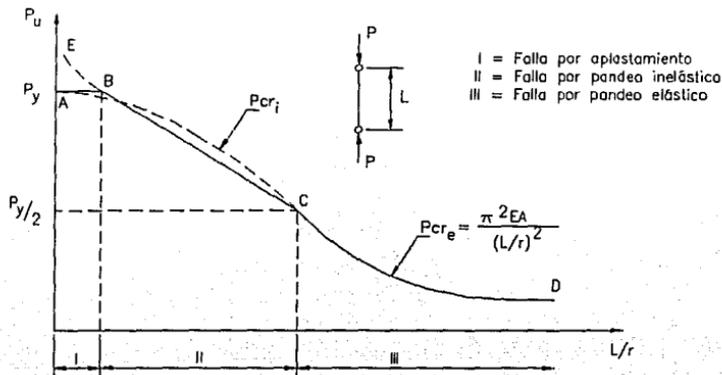
En el caso de los elementos comprimidos axialmente, la relación entre la longitud y las dimensiones de la sección transversal, es un factor determinante para obtener la resistencia a la compresión del elemento, porque un elemento comprimido tiende a pandearse. A partir de lo anterior, las columnas pueden clasificarse en cortas, intermedias y largas.

Las columnas *cortas* son las que resisten la fuerza que ocasiona la plastificación total de la sección $P_y = A_y F_y$, no se presenta ninguna forma de inestabilidad. La resistencia depende del área de la sección transversal y del esfuerzo de fluencia del material F_y de la columna.

Las columnas *largas* tienen una falla que se caracteriza por presentar inestabilidad lateral (pandeo) mucho antes de alcanzar la carga que ocasionaría la plastificación total P_y , además la inestabilidad de las columnas largas se presenta en el intervalo elástico, es decir los esfuerzos que alcanza la sección, siempre están por debajo del límite de proporcionalidad de la gráfica esfuerzo-deformación. La carga que produce la inestabilidad de la columna se denomina carga crítica de pandeo, que para el intervalo elástico que es el caso de las columnas largas, se encuentra definida

por la expresión de Euler. "La resistencia máxima es función de las rigideces en flexión y en torsión de la columna; no depende del esfuerzo de fluencia del material".^{REF.5}

Las columnas *intermedias*, que son las que más se presentan en estructuras reales, tienen un comportamiento especial. Se presenta también inestabilidad, pero tienen la rigidez suficiente para que la iniciación de la falla se presente hasta que parte del material de su sección transversal se ha plastificado. El pandeo ocurre en el intervalo inelástico, es decir cuando los esfuerzos normales de la sección han sobrepasado el límite de proporcionalidad pero antes de que lleguen al punto de fluencia de la curva esfuerzo-deformación. "La resistencia depende tanto de la rigidez del miembro como del esfuerzo de fluencia del material, así como de la forma y dimensiones de sus secciones transversales y de la magnitud y distribución de los esfuerzos residuales".



Relación entre la carga de falla y la esbeltez de las columnas

La figura anterior muestra esquemáticamente la curva que define la carga de falla de las columnas cortas, intermedias y largas (zona I, zona II y zona III respectivamente) en función de sus relaciones de esbeltez.

El tramo AB representa la falla por aplastamiento, sus límites se determinan con pruebas experimentales, (para el acero A-36, el punto B corresponde a una relación L/r de alrededor de 20). El tramo BE representa el aumento en la capacidad de carga debido al endurecimiento por deformación que aparece en columnas muy cortas, no obstante este aumento en la resistencia no se considera en el diseño.

La curva CD describe el comportamiento de columnas largas o esbeltas que se pandean en intervalo elástico; los puntos que la definen se determinan con la fórmula de Euler.

El tramo BC representa la carga crítica de pandeo en el intervalo inelástico, los métodos que se utilizan para obtener los puntos que la describen son muy laboriosos y poco precisos, no obstante el diseño de las columnas que fallan en ese rango se basa en una curva semiempírica que une los puntos B y C; en algunos casos se utiliza la curva más sencilla, que es la recta BC.

PANDEO

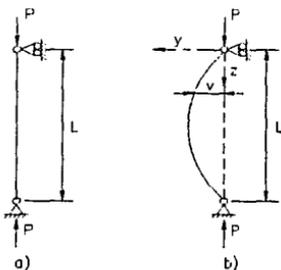
Como se mencionó anteriormente el factor más importante que afecta la determinación de la resistencia de un elemento sometido a compresión es el pandeo. Por ello en este inciso pretendemos observar como se presenta el fenómeno, como afecta la resistencia de un elemento y de que manera se considera en el diseño. "El pandeo puede definirse como la pérdida repentina y total de rigidez de un elemento estructural, o de una estructura completa, que acompaña el paso del equilibrio estable al inestable; se caracteriza por la pérdida de resistencia y la aparición de fuertes deformaciones, de naturaleza diferente de las que existían antes de que se iniciase el fenómeno".^{REF.5}

Los tipos de pandeo que se puede presentar en un elemento estructural son: pandeo por flexión alrededor de dos ejes principales, y pandeo por torsión.

Pandeo elástico por flexión

Para la estimación de la carga crítica que produce el fenómeno de pandeo en el intervalo elástico, se hace la suposición inicial de que el elemento se comportará elásticamente hasta la iniciación del pandeo.

El pandeo por flexión alrededor de uno de los ejes de las columnas es el más importante para el diseño de estructuras y el que nos ayuda a comprender mejor cómo se presenta la carga crítica de pandeo. Para ilustrar el proceso de pandeo por flexión se supone una columna perfectamente recta de material homogéneo y comportamiento elástico, con un extremo articulado y un apoyo guiado que permite rotaciones y desplazamientos lineales longitudinales en el otro, sujeta a cargas axiales de compresión P aplicados en los extremos como se muestra en la figura.



Columna esbelta doblemente articulada

En tales condiciones y dependiendo de la magnitud de la carga P se dice que la pieza puede presentar tres estados de equilibrio: estable, inestable o indiferente, para identificar en cual de ellos se ubica el elemento referido, se aplica una fuerza lateral en la sección central de la columna que la flexiona ligeramente como se muestra en la figura inciso (b) la carga P , que ya no actúa en el centroide de las secciones transversales, provoca un momento flexionante de magnitud Pv , que tiende a aumentar la curvatura del eje. En cada sección transversal aparecen fuerzas interiores equivalentes a un par, superpuestas a las iniciales ocasionadas por la compresión axial, que intentan que la columna vuelva a la forma recta inicial.

En cada sección transversal existen entonces dos momentos uno externo Pv y otro interno EI/R que depende sólo de la configuración del eje de la pieza, de manera que al inducirle una flexión infinitamente pequeña, cercana a la recta original, puede presentarse cualquiera de los tres casos siguientes:

Si P es pequeña,

$$Pv < EI/R$$

Si P es grande,

$$Pv > EI/R$$

Para un valor intermedio de P

$$Pv = EI/R$$

En el primer caso, el momento interno es mayor que el externo y al retirar la fuerza lateral, la pieza se endereza: el equilibrio es estable; en el segundo la condición de los momentos se invierte, por lo que la curvatura aumenta aún después de quitar la fuerza lateral: se presenta inestabilidad; en el tercer caso los dos momentos son iguales, la pieza se mantendrá con la configuración deformada sin modificarse: el equilibrio es indiferente. La magnitud de la fuerza axial que ocasiona la condición de equilibrio indiferente es la carga crítica P_{cr} . El equilibrio indiferente marca la terminación de un estado deseable y la iniciación de un fenómeno que debe evitarse siempre: la flexión espontánea o pandeo de la pieza.

Para que el pandeo se presente, el elemento debe ser perfectamente recto y la carga axial debe actuar a lo largo del eje longitudinal de la pieza, por lo que esta se mantendrá recta en las primeras etapas, hasta que P alcance el valor crítico; si existen imperfecciones iniciales como esfuerzos residuales, deformaciones o excentricidades en la aplicación de la carga, la columna no se pandea, sino que comienza a deformarse desde el momento en que comienza a ser cargado hasta llegar eventualmente a un estado de equilibrio inestable, a diferencia del pandeo que es un fenómeno instantáneo.

En tanto el equilibrio sea estable, los incrementos de la carga P ocasionan solamente deformaciones longitudinales en la columna, que se encuentra sujeta a esfuerzos de compresión; el pandeo se manifiesta al aparecer una nueva deformación, la flexión que induce nuevos esfuerzos, los debidos al momento flexionante. Cuando se presenta la flexión, bastan incrementos muy pequeños de la fuerza axial para que las deformaciones crezcan rápidamente, por lo que la iniciación del fenómeno de pandeo equivale a la desaparición de la resistencia, o sea al colapso de la columna.

De acuerdo a la descripción anterior del fenómeno, la expresión con la que se obtiene la carga crítica de pandeo por flexión, sin entrar a demostraciones matemáticas, que no es el objeto de este trabajo, es la **carga crítica de Euler**. En 1757 Leonhard Euler, un matemático suizo, escribió un artículo de gran valor relativo al pandeo de columnas. La fórmula de Euler representa el principio de la investigación teórica y experimental sobre columnas.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Si dividimos los dos miembros de la ecuación anterior entre el área A de la sección transversal y se sustituye el momento de inercia I por Ar^2 , efectuando simplificaciones, se obtiene el **esfuerzo crítico de Euler** para pandeo elástico:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

Es el esfuerzo correspondiente a la iniciación del pandeo.

Donde:

E = módulo de elasticidad del material

I = momento de inercia de la sección

L = longitud de la columna

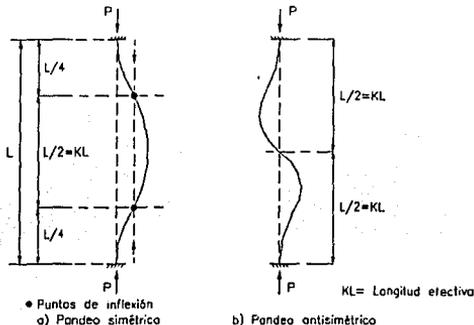
r = es el radio de giro de las secciones transversales respecto al eje de flexión.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Como la carga crítica de Euler se deduce suponiendo que los dos extremos de la columna están articulados, si se modifican las restricciones en los extremos, cambiará la capacidad de carga de la columna. La expresión de Euler es aplicable para calcular la carga de pandeo crítico de columnas aisladas con otras condiciones de apoyo si se escribe en forma general:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

"KL es la longitud efectiva de la columna, que se define como la longitud de una columna equivalente articulada en los dos extremos, que tiene la misma carga crítica que la columna restringida real; es igual a la distancia entre los dos puntos de inflexión, reales o imaginarios, del eje deformado. Vale 1.0 para extremos articulados y 0.5 para extremos empotrados, y tiene valores intermedios para restricciones elásticas comprendidas entre esos límites"^{REF 5}



Pandeo de una columna empotrada en los dos extremos

La tabla siguiente da valores de K para varias condiciones idealizadas de apoyo

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La línea punteada indica la forma de la columna pandeada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados, cuando se tiene condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos						
			Rotación impedida y traslación impedida	Rotación libre y traslación impedida	Rotación impedida y traslación libre	Rotación libre y traslación libre

Para una columna estructural aislada se puede obtener la carga crítica de Euler en dos ejes principales perpendiculares entre sí, (ejes x,y) de su sección transversal y una carga crítica por torsión alrededor del eje longitudinal (eje z).

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad \text{Carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de x}$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad \text{Carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de y}$$

$$P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_0^2} \quad \text{Carga crítica de pandeo elástico por torsión alrededor del eje z}$$

EC_a = rigidez a la torsión por alabeo.

GJ = rigidez por torsión de Saint Venant.

G = módulo de elasticidad al esfuerzo cortante.

Normalmente sólo se utiliza la fórmula de Euler (con la que se determina P_{crx} y P_{cry} , pero no P_{crz}) para columnas de acero laminado en caliente, de sección I o H, o en cajón, laminadas o formadas por placas soldadas, debido a que en esas secciones P_{crx} y P_{cry} son casi siempre menores que P_{crz} y, en el peor de los casos, la menor de las dos está muy cerca de ella. "Sin embargo, el pandeo por torsión puede controlar la resistencia de columnas de baja resistencia a la torsión, como las secciones en cruz, o de paredes muy delgadas".^{REF.5}

Una columna con secciones transversales con un solo eje de simetría puede pandearse por flexión alrededor del eje normal al de simetría, o por flexotorsión, flexionándose alrededor del otro eje centroidal y principal, y retorciéndose. En secciones con dos ejes de simetría, la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras. La demostración matemática de las afirmaciones anteriores, puede consultarse en la sección 2.5 de la referencia 5.

Pandeo inelástico por flexión

Las expresiones anteriores, se basan en la suposición de que la pieza se comporta elásticamente hasta la iniciación del pandeo, por lo que en ellas aparece el módulo de elasticidad E , que se conserva en las expresiones finales, como consecuencia la teoría de Euler no es aplicable a columnas cortas o de longitud de intermedia, en las que se alcanza el límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

La expresión para el esfuerzo crítico de Euler, sólo es válida mientras su valor no sea mayor que el esfuerzo correspondiente al del límite de proporcionalidad, es decir, hasta que:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \sigma_{LP}$$

Si se despeja L/r :

$$\frac{L}{r} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{LP}}}$$

Donde:

σ_{LP} es el límite de proporcionalidad.

L/r es la relación de esbeltez mínima que puede definir el esfuerzo crítico de Euler, ya que para menores $\sigma_{cr} > \sigma_{LP}$, el límite de proporcionalidad se sobrepasa antes de iniciarse el pandeo, y éste se inicia en el intervalo inelástico.

El razonamiento anterior explica por qué durante muchas décadas se consideró que la teoría de Euler era incorrecta, pues se utilizaban columnas con relaciones de esbeltez reducidas, que fallaban en el intervalo inelástico bajo cargas mucho menores que las predichas por la fórmula de Euler. Por lo que entonces las columnas se diseñaban con fórmulas empíricas, deducidas de información obtenida en pruebas de laboratorio. Hasta 1845 Lamarle advirtió que el error no estaba en la fórmula sino en su aplicación a casos para los que no es válida, no obstante, no se propuso una nueva solución y se siguieron utilizando las fórmulas empíricas.

"Tiempo después Engesser y Considère propusieron modificar la fórmula de Euler para calcular la carga crítica de pandeo inelástico, introduciendo en ella un módulo variable, función del esfuerzo crítico".^{REF 5}

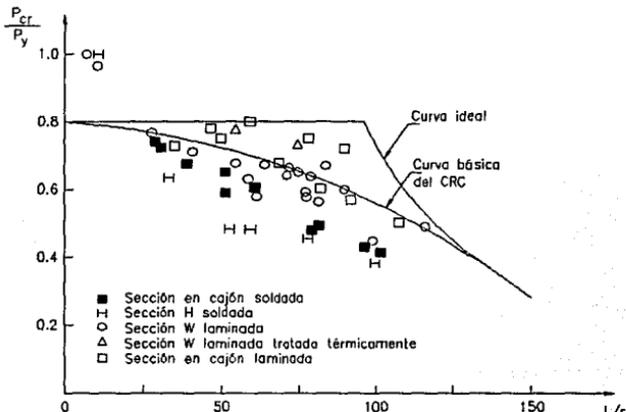
"Engesser presentó su teoría del módulo tangente en 1889; de acuerdo con ella, la resistencia máxima de una columna que empieza a pandearse en el intervalo inelástico, se obtiene sustituyendo en la fórmula de Euler el módulo de elasticidad E por el módulo tangente E_t . En el mismo año, Considère hizo notar que la resistencia no es función ni del módulo de elasticidad E ni del tangente E_t , sino de un módulo comprendido entre los dos. Considère observó que es función del esfuerzo medio P/A , pero no propuso ningún método para calcularlo".

"En 1895 Engesser reconoció el error que existía en su teoría original y presentó una nueva solución del problema, conocida con el nombre de teoría del módulo reducido o del módulo doble".

Desde entonces se aceptó la teoría del módulo reducido como la solución correcta del problema del pandeo inelástico de columnas. No obstante el verdadero significado de ambas teorías fue aclarado finalmente por Shanley, en 1947. Una amplia descripción de las teorías mencionadas se presenta en la sección 2.6 de la referencia 5.

DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

Para fines de diseño, se considera una gráfica idealizada definida en un tramo por la expresión de Euler y otro por la corrección del módulo tangente reducido y la contribución de Shanley; para aplicación práctica el "Column Research Council" (CRC) propuso una curva básica para diseño de columnas cargadas axialmente en 1960, que es una envolvente de la curva idealizada. La figura siguiente muestra resultados experimentales, obtenidos ensayando columnas de distintas formas, y diferentes procedimientos de fabricación, comparados con la curva básica del CRC.



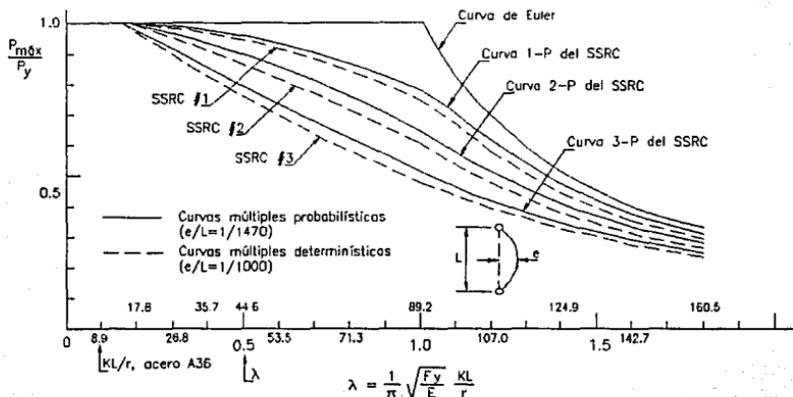
La gran dispersión de resultados experimentales observada con respecto a la curva básica de diseño, se debe básicamente a la presencia de esfuerzos residuales y la influencia de las diferentes formas de las secciones transversales.

Los esfuerzos residuales aparecen por el enfriamiento desigual que sufren los perfiles después de haber sido laminados en caliente, o al ser unidas sus partes mediante soldadura. Por ejemplo en un perfil laminado IR, los puntos extremos de los patines y la parte media del alma se enfrían rápidamente, en tanto que las zonas de intersección del alma con los patines lo hacen más lentamente. Las partes de la sección que se enfrían más rápido, al solidificarse sufren acortamientos, en tanto aquellas partes que aún están calientes, permiten seguir esas contracciones sin restricción; posteriormente las zonas centrales al enfriarse tratan de contraerse. El resultado neto es que las áreas que se enfriaron más rápidamente quedan con esfuerzos residuales de compresión, en tanto que las áreas de enfriamiento más lento quedan con esfuerzos residuales de tensión.

Su efecto principal es hacer que descienda el límite de proporcionalidad del acero y la relación esfuerzo-deformación resulta no lineal desde ese valor hasta el esfuerzo de fluencia. "Debido a la fluencia prematura en algunos puntos de las secciones transversales de la columna, se reduce apreciablemente la resistencia al pandeo. Al incrementarse la carga en una columna, partes de ésta alcanzarán rápidamente el esfuerzo de fluencia y entrarán al intervalo plástico debido a los esfuerzos residuales de compresión. La rigidez de la columna se reduce y es función de la parte de la sección transversal que aún se comporta elásticamente".^{REF 2}

La bibliografía técnica contiene muchas fórmulas desarrolladas para condiciones ideales de columnas, aunque en la realidad, éstas nunca se encuentran. Consecuentemente, el diseño práctico de columnas se basa principalmente en fórmulas que se han desarrollado para concordar con exactitud razonable con los resultados de las pruebas.

La diversidad de factores, mencionados en párrafos anteriores, que intervienen en la capacidad de resistencia de una columna, hacen que no sea conveniente el uso de una sola curva de diseño para todos los casos, puesto que al hacerlo se castigan las secciones más eficientes o se diseñan las menos eficientes con una seguridad inadecuada. Para obtener un nivel de seguridad uniforme se deben utilizar varias curvas de diseño que correspondan a grupos de columnas con características parecidas; con esto, se tiene el concepto de curvas múltiples.



Conjuntos de curvas múltiples para el diseño de columnas (SSRC y SSRC-P)

Por lo anterior, "el Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural ("Structural Stability Research Council", SSRC) ha propuesto el uso de tres curvas, que corresponden a grupos que incluyen columnas de sección H laminadas en caliente y enderezadas en frío, barras de sección transversal circular, maciza o hueca, y miembros hechos con placas soldadas, de sección H y en cajón, como se muestra en la gráfica anterior.

"Las ecuaciones que reproducen analíticamente los resultados de las curvas múltiples son bastante complejas; por ello, se han propuesto el uso de expresiones simplificadas, con las que se obtienen, de manera mucho más sencilla, resultados suficientemente cercanos a los proporcionados por las curvas; de este tipo son las ecuaciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F." REF.5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Relaciones ancho / grueso

A continuación mencionamos las solicitaciones marcadas por las Normas Técnicas, (referencia 3) en el diseño de miembros sometidos a compresión, se reproduce la clasificación de los diferentes tipos de secciones consideradas en ellas, así como la tabla que sirve para identificarlas.

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos, en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión o en flexocompresión.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de la carga, y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría. Las secciones tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Los estados límite de resistencia de los diferentes tipos de sección son los siguientes:

Secciones tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas., con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.

Secciones tipo 2. Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.

Secciones tipo 3. Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o de ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4. Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

"TABLA 2.3.1 VALORES MÁXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO" REF.3

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	CLASIFICACIÓN DEL ELEMENTO		
	TIPO 1 (DISEÑO PLÁSTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULOS SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES.	-----	-----	$640 / \sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL	-----	-----	$800 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	-----	$540 / \sqrt{F_y}$	$1100 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN FLEXION	$460 / \sqrt{F_y}$	$540 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION; CUBREPLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES TORNILLOS O SOLDADURAS, ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS DOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500 / \sqrt{F_y}$	$5300 / \sqrt{F_y}$	$8000 / \sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXOCOMPRESIDAS	Si $P_u/P_y \leq 0.28$, (2) $3500 / \sqrt{F_y} (1 - 1.4P_u / P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.28$, $2100 / \sqrt{F_y}$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $5300 / \sqrt{F_y} (1 - 2.7P_u / P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $3339 / \sqrt{F_y} (1 - 0.371P_u / P_y)$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $8000 / \sqrt{F_y} (1 - 2.7P_u / P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $5228 / \sqrt{F_y} (1 - 0.598P_u / P_y)$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000 / F_y$	$184000 / F_y$	$235000 / F_y$

- (1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.
- (2) P_u es la fuerza axial de diseño
- (3) En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared

Las relaciones ancho / grueso de los elementos planos de las secciones de los tipos 1 a 3 no deben exceder los valores de la Tabla 2.3.1, lo que asegura que tales secciones podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de *pandeo local*. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las secciones tipo 3 son tipo 4.

Ancho

Elementos planos no atiesados

Reciben el nombre de elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno sólo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, como las alas de ángulos o patines de secciones I. Su ancho es:

- a) En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos.
- b) En alas de ángulos, patines de canales y zetas, y almas de té, la dimensión nominal total.
- c) En patines de secciones I, H y T, la mitad de la dimensión nominal total.
- d) En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

Elementos planos atiesados

Reciben el nombre de elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, como las almas de secciones I. Su ancho es:

- a) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos.
- b) En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.
- c) En almas de secciones formadas por placas, H, I o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos, o en secciones soldadas, la distancia libre entre patines.
- d) En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte

Secciones circulares huecas

En secciones circulares huecas la relación ancho / grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

Resistencia de diseño

"Para el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 se considerará el estado límite de inestabilidad por flexión; en secciones tipo 4 se considerará, además, el estado límite por pandeo local. En columnas de sección transversal con un o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o las formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta también los estados límite de pandeo por flexotorsión y por torsión".^{REF. 3}

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina como sigue:

Secciones tipo 1, 2 o 3

Si la sección transversal es tipo 1, 2 o 3, revisando el estado límite de pandeo por flexión, la resistencia de diseño es:

a) Para miembros de sección transversal H, I, o rectangular hueca.

$$F_R = 0.90$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_1 F_R \leq F_y A_1 F_R$$

Ec. (3.2.1) ^{REF. 3}

$$\lambda = \frac{F_y}{F_e} = \frac{KL}{r} \cdot \frac{\bar{F}_y}{\pi^2 E}$$

Donde:

R_c = Resistencia de diseño a compresión (kg)

F_y = Esfuerzo de fluencia del material (kg/cm²)

E = módulo de elasticidad del acero (2 040 000 kg/cm²)

A_1 = Área total de la sección transversal de la columna (cm²)

F_e = Esfuerzo crítico de Euler

KL/r = relación de esbeltez efectiva máxima de la columna

n = coeficiente adimensional que tiene uno de los valores siguientes:

- Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas: $n = 1.4$
- Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí $n = 1.0$
- Cada vez más el uso de aceros de grado 50, sustituye al acero A-36. En México es ya común el uso de materiales con $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$; cuando es así, puede emplearse la ecuación 3.2.1, con $n = 2.0$ en los casos siguientes:^{REF. 5}
 - Tubos cuadrados o rectangulares, formados en caliente o formados en frío y tratados térmicamente.
 - Tubos circulares formados en caliente.
 - Todos los perfiles que hayan sido relevados de los esfuerzos.

La ecuación 3.2.1 es una representación analítica simplificada de las curvas múltiples del SSRC; los valores de n , 2.0, 1.4 y 1.0, corresponden respectivamente a las curvas 1, 2 y 3.

- b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en a).

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad \text{Ec. (3.2.2) REF. 3}$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, \quad R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad \text{Ec. (3.2.3) REF. 3}$$

$$(KL/r)_c = \frac{2\pi^2 E}{F_y} \approx \frac{6340}{F_y}$$

Es la esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico

Las ecuaciones 3.2.2 y 3.2.3 proporcionan la resistencia de diseño R_c en los rangos elástico e inelástico respectivamente. Estas ecuaciones se conservan de normas anteriores, se emplean en columnas cuyas secciones transversales son ángulos, canales, tes y en general todas aquellas que no han sido objeto de investigaciones especiales, como las realizadas para la obtención de las curvas múltiples. Por ello, para su diseño se emplea un factor de resistencia menor.

Secciones tipo 4

Para secciones transversales tipo 4, considerando el estado límite de pandeo por flexión, y pandeo local combinados –cualquiera que sea la forma de la sección–, la resistencia de diseño es:

$$F_R = 0.75$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c^*, \quad R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad \text{Ec. (3.2.4) REF. 3}$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c^*, \quad R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R \quad \text{Ec. (3.2.5) REF. 3}$$

$$(KL/r)_c^* = \frac{6340}{\sqrt{Q F_y}}$$

Es la esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico

En miembros de sección transversal H o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos con las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 no deben ser mayores que los obtenidos con la ec. 3.2.1 multiplicadas por el factor Q.

Como se puede notar las expresiones anteriores son las mismas empleadas en el inciso b de la sección anterior, sólo que afectadas por un factor Q (factor de pandeo local) dado por:

$$Q = Q_1 Q_a$$

El factor de pandeo local Q_1 se calcula para tres casos particulares como sigue:

- Secciones con elementos planos no atesados:

a) Para ángulos aislados:

$$\text{Si } \frac{640}{F_y} < \frac{b}{t} < \frac{1300}{F_y}, \quad Q_1 = 1.340 - 0.00053 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \quad \text{Ec. (2.3.1) REF. 3}$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} \geq \frac{1300}{F_y}, \quad Q_1 = \frac{1\,090\,000}{F_y (b/t)^2} \quad \text{Ec. (2.3.2) REF. 3}$$

- b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y travesaños armados:

$$\text{Si } \frac{830}{F_y} < \frac{b}{t} < \frac{1470}{F_y}, \quad Q_s = 1.415 - 0.00052 \frac{b}{t} \cdot F_y, \quad \text{Ec. (2.3.3) REF. 3}$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} \geq \frac{1470}{F_y}, \quad Q_s = \frac{1400000}{F_y (b/t)^2}, \quad \text{Ec. (2.3.4) REF. 3}$$

Q_s se calculará para el elemento plano no atiesado que tenga la mayor relación b/t . En secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados $Q_s = 1$

Por lo que $Q = Q_s$

- Secciones con elementos planos atiesados.

En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atiesados $Q_s = 1$

Por lo que

$$Q = Q_a = \frac{A_{ef}}{A}$$

$$A_{ef} = A_t - \sum (b - b_e)t$$

A_{ef} = Área efectiva (cm²)

A_t = Área total de la sección (cm²)

b = Ancho del elemento comprimido (cm)

b_e = Ancho efectivo reducido (cm), se calcula como:

- a) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, con paredes de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad \text{Ec. (2.3.5) REF. 3}$$

- b) Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad \text{Ec. (2.3.6) REF. 3}$$

t = grueso (espesor) del elemento comprimido (cm)

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte (kg/cm²) de manera simplificada puede tomarse el valor correspondiente de F_y .

- Secciones formadas por elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados.

$$Q = Q_s Q_a$$

Q_s y Q_a se calculan como se indica en los párrafos precedentes. La única consideración adicional, es que el esfuerzo f no tiene que ser mayor que el producto $Q_s F_y$.

- Columnas tubulares de sección transversal circular

"La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, que no satisfacen los requisitos de la tabla 2.3.1, pero cuya relación diámetro/grueso de paredes no excede de $914\ 000/F_y$, es igual al menor de los valores proporcionados por las ecs. 3.2.4 y 3.2.5, con $Q=1$, y por la expresión:"

$$R_c = \left(\frac{77\ 300}{D/T} - \frac{2F_y}{3} \right) A_t F_R \quad \text{Ec. (3.2.6) REF. 3}$$

A_t = Área total de la sección transversal de la columna (cm^2)

D = diámetro exterior del tubo (cm)

T = grueso de la pared (cm)

F_R = factor reductivo = 0.70

Pandeo por flexotorsión o torsión

Las Normas Técnicas Complementarias del RCDF (ref. 3), señalan que la resistencia de diseño a compresión "en miembros de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las formadas por placas muy delgadas, puede ser necesario revisar los estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión". No obstante esta misma referencia no presenta ningún lineamiento para su evaluación.

Por lo anterior, en este trabajo, para la revisión por flexotorsión o torsión se considerarán las especificaciones AISI (American Iron and Steel Institute) para diseño por factores de carga y resistencia. Para tener en cuenta la interacción pandeo de conjunto - pandeo local en el diseño de miembros en compresión axial en dichas especificaciones se procede como sigue:

1. Se determina el esfuerzo crítico de conjunto de la columna, con las dimensiones de su sección transversal completa.
2. Se calcula el área neta efectiva de la sección, utilizando el esfuerzo obtenido en 1.
3. Se determina la resistencia de diseño multiplicando el esfuerzo del paso 1 por el área neta calculada en 2

De acuerdo a lo anterior la resistencia de diseño en compresión axial es:

$$R_c = \phi_c P_n \quad \text{Ec. (3.2.7)}$$

$$P_n = A_{ef} F_n$$

ϕ_c = factor de disminución de la resistencia

$$A_{ef} = \text{área efectiva correspondiente al esfuerzo } F_n \quad A_{ef} = A_t - \sum (b - b_e) t$$

Ancho efectivo b_e .

En las especificaciones AISI, el ancho efectivo b_e se obtiene para todos los elementos comprimidos de la sección, atiesados o no, y se calcula como sigue:

$$b_e = b \quad \text{cuando } 0.673$$

$$b_e = pb \quad \text{cuando } > 0.673$$

donde:

$$p = (1 - 0.22 / \lambda) /$$

$$\lambda = \frac{1.052}{k} \left[\frac{b}{t} \right] \sqrt{\frac{f}{E}}$$

k = coeficiente de pandeo de placas tiene los valores siguientes:

$k = 4.0$ para elementos planos atiesados

$k = 0.43$ para elementos planos no atiesados

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado (kg/cm^2) de manera puede tomarse el valor correspondiente de F_y .

F_n es igual a:

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5, \quad F_n = (0.685^{\lambda_c^2}) F_y \quad \text{Ec. (3.2.8)}$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1.5, \quad F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad \text{Ec. (3.2.9)}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}}$$

F_c es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión, determinados con las expresiones siguientes:

$$F_{cx} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad \text{Ec. (3.2.10)}$$

$$F_{cy} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad \text{Ec. (3.2.11)}$$

$$F_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \quad \text{Ec. (3.2.12)}$$

$$F_{\beta} = \frac{1}{2H} \left[(F_{cx} + F_t) - \sqrt{(F_{cx} + F_t)^2 - 4HF_{cx}F_t} \right] \quad \text{Ec. (3.2.13)}$$

F_{cx} = esfuerzo crítico de pandeo por flexión alrededor del eje x (kg/cm^2).

F_{cy} = esfuerzo crítico de pandeo por flexión alrededor del eje y (kg/cm^2).

F_t = esfuerzo crítico de pandeo por torsión de la sección (kg/cm^2).

F_{β} = esfuerzo crítico de pandeo por flexotorsión de la sección (kg/cm^2).

C_w = constante de torsión por alabeo (cm^6) (propiedad geométrica de la sección, valores tabulados en la referencia 6 para diferentes perfiles).

J = constante de torsión (cm^4) (propiedad geométrica de la sección, valores tabulados en la referencia 6 para diferentes perfiles).

G = módulo de elasticidad al esfuerzo cortante.

$$G = \frac{E}{2.6} = \frac{2.04 \times 10^6}{2.6} = 7.85 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

r_0^2 = radio polar de giro de la sección transversal alrededor del centro de torsión, elevado al cuadrado

$$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + x_0^2$$

x_0 = distancia entre los centros de gravedad y de torsión, medida a lo largo del eje principal x.

$$H = 1 - (x_0 / r_0)^2$$

- En secciones con dos ejes de simetría la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras, por lo que: F_c es el menor que resulta de las ecuaciones 3.2.10, 3.2.11, ó 3.2.12.
- Para secciones transversales con un solo eje de simetría se presenta el pandeo por flexión alrededor del eje normal al de simetría, o por flexotorsión, flexionándose alrededor del eje de simetría, centroidal y principal, y retorcándose: F_c es el menor que resulta de las ecuaciones 3.2.11, ó 3.2.13. Para este tipo de secciones, se supone al eje x como el de simetría

EJEMPLO 2

Revisar el montante crítico de la armadura analizada en el ejemplo 1 del apartado de tensión. Se sigue la secuencia presentada en el diagrama de flujo para la revisión de elementos sometidos a compresión axial anexo.

➤ Datos:

Montante crítico barra 13

$$P_u = (cm + cv) \times 1.4 = (9.73 + 1.62) \times 1.4 = 15.89 \text{ T}$$

Sección propuesta: L^o 3"x3"x $\frac{1}{4}$ " (76.2x76.2x6.35 mm)

$$\text{Area} = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2.94 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.49 \text{ cm}$$

$$L_x = L_z = 90 \text{ cm}$$

$$K = 1.0$$

$$\text{Material A-36: } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Relación de esbeltez:

$$KL_x / r_x = 90 / 2.94 = 30.6$$

$$KL_y / r_y = 90 / 1.49 = 60.4 < 200 \quad \text{se acepta.}$$

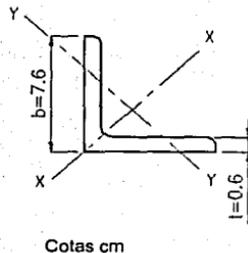
➤ $\frac{b}{t} = 12.67 < \frac{640}{F_y} = 12.72 \rightarrow$ La sección es tipo 3. No existen fenómenos de pandeo local

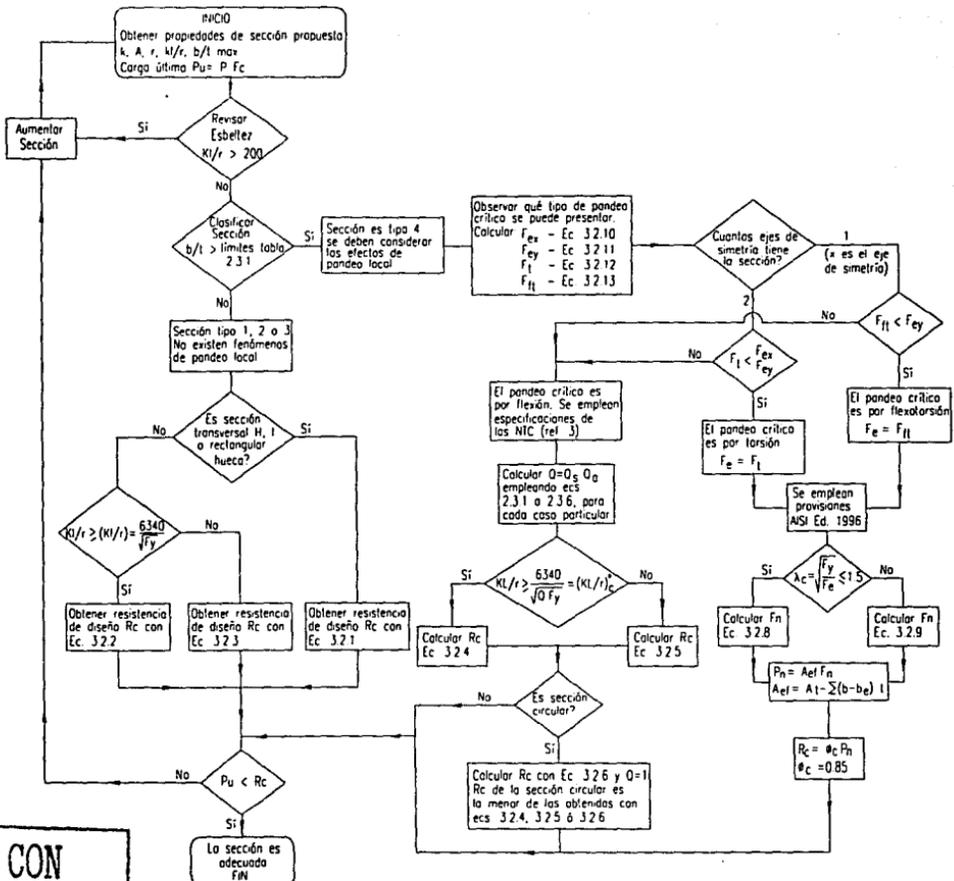
➤ La sección transversal no es H, I o rectangular hueca.

$$\frac{KL}{r_{\max}} = 60.4 < \left(\frac{KL}{r} \right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}} = 126$$

$$R_c = A_i F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r_c)^2} \right] F_R = 9.29 \times 2530 \left[1 - \frac{60.4^2}{2(126)^2} \right] 0.85 = 17683 \text{ kg}$$

➤ $P_u = 15.89 \text{ ton} < R_c = 17.68 \text{ ton} \quad \text{LA SECCIÓN ES ADECUADA.}$





TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Diagrama de flujo para la revisión de miembros sometidos a compresión axial.

EJEMPLO 3

Calcular la resistencia de diseño a compresión axial, de un L^o 3 1/2"x 3 1/2"x 3/16" con longitud no arriestrada de 1.0 m en ambas direcciones. Siguiendo la secuencia presentada en el diagrama de flujo para la revisión de elementos sometidos a compresión axial anexo.

➤ Datos:

$$P_u = (cm + cv) \times 1.4 = (9.73 + 1.62) \times 1.4 = 15.89 \text{ T}$$

Sección propuesta: L^o 3"x3"x1/4" (76.2x76.2x6.35 mm)

$$\text{Area} = 9.29 \text{ cm}^2$$

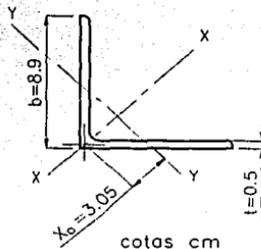
$$r_x = 3.51 \text{ cm} \quad r_y = 1.76 \text{ cm}$$

$$L_x = L_z = L_1 = 100 \text{ cm} \quad K = 1.0$$

$$J = 0.623 \text{ cm}^4$$

$C_a = 0$ (la rigidez al alabeo es despreciable)

$$\text{Material A-36: } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$



➤ Relación de esbeltez:

$$KL_x/r_x = 100/3.51 = 28.5$$

$$KL_y/r_y = 100/1.76 = 56.8 < 200 \quad \text{se acepta.}$$

➤ $\frac{b}{t} = 17.8 > \frac{640}{F_y} = 12.72 \rightarrow$ La sección es tipo 4. Se deben considerar los efectos de pandeo local

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 2\,040\,000}{28.5^2} = 24\,788 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 2\,040\,000}{56.8^2} = 6\,241 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] = \frac{1}{8.36 \times 4.97^2} [0 + 785\,000 \times 0.623] = 2\,368 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} = \sqrt{3.51^2 + 1.76^2 + 3.05^2} = 4.97 \text{ cm}$$

$$F_\rho = \frac{1}{2H} \left[(F_{ex} + F_t) - \sqrt{(F_{ex} + F_t)^2 - 4HF_{ex}F_t} \right]$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \left(\frac{3.05}{4.97} \right)^2 = 0.623$$

$$F_\rho = \frac{1}{2 \times 0.623} \left[(24\,788 + 2\,368) - \sqrt{(24\,788 + 2\,368)^2 - 4 \times 0.623 \times 24\,788 \times 2\,368} \right]$$

$$F_\rho = 2\,280.9 \text{ kg/cm}^2$$

➤ La sección tiene sólo un eje de simetría

$$F_\rho = 2\,280.9 < F_{ex} = 6\,241$$

> El pandeo crítico es por flexotorsión $F_c = 2\,281 \text{ kg/cm}^2$

> Se emplean provisiones AISI

$$\lambda_r = \frac{F_y}{F_c} = 1.05 < 1.5$$

$$> F_n = (0.685^{\lambda_r^2}) F_y = (0.685^{1.05^2}) \times 2530 = 1\,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$> P_n = A_{ef} F_n$$

$$A_{ef} = A_1 - \sum (b - b_e) t$$

$$b_e = b \quad \text{cuando } 0.673$$

$$b_e = pb \quad \text{cuando } > 0.673$$

$$\lambda = \frac{1.052}{k} \left[\frac{b}{t} \right] \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{0.43} \times 17.8 \times \sqrt{\frac{2530}{2.04 \times 10^6}} = 1.0 > 0.673$$

$$p = (1 - 0.22 / \lambda) / (1 - 0.22 / 1.0) / 1.0 = 0.78$$

$$b_e = 0.78 \times 8.9 = 6.942 \text{ cm}$$

$$A_{ef} = 8.36 - 2(8.9 - 6.94) \times 0.5 = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 6.4 \times 1667 = 10\,669 \text{ kg}$$

$$R_c = \phi_c P_n = 0.85 \times 10\,669 = 9069 \text{ kg}$$

Resistencia de diseño.

IV.- MIEMBROS EN FLEXIÓN

INTRODUCCIÓN

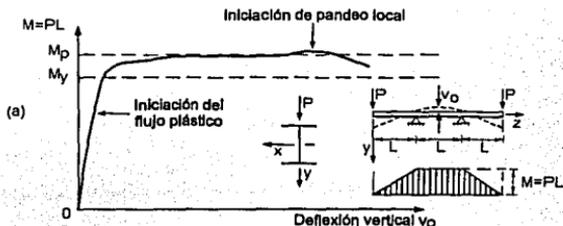
Un elemento sometido a flexión, comúnmente denominado viga o trabe, puede definirse como un elemento recto generalmente en posición horizontal sobre el que actúan fuerzas gravitacionales (producidas por personas, muebles, maquinaria, así como su peso propio y el de los sistemas de piso y techo), normales a su eje longitudinal y las transmiten, sin sufrir deformaciones excesivas, a las columnas o muros en que se apoyan; además, por la continuidad que suele haber entre vigas y columnas aparecen momentos en sus extremos, que aumentan de manera importante cuando actúan sobre la estructura acciones horizontales, producidas por viento o sismo. Este segundo tipo de cargas no existe en las vigas secundarias que configuran los sistemas de piso que por lo general se conectan de manera simple a las vigas o traves principales que forman parte del esqueleto principal de la estructura.

"Las acciones que obran sobre las vigas y la estructura de la que forman parte, ocasionan en ellas momento flexionantes y fuerzas cortantes, de manera que el problema de diseño consiste en proporcionar resistencia suficiente ante estas dos solicitaciones, o su combinación, en todas las secciones transversales, y rigidez adecuada para evitar deformaciones excesivas".^{REF 7}

Las vigas son elementos estructurales poco eficientes – si se les compara con elementos sometidos a tensión o a compresión en los que se restringe el pandeo, en los que los esfuerzos de trabajo son constantes a lo largo de todo el elemento –, puesto que sólo en algunas secciones se alcanzan esfuerzos elevados, mientras que el resto de la sección, trabaja bajo esfuerzos reducidos; por ejemplo en una viga simplemente apoyada con carga uniforme y sección constante, sólo en las fibras extremas de la sección central los esfuerzos se acercarán a los límites permisibles, mientras que el resto de la viga se encontrará sobrada. No obstante, lo que convierte a las vigas en los elementos más utilizados en los sistemas de pisos es el hecho de que estas proporcionan directamente las superficies horizontales necesarias para el desarrollo de las actividades humanas.

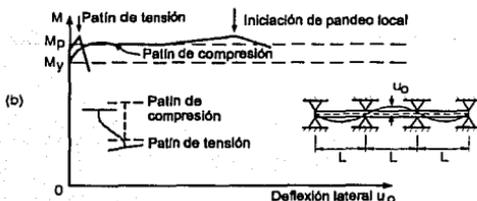
COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS FLEXIONADOS

El comportamiento de barras flexionadas bajo la acción de momentos de intensidad creciente, se determina estudiando experimentalmente vigas con cargas transversales aplicadas en un plano de simetría de la sección, cuya magnitud crece lentamente desde cero hasta la máxima que la barra puede soportar. Dicho estudio se basa en las curvas que relacionan las deflexiones en el plano de carga (vertical) y en planos normales a él (laterales), con las acciones exteriores.



(a) Curva momento-deflexión vertical de una viga en flexión pura

La curva momento máximo-deflexión vertical ($M-v_0$) en el punto medio del claro central (inciso a de la figura) muestra el comportamiento de la viga en el plano de la flexión; el comportamiento fuera de ese plano se ilustra con las curvas momento-deflexión lateral ($M-u_0$) en el centro del claro para ambos patines (inciso b).



(b) Curva momento-deflexión lateral de una viga en flexión pura

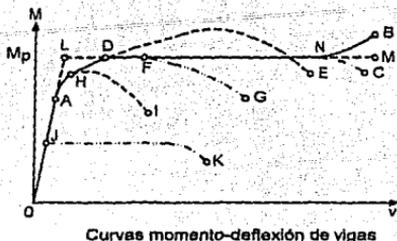
En la figura (a) se observa que el comportamiento de una barra flexionada sigue la configuración de la gráfica esfuerzo-deformación típica del acero. La respuesta inicial es elástica-lineal, tramo recto de la curva. Esta etapa termina al iniciarse el flujo plástico, cuando la suma de los esfuerzos normales máximos producidos por las cargas y los residuales existentes en las viga, llega por primera vez al esfuerzo de fluencia y . Al fluir plásticamente una porción cada vez mayor de la parte central de la viga en flexión uniforme, su capacidad para soportar incrementos de carga adicionales disminuye hasta desaparecer, cuando el momento flexionante iguala al plástico resistente de la sección M_p ; a partir de ese instante la curva M - v_0 se hace aproximadamente horizontal, pues las deformaciones crecen sin cambio apreciable en la carga, llegando a ser varias veces mayores que las existentes cuando se inicia el flujo plástico.

Quando se alcanza el momento plástico M_p , el patín comprimido del tramo central se comienza a desplazar lateralmente; sus deflexiones aumentan en forma gradual, al mismo tiempo que crecen los desplazamientos verticales v_0 , en cambio la deflexión lateral del patín en tensión se conserva con valores muy reducidos (figura b). Durante esta etapa, en la que la viga completa se mueve en la dirección y y el patín comprimido, al mismo tiempo, se desplaza en la x , las secciones transversales pierden su forma inicial y se distorsionan.

La resistencia de la viga se agota cuando se pandea localmente el lado crítico del patín comprimido, en la región central.

Las curvas anteriores representan un fenómeno de pandeo, en el que las deflexiones laterales son nulas hasta que las cargas alcanzan el valor crítico. Como en todos los casos de pandeo, la carga crítica corresponde a un punto de bifurcación del equilibrio: la viga puede mantener su configuración deformada inicial, o puede adoptar otras configuraciones, también en equilibrio, caracterizadas por la aparición de deformaciones de un nuevo tipo, fuera del plano de carga.

Los párrafos y gráficas precedentes, describen el comportamiento de vigas provistas de un contraventeo lateral y con relaciones ancho/grueso, adecuados para posponer la falla por pandeo lateral q local hasta que se presenten deformaciones plásticas importantes, bajo un momento igual al que ocasiona la plastificación de las secciones transversales. No obstante, existen varios comportamientos posibles que se ilustran en la siguiente figura.



La curva llena OAB describe el comportamiento ideal, en que no hay pandeo local ni lateral; después de una deformación considerable, el material de la viga entra en el intervalo de endurecimiento por deformación.

La situación más "común" (de comportamiento ideal, es decir no hay pandeo lateral ni local), en que el acero no llega a endurecerse, esta representada por la curva OAC.

OADE corresponde a una viga con momento flexionante variable (libremente apoyada y con una carga concentrada en el centro del claro, por ejemplo), en la que el endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo hace que la resistencia rebase el valor de M_p ; la curva desciende después, cuando se inician fenómenos de pandeo local y lateral.

Las curvas OAFG, OAH y OJK describen fallas por pandeo lateral o local, o por una combinación de ambos, las dos primeras en el intervalo inelástico y la tercera en el elástico.

PANDEO

Al presentar los posibles comportamientos de un elemento flexionado, observamos que salvo en los comportamientos "ideales", el agotamiento de la resistencia a la flexión, depende de la aparición de fenómenos de pandeo local (deformación de los elementos planos que componen la sección), o lateral (deformación normal al plano de flexión)

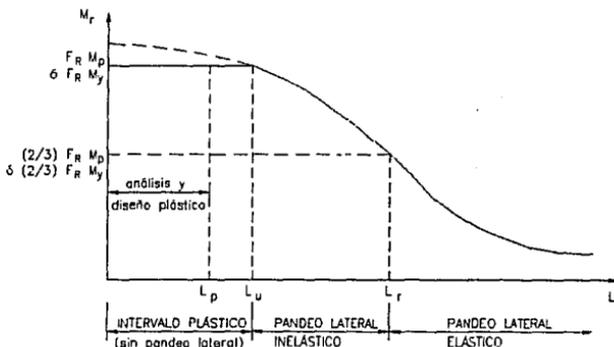
El pandeo local se puede controlar cuando los elementos planos que componen las secciones tienen relaciones ancho/grueso reducidas; las normas técnicas complementarias del RCDDF (ref. 3) consideran que para las secciones 1 y 2 el pandeo local no es crítico en la resistencia a flexión del elemento, para secciones 3 y 4, se considera en el cálculo de la resistencia a flexión, introduciendo en las fórmulas factores correctivos de la esbeltez para los elementos planos que las componen y de la contribución a la torsión y al alabeo que brindan las propiedades geométricas de cada sección en particular.

Análogamente al comportamiento de elementos sometidos a compresión axial descrito en el capítulo anterior, la presencia de pandeo lateral en un elemento flexionado depende directamente de la separación entre soportes laterales que impidan el desplazamiento del elemento fuera del plano de flexión, durante el proceso de carga.

Si la viga esta soportada lateralmente de forma continua (por el sistema de piso o losa que soporta) o por elementos secundarios distribuidos en distancias relativamente estrechas, de tal manera que la distancia entre los soportes laterales no exceda de un cierto valor llamado L_u , no existirán fenómenos de pandeo lateral, en tales condiciones al presentarse la carga que produce la flexión, -si no existen fenómenos de pandeo local-, la sección crítica de la viga tiene la capacidad de alcanzar el esfuerzo de fluencia en todas las fibras que la componen, es decir, de plastificarse,

el momento resistente se presentará en la zona plástica. Dentro de este intervalo plástico, existe un límite de la distancia entre soportes laterales L_p , para la cual las normas técnicas complementarias del RCDDF (ref. 3) permiten, siempre y cuando la sección de la viga en estudio sea tipo 1 de acuerdo a la tabla 2.3.1, un análisis plástico, dicho análisis tiene ciertas limitantes de aplicación que se mencionarán más adelante.

Si se incrementa la longitud entre los soportes laterales de la viga, la sección puede cargarse hasta que algunas pero no todas las fibras comprimidas estén bajo el esfuerzo F_y , al momento de presentarse el pandeo, es decir, este se presenta en el intervalo inelástico, conforme se incrementa la longitud no soportada lateralmente, se observará que el momento que la sección resiste, disminuirá, hasta que finalmente la viga falle antes de que se alcance en cualquier punto el esfuerzo de fluencia. La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar F_y se denota con L_r . En este punto, tan pronto como se presente un momento que teóricamente produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la viga, esta se pandeará.



Relación entre longitud de separación entre soportes laterales y momento resistente de la sección

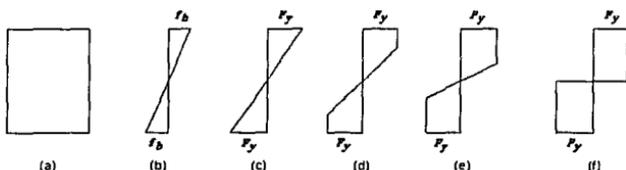
Si la longitud no soportada lateralmente es mayor que L_r , la sección se pandeará en el intervalo elástico, antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto. Al aumentar esta longitud, el momento de pandeo se vuelve cada vez más pequeño. Si se incrementa el momento sobre la viga, esta se deformará lateralmente más y más hasta que se alcance un valor crítico M_u . En este punto la sección transversal de la viga girará y el patín de compresión se moverá lateralmente. El momento M_u lo proporciona la resistencia torsional y la resistencia al alabeo de la viga.

ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Si se considera una viga de sección transversal rectangular, restringida contra el pandeo lateral, sujeta a momento flexionante, el esfuerzo en cualquier punto puede calcularse con la fórmula de la flexión: $f_b = Mc/I$ esta fórmula se basa en las hipótesis elásticas usuales: el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, una sección plana antes de la flexión permanece plana después de la aplicación de las cargas, etc. Sustituyendo el módulo de sección $S = I/c$, la fórmula de la flexión puede escribirse:

$$f_b = \frac{M}{S}$$

Cuando el momento se aplica a la viga, inicialmente, el esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas, como se muestra en el inciso (b) de la figura. Si se incrementa el momento se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas como se muestra en la parte (c) de la figura. El momento que inicia el flujo de las fibras extremas, se denomina *momento de fluencia*.

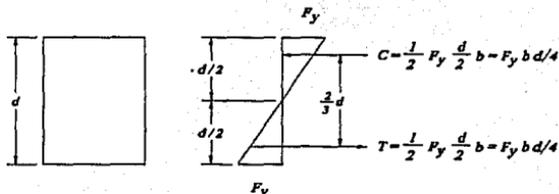


PROCESO DE PLASTIFICACIÓN DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR

Si el momento en una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia, fluirán y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. Este proceso continuará con más y más partes de la sección transversal de la viga alcanzando el esfuerzo de fluencia, incisos (d) y (e), hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en (f). Cuando se alcanza esta distribución de esfuerzos se dice que se ha formado una *articulación plástica*, porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causará una rotación en la viga con pequeño incremento del esfuerzo.

El momento plástico es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro, creándose ahí mismo una *articulación plástica*. La relación del momento plástico M_p al momento de fluencia M_y se denomina *factor de forma f*, "es una característica geométrica de la sección; representa una reserva de capacidad para resistir flexión fuera del intervalo elástico, pues éste termina cuando el momento alcanza el valor M_y y la sección admite incrementos adicionales, hasta llegar a M_p ".^{REF.7}

El momento de fluencia M_y es igual al esfuerzo de fluencia por el módulo elástico S . Su valor se puede obtener, para una sección rectangular, considerando el par interno resistente mostrado en la figura:

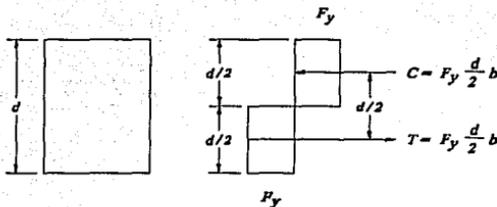


PAR INTERNO RESISTENTE PARA EL MOMENTO DE FLUENCIA DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR

El momento resistente es igual a T o C multiplicado por el brazo de palanca entre ellos:

$$M_y = \left(\frac{F_y b d}{4} \right) \left(\frac{2}{3} d \right) = F_y \frac{b d^2}{6} = F_y S$$

De manera similar, el momento plástico M_p es el momento nominal de la sección. Este momento plástico o nominal es igual a T o C veces el brazo de palanca entre ellos. Para la viga rectangular de la figura es:



PAR INTERNO RESISTENTE PARA EL MOMENTO PLÁSTICO DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR

$$M_p = M_n = \left(\frac{F_y b d}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) = F_y \frac{b d^2}{4} = F_y Z$$

El momento plástico es igual al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo plástico Z , se observa que la relación entre el módulo de sección de sección plástico y el módulo de sección elástico es también el factor de forma, para sección rectangular:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S} = \frac{Z}{S} = \frac{b d^2 / 4}{b d^2 / 6} = 1.5$$

El módulo plástico es igual al momento estático de las áreas a tensión y compresión respecto al eje neutro. Como todas las fibras tienen el mismo esfuerzo F_y en la condición plástica, las áreas arriba y abajo del eje neutro deben ser iguales.

DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN

Estados límite

La referencia 1 especifica que en el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- Pandeo local del patín comprimido.
- Pandeo local del alma, producido por flexión.
- Plastificación del alma por cortante.
- Pandeo local del alma por cortante.
- Tensión diagonal en el alma.
- Pandeo lateral por flexotorsión.
- Flexión y fuerza cortante combinados.
- Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Resistencia de diseño

"Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a traveses formadas por placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión, o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre acompañada por fuerzas cortantes." REF 3

Longitud no soportada lateralmente.

Como se observó en el inciso de pandeo, el momento resistente de diseño depende directamente de la longitud sin soporte lateral, cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior, a continuación se definen los límites L_p , L_r y L_u acorde con las normas técnicas complementarias del RCDDF (ref. 3).

" L_p es la longitud máxima no soportada para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso". Las NTC permiten, cuando el elemento sujeto a revisión es tipo 1 y no excede el límite L_p , realizar un análisis plástico para determinar el momento actuante en la sección. Dicho análisis consiste en localizar los puntos en los que se forman articulaciones plásticas, estimando de esta manera el mecanismo de colapso.

Este procedimiento, tiene ciertas limitantes, es posible realizarlo para una viga simplemente apoyada o una viga continua con varios apoyos, después de varias suposiciones de mecanismos de falla, pero para una estructura tridimensional formada a base de marcos rígidos, resulta un problema extremadamente complejo y sólo se puede resolver con ayuda de un programa de cómputo que realice análisis estructural no lineal, además para que ocurra el mecanismo de falla supuesto, se debe garantizar que las cargas no variarán en magnitud ni posición significativa durante la vida útil de la estructura, lo que para un edificio sería muy difícil conseguir, en particular en lo que respecta a las fuerzas laterales, debido a que no tenemos la certeza de los valores y la periodicidad con que se presentarán. Por lo que en el presente trabajo no se abundará en este tema, no obstante, si se cumplen las condiciones arriba mencionadas, en la referencia 7 se presenta el procedimiento detallado para encontrar los mecanismos de falla en vigas de uno o varios claros.

L_p se calcula como sigue, para:

Secciones I
$$L_p = \frac{253\,000 + 155\,000 (M_1 / M_p)}{F_y} r_y \leq 1.5$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352\,000 + 211\,000 (M_1 / M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211\,000}{F_y} r_y$$

donde:

M_p = momento resistente del miembro en estudio.

M_1 = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

r_y = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1 / M_p es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso

L_u es la longitud máxima no soportada para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , pero no se exige capacidad de rotación para la formación de articulaciones plásticas y L_r la longitud que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico y de la aplicación de las ecs. 3.3.7 y 3.3.8 (la ec. 3.3.7 es válida para $L < L_r$ y la 3.3.8 para $L > L_r$).

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

- Miembros de sección transversal I:

$$L_u = \sqrt{\frac{2 \pi}{x_u}} \cdot \frac{EC_a}{GJ} \cdot \sqrt{1 + 1 + x_u^2} \quad \text{Ec. (3.3.13)} \quad \text{REF. 3}$$

$$L_r = \sqrt{\frac{2 \pi}{x_r}} \cdot \frac{EC_a}{GJ} \cdot \sqrt{1 + 1 + x_r^2} \quad \text{Ec. (3.3.14)} \quad \text{REF. 3}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del acero (2 040 000 kg/cm²)

C_a = constante de torsión por alabeo (cm⁶) (propiedad geométrica de la sección, valores tabulados en la referencia 6 para diferentes perfiles).

J = constante de torsión (cm⁴) (propiedad geométrica de la sección, valores tabulados en la referencia 6 para diferentes perfiles).

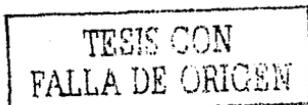
G = módulo de elasticidad al esfuerzo cortante (785 000 kg/cm²)

$$x_u = 4.293 C \frac{ZF_y}{GJ} \cdot \frac{C_a}{I_y} = 3.220 x_r$$

$$x_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \cdot \frac{C_a}{I_y}$$

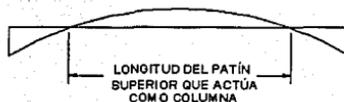
C = Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión.

Este término es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo torsional lateral. Dicho de otra manera, el pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro. En la figura siguiente se puede apreciar que el momento presentado en la viga sin soporte lateral del inciso (a), causa en el patín una peor condición de compresión que el momento en la viga sin soporte lateral inciso (b) de la figura. La razón de esto es que el patín superior de la viga (a) trabaja a compresión en toda su longitud, en tanto que en (b), la longitud de la "columna", o sea la longitud del patín superior que trabaja a compresión es mucho menor.





(a) CURVATURA SENCILLA



(b) CURVATURA DOBLE

Para la viga simplemente apoyada en la parte (a) de la figura, C se considera igual a 1.0, en tanto que para la viga en (b), será superior a 1.0.

En resumen, C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.04 M_1 / M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.60 - 0.04 M_1 / M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

En secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas, pueden utilizarse las expresiones simplificadas:

$$L_u = \frac{6.55}{x_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_u^2}} \quad \text{Ec. (3.3.15) REF. 3}$$

$$L_r = \frac{6.55}{x_r} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_r^2}} \quad \text{Ec. (3.3.16) REF. 3}$$

donde:

$$x_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.220 x,$$

$$x_r = 2.4 C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

d = peralte de la sección.

t = grueso de patín comprimido

Miembros de sección transversal rectangular maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{CZF_y} I_y J$$

Ec. (3.3.17) REF. 3

$$L_r = 2.92 \frac{E}{CZF_y} I_y J = 3.22 L_u$$

Ec. (3.3.18) REF. 3

Momento resistente de diseño M_R .

□ **Miembros soportados lateralmente ($L = L_u$)**

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones 1 o 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p$$

Ec. (3.3.1) REF. 3

b) Para secciones tipo 3:

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y$$

Ec. (3.3.4) REF. 3

En secciones I o H flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de

$$830 / \bar{F}_y \quad \text{y} \quad 540 / \bar{F}_y$$

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$8000 / \bar{F}_y \quad \text{y} \quad 5000 / \bar{F}_y$$

Correspondientes a $F_R M_y$ y $F_R M_p$, respectivamente.

c) Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con la tabla 2.3.1, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplan los requisitos de las secciones tipo 1, 2, o 3, y las almas sean tipo 4, el valor de M_R se obtendrá considerando la reducción del momento resistente por esbeltez del alma de acuerdo con la sección referente a la resistencia de diseño para travesaños armados, que se estudia en párrafos posteriores.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y los patines son tipo 4, se distinguen dos casos:

1. Si el patín comprimido está formado por elementos planos no aliesados,

$$M_R = F_R Q_s S F_y = F_R Q_s M_y \quad \text{Ec. (3.3.5)}^{\text{REF. 3}}$$

Q_s se obtiene de igual manera a la presentada en el capítulo de compresión, en el inciso referente a las secciones tipo 4, (Ecs. 2.3.1 a 2.3.4^{REF.3}).

2. Si el patín comprimido está formado por elementos planos aliesados,

$$M_R = F_R S_b F_y \quad \text{Ec. (3.3.6)}^{\text{REF. 3}}$$

Si el valor de M_R calculado con alguna de las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6 es mayor que el dado por la ec. 3.3.4, éste será el momento resistente del elemento.

En las expresiones anteriores:

$$F_R = 0.90$$

Z = módulo de sección plástico.

S = módulo de sección elástico de la sección.

S_b = módulo de sección elástico efectivo. Se calcula con el ancho efectivo del patín del patín comprimido, determinado como se indica en el capítulo de compresión, (Ecs. 2.3.5 y 2.3.6^{REF.3}).

$M_p = Z F_y$ = momento plástico resistente de la sección.

$M_y = S F_y$ = momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales).

F_y = Esfuerzo de fluencia.

□ Miembros no soportados lateralmente ($L > L_u$)

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p \quad \text{Es decir, si } L_u < L_r$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \quad \text{Pero no mayor que } F_R M_p \quad \text{(Ec. 3.3.7)}^{\text{REF.3}}$$

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_p \quad \text{Es decir, si } L > L_r$$

$$M_R = F_R M_u \quad \text{(Ec. 3.3.8)}^{\text{REF.3}}$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{J_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad \text{(Ec. 3.3.9)}^{\text{REF.3}}$$

En secciones I o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (\text{Ec. 3.3.10 REF.3})$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{EA t}{(L/r_x)} \quad (\text{Ec. 3.3.11 REF.3})$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 E A d}{(L/r_y)^2} \quad (\text{Ec. 3.3.12 REF.3})$$

En las expresiones anteriores:

$F_R = 0.90$

A = área total de la sección.

d = peralte de la sección.

I_x = momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma.

r_x = radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma.

t = espesor del patín comprimido.

L = separación entre puntos de apoyo lateral.

C_n = constante de torsión por alabeo.

En miembros de **sección transversal en cajón** (rectangular hueca) se toma $C_n = 0$

J = constante de torsión (cm^4)

C = Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante.

- b) Para secciones tipo 3 o 4 con dos ejes de simetría, y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_y \quad \text{Es decir, si } L_u < L \quad L_r$$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \quad (\text{Ec. 3.3.19 REF.3})$$

Pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ec. 3.3.5 o 3.3.6 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 o 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_y \quad \text{Es decir, si } L > L_r$$

$$M_R = F_R M_u \quad (\text{Ec. 3.3.20 REF.3})$$

M_u se calcula con la ec. 3.3.9 o, cuando sean aplicables, pueden utilizarse las ecs. 3.3.10 a 3.3.12. Estas tres ecuaciones pueden emplearse también para las canales, haciendo en ellas $M_{c2} = 0$.

Los límites de aplicación de las diversas ecuaciones se determinan también con las ecs. 3.3.13 a 3.3.18, pero al calcular X_u y X_r y al aplicar las ecs. 3.3.17 y 3.3.18 a miembros de sección transversal rectangular hueca debe sustituirse Z por S.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

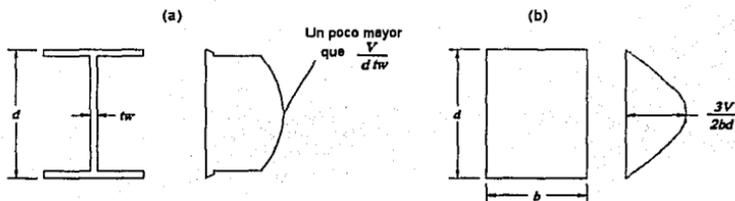
Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1,2 o3 y almas son tipo 4, el momento resistente de diseño no debe exceder el valor obtenido de acuerdo con el inciso 4.5.8 (ref. 3), referente a la resistencia de diseño para traves armadas.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_s = 0$

Resistencia de diseño al cortante.

Recordando del estudio de mecánica de materiales, se conoce la fórmula del esfuerzo cortante $f_v = VQ/Ib$ en la que V es la fuerza cortante externa, Q es el momento estático respecto al eje neutro de la parte de la sección transversal situada arriba o abajo del nivel en que se busca el esfuerzo f_v y b es el ancho de la sección al nivel del esfuerzo f_v buscado.

La siguiente figura inciso (a) se muestra la distribución del esfuerzo cortante para la sección transversal de un perfil I , el inciso (b) muestra la distribución en una sección rectangular.



DISTRIBUCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE

Para el perfil I , la fuerza cortante es resistida casi por completo por el alma, ya que los esfuerzos en los patines son de poca intensidad, pues en ellos el momento estático Q es pequeño y el ancho de la sección, b , grande, mientras que en el alma aumenta el momento estático y el ancho disminuye bruscamente; además, los esfuerzos máximos a lo largo del eje de simetría horizontal son poco mayores que los mínimos, en las intersecciones del alma con los patines, por lo que para fines prácticos, puede aceptarse que el alma resiste toda la fuerza cortante.

El alma de una viga o trabe armada sometida a cortante puro puede fallar por flujo plástico, sin pandeo local prematuro cuando el alma es robusta, por pandeo elástico o por pandeo inelástico; en cualquiera de estos dos casos puede tomarse como estado límite, la iniciación del pandeo o la resistencia última del alma, incluyendo la resistencia posterior a la iniciación del pandeo que se desarrolla en almas provistas de atesadores transversales adecuados, debida a la formación de un campo de tensión diagonal.

La resistencia nominal del alma es $A_n F_s$, donde A_n es el área del alma (producto de su grueso por el peralte total de la sección) y F_s el esfuerzo cortante que ocasiona la falla.

Teniendo en cuenta el efecto benéfico del endurecimiento por deformación en almas de esbeltez reducida se toma $F_s = 0.66 F_y$. Este límite, que se relaciona a deformación excesiva más que a falla catastrófica, "corresponde al esfuerzo cortante permisible de $0.40 F_y$ que se ha utilizado desde hace más de 60 años, según la teoría de Von Mises y aceptando un coeficiente de seguridad de $1/0.6=1.67$ contra la plastificación del alma, el esfuerzo permisible debería ser

$F_a = 0.6(F_y / 3) = 0.346 F_y$; $0.40 F_y$ representa un incremento de $0.40/0.346=1.156$, casi igual al correspondiente al paso de $0.577 F_y$ a $0.66 F_y$ ($0.66/0.577=1.144$)^{REF.8}

La determinación de los límites que definen cuándo la falla por cortante se presenta en los intervalos elástico o inelástico, se puede consultar en la referencia 8.

De acuerdo a los puntos anteriores, las normas técnicas complementarias del RCDDF (ref. 3), proporcionan las fórmulas para obtener la resistencia de diseño a la fuerza cortante, como sigue:

La resistencia de diseño al cortante, V_R de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = V_N F_R \quad (\text{Ec. 3.3.21}^{\text{REF.3}})$$

$F_R = 0.90$ y V_N es la resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

a)
$$\text{Si } \frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = 0.66 F_y A_n \quad (\text{Ec. 3.3.22}^{\text{REF.3}})$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

b)
$$\text{Si } 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_n \quad (\text{Ec. 3.3.23}^{\text{REF.3}})$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c)
$$\text{Si } 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad \text{Se consideran dos casos:}$$

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_n \quad (\text{Ec. 3.3.24}^{\text{REF.3}})$$

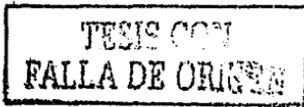
c2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_n \quad (\text{Ec. 3.3.25}^{\text{REF.3}})$$

d)
$$\text{Si } 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \quad \text{Se consideran dos casos:}$$

d1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1\,845\,000 k}{(h/t)^2} A_n \quad (\text{Ec. 3.3.26}^{\text{REF.3}})$$



d2) Estado limite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{1845000 k}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (\text{Ec. 3.3.27 REF.3})$$

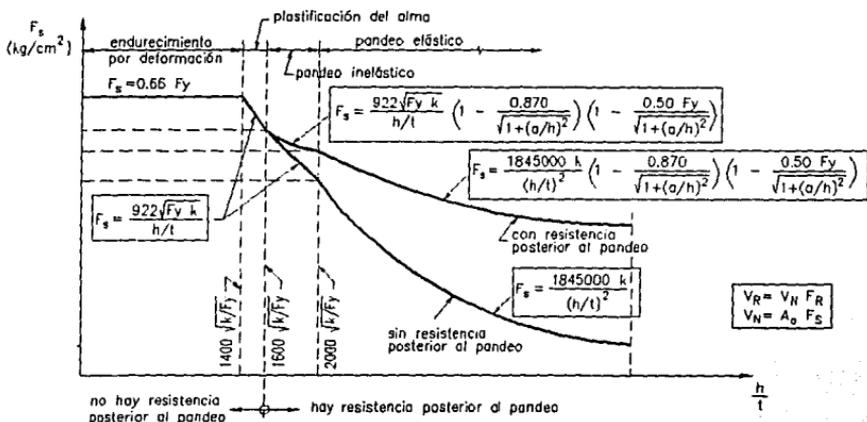
Para poder tomar como estado limite la falla por tensión diagonal (ecs. 3.3.25 y 3.3.27) la sección debe tener una sola alma (secciones laminadas o formadas por placas y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con la sección referente a la resistencia de diseño para traves armadas, que se estudia en párrafos posteriores.

En las expresiones anteriores:

- A_a es el área del alma igual a $d \times t$ (cm²)
- t espesor del alma (cm)
- d peralte total de la sección (cm)
- h peralte del alma (distancia libre entre patines) (cm)
- a separación entre atiesadores transversales (cm)
- k coeficiente sin dimensiones:

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (\text{Ec. 3.3.28 REF.3})$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.



ESFUERZOS RESISTENTES NOMINALES DE ALMAS EN CORTANTE

Flexión y cortante combinados.

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente V_D / M_D está comprendido entre los límites

$$(1.33 V_R / M_R) \geq V_D / M_D \geq (0.6 V_R / M_R)$$

Se deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

"Aunque no se dice en las normas, las recomendaciones de este artículo sólo deben revisarse cuando en el diseño del alma de la trabe se ha incluido la resistencia que proviene del campo de tensión diagonal".^{REF. 6}

Trabes armadas.

Las trabes armadas son secciones grandes en forma de I compuestas de placas y a veces de perfiles laminados. Por lo general su resistencia de diseño está comprendida entre la de las vigas laminadas y la de las armaduras de acero.

Las placas y los perfiles laminados pueden disponerse para formar trabes armadas de casi cualesquiera proporciones razonables. Esto parece muy ventajoso para todos los casos en los que no existe restricción de peralte, pero para dimensiones reducidas, la ventaja se anula debido a los mayores costos de fabricación. La mayoría de los puentes carreteros de acero contruidos actualmente para claros menores de 25 m, son puentes de vigas de acero. Para claros mayores, las trabes armadas comienzan a ser competitivas desde el punto de vista económico. Cuando las cargas son extremadamente grandes, como ocurre en los puentes ferroviarios, las trabes armadas compiten económicamente en claros más cortos como son los de 15 m.

En los claros donde las trabes armadas resultan económicas, también existe la alternativa de emplear armaduras. En general las trabes armadas, comparadas en particular con las armaduras, tienen las siguientes ventajas:

- El precio de fabricación, por kilogramo, es menor que el de las armaduras, pero mayor que el de las secciones de vigas laminadas.
- El montaje es más barato y rápido que el de las armaduras.
- Debido a su densidad, la vibración y el impacto no son problemas serios.
- Las trabes requieren menor altura libre vertical que las armaduras.
- La viga de alma llena tiene menos puntos críticos para esfuerzos que las armaduras.
- Una conexión defectuosa no reviste tanta importancia como en una armadura, donde tal situación puede significar un desastre.
- Existe menos peligro de daño a una trabe armada en un accidente en comparación con las armaduras. Si en un puente un camión golpea una trabe armada, probablemente sólo la flexionará un poco; pero un accidente semejante en el miembro de una armadura de puente podría ocasionar la rotura del miembro y quizá la falla de toda la estructura.
- Una trabe armada puede pintarse más fácilmente que una armadura.

Dimensionamiento.

El peralte de las trabes armadas varía entre $1/6$ y $1/15$ de su claro, con valores promedio de $1/10$ a $1/12$, dependiendo de las condiciones particulares de cada trabajo. Una condición que puede limitar las proporciones de la trabe, es el tamaño máximo que puede fabricarse en el taller y embarcarse a la obra.

A continuación se reproducen los requisitos para proporciones de trabes armadas, señalados en las normas técnicas complementarias del RCCDF (referencia 3).

Las dimensiones de trabes armadas remachadas, atornilladas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para remaches o tornillos, no se hace reducción en su área si la reducción, calculada de acuerdo con el inciso de área neta señalado en el capítulo de tensión, no excede de 15% del área total del patín; en caso contrario, se deduce únicamente el área de agujeros que pase del 15% mencionado.

- *Patines.*

Los patines de las traves armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa, y no por dos o más placas superpuestas.

La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos gruesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldaduras a tope. El área total de la sección transversal de las cubreplacas de traves armadas remachadas o atornilladas no excederá de 70% del área total del patín.

- *Alma.*

La relación h/t de la distancia libre entre patines al grueso del alma no debe ser mayor que:

$$985\ 000$$

$$F_y (F_y + 1150)$$

$$16\ 800$$

$$F_y$$

Cuando no existen atiesadores.

Cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la trabe.

Para la unión de almas y patines, los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trabe. La distribución longitudinal de los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no debe exceder de la máxima permitida señalada en las secciones correspondientes de las normas.

Refuerzo del alma.

Si h/t no es mayor de $3\ 600 / F_y$ y la fuerza cortante que obra sobre la trabe no es mayor que su resistencia dada por la ecuación 3.3.21, caso a) o b), de la sección precedente "resistencia de diseño al cortante", no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores, de acuerdo al inciso 4.5.5 de la referencia 3.

Si h/t no es mayor de $3\ 600 / F_y$ pero la fuerza cortante que obra sobre la trabe es mayor que su resistencia dada por la ecuación 3.3.21, caso a) o b), el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura.

- *Atiesadores transversales intermedios.*

Cuando h/t es mayor que $3\ 600 / F_y$ debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las traves en los que la fuerza cortante de diseño, V_D , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R , calculada con la ec. 3.3.21 y la que sea aplicable de las ecuaciones 3.3.22 a 3.3.24 o 3.3.26 del inciso resistencia de diseño al cortante, haciendo en ellas $k=5.0$.

Cuando se necesiten atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño calculada con alguna de las ecuaciones 3.3.24 a 3.3.27. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260 / (h/t)]^2$ no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula con la ec. 3.3.24 o con la ec. 3.3.26; además, k se toma igual a 5.0.

En traveses diseñadas con la ecuación 3.3.25 o 3.3.27, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, calculada con la ecuación 3.3.24 o 3.3.26 y la ec. 3.3.21, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma estén ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada que impida su deformación.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o pueden alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican a continuación:

- a) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.3.25 o 3.3.27, tomando como base el estado límite de falla por tensión diagonal, deben satisfacerse las condiciones siguientes:

1. El área total de cada atiesador o par de atiesadores será igual o mayor que:

$$A_{at} = Y \left[0.15 C_v h t (1 - C_v) \frac{V_D}{V_R} - 18 t^2 \right] \geq 0 \quad (\text{Ec. 4.5.1}^{\text{REF.3}})$$

$$C_v = \left[\frac{1600}{(h/t)} \right] k / F_y \quad \text{Cuando el diseño del alma se hace con la ec. 3.3.25}$$

$$C_v = \left[\frac{3\,200\,000\,k}{(F_y (h/t)^2)} \right] \quad \text{Cuando se utiliza la ec. 3.3.27.}$$

$$Y = \frac{F_y \text{ del acero del alma}}{F_y \text{ del acero del atiesador o atiesadores}}$$

- $C_n = 1.0$ para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un solo ángulo, y 2.4 para los formados por una sola placa.

V_D y V_R son la fuerza cortante de diseño y la resistencia de diseño al cortante en el punto de colocación del atiesador. V_R se calcula con las ecs. 3.3.21 y 3.3.25 o 3.3.27.

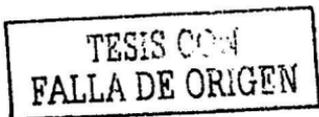
2. El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que:

$$a t_a^3 \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] \geq 0.5 a t_a^3 \quad t_a \text{ es el grueso del alma.}$$

- b) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.3.24 o 3.3.26, tomando como base el estado límite de iniciación

No es necesario que los atiesadores intermedios lleguen hasta el patín en tensión, excepto cuando se necesite un apoyo directo para transmisión de una carga concentrada o reacción. De no ser así, pueden cortarse a una distancia del patín de tensión no mayor de 4 veces el grueso del alma.

Quando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.



Si se conecta contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir 1 por ciento de la fuerza total en el patín.

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el caso a) deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza, en kilogramos por centímetro lineal de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que:

$$F_c h \sqrt{(F_y / 1400)^3}$$

F_y corresponde al acero del alma, h es el peralte de la misma, en cm, F_c es el factor de carga que se utilice en el diseño. Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada con las ecuaciones 3.3.21 y 3.3.25 o 3.3.27.

Esta condición no tiene que revisarse en el caso b).

Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

Reducción del momento resistente por esbeltez del alma.

Si la relación h/t del peralte al grueso del alma de secciones I o H excede de:

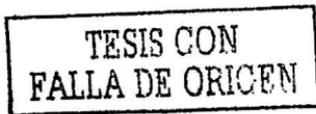
$$8000 / \sqrt{M_R / 0.9S}$$

Y el patín comprimido cumple las relaciones ancho / grueso de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.3.1, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'_R se calcula con la ecuación:

$$M'_R = M_R \left[1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left(\frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9S}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 4.5.2 REF.3})$$

donde A_a y A_p son el área del alma y del patín comprimido, h y t el peralte y el grueso del alma, S es el módulo de sección de la sección completa, respecto al patín comprimido, y M_R la resistencia de diseño en flexión, pero sin exceder de $F_R M_y$.

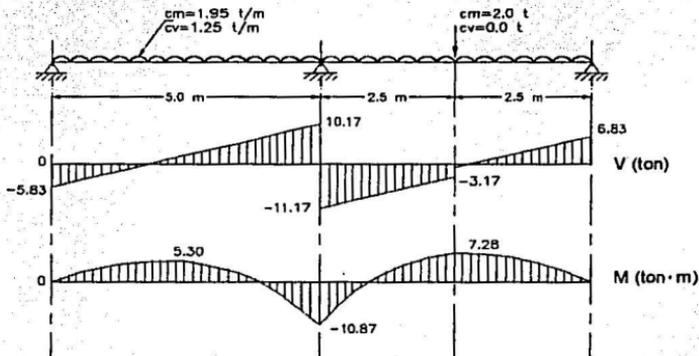
Al calcular el momento reducido de secciones en cajón debe tenerse en cuenta la existencia de dos o más almas.



EJEMPLO 4

Diseñar por flexión y cortante la viga mostrada en la figura, para los casos particulares siguientes:

- Considerando que la sección está soportada lateralmente de forma continua (el soporte lo proporciona el sistema de piso).
- Considerando soporte lateral solamente en los apoyos.



DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO
COMBINACIÓN (cm + cv)

Caso a): Sección propuesta: W 12 x 30 (in lb/ft) Acero A-36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

$$M_u = 10.87 \times 1.4 = 15.21 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 11.17 \times 1.4 = 15.64 \text{ ton}$$

▪ Propiedades:	$d = 313 \text{ mm}$	$Z_x = 710.3 \text{ cm}^3$
	$tw = 6.6 \text{ mm}$	$J = 18.31 \text{ cm}^4$
	$bf = 165.6 \text{ mm}$	$Ca = 193232 \text{ cm}^5$
	$tf = 11 \text{ mm}$	

▪ Clasificación de la sección:

$$\text{Patines: } \left(\frac{b}{t} = \frac{8.28}{1.1} = 7.53 \right) < \left(\frac{460}{\sqrt{F_y}} = 9.15 \right) \rightarrow \text{Sección tipo I}$$

$$\text{Alma: } \left(\frac{b}{t} = \frac{29}{0.66} = 44 \right) < \left(\frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 69.6 \right) \rightarrow \text{Sección tipo I}$$

Como $L < L_u$ M_R se obtiene con la ecuación 3.3.1

$$M_R = F_R M_p = F_R Z F_y = 0.9 \times 710.3 \times 2530 = 1\ 617\ 353 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 16.17 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$M_R = 16.17 \text{ ton}\cdot\text{m} > M_u = 15.21 \text{ ton}\cdot\text{m}$

La sección es adecuada por flexión.

Revisión por cortante:

Relación h/t para determinar en qué rango falla el alma por cortante:

$$\left(\frac{h}{t} = \frac{29}{0.66} = 44 \right) < \left(1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 62.2 \right)$$

La falla se encuentra en la zona de endurecimiento por deformación.

$k = 5.0$ por no existir atiesadores.

Se utiliza la ec. 3.3.22 para calcular V_N

$$V_N = 0.66 F_y A_w = 0.66 \times 2530 (31.3 \times 0.66) = 34\,495 \text{ kg}$$

$$V_R = V_N F_R = 34\,495 \times 0.9 = 31 \text{ ton}$$

$V_R = 31.0 \text{ ton} > V_u = 15.64 \text{ ton}$ La sección es adecuada por cortante.

Caso b): Sección propuesta: W 12 x 40 (in lb/ft) Acero A-36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

$$M_u = 10.87 \times 1.4 = 15.21 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 11.17 \times 1.4 = 15.64 \text{ ton}$$

Propiedades:

$$d = 303 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$b_f = 20.3 \text{ mm}$$

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

$$Z_x = 929.6 \text{ cm}^3$$

$$J = 34.41 \text{ cm}^4$$

$$C_a = 385829 \text{ cm}^6$$

$$I_y = 1833.6 \text{ cm}^4$$

Clasificación de la sección:

$$\text{Patines: } \left(\frac{b}{t} = \frac{10.15}{1.3} = 7.8 \right) < \left(\frac{460}{\sqrt{F_y}} = 9.15 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

$$\text{Alma: } \left(\frac{b}{t} = \frac{27.7}{0.75} = 37 \right) < \left(\frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 69.6 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

Determinación de los límites L_u y L_r

$$x_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \cdot \frac{C_a}{I_y} = \frac{4}{3} (1.0) \frac{929.6 \times 2530}{785000 \times 34.41} \cdot \frac{385829}{1833.6} = 1.683$$

$$x_u = 3.220 \quad x_r = 3.220 \times 1.683 = 5.42$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{x_u} \frac{E C_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_u^2}} = \frac{\sqrt{2} \pi}{5.42} \frac{2040000 \times 385829}{785000 \times 34.41} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 5.42^2}} = 357 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{2 \pi}{x_r} \frac{E C_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_r^2}} = \frac{2 \pi}{1.683} \frac{2040000 \times 385829}{785000 \times 34.41} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1.683^2}} = 775 \text{ cm}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

▪ Cálculo de M_R

Como $L_u < L < L_R$ M_R se obtiene con la ecuación 3.3.7

$$M_u = Z F_y = 929.6 \times 2530 = 2\,351\,888 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_u = \frac{\pi E}{CL} I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right] = \frac{\pi \times 2040000}{1.0 \times 500} \left[18336 \left[\frac{34.41}{2.6} + \left(\frac{\pi}{500} \right)^2 385829 \right] \right] = 2928395 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) = 1.15 \times 0.9 \times 23.52 \left(1 - \frac{0.28 \times 23.52}{29.28} \right) = 18.87 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$M_R = 18.87 \text{ ton}\cdot\text{m} > M_u = 15.21 \text{ ton}\cdot\text{m}$ La sección es adecuada por flexión.

Nota: Se aclara que haciendo la revisión del perfil utilizado en el inciso a), W 12x30 con longitud no arriestrada de $L = 5.0 \text{ m}$, utilizando las expresiones anteriores, se obtiene:

$M_R = 12.05 \text{ ton}\cdot\text{m} < M_u = 15.21 \text{ ton}\cdot\text{m}$ que se encontraría escasa.

▪ Revisión por cortante:

Relación h/t para determinar en qué rango falla el alma por cortante:

$$\left(\frac{h}{t} = \frac{27.7}{0.75} = 37 \right) < \left(1400 \frac{k}{F_y} = 62.2 \right)$$

La falla se encuentra en la zona de endurecimiento por deformación.

$k = 5.0$ por no existir atiesadores.

Se utiliza la ec. 3.3.22 para calcular V_N

$$V_N = 0.66 F_y A_w = 0.66 \times 2530 (30.3 \times 0.75) = 37\,946 \text{ kg}$$

$$V_R = V_N F_R = 37.946 \times 0.9 = 34.15 \text{ ton}$$

$V_R = 31.0 \text{ ton} > V_u = 15.64 \text{ ton}$ La sección es adecuada por cortante.

▪ Deformación:

Del análisis, se obtiene, deflexión máxima $\Delta_{\max} = 0.74 \text{ cm}$

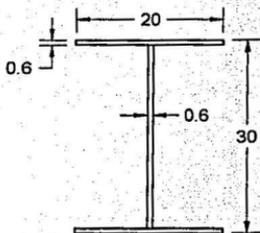
desplazamiento permisible:

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{l}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{ cm} > 0.74 \text{ cm}$$

EJEMPLO 5

Calcular la resistencia a flexión y cortante de la viga mostrada en la siguiente figura, para los casos particulares que se mencionan:

- Considerando que la sección está soportada lateralmente de forma continua (el soporte lo proporciona el sistema de piso).
- Considerando soporte lateral a cada 6.0 m.



colas cm

Propiedades: $d = 300 \text{ mm}$

$t_w = 6 \text{ mm}$

$b_f = 200 \text{ mm}$

$t_f = 6 \text{ mm}$

$Z_x = 482 \text{ cm}^3$

$J = 5.0 \text{ cm}^4$

$C_a = 172872 \text{ cm}^6$

$I_y = 800 \text{ cm}^4$

$S_x = 425 \text{ cm}^3$

Acero A-36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

Caso a):

- Clasificación de la sección:

Patines: $\left(\frac{b}{t} = \frac{10}{0.6} = 16.67 \right) > \left(\frac{830}{\sqrt{F_y}} = 16.5 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 4}$

Alma: $\left(\frac{b}{t} = \frac{28.8}{0.6} = 48 \right) < \left(\frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 69.6 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 1}$

- Cálculo de M_R

Como $L < L_u$, M_R se obtiene con la ecuación 3.3.5

Si $\left(\frac{830}{\sqrt{F_y}} = 16.5 \right) < \left(\frac{b}{t} = 16.67 \right) < \left(\frac{1470}{\sqrt{F_y}} = 29 \right)$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} = 1.415 - 0.00052 \times 16.67 \times 2530 = 0.979$$

$$M_R = F_R Q_s S F_y = 0.9 \times 0.979 \times 425 \times 2530 = 947\,403 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 9.47 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

- Capacidad al cortante:

Relación h/t para determinar en qué rango falla el alma por cortante:

$$\left(\frac{h}{t} = \frac{28.8}{0.6} = 48 \right) < \left(1400 \frac{k}{F_y} = 62.2 \right)$$

La falla se encuentra en la zona de endurecimiento por deformación.

$k = 5.0$ por no existir aliesadores.

Se utiliza la ec. 3.3.22 para calcular V_N

$$V_N = 0.66 F_y A_n = 0.66 \times 2530 (30 \times 0.6) = 30\,056 \text{ kg}$$

$$V_R = V_N F_R = 30.056 \times 0.9 = 27.05 \text{ ton}$$

Caso b):

▪ Clasificación de la sección:

$$\text{Patines: } \left(\frac{b}{t} = \frac{10}{0.6} = 16.67 \right) > \left(\frac{830}{F_y} = 16.5 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 4}$$

$$\text{Alma: } \left(\frac{b}{t} = \frac{28.8}{0.6} = 48 \right) < \left(\frac{3500}{F_y} = 69.6 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

▪ Determinación de los límites L_u y L_r . Como la sección es tipo 4 al calcular x_r y x_u se sustituye Z por S

$$x_r = \frac{4}{3} C \frac{SF_y}{GJ} \frac{C_a}{I_y} = \frac{4}{3} (1.0) \frac{425 \times 2530}{785000 \times 5.0} \frac{172872}{800} = 5.369$$

$$x_u = 3.220 x_r = 3.220 \times 5.369 = 17.29$$

$$L_u = \frac{2 \pi}{x_u} \frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + 1 + x_u^2} = \frac{2 \pi}{17.29} \frac{2040000 \times 172872}{785000 \times 5.0} \sqrt{1 + 1 + 17.29^2} = 330 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{2 \pi}{x_r} \frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + 1 + x_r^2} = \frac{2 \pi}{5.369} \frac{2040000 \times 172872}{785000 \times 5.0} \sqrt{1 + 1 + 5.369^2} = 631 \text{ cm}$$

▪ Cálculo de M_R

Como $L_u < L < L_r$ M_R se obtiene con la ecuación 3.3.7

$$M_y = S F_y = 425 \times 2530 = 1\,075\,250 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_u = \frac{\pi E}{CL} I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right] = \frac{\pi \times 2040000}{1.0 \times 600} \cdot 800 \left[\frac{5.0}{2.6} + \left(\frac{\pi}{600} \right)^2 172872 \right] = 779814 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) = 1.15 \times 0.9 \times 10.75 \left(1 - \frac{0.28 \times 10.75}{7.8} \right) = 6.83 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

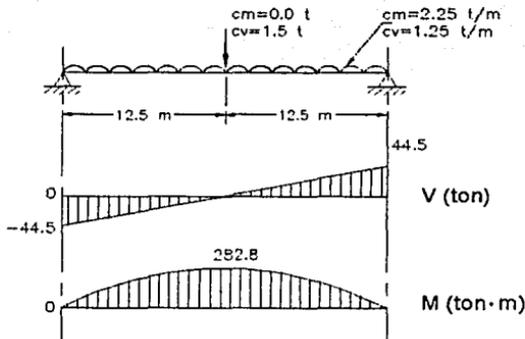
$$M_R = 6.83 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

▪ Capacidad al cortante.

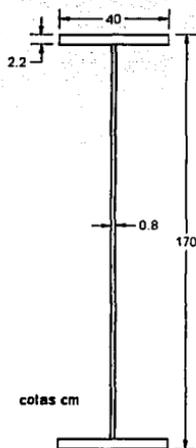
La longitud no soportada lateralmente no afecta el cálculo de la capacidad al cortante, por lo que su valor es el mismo que en el inciso anterior.

EJEMPLO 6

A continuación se muestra la sección de una trabe armada, revisar si es capaz de resistir los elementos mecánicos a que se encuentra sometida. La sección se encuentra arriostrada lateralmente en toda su longitud por el sistema de piso.



DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO
COMBINACIÓN (cm + cv)



$$M_u = 395.94 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 62.3 \text{ ton}$$

Propiedades:	d = 170 mm	$I_x = 1\,541\,726 \text{ cm}^4$
	tw = 8 mm	$I_y = 23\,474 \text{ cm}^4$
	bf = 400 mm	J = 312.6 cm ⁴
	tf = 22 mm	Ca = 1.65 cm ⁶
		$S_x = 18\,138 \text{ cm}^3$
		$Z_x = 20\,398 \text{ cm}^3$

Acero A-36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

- Clasificación de la sección:

$$\text{Patines: } \left(\frac{b}{t} = \frac{20}{2.2} = 9.09 \right) < \left(\frac{460}{\sqrt{F_y}} = 9.15 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

$$\text{Alma: } \left(\frac{b}{t} = \frac{165.6}{0.8} = 207 \right) > \left(\frac{8000}{\sqrt{F_y}} = 159 \right) \rightarrow \text{Sección tipo 4}$$

- Relación de h / t máxima del alma para traveses armados.

$$\left(\frac{16\,800}{\sqrt{F_y}} = 334 \right) > \left(\frac{h}{t} = \frac{165.6}{0.8} = 207 \right)$$

Cumple la relación.



- Revisión por flexión.

Como $L < L_u$ y M_R no debe exceder de $F_R M_y$ en traves armadas:

$$M_R = F_R M_y = F_R S_x F_y = 0.9 \times 18\,138 \times 2530 = 41\,300\,226 \text{ k}\cdot\text{cm}$$

Si la relación h/t del alma excede de:

$$\left(\frac{h}{t} = 207 \right) > \left(\frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9 S_x}} = \frac{8000}{\sqrt{413 \times 10^5 / 0.9 \times 18138}} = 159 \right)$$

La resistencia de diseño debe reducirse por esbeltez del alma.

$$M'_R = M_R \left[1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left(\frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9 S_x}} \right) \right]$$

$$M'_R = 413 \times 10^5 \left[1 - 0.0005 \frac{165.6 \times 0.8}{40 \times 2.2} \left(207 - \frac{8000}{\sqrt{413 \times 10^5 / 0.9 \times 18138}} \right) \right] = 398 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M'_R = 398 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

- Revisión por cortante.

Refuerzo del alma:

$$\text{Si } \left(\frac{h}{t} = 207 \right) > \left(\frac{3600}{\sqrt{F_y}} = 71.6 \right) \quad \text{debe revisarse si se requieren alisadores.}$$

Capacidad al cortante sin alisadores $k = 5.0$:

$$\left(\frac{h}{t} = 207 \right) > \left(2000 \frac{k}{\sqrt{F_y}} = 89 \right)$$

$$V_N = \frac{1\,845\,000 \text{ k}}{(h/t)^2} A_a = \frac{1\,845\,000 \times 5.0}{207^2} 170 \times 0.8 = 29\,280 \text{ kg} < V_u = 62\,300 \text{ kg}$$

Por lo anterior, se requieren alisadores. Se propone colocarlos a cada 2.5 m, que cumple la separación recomendable de una 1.5 veces el peralte de la trabe.

Por lo tanto, la capacidad al cortante, considerando la formación del campo de tensión diagonal, es:

$$\left(\frac{a}{h} = \frac{250}{165.6} = 1.5 \right) < \left[\left(\frac{260}{h/t} \right)^2 = 1.58 \right] \quad k = 5 + \frac{5}{a/h} = 8.3$$

$$V_N = \left[\frac{1\,845\,000 \text{ k}}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{1 + (a/h)^2} \right) + \frac{0.50 F_y}{1 + (a/h)^2} \right] A_a$$

$$V_N = \left[\frac{1\,845\,000 \times 8.3}{(207)^2} \left(1 - \frac{0.870}{1 + (1.5)^2} \right) + \frac{0.50 \times 2530}{1 + (1.5)^2} \right] 170 \times 0.8 = 120\,578 \text{ kg}$$

$$V_R = V_N F_R = 120.58 \times 0.9 = 108.52 \text{ ton}$$

- Revisión por flexión y cortante combinados.

Como se esta considerando la formación del campo de tensión diagonal y la relación V_D / M_D se encuentra dentro de los siguientes límites:

$$\left(\frac{1.33 V_R}{M_R} = 0.36 \right) \geq \left(\frac{V_D}{M_D} = \frac{62.3}{395.94} = 0.16 \right) \geq \left(\frac{0.6 V_R}{M_R} = 0.16 \right)$$

Se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$(V_D = 62.3 \text{ ton}) \leq (V_R = 108.52 \text{ ton})$$

$$(M_D = 395.94 \text{ ton} \cdot \text{m}) \leq (M_R = 398 \text{ ton} \cdot \text{m})$$

$$\left(0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} = 0.727 \frac{395.94}{398} + 0.455 \frac{62.3}{108.52} = 0.98 \right) \leq 1.0$$

Se cumplen las condiciones. La sección es adecuada.

V.- MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESIÓN

INTRODUCCIÓN

El objeto de la estructura de un edificio es soportar los efectos ocasionados por cargas gravitacionales y los efectos que producen el viento o los sismos, con una seguridad adecuada, al mismo tiempo que proporciona a la construcción rigidez lateral suficiente para que sus deformaciones no sean excesivas.

Buena parte de las estructuras de los edificios urbanos, obtienen su resistencia del empleo de marcos rígidos, contraventeados o no, colocados en planos paralelos; los marcos suelen formar dos familias ortogonales que se cortan entre sí.

"Los marcos rígidos están compuestos por elementos horizontales, vigas o travesaños armados, y por columnas, de eje generalmente vertical; éstas han de ser capaces de soportar las cargas gravitacionales que les transmiten las vigas adyacentes y los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por cargas verticales que reciben de las vigas, ocasionada por continuidad con ellas. Además, han de ayudar a soportar las fuerzas horizontales en estructuras contraventeadas y resistirlas en su totalidad en las que no tienen contraventeo, contribuyendo, al mismo tiempo, a darle a la construcción la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de inestabilidad de conjunto y para mantener los desplazamientos laterales de entrepiso por debajo de límites admisibles. Las columnas suelen estar sometidas a flexocompresión biaxial, pues forman parte, al mismo tiempo, de dos marcos que se cruzan en ellas, pero en algunos sistemas estructurales que se usan, sobre todo, en bodegas y edificios industriales, la flexión alrededor de uno de los ejes es tan pequeña que no interviene en el diseño. Se da también el caso de que la fuerza axial sea predominante, lo que sucede, por ejemplo, en construcciones provistas de contraventeos verticales o de muros de cortante de gran resistencia y rigidez, pero los efectos producidos por la flexión siguen siendo, en general significativos".^{REF. 9}

En esta sección se estudia el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras "columna" o "elemento flexocomprimido".

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en "regulares" e "irregulares". "Este aspecto no se trataba en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de 1976; sin embargo, algunos de los métodos que se recomendaban en ellas para resolver ciertos problemas relativos al diseño de las columnas no son aplicables más que si éstas forman parte de estructuras compuestas por marcos rígidos "regulares", para los que han sido desarrollados esos métodos, y pueden cometerse errores importantes si se utilizan en otras situaciones. Para corregir esa omisión, y dado que siguen recomendándose procedimientos que tienen las características mencionadas arriba, las NTC vigentes (referencia 3), clasifican a las estructuras en "regulares" e "irregulares", se dan las condiciones que han de cumplirse para formar parte del primer grupo, y se indican cuales métodos de diseño son aplicables a uno y otro".^{REF. 8}

Una estructura "regular" se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros de rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficiente para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera "irregular" cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuadas, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere sustancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.

Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra.

La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. Son irregulares las estructuras de muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y de buena parte de las construcciones fabriles.

Métodos de análisis y diseño

Los elementos de diseño pueden obtenerse por medio de un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con un análisis de segundo orden, en el que se tomen en cuenta los efectos no lineales, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada y, otros debidos a la plastificación parcial del material, que suele preceder al colapso, que produce cambios, a veces significativos, en las rigideces relativas de vigas y columnas y en los factores de longitud efectiva de estas últimas, y que al hacer que disminuyan las rigideces, propician aumentos de las deformaciones e incrementos de los efectos geométricos. Además, ocasionan modificaciones importantes en los elementos mecánicos correspondientes al comportamiento elástico lineal. Toda estructura puede analizarse utilizando cualquiera de los dos métodos indicados.

"Los efectos de segundo orden que no se tienen en cuenta en el análisis se incluyen de manera aproximada, en el diseño, sobre todo en el de las columnas, que es donde revisten mayor importancia; de aquí proviene el uso de factores de longitud efectiva mayores que la unidad y la inclusión, en las fórmulas de diseño, de factores semiempíricos de amplificación de los momentos. A esto se debe que, como se menciona en las Normas Técnicas "la dificultad del diseño está, en general, en razón inversa a la precisión del análisis".^{REF. 9}

DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN

Estados límite

La referencia 1 especifica que en el diseño de miembros flexocomprimidos, deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

- Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
- Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o por que se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
- Pandeo local.

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, de las características de la columna.

Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con la ec. 3.4.1, 3.4.4 o 3.4.5, según el tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se efectúa con la ec. 3.4.6, 3.4.9 o 3.4.10. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.4.1) REF. 3}$$

M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo; para secciones I o H se calculan con las ecuaciones:

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px} \quad \text{Ec. (3.4.2) REF. 3}$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_x} \right) \leq F_R M_{py} \quad \text{Ec. (3.4.3) REF. 3}$$

Cuando la sección es en cajón, cuadrada, los dos momentos, M_{pcx} y M_{pcy} , se determinan con la ec. 3.4.2

El exponente α tiene alguno de los valores siguientes:

Secciones H	$\alpha = 1.60 - p / 2L_n p$
Secciones en cajón, cuadradas	$\alpha = 1.70 - p / 2L_n p$
Cualquier otra sección	$\alpha = 1.0$

$F_R = 0.90$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados como se indica en párrafos siguientes.

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_x$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes x y y , respectivamente.

$P_y = A_y F_y$ es la fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_y .

$$p = \frac{P_u}{F_R P_y}$$

L_n indica logaritmo natural.

Si se toma $\alpha = 1.0$, la ec. 3.4.1 se transforma en:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.4.4)}^{REF. 3}$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce α , y puede emplearse, conservadoramente, en vez de la ec. 3.4.1, aunque se conozca el valor de α .

b) Secciones tipo 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.4.5)}^{REF. 3}$$

M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño a flexión, calculados de acuerdo al capítulo de miembros en flexión; para elementos soportados lateralmente incisos b) y c) (secciones 3 y 4 respectivamente), y las variables restantes, han sido definidas arriba.

Revisión de la columna completa.

a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.4.6)}^{REF. 3}$$

M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calculan con las ecuaciones:

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad \text{Ec. (3.4.7)}^{REF. 3}$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad \text{Ec. (3.4.8)}^{REF. 3}$$

El exponente β tiene alguno de los valores siguientes:

Secciones H $\beta = 0.4 + p + B/D \geq 1.0$, para $B/D \geq 0.3$
 $\beta = 1.0$, para $B/D < 0.3$

Secciones en cajón, cuadradas $\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 \geq 1.4$

Cualquier otra sección $\beta = 1.0$

D es el peralte total de la sección, y B el ancho de los patines.

$F_R = 0.90$

P_u , M_{uox}^* y M_{uoy}^* son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados como se indica en el siguiente apartado. En la ec. 3.4.6, lo mismo que en las ecs. 3.4.9 y 3.4.10, se utilizan siempre los momentos de diseños máximos, alrededor de los ejes x y y , aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m es el momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje x ; se calcula como se indica en el capítulo referente a flexión, o, en forma aproximada, con la ecuación (válida para secciones I o H):

$$M_m = F_R \left(1.07 - \frac{(L/r_y)}{26\,500} F_y \right) M_{px} \leq F_R M_{px}$$

Si la columna está soportada lateralmente en forma continua, o está provista de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , cuando no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que L_p cuando sí se requiere capacidad de rotación, M_m puede tomarse igual a $F_R M_{px}$.

R_c , es la resistencia de diseño en compresión, se determina de acuerdo al capítulo para elementos a compresión, para el caso correspondiente.

Si se toma $\beta = 1.0$, la ec. 3.4. se transforma en:

$$P_u + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.4.9) REF. 3}$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce β , y puede emplearse, conservadoramente, en vez de la ec. 3.4.6 aunque se conozca el valor de β .

b) Secciones tipo 3 y 4

Debe cumplirse la condición:

$$P_u + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.4.10) REF. 3}$$

M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño a flexión, calculados de acuerdo al capítulo de miembros en flexión.

Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^* .

a) ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{i1} + B_2 M_{ip} \quad \text{Ec. (3.4.11) REF. 3}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{i1} + B_2 M_{ip} \quad \text{Ec. (3.4.12) REF. 3}$$

En la ec. 3.4.11, M_{i1} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ec. 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

En la ec. 3.4.11, M_{ip} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ec. 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que si ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

El segundo miembro de la ec. 3.4.12 se calcula en los dos extremos de la columna, y M_{uo}^* es el mayor de los dos valores.

En general, los momentos M_{il} son producidos por cargas verticales y los M_{ip} por fuerzas horizontales, de viento o sismo, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{ip} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En marcos que forman parte de estructuras regulares provistas de contraventeos o muros de cortante de rigidez adecuada para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entropiso, desaparece el término $B_2 M_{ip}$ de las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, y los momentos M_{il} son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

B_1 y B_2 son factores de amplificación de los momentos; se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_U}{F_R P_E}} \geq 1 \quad \text{Ec. (3.4.13) REF. 3}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{F_R (\sum P_E)}} \quad \text{Ec. (3.4.14) REF. 3}$$

o, alternativamente,

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U \Delta_{OH}}{F_R (\sum H) L}} \quad \text{Ec. (3.4.15) REF. 3}$$

C es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como sigue:

- I. Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contravento, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios:

$$C = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2, \text{ para tramos que se flexionan en curvatura simple.}$$

$$C = 0.6 - 0.4 M_1 / M_2, \text{ para tramos que se flexionan en curvatura doble.}$$

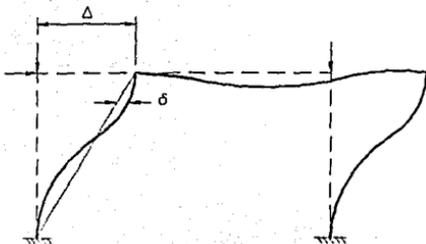
M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

- II. Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos:

$$C = 1 + X \frac{P_u}{P_E}, \text{ donde } X = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_{ou} L^2} - 1$$

δ_0 es la deflexión máxima y M_{ou} el momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

En lugar de calcular C como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, 0.85; si no lo están, 1.0.



Tomando como ejemplo un marco de un nivel, se muestran los dos tipos de desplazamientos que han de tenerse en cuenta al estudiar los efectos geométricos de segundo orden en marcos rígidos: los desplazamientos relativos de entrepiso (desplazamientos globales), Δ , y los de los puntos de los ejes de las barras deformadas respecto a la recta que une sus extremos (desplazamientos locales), δ .

Desplazamientos globales Δ y locales δ

En las ecuaciones anteriores:

$$P_E = A_r \cdot E / (Kl/r)^2$$

l es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión, r es el radio de giro correspondiente, y K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

En la ec. 3.4.13 se calcula la carga P_E con un coeficiente K que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplaza lateralmente, mientras que la ec. 3.4.14 se usa un coeficiente K determinado teniendo en cuenta que la columna forma parte de un marco en el que los desplazamientos laterales de entrepiso son significativos.

P_E = suma de las cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas del entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando.

P_u = suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración.

δ_{OH} = desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño.

H = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando).

L = altura del entrepiso.

ENTREPISOS CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS VERTICALES ÚNICAMENTE. En columnas que forman parte de entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificios de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos, los momentos M_{ip} suelen ser nulos en la condición de carga de diseño (la única excepción la constituyen las estructuras muy asimétricas, en geometría y/o carga, en las que las cargas verticales pueden ocasionar desplazamientos laterales de entrepiso significativos).

Si se demuestra que el pandeo de conjunto de un entrepiso, con desplazamientos laterales relativos de los niveles que lo limitan, no es crítico, B_2 vale cero y P_E se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0. Si no se estudia el pandeo de conjunto, o si éste es crítico, los momentos de diseño son iguales a

$$M_{uo} = M_{ii}$$

$$M_{uo}^* = B_2 M_{ii}$$

B_2 se calcula con la ec. 3.4.14.

Se considerará que el pandeo de conjunto de un entrepiso no es crítico cuando el cociente P_{cr}/P_u sea igual o mayor que 2.5. P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso y P_u es la suma de las fuerzas axiales de diseño en todas las columnas de dicho entrepiso.

b) ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos mencionados en la introducción de este capítulo o si se demuestra, de acuerdo con el inciso 2.2.2b de las NTC (ref. 3), que pueden desprejarse los efectos de segundo orden, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ii} + M_{ip}$$

$$\text{Ec. (3.4.16)} \text{ REF. 3}$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ii} + M_{ip})$$

$$\text{Ec. (3.4.17)} \text{ REF. 3}$$

Todas las cantidades que aparecen en estas ecuaciones tienen los mismos significados que en las ecs. 3.4.11 y 3.4.12, pero P_E se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0.

Actualmente se cuenta con gran variedad de programas de cómputo, capaces de realizar análisis de segundo orden, no obstante, en el inciso 3.4.3.5 de las NTC (ref. 3) se da un procedimiento aproximado para evaluar los efectos de segundo orden en estructuras regulares.

Definición de cargas críticas.

La carga crítica de estructuras regulares puede determinarse utilizando métodos racionales que tengan en cuenta, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial de la estructura que suele preceder a la falla por pandeo. Pueden emplearse métodos basados en el uso del factor de longitud efectiva (inciso 2.2.2 de la ref. 3).

Sin embargo, cuando se desee conocer la carga crítica de un entrepiso, pueden utilizarse las fórmulas aproximadas siguientes:

$$\text{Si } P_{cr} \leq \frac{\sum P_y}{2}, \quad P_{cr} = F_r \frac{RL}{1.2}$$

$$\text{Ec. (3.4.18)} \text{ REF. 3}$$

$$\text{Si } P_{cr} > \frac{\sum P_y}{2}, \quad P_{cr} = F_R \sum P_y \left(1 - \frac{0.3 \sum P_y}{RL} \right) \quad \text{Ec. (3.4.19)}^{\text{REF. 3}}$$

P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso en estudio.

$P_y = \sum A_i F_y$, es la suma de las fuerzas axiales que, obrando por sí solas, ocasionarían la plastificación de todas las columnas del entrepiso.

$F_R = 0.90$

R es la rigidez del entrepiso, definida como la fuerza cortante en el entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, producido por la fuerza cortante mencionada, determinada por medio de un análisis elástico de primer orden.

L es la altura del entrepiso.

En el cálculo de R deben incluirse todos los marcos, muros y contraventeos que forman parte del entrepiso y contribuyen a su rigidez lateral en la dirección analizada, y P_y corresponde a todas las columnas consideradas al calcular R .

Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras irregulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.4.

b) Secciones tipo 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.5.

Revisión de la columna completa.

a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacerse la ecuación 3.4.9.

b) Secciones tipo 3 y 4

Debe satisfacerse la ecuación 3.4.10.

Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M^*_{uox} y M^*_{uoy} .

a) ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = B_1(M_{ii} + M_{ip}) \quad \text{Ec. (3.4.21)}^{\text{REF. 3}}$$

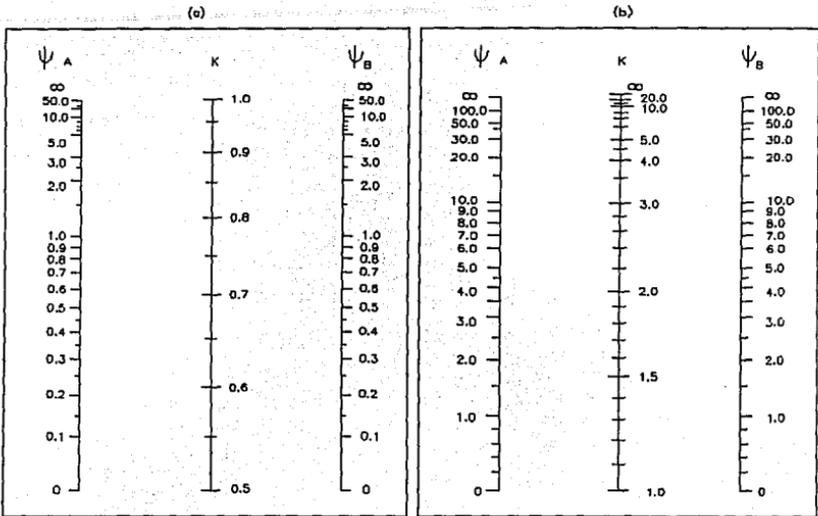
$$M^*_{uo} = B_1(M_{ii} + M_{ip}) \quad \text{Ec. (3.4.22)}^{\text{REF. 3}}$$

En la ec. 3.4.21, M_{ii} y M_{ip} tienen el mismo significado que en la ec. 3.4.11 y en la ec. 3.4.22 significan lo mismo que en la ec. 3.4.12. B_1 está dado por la ec. 3.4.13.

Las literales que aparecen en la ec. 3.4.13 conservan sus significados, pero los valores indicados para C sólo son aplicables a columnas que formen parte de marcos contraventeados adecuadamente; en caso contrario se tomará $C=0.85$. De manera análoga, en el cálculo del factor de longitud efectiva K , necesario para evaluar B_1 y R_c en las ecs. 3.4.9 y 3.4.10, se tendrá en cuenta si la estructura está, o no, contraventeadada adecuadamente.

b) ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos mencionados en la introducción de este capítulo, los momentos de diseño se determinan con las ecs. 3.4.21 y 3.4.22, pero ahora C tiene el valor indicado con relación a la ec. 3.4.13 y P_E se determinan con un factor de longitud efectiva K menor o igual que 1.0, lo mismo que R_c en las ecs. 3.4.9 y 3.4.10.



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

$$H' = kH$$

A y B son los extremos de la columna.

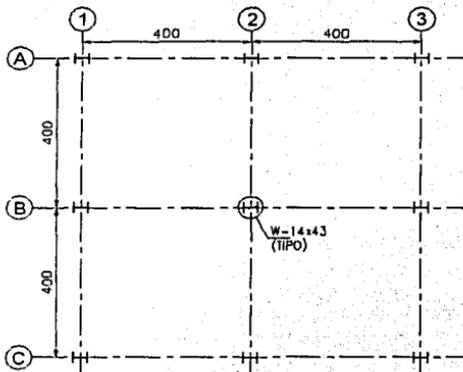
Nomogramas para determinar longitudes efectivas.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

EJEMPLO 7

Se muestra a continuación una estructura "regular" que cumple los requisitos marcados en la introducción de este capítulo. Sobre ella actúan las siguientes cargas:

Nivel		Entrepiso	Azotea
Carga muerta	(CM)	400 kg/m ²	400 kg/m ²
Carga viva	(CV)	250 kg/m ²	100 kg/m ²
Carga viva reducida	(CVR)	170 kg/m ²	100 kg/m ²
Cargas laterales debido a sismo :		Nivel	FI
Para ambas direcciones (SX,SY)		Azotea	8.93 ton
		Entrepiso	5.45 ton



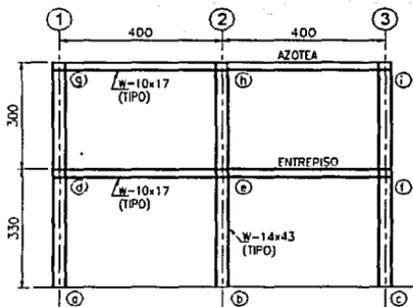
PLANTA BAJA

a). Diseñar la columna eje 2-B

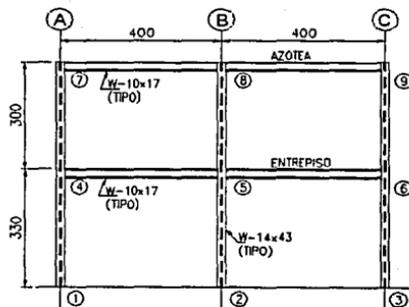
Para obtener los elementos mecánicos, se realiza un análisis tridimensional con ayuda de un programa de cómputo. En el cual resulta más crítica la combinación:

$$(CM+CVR+SX+0.3SY) \times 1.1$$

Cotas centímetros



ELEVACIÓN EJES LETRA



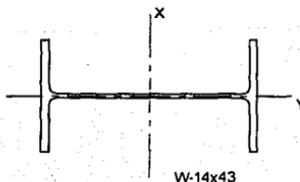
ELEVACIÓN EJES NÚMERO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Datos de la sección:

$d = 34.7 \text{ cm}$
 $tw = 0.78 \text{ cm}$
 $bf = 20.3 \text{ cm}$
 $tf = 1.35 \text{ cm}$
 $I_x = 17\,815 \text{ cm}^4$
 $r_x = 14.8 \text{ cm}$
 $I_y = 1\,881 \text{ cm}^4$
 $r_y = 4.8 \text{ cm}$

$Z_x = 1\,141 \text{ cm}^3$
 $Z_y = 283 \text{ cm}^3$
 $A = 81.3 \text{ cm}^2$
 $F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$



$M_{p_x} = Z_x F_y = 1\,141 \times 2\,530 = 2\,886\,730 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
 $M_{p_y} = Z_y F_y = 283 \times 2\,530 = 715\,990 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
 $P_y = A F_y = 81.3 \times 2\,530 = 205\,689 \text{ kg}$

Elementos mecánicos de diseño para la columna 2-B.

Como se mencionó la combinación crítica según el análisis realizado es:

$(CM+CVR+SX+0.33SY) \times 1.1$

Para la revisión de la sección, ante esta combinación, es necesario dividir el análisis en dos partes: una para las cargas que no producen desplazamientos laterales apreciables, como son las cargas verticales (CM+CVR)x1.1, y otra para las cargas que sí producen desplazamientos laterales (sección 3.4.3.3 ref.3), en este caso sismo (SX+0.33SY)x1.1.

Momentos de diseño para la columna 2-B

NIVEL	Elementos Mecánicos	Momento M _{ll}	Momento M _{tp}
		(CM+CVR) x 1.1	(SX+0.33SY) x 1.1
ENTREPISO	M _x	0	-0.414 (ton·m)
	M _y	0	3.09 (ton·m)
	P _u	20.226 (ton)	0
PLANTA BAJA	M _x	0	1.493 (ton·m)
	M _y	0	-3.555 (ton·m)
	P _u	20.454 (ton)	0

Clasificación de la sección:

Alma:

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{20\,454}{205\,689} = 0.1 < 0.28 \rightarrow \frac{3500}{F_y} \left(1 - \frac{1.4P_u}{P_y} \right) = \frac{3500}{2\,530} \left(1 - \frac{1.4 \times 20\,454}{205\,689} \right) = 59.90$$

$$\frac{b}{t} = \frac{32}{0.78} = 41 < 59.90 \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

Patines:

$$\frac{b'}{t} = \frac{10.15}{1.35} = 7.5 < 9.15 \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Factores de longitud efectiva K, se obtienen con ayuda de nomogramas.

Rigideces Relativas			
Tramo (ver elevaciones)	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
a-d, b-e, c-f	17815	330	53.985
d-g, e-h, f-i	17815	300	59.383
d-e, e-f, g-h, h-i	3414	400	8.535
1-4, 2-5, 3-6	1881	330	5.700
4-7, 5-8, 6-9	1881	300	6.270
4-5-6-7-8-8-9	3414	400	8.535

$$\Psi_e = \frac{53.985 + 59.383}{8.535 + 8.535} = 6.64$$

$$\Psi_d = \Psi_f = \frac{53.985 + 59.383}{8.535} = 13.28$$

$$\Psi_5 = \frac{5.7 + 6.27}{8.535 + 8.535} = 0.701$$

$$\Psi_4 = \Psi_6 = \frac{5.7 + 6.27}{8.535} = 1.4$$

$$\Psi_a = \Psi_b = \Psi_c = \Psi_1 = \Psi_2 = \Psi_3 = 0$$

COL. Eje	Ax	Bx	Ay	By	Lx (cm)	Ly (cm)	rx (cm)	ry (cm)	Kx	Ky	(KL/r) _x	(KL/r) _y	Pu (ton)
1-A	0	13.28	0	1.4	330	330	14.8	4.8	1.7	1.2	37.91	82.50	2.370
2-A	0	6.64	0	1.4	330	330	14.8	4.8	1.57	1.2	35.01	82.50	7.514
3-A	0	13.28	0	1.4	330	330	14.8	4.8	1.7	1.2	37.91	82.50	3.333
1-B	0	13.28	0	0.701	330	330	14.8	4.8	1.7	1.1	37.91	75.63	9.929
2-B	0	6.64	0	0.701	330	330	14.8	4.8	1.57	1.1	35.01	75.63	20.455
3-B	0	13.28	0	0.701	330	330	14.8	4.8	1.7	1.1	37.91	75.63	10.891
1-C	0	13.28	0	1.4	330	330	14.8	4.8	1.7	1.2	37.91	82.50	6.720
2-C	0	6.64	0	1.4	330	330	14.8	4.8	1.57	1.2	35.01	82.50	11.864
3-C	0	13.28	0	1.4	330	330	14.8	4.8	1.7	1.2	37.91	82.50	7.683

Los valores K se obtienen con el nomograma considerando que existen desplazamientos laterales en los extremos (nomograma b), para calcular el factor de amplificación B₂ de los momentos M_{1p}, por otra parte los momentos M_h para esta columna son nulos, el factor de amplificación B₁ no es necesario calcularlo en este momento.

Cargas críticas de pandeo elástico.

ejes	(P _E) _x kg	(P _E) _y Kg
1-A, 3-A, 1-C, 3-C	1138689	240381
2-A, 2-C	1335069	240381
1-B, 3-B	1138689	286073
2-B	1335069	286073
total	4947517	1052907

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

$$E = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 81.3 \text{ cm}^2$$

Factores de amplificación de los momentos.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{F_R (\sum P_E)}}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{80.759}{0.9 \times 4947.52}} = 1.018$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{80.759}{0.9 \times 1052.91}} = 1.093$$

Momentos de diseño M_{uax} , M_{uoy} , M^*_{uax} y M^*_{uoy}

$$M_{uo} = M_{ii} + B_2 M_{ip}$$

Para la columna 2-B tramo planta baja – entrepiso, en el extremo del entrepiso:

$$M_{uax} = 0 + 1.018 \times 0.414 = 0.421 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoy} = 0 + 1.093 \times 3.09 = 3.377 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

en el extremo de la planta baja:

$$M_{uax} = 0 + 1.018 \times 1.493 = 1.52 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoy} = 0 + 1.093 \times 3.555 = 3.886 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uo} = B_1 M_{ii} + B_2 M_{ip}$$

para la revisión de la columna completa se revisa en ambos extremos:

$$M^*_{uax} = 0 + 1.018 \times 0.414 = 0.421 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uax} = 0 + 1.018 \times 1.493 = 1.52 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{RIGE}$$

$$M^*_{uoy} = 0 + 1.093 \times 3.09 = 3.377 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoy} = 0 + 1.093 \times 3.555 = 3.886 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{RIGE}$$

Revisión de las secciones extremas.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uax}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo entrepiso:

$$\frac{20.226}{0.9 \times 205.689} + \frac{0.85 \times 0.421}{0.9 \times 28.867} + \frac{0.60 \times 3.377}{0.9 \times 7.16} = 0.44 < 1.0$$

Extremo planta baja

$$\frac{20.454}{0.9 \times 205.689} + \frac{0.85 \times 1.52}{0.9 \times 28.867} + \frac{0.60 \times 3.886}{0.9 \times 7.16} = 0.52 < 1.0$$

Revisión de la columna completa:

$$\left(\frac{M^*_{uax}}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M^*_{uoy}}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) = 2440893 \left(1 - \frac{20454}{124298} \right) = 2039229 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) = 0.9 \times 715990 \left(1 - \frac{20454}{124298} \right) = 538352 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_m = F_R \left(1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_u}}{26500} \right) M_{px} \leq F_R M_{px}$$

$$M_m = 0.9 \left(1.07 - \frac{(330/4.8) \cdot 2530}{26500} \right) 2886730 = 2440893 \text{ kg} \cdot \text{cm} \leq F_R M_{px}$$

Cálculo de R_c , de acuerdo al capítulo de compresión simple:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_1 F_R \leq F_y A_1 F_R \quad \text{Ec. (3.2.1) REF. 3}$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r} \right) \cdot \frac{F_y}{\pi^2 E} = 80.5x \cdot \frac{2530}{\pi^2 2039000} = 0.903 \quad n = 1.4$$

$$R_c = \frac{2530}{(1 + (0.903)^{2(1.4)} - 0.15^{2(1.4)})^{1/1.4}} 81.3x0.9 = 124298 \text{ kg} \leq F_y A_1 F_R$$

$$\beta = 0.4 + p + \frac{B}{D} \geq 1.0, \quad \text{para} \quad \frac{B}{D} \geq 0.3 \quad \frac{B}{D} = \frac{20.3}{34.7} = 0.585 \geq 0.3$$

$$p = \frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20454}{0.9x205689} = 0.11$$

$$\beta = 0.4 + 0.11 + \frac{20.3}{34.7} = 1.095 \geq 1.0$$

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta = \left(\frac{152000}{2039229} \right)^{1.095} + \left(\frac{388600}{538352} \right)^{1.095} = 0.76 \leq 1.0$$

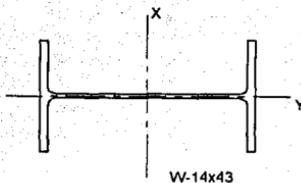
LA SECCIÓN ES ADECUADA

b). Diseñar la columna eje 3-B

Para este ejemplo se utilizarán elementos mecánicos obtenidos de un análisis de segundo orden, realizado con ayuda de un programa de cómputo, para mostrar las diferencias que existen en la revisión y como se simplifica el problema.

Datos de la sección:

$$\begin{aligned}
 d &= 34.7 \text{ cm} & Z_x &= 1\,141 \text{ cm}^3 \\
 t_w &= 0.78 \text{ cm} & Z_y &= 283 \text{ cm}^3 \\
 b_f &= 20.3 \text{ cm} & A &= 81.3 \text{ cm}^2 \\
 t_f &= 1.35 \text{ cm} & F_y &= 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \\
 I_x &= 17\,815 \text{ cm}^4 & E &= 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\
 r_x &= 14.8 \text{ cm} \\
 I_y &= 1\,881 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 4.8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



$$M_{p_x} = Z_x F_y = 1\,141 \times 2\,530 = 2\,886\,730 \text{ kg-cm}$$

$$M_{p_y} = Z_y F_y = 283 \times 2\,530 = 715\,990 \text{ kg-cm}$$

$$P_y = A F_y = 81.3 \times 2\,530 = 205\,689 \text{ kg}$$

Elementos mecánicos de diseño para la columna 3-B.

Como se mencionó la combinación crítica según el análisis realizado es:

NIVEL	Elementos Mecánicos	Momentos (Mti + Mtp)
		(CM+CVR+SX+0.3SY) x 1.1
ENTREPISO	Mx	-1.105 (ton-m)
	My	3.182 (ton-m)
	Pu	10.666 (ton)
PLANTA BAJA	Mx	1.828 (ton-m)
	My	-3.659 (ton-m)
	Pu	10.894 (ton)

Clasificación de la sección:

Alma:

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{20\,454}{205\,689} = 0.1 < 0.28 \rightarrow \frac{3500}{F_y} \left(1 - \frac{1.4P_u}{P_y} \right) = \frac{3500}{2530} \left(1 - \frac{1.4 \times 20\,454}{205\,689} \right) = 59.90$$

$$\frac{b}{t} = \frac{32}{0.78} = 41 < 59.90 \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

Patines:

$$\frac{b}{t} = \frac{10.15}{1.35} = 7.5 < 9.15 \rightarrow \text{Sección tipo 1}$$

Cargas críticas de pandeo elástico.

Para un análisis de segundo orden se puede tomar $K=1.0$

$$P_{Ex} = \frac{A_x \pi^2 E}{(KL/r)_x^2} = \frac{81.3 \times \pi^2 \times 2039000}{(1 \times 330 / 14.8)^2} = 3290812 \text{ kg}$$

$$P_{Ey} = \frac{A_y \pi^2 E}{(KL/r)_y^2} = \frac{81.3 \times \pi^2 \times 2039000}{(1 \times 330 / 4.8)^2} = 346148 \text{ kg}$$

Factores de amplificación de los momentos.

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_R}} \geq 1$$

$C = 0.6 - 0.4 M_1 / M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$$C_x = 0.6 - 0.4 \frac{1105}{1828} = 0.36$$

$$C_y = 0.6 - 0.4 \frac{3182}{3659} = 0.25$$

$$B_{1x} = \frac{0.36}{1 - \frac{0.9 \times 3290812}{10894}} = 0.36 \geq 1 \quad \text{Se toma } B_{1x} = 1.0$$

$$B_{1y} = \frac{0.25}{1 - \frac{0.9 \times 346148}{10894}} = 0.26 \geq 1 \quad \text{Se toma } B_{1y} = 1.0$$

Momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

$$M_{uo} = M_{il} + M_{ip} \quad \text{Ec. (3.4.16) REF. 3}$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{il} + M_{ip}) \quad \text{Ec. (3.4.17) REF. 3}$$

Para la columna 3-B tramo planta baja - entrepiso, en el extremo del entrepiso:

$$M_{uoy} = 1.105 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uox} = 3.182 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

en el extremo de la planta baja:

$$M_{uox} = 1.828 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoy} = 3.659 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{il} + M_{ip})$$

para la revisión de la columna completa se revisa en ambos extremos:

$$M_{uox}^* = 1 \times 1.828 = 1.828 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{RIGE}$$

$$M_{uoy}^* = 1 \times 3.659 = 3.659 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{RIGE}$$

Revisión de las secciones extremas.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo entrepiso:

$$\frac{10.666}{0.9 \times 205.689} + \frac{0.85 \times 1.105}{0.9 \times 28.867} + \frac{0.60 \times 3.182}{0.9 \times 7.16} = 0.39 < 1.0$$

Extremo planta baja

$$\frac{10.894}{0.9 \times 205.689} + \frac{0.85 \times 1.828}{0.9 \times 28.867} + \frac{0.60 \times 3.659}{0.9 \times 7.16} = 0.46 < 1.0$$

Revisión de la columna completa:

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) = 2440893 \left(1 - \frac{10894}{124298} \right) = 2226963 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) = 0.9 \times 715990 \left(1 - \frac{10894}{124298} \right) = 587914 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Del ejemplo anterior:

$$M_m = 2440893 \text{ kg} \cdot \text{cm} \leq F_R M_{px}$$

$$R_c = 124298 \text{ kg} \leq F_y A_s F_R$$

$$\beta = 0.4 + p + \frac{B}{D} \geq 1.0, \text{ para } \frac{B}{D} \geq 0.3$$

$$\frac{B}{D} = \frac{20.3}{34.7} = 0.585 \geq 0.3$$

$$p = \frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{10894}{0.9 \times 205689} = 0.059$$

$$\beta = 0.4 + 0.059 + \frac{20.3}{34.7} = 1.044 \geq 1.0$$

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta = \left(\frac{182800}{2226963} \right)^{1.044} + \left(\frac{365900}{587914} \right)^{1.044} = 0.68 \leq 1.0$$

LA SECCIÓN ES ADECUADA

VI.- CONEXIONES

INTRODUCCIÓN

Toda estructura de acero está constituida por un conjunto de elementos individuales unidos entre sí, generalmente en sus extremos, por medio de soldaduras o utilizando sujetadores mecánicos, remaches o tornillos de alta resistencia; además, si un elemento es de dimensiones tan grandes que impidan su transporte en una sola pieza, se debe segmentar, por lo que se requiere diseñar los empalmes necesarios en campo. De igual manera los miembros aislados están formados con frecuencia por varios perfiles o placas interconectadas.

Se puede decir que gran parte de los colapsos que se presentan en las estructuras de acero son provocadas por conexiones inadecuadas, por lo que las conexiones son una parte muy importante de la configuración final de una estructura de acero. No obstante su gran importancia, las conexiones son generalmente tratadas como un problema secundario del proyecto estructural.

"En todas las escuelas de ingeniería ocurre lo mismo que en el software de diseño disponible comercialmente, se presta una gran atención al diseño de los miembros y muy poco tiempo se les dedica a las conexiones, las cuales son consideradas por muchos profesores como esencialmente triviales en un sentido matemático".^{REF. 11}

"Mientras que sólo existen tres tipos de miembros distintos en un marco estructural (vigas, columnas y vigas-columnas), existe una variedad casi infinita de conexiones dependiendo de la geometría del marco, por esta razón, el diseño de la conexión es realmente más interesante que el diseño del miembro mismo. Por que esta gran variedad de conexiones requiere algunas veces que el diseñador emplee su intuición, algo de arte y de la ciencia para su diseño".^{REF. 11}

Por lo anterior en este trabajo se pretende mostrar los aspectos más importantes a considerar en el diseño de conexiones conforme a las NTC. No obstante debido a lo extenso del tema se muestran sólo algunos ejemplos de las conexiones más comunes en estructuras de acero, pretendiendo con ello sensibilizar sobre su importancia e invitar a profundizar en el tema.

Los medios de sujeción tradicionales son:

Los remaches, que son el medio de unión más antiguo, fueron los sujetadores más populares hasta mediados del siglo pasado, actualmente ya no se usan en la fabricación de estructuras nuevas, han sido sustituidos por la soldadura y los tornillos de alta resistencia. No obstante hay un gran número de estructuras remachadas que en ocasiones necesitan ser reforzadas o ampliadas, en donde se requiere estimar la resistencia y comportamiento de conexiones remachadas.

Conexiones soldadas. La calidad de la soldadura se ve afectada por diversos factores: ambientales (temperatura, humedad), técnicos (variaciones de voltaje) y humanos (la calidad de soldadura varía de un soldador a otro a pesar de que ambos tengan la misma calificación, incluso el mismo soldador puede brindar calidades distintas a lo largo de una jornada de trabajo); por lo anterior, en las estructuras modernas, se prefiere que las conexiones soldadas sean de taller en donde se puede tener mejor control de los factores mencionados, e incluso mecanizar los procesos.

Las uniones atornilladas, sobre todo las que utilizan tornillos de alta resistencia, en la actualidad son las más utilizadas como conexiones en campo, debido a que con este método se reducen los tiempos de montaje, además se requiere de menor calificación para su ejecución, así como de menos personal; como consecuencia de lo anterior, los costos se ven reducidos de manera significativa. Otra ventaja de las estructuras atornilladas es que son fácilmente modificadas o desensambladas por la facilidad para quitar los tornillos.

"Aunque teóricamente puede parecer innecesario, es común que las conexiones se diseñen para que desarrollen la capacidad íntegra de los miembros conectados; esta es una práctica recomendable siempre que haya incertidumbres importantes relativas a la magnitud de las solicitaciones de diseño, pues se capacita a la estructura para que desarrolle su resistencia máxima posible".^{REF. 10} Además se asegura de esta manera que la falla posible, se presente en los miembros, donde el material fluiría formando articulaciones plásticas y no en la conexión, donde podría ocasionarse una falla frágil y eventualmente un colapso en la estructura.

Generalidades^{REF. 3}

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones están formadas por elementos de unión (aliesadores, placas, ángulos, ménsulas), y conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada, a) por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño, b) como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

En las estructuras del tipo 1, las conexiones se diseñarán para la resistencia de diseño íntegra del miembro al que correspondan, o para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

Las conexiones de estructuras del tipo 2 o de barras sometidas a fuerzas axiales, diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5 000 kg.

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será de dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras serán los permitidos en 5.2.7 y 5.2.8 (ref. 3).

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generan en las conexiones, incluso cuando provengan de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

SOLDADURAS ^{REF.3}

Los ensambles y conexiones soldadas (al igual que las conexiones atornilladas), presentan una amplia gama de configuraciones en las estructuras de acero, por lo que no es posible abarcar todos los aspectos de fabricación y diseño en un solo capítulo, el tema es tan extenso que brinda la posibilidad de realizar un trabajo de investigación dedicado únicamente a él. A continuación se mencionan aspectos generales, definen algunos tipos de soldadura, y se retoman las especificaciones consignadas en las normas del RCDF (ref. 3), dejando abierto el tema para trabajos posteriores.

El proceso de soldadura es un complejo fenómeno físico, involucra calor y aportación de metal líquido, consideraciones metalúrgicas, reacciones químicas y la gradual formación de los cordones de soldadura a través del enfriamiento y las consecuentes etapas de transformación del material. Aspectos detallados de dicho fenómeno se presentan en una gran variedad de libros, como los diversos volúmenes del manual de soldadura publicados por la Sociedad Americana de Soldadura, que brindan información de los procesos y procedimientos de soldadura que pueden ser usados en casos particulares.

El objetivo en el diseño de una estructura soldada, es brindar la certeza de que la soldadura tendrá el esfuerzo adecuado para transmitir las cargas a las que estará sometido. El metal usado, el tipo de unión, la preparación, la forma de trabajo y el tamaño de la soldadura afectan el esfuerzo en una conexión soldada. En prácticamente todas las instancias, los códigos en que se apoyan los diseñadores, brindan un margen de seguridad con la selección del metal de aportación y el tamaño de la soldadura, de manera que en muchos de los casos la soldadura es más fuerte que las placas unidas. Es común la práctica de incrementar la soldadura en el taller con el fin de dar "mayor seguridad" en la conexión sin su respectiva evaluación, esto puede ser, en detrimento de la calidad de la soldadura por que se causa distorsión o efectos indeseables de sobrecalentamiento. Una soldadura en exceso, también incrementa los costos. La correcta selección del tamaño de soldadura es el primer paso para obtener un bajo costo en la fabricación.

Algunas de las ventajas que presenta el uso de la soldadura, son:

- Ahorro en el peso de acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos.
- La soldadura tiene una superficie mayor de aplicación entre las partes conectadas. Por ejemplo al conectar un tubo de acero, todo su perímetro puede ser unido.
- Se consiguen estructuras más rígidas, por que los componentes están soldados directamente uno a otro. Además se consiguen conexiones realmente continuas.
- Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo).

Una soldadura se define como la unión localizada de dos piezas de metal conseguida mediante la aplicación de calor, con o sin fusión, con o sin adición de material de relleno y con o sin aplicación de presión.

Las soldaduras más comunes, y las únicas que se aceptan en las NTC (ref. 3) son las que se efectúan con fusión y sin aplicar presión.

El término "soldadura de arco eléctrico" se refiere a un grupo numeroso de procesos que emplean un arco eléctrico como la fuente de calor para fundir y unir los metales.

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

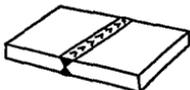
Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto de los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base.

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 3 500 y 4 000 kg/cm², y de ruptura en tensión de 4 200 y 4 900 kg/cm², son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 2 500 y 4 100 kg/cm², respectivamente.

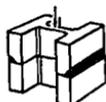
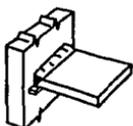
Tipos de soldaduras.

En estas normas se consideran cuatro tipos diferentes de soldaduras:

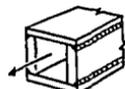
- a) **Soldaduras de filete.** Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por los bordes de dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) **Soldaduras de penetración.** Se obtienen depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o incompleta, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- c) y d) **Soldaduras de tapón y de ranura.** Se hacen en placas traslapadas, relleno por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.



SOLDADURA TÍPICA DE PENETRACIÓN



COMPRESIÓN



TENSIÓN PARALELA

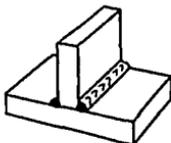


CORTANTE



TENSIÓN TRANSVERSAL

SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL



SOLDADURA TÍPICA DE FILETE



Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos: $F_R \cdot F_{MB}$ y $F_R \cdot F_S$, donde F_{MB} y F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo.

En la tabla 5.2.3 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_S y demás información pertinente.

Las soldaduras utilizadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial.

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial será el que se indica en la tabla 5.2.4. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos de resistencia indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

TABLA 5.2.3 ^{REF 3} RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURAS Y FORMA DE TRABAJO	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA F_R	RESISTENCIA NOMINAL F_{MB} O F_S	NIVEL DE RESISTENCIA (2) (3) REQUERIDA EN LA SOLDADURA
SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Debe usarse soldadura compatible con el metal base Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva				
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Metal base	0.90	$0.60 F_u$	
	Electrodo	0.80	$0.60 F_{E \times X}$	
SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo	0.80	$0.60 F_{E \times X}$	
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base (6)			
	Electrodo	0.75	$0.60 F_{E \times X}$	
SOLDADURAS DE FILETE (4)				
Cortante en el área efectiva	Metal base (6)			Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo	0.75	$0.60 F_{E \times X}$	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (5)	Metal base	0.90	F_y	
SOLDADURAS DE TAPON O DE RANURA (4)				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base (6)			Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo	0.75	$0.60 F_{E \times X}$	

F_y .- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base

F_u .- Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del metal base

$F_{E \times X}$.- Clasificación del electrodo (kg / cm²)

- (1) Para definición de áreas y tamaños efectivos véase 5.2.4. (ref. 3)
- (2) Para "soldadura compatible con el metal base véase 5.2.2.1. (ref. 3)
- (3) Puede utilizarse soldadura cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto (700 kg / cm²) que la soldadura compatible con el metal base.
- (4) Para los distintos tipos de soldaduras véase 5.2.3.
- (5) Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las traves armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.
- (6) El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que sea aplicable en cada caso particular.

TABLA 5.2.4^{REF.3} TAMAÑOS EFECTIVOS DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta (mm)
Hasta 6.3, inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1 hasta 38.1	7.9
Más de 38.1 hasta 57	9.5
Más de 57 hasta 152	12.7
Más de 152	15.9

Soldaduras de filete.

- Tamaño mínimo. Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 5.2.5. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.
- Tamaño máximo. El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor de 6.3 mm (1/4"), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm (1/4"), el grueso del material menos 1.5 mm (1/16"), excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material.

TABLA 5.2.5^{REF.3} TAMAÑOS MÍNIMOS DE SOLDADURAS DE FILETE

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño ¹ mínimo del filete (mm)
Hasta 6.3, inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1	7.9

¹ Dimensión de la pierna del filete de soldadura.

Soldaduras de tapón y de ranura.

Pueden utilizarse para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extienda hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldadura de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 20 cm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm (5/8"), deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm (5/8") se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm (5/8").

TORNILLOS, BARRAS ROSCADAS Y REMACHES ^{REF.3}

Esta sección se refiere al diseño de tornillos, barras roscadas y remaches, utilizados como conectores.

Tornillos de alta resistencia.

Los tornillos de alta resistencia que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las clasificaciones ASTM-A325 o ASTM-A490.

TABLA 5.3.1
TENSIÓN MÍNIMA EN TORNILLOS
DE ALTA RESISTENCIA (TON)

Diámetro del tornillo		Tornillos	Tornillos
Mm	(Pulg)	A325	A4
12.7	(1/2)	5.4	6.8
15.9	(5/8)	8.6	10.9
19.1	(3/4)	12.7	15.9
22.2	(7/8)	17.7	22.2
25.4	(1)	23.1	29.0
28.6	(1 1/8)	25.4	36.3
31.8	(1 1/4)	32.2	46.3
34.9	(1 3/8)	38.6	54.9
38.1	(1 1/2)	46.7	67.1

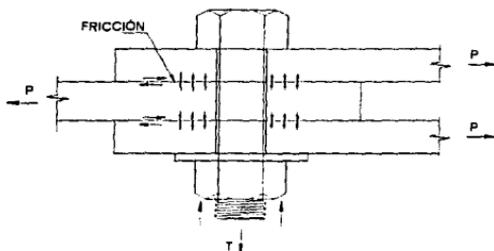
Los tornillos A325 o A490 deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión no menor que la indicada en la tabla 5.3.1. El apriete puede hacerse con el método de la vuelta de la tuerca, por medio de un indicador directo de tensión o utilizando llaves adecuadamente calibradas.

No todos los tornillos de alta resistencia tienen que tensarse completamente. Dicho proceso es caro así como su inspección. Los tornillos que deben tensarse son los usados en las conexiones tipo fricción y en las conexiones sujetas a tensión directa. Las conexiones tipo fricción se requieren cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga. En la sección J1.9 de las especificaciones LRFD se presenta una lista detallada de las conexiones que deben hacerse con tornillos completamente tensados; esta lista incluye: conexiones para soportes de maquinaria o para cargas vivas que produzcan impacto o inversión en el signo de esfuerzos, empalmes de columnas en todas las estructuras de más de 60 m de altura, conexiones de todas las vigas y trabes a columnas, entre otras.

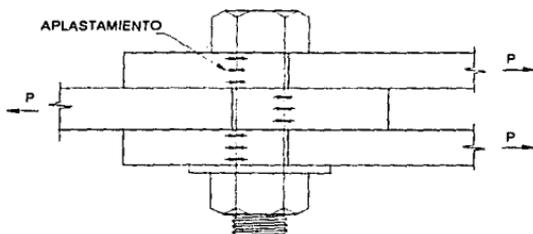
Los tornillos pueden transmitir cargas de tensión o cortante o una combinación de ambos.

Las conexiones atornilladas, transmiten el cortante entre las partes conectadas de alguna de las dos maneras siguientes:

- 1) Cuando los tornillos de alta resistencia se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Si la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción.



- 2) Si la fuerza cortante excede a la resistencia por fricción, habrá un deslizamiento entre los miembros con un posible degollamiento de los tornillos y al mismo tiempo las partes conectadas empujarán sobre los tornillos. La carga se transmite a través de los sujetadores mediante aplastamiento sobre las partes roscadas, así que la acción principal en los tornillos, es aplastamiento, combinado con cortante transversal. Los tornillos que transfieren la carga mediante este mecanismo son conocidos ordinariamente como tornillos sujetos al aplastamiento.



Área resistente efectiva al aplastamiento.

El área resistente efectiva al aplastamiento de tornillos, barras roscadas y remaches se calcula multiplicando su diámetro por la longitud de aplastamiento, que es el grueso de la placa en la que están colocados. Si los remaches o tornillos son de cabeza embutida, para calcular la longitud de aplastamiento se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.

Resistencia de diseño.

Resistencia de diseño en tensión o cortante.

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas es igual al producto del factor de resistencia F_R por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal que corresponde a esa parte del vástago. Los factores de resistencia y las resistencias nominales se dan en la tabla 5.3.2. Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que su resistencia requerida media, calculada tomando como base el área nominal del tornillo y sin considerar las tensiones producidas al apretarlo, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza aplicada en el tornillo será la suma de la producida por las cargas externas factorizadas más las tensiones que puedan resultar de la acción de la palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

TABLA 5.3.2 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, kg/cm^2	Factor de resistencia, F_R	Resistencia nominal, kg/cm^2
Tornillos A307	0.75	3160 ⁽¹⁾	0.65	1900 ^{(2) (3)}
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		6330		3800 ⁽³⁾
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		6330		5060 ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		7900		4750 ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		7900		6330 ⁽³⁾
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de , cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		$0.56 F_u^{(1)}$		$0.45 F_u$
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de , cuando la rosca está fuera de los planos de corte		$0.56 F_u^{(1)}$		$0.60 F_u$
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		3160		2530 ⁽³⁾
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		4200		3380 ⁽³⁾

(1) Carga estática únicamente.

(2) Se permite que la rosca esté en los planos de corte

(3) Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 125 cm, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es la de A.S.T.M.

Resistencia de diseño en juntas que trabajan por fricción.

La resistencia de diseño de un tornillo de una junta que no deba deslizarse bajo cargas de trabajo es igual al producto del factor de resistencia $F_R = 1.0$ por la resistencia nominal al cortante dada en la tabla 5.3.3, en kg/cm^2 , y por el área nominal de la parte no roscada del vástago del tornillo. La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que el efecto máximo producido por las cargas de servicio.

Otros elementos componentes de estas juntas se dimensionarán bajo cargas de diseño, siguiendo la recomendaciones aplicables. Cuando se usen agujeros sobredimensionados o alargados, la conexión debe satisfacer también los requisitos del inciso 5.3.7.

Cuando un tornillo de una conexión que no debe deslizarse bajo cargas de trabajo está sometido a una fuerza de tensión de diseño T_u , la resistencia nominal al cortante de la tabla 5.3.3 se multiplica por un factor de reducción igual a $(1 - T_u/T_b)$, donde T_b es la fuerza de pretensión especificada (ver tabla 5.3.1).

TABLA 5.3.3 RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE, EN KG/CM^2 , DE TORNILLOS EN CONEXIONES EN LAS QUE EL DESLIZAMIENTO ES CRÍTICO

Resistencia nominal al cortante			
Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos ¹	Agujeros alargados largos
A325	1230	1050	880
A490	1550	1340	1120

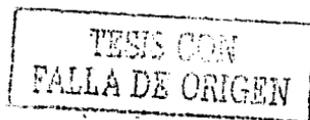
¹ Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados véase la sec. 5.3.7^{REF.3}

Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento.

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionarán de manera que el esfuerzo de tensión f_t en el área nominal A_b del vástago, producido por cargas de diseño, no exceda el valor calculado con la fórmula de la tabla 5.3.4 que sea aplicable en cada caso. El esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño, f_v no debe exceder el valor calculado de acuerdo con el inciso de resistencia al cortante.

TABLA 5.3.4 ESFUERZOS DE TENSIÓN MÁXIMOS RESISTENTES, F_t , PARA TORNILLOS O REMACHES EN JUNTAS POR APLASTAMIENTO (kg / cm^2)

DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UNIÓN	LA ROSCA NO ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE	LA ROSCA ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE
TORNILLOS A307	2740 - 1.3 f_v 2110	
TORNILLOS A325	5980 - 1.8 f_v 4780	5980 - 1.4 f_v 4780
TORNILLOS A490	7450 - 1.8 f_v 4780	7450 - 1.4 f_v 4780
PARTES ROSCADAS, TORNILLOS A 449 CON DIÁMETRO MAYOR QUE 38.1 mm (1 1/2")	0.73 F_u - 1.8 f_v 056 F_u	0.73 F_u - 1.4 f_v 056 F_u
REMACHES A502, GRADO 1	3090 - 1.3 f_v 2390	
REMACHES A502, GRADO 2	4150 - 1.3 f_v 3160	



Resistencia al aplastamiento.

La resistencia de diseño al aplastamiento entre un tornillo o remache y la pieza en que está colocado es $F_R R_n$, donde R_n , donde $F_R = 0.85$ y

$$R_n = 3dt F_u \quad \text{Ec. (5.3.1) REF.3}$$

d es el diámetro nominal del remache o tornillo, t el grueso de la parte conectada y F_u su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

Resistencia de diseño de ruptura por cortante.

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en miembros principales o en elementos de conexión, es igual a $F_R F_n A_s$, con $F_R = 0.75$ y $F_n = 0.6 F_u$, donde A_s es el área de corte a lo largo de la trayectoria de falla. En conexiones extremas de vigas en las que se haya cortado el patín superior y en situaciones similares en las que la falla pueda presentarse por cortante a lo largo de un plano que pase por remaches o tornillos, o por una combinación de fuerza cortante y tensión en un plano perpendicular, el área A_s es la superficie mínima de falla limitada por los agujeros.

Empalmes.

Las uniones entre tramos de vigas y trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

Resistencia de diseño por aplastamiento.

La resistencia de diseño de superficies que transmitan fuerzas por aplastamiento de una en otra es $F_R R_n$, donde $F_R = 0.75$ y R_n se define enseguida para varios casos.

1. Superficies cepilladas o con acabado semejante.

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de aliesadores de apoyo:

$$R_n = 1.5 F_y A_a \quad \text{Ec. (5.6.1) REF.3}$$

2. Rodillos o mecedoras en apoyos libres.

$$R_n = 1.1 (F_y - 900) / d / 20 \quad \text{Ec. (5.6.2) REF.3}$$

En las ecs. 5.6.1 y 5.6.2, F_y es el menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto, A_a el área de aplastamiento, el diámetro del rodillo o la mecedora y l la longitud de aplastamiento. En la ec. 5.6.2, F_y debe tomarse en kg/cm^2 , l y d en cm , y R_n se obtiene en kg .

CONEXIONES A CORTANTE SIMPLE

Se emplean para conectar vigas secundarias en sistemas de piso, idealizadas estructuralmente como vigas simplemente apoyadas que no transmiten momentos en sus reacciones. También en traveses principales para estructuras de poca altura en las que la estabilidad ante cargas laterales es proporcionada por sistemas de contraventeo, por muros de cortante o por una combinación de marcos con conexiones rígidas y conexiones articuladas.

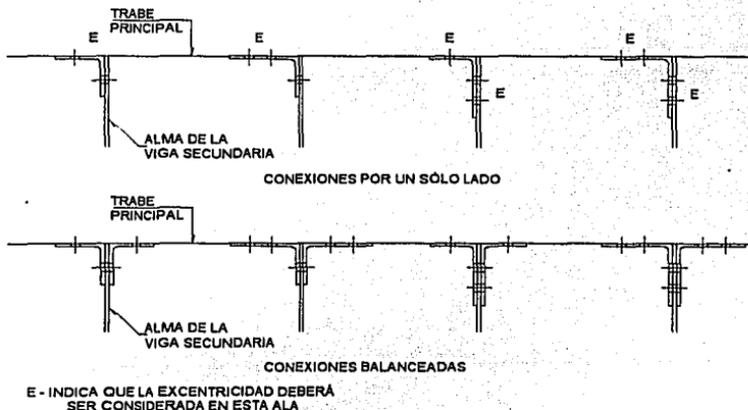
La conexión debe ser diseñada para resistir la carga última de la reacción en el extremo de la viga, pero también tiene que ser lo suficientemente flexible como para permitir la rotación de sus extremos ante la acción de dicha carga.

En este tipo de conexión sólo se conecta el alma al elemento principal – trabe o columna – para transmitir únicamente el cortante, esta conexión puede realizarse mediante una placa, uno o un par de ángulos dependiendo de la magnitud de la reacción, y empleando soldadura o tornillos. Actualmente las conexiones más comunes son las que emplean un par de ángulos y tornillos por su facilidad y rapidez de ejecución.

Conexiones atornilladas.

En el empleo de conexiones atornilladas se debe tener especial atención en los siguientes aspectos: distancias entre sujetadores acorde a las distancias mínimas indicadas en las normas, inciso 5.3.7; desgarramiento del alma de la viga, cuando se emplean tornillos de alta resistencia en la conexión, se transmiten fuerzas de mayor magnitud en un menor número de puntos de sujeción, lo que provoca que se presente este fenómeno, por ello se necesita la revisión del bloque de cortante tanto en el alma de la viga como en los ángulos o placa de conexión; otro aspecto relevante a considerar es la excentricidad de la conexión, de la cual se abunda en el párrafo siguiente.

En la figura siguiente se muestran las situaciones donde la excentricidad debería ser considerada tanto para conexiones balanceadas como para las que se realizan por un solo lado sin importar que los tornillos sean instalados en taller o en campo o si son de alta resistencia o A-307, puesto que es el comportamiento del tornillo el que es crítico.



Normalmente se ignora la excentricidad cuando se coloca una sola hilera de tornillos en el alma de una viga secundaria por que todo momento extremo que se presente es aliviado por la flexión que se genera en el ala del ángulo conectada al alma de la trabe y por la propia rotación del extremo de la viga.

Sin embargo, la excentricidad debe ser considerada en el alma de la viga cuando se utilizan dos líneas de tornillos. Debido a su simetría no se considera la excentricidad en una conexión balanceada o con doble ángulo unida al alma de una trabe. Por otra parte, sí debe considerarse la excentricidad en las conexiones efectuadas por un solo lado en el ala del ángulo que se conecta al alma de la trabe.

Vigas recortadas.

En la mayoría de las ocasiones los paños superiores de los patines de las vigas secundarias y los de las trabes principales, deben estar al mismo nivel para definir pisos horizontales, lo que provoca el recorte del patín en las vigas secundarias para su conexión. Este recorte puede reducir la resistencia de la viga.

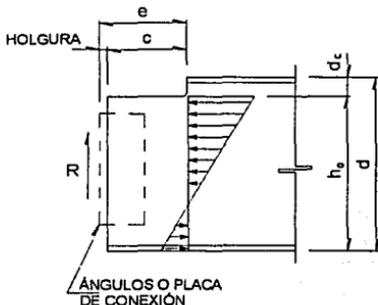
El recorte realizado a la viga puede traer como resultado un pandeo lateral del alma, en cuyo caso será necesario su reforzamiento. En este inciso se considerará este último caso.

Para la revisión de la sección recortada de la viga deben considerarse los tres requisitos siguientes:

1. La capacidad al cortante en la sección reducida. Se pueden utilizar cubrep:acas para reforzar el alma e incrementar su capacidad en caso de que no pase esta revisión.
2. Fluencia a la flexión de la parte superior y/o inferior de la viga recortada. Para este cálculo se utiliza la sección transversal neta o recortada y también se pueden utilizar refuerzos adicionales como atiesadores o cubreplacas para incrementar su capacidad.
3. Pandeo del alma a compresión en las cercanías de la zona recortada debido a cortante y flexión. En este caso la resistencia es afectada por el peralte de la zona recortada, la longitud de la misma y el espesor del alma. En caso de requerirse un incremento en la capacidad de la sección, se podrán utilizar atiesadores horizontales o cubreplacas.

Viga recortada únicamente en el patín superior.

Las recomendaciones de diseño para la revisión del pandeo del alma en las vigas recortadas únicamente en su patín superior, fueron desarrolladas utilizando la fórmula clásica de pandeo de placas considerando un factor "K" para una placa con tres bordes simplemente apoyados y uno libre como se muestra en la siguiente figura.



La siguiente ecuación determina el esfuerzo crítico de pandeo de la zona a compresión del alma recortada cuando $c \geq 2d$ y $d_c \geq d/2$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero 2.04×10^6 kg/cm²

= relación de poisson = 0.3 para acero A-36

f = factor de ajuste del modelo de pandeo de placa usado.

k = coeficiente de pandeo de la placa.

t_w = espesor del alma de la viga, en cm.

h_0 = peralte reducido de la viga, en cm.

Para el caso de diseño por factores de carga y resistencia, se utilizará un factor de resistencia a cortante y flexión de 0.9, quedando la ecuación anterior como sigue:

$$\phi F_{br} = 1.66 \times 10^6 \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k < 0.9 F_y$$

Los factores de pandeo de placa y concentración de esfuerzos son determinados a partir de las ecuaciones siguientes:

$$k = 2.2 \left(\frac{h_0}{c} \right)^{1.65} \quad \text{para } \frac{c}{h_0} \leq 1.0$$

$$k = 2.2 \left(\frac{h_0}{c} \right) \quad \text{para } \frac{c}{h_0} \geq 1.0$$

$$f = 2 \left(\frac{c}{d} \right) \quad \text{para } \frac{c}{d} \leq 1.0$$

$$f = 1 + \left(\frac{c}{d} \right) \quad \text{para } \frac{c}{d} \geq 1.0$$

Viga recortada en ambos patines sin reforzamiento,

Para el caso de las vigas que poseen el recorte en ambos patines las recomendaciones de diseño para el pandeo local del alma se basa en un modelo de pandeo lateral con un factor de ajuste f_d . La ecuación siguiente establece el esfuerzo de pandeo crítico de la zona a compresión de la viga recortada cuando $c \geq 2d$ y $d_c \geq 0.2d$ en ambos patines:

$$F_{cr} = 0.62 \pi E \frac{t_w}{ch_0} f_d \leq 0.6 F_y$$

Donde:

f_d = factor de ajuste del modelo de pandeo lateral.

Para el caso de diseño por factores de carga y resistencia, utilizando un factor = 0.9, la ecuación anterior queda como sigue:

$$\phi F_{br} = 3.58 \times 10^6 \frac{t_w}{ch_0} f_d \leq 0.9 F_y$$

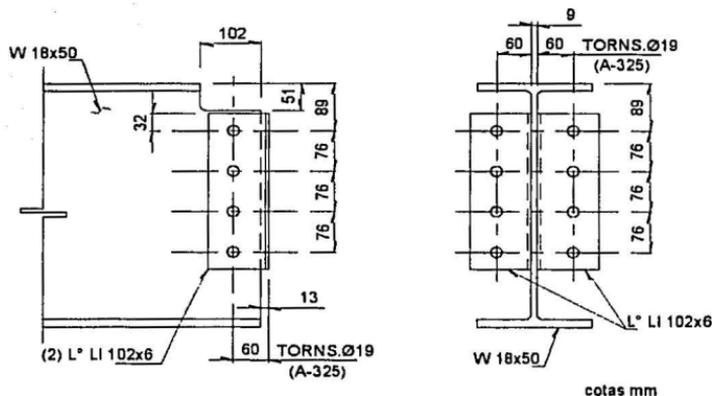
donde:

$$f_d = 3.5 - 7.5 \left(\frac{d_c}{d} \right)$$

Debido a que puede ocurrir la fluencia del acero debido al momento flexionante antes de que se presente el pandeo, la ecuación se limita a $0.9 F_y$ para el diseño por factores de carga y resistencia.

EJEMPLO 8

Estimar la capacidad de la conexión mostrada en el esquema siguiente.



Datos de la sección:

$d = 45.7$ cm
 $tw = 0.9$ cm
 $bf = 19$ cm
 $tf = 1.4$ cm
 $A = 94.84$ cm²

Acero A-36
 $F_y = 2530$ kg/cm²
 $F_u = 4100$ kg/cm²
 $E = 2.04 \times 10^6$ kg/cm²

Revisión en el alma de la viga secundaria.

Resistencia a cortante de los tornillos.

En el alma de la viga, los tornillos trabajan a cortante doble, por la acción de los dos ángulos.

Torn. = 19 mm $A = 2.85$ cm² $R_n = 3.8$ ton/cm²

Resistencia por tornillo en cortante doble = $2 F_R R_n A = 2 \times 0.65 \times 3.8 \times 2.85 = 14$ ton

Resistencia total de los tornillos en el alma de la viga = $4 \times 14 = 56$ ton.

Resistencia de diseño a ruptura por cortante.

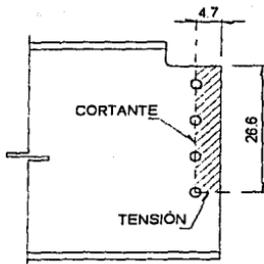
Resistencia a ruptura por cortante = $F_R F_n A_s = 0.75 \times 2.460 \times 29.16 = 53.8$ ton

$F_R = 0.75$ $F_n = 0.6 F_u = 0.6 \times 4100 = 2460$ kg/cm²

$A_s =$ (distancia transversal del alma de la viga a través de la línea de los tornillos - número de tornillos x diámetro de los barrenos) x espesor del alma de la viga.

$A_s = ((45.7 - 5.1) - 4 \times 2.05) \times 0.9 = 29.16$ cm²

Capacidad del bloque de cortante en el alma de la viga.



Véase el inciso "Revisión por cortante y tensión combinados" del capítulo elementos en tensión.

A_{Tc} = Área total que trabaja en cortante

$$A_{Tc} = 26.6 \times 0.9 = 23.94 \text{ cm}^2$$

A_{Tt} = Área total que trabaja en tensión

$$A_{Tt} = 4.7 \times 0.9 = 4.23 \text{ cm}^2$$

A_{nc} = Área neta en cortante

$$A_{nc} = (26.6 - 3.5 \times 2.2) \times 0.9 = 17.01 \text{ cm}^2$$

A_{nt} = Área neta en tensión

$$A_{nt} = (4.7 - 0.5 \times 2.2) \times 0.9 = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$(F_u A_{nt} = 4.1 \times 3.24 = 13.28 \text{ ton}) < (0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 17.01 = 41.8 \text{ ton})$$

Por lo que la resistencia de diseño es:

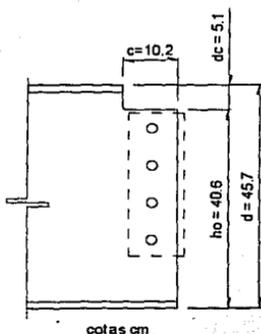
$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 17.01 + 2.53 \times 4.23) = 39.40 \text{ ton}$$

Aplastamiento de los tornillos en el alma.

$$\text{Por tornillo: } F_R R_n = 0.85 \times (3dt F_u) = 0.85 \times (3 \times 1.9 \times 0.9 \times 4.1) = 17.88 \text{ ton}$$

$$\text{Resistencia del grupo de tornillos: } 4 \times 17.88 = 71.5 \text{ ton}$$

Resistencia del alma a la flexión factorizada.



$$(c = 10.2 \text{ cm}) < (2d = 2 \times 45.7 = 91.4 \text{ cm})$$

$$(d_c = 5.1 \text{ cm}) < (d/2 = 45.7/2 = 22.85 \text{ cm})$$

$$\text{para } \left(\frac{c}{h_o} = \frac{10.2}{40.6} = 0.25 \right) \leq 1.0$$

$$k = 2.2 \left(\frac{h_o}{c} \right)^{1.65} = 2.2 \left(\frac{40.6}{10.2} \right)^{1.65} = 21.49$$

$$\text{para } \left(\frac{c}{d} = \frac{10.2}{45.7} = 0.223 \right) \leq 1.0$$

$$f = 2 \left(\frac{c}{d} \right) = 2 \left(\frac{10.2}{45.7} \right) = 0.45$$

El esfuerzo crítico de pandeo en el alma es:

$$\phi F_{bc} = 1.66 \times 10^6 \left(\frac{t_w}{h_o} \right)^2 f k = 1.66 \times 10^6 \left(\frac{0.9}{40.6} \right)^2 0.45 \times 21.49 = 7888 \text{ kg/cm}^2 > 0.9 F_y$$

La ecuación anterior indica que la fluencia producida por el momento flexionante es crítico, es decir, se presenta antes que el pandeo del alma, por lo que se tiene que hacer la revisión del momento flexionante en la zona del alma recortada

Módulo de sección del alma recortada

$$S_x = \frac{bd^2}{6} = \frac{0.9 \times (45.7 - 5.1)^2}{6} = 247 \text{ cm}^3$$

Momento resistente del alma recortada

$$M_R = F_R S_x F_y = 0.9 \times 247 \times 2530 = 562\,419 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

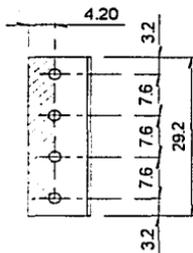
Este momento es provocado por la fuerza de la reacción multiplicada por la longitud del recorte.

$$M_R = P_R c \quad \text{despejando } P_R$$

$$P_R = \frac{M_R}{c} = \frac{562.419 \text{ ton}\cdot\text{cm}}{10.2 \text{ cm}} = 55.14 \text{ ton}$$

$P_R = 55.14 \text{ ton}$ es la resistencia de diseño de la conexión, debido al recorte del patín.

Revisión de los ángulos de conexión.



Resistencia de diseño a ruptura por cortante.

(2) ángulos L1 102x6 mm acero A-36

$$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \quad F_u = 4\,100 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a ruptura por cortante = $F_R F_n A_s$

$$F_R = 0.75$$

$$F_n = 0.6 F_u = 0.6 \times 4\,100 = 2\,460 \text{ kg/cm}^2$$

A_s = área de falla por cortante x ángulo

$$A_s = (29.2 - 4 \times 2.05) \times 0.6 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Por ser dos ángulos en la conexión

$$A_s = 12.6 \times 2 = 25.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia a ruptura por cortante} = F_R F_n A_s = 0.75 \times 2.460 \times 25.2 = 46.5 \text{ ton}$$

Capacidad del bloque de cortante.

Véase el inciso "Revisión por cortante y tensión combinados" del capítulo elementos en tensión.

A_{Tc} = Área total que trabaja en cortante

$$A_{Tc} = 26 \times 0.6 = 15.6 \text{ cm}^2$$

A_{Tt} = Área total que trabaja en tensión

$$A_{Tt} = 4.2 \times 0.6 = 2.52 \text{ cm}^2$$

A_{nc} = Área neta en cortante

$$A_{nc} = (26 - 3.5 \times 2.2) \times 0.6 = 10.98 \text{ cm}^2$$

A_{nt} = Área neta en tensión

$$A_{nt} = (4.2 - 0.5 \times 2.2) \times 0.6 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$(F_u A_{nt} = 4.1 \times 1.86 = 7.63 \text{ ton}) < (0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 10.98 = 27 \text{ ton})$$

Por lo que la resistencia de diseño por ángulo, es:

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 10.98 + 2.53 \times 2.52) = 25.0 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño de dos ángulos = $25.0 \times 2 = 50 \text{ ton}$

Aplastamiento de los tornillos en el ala del ángulo.

Por tornillo: $F_R R_n = 0.85 \times (3dt F_u) = 0.85 \times (3 \times 1.9 \times 0.6 \times 4.1) = 11.92 \text{ ton}$

Resistencia del grupo de tornillos por ángulo: $4 \times 11.92 = 47.68 \text{ ton}$

Por ser dos ángulos = $47.68 \times 2 = 95.36 \text{ ton}$.

De las revisiones anteriores se determina que la resistencia de diseño de la conexión está regida por el bloque de cortante en el alma de la viga secundaria y vale:

Resistencia de diseño de la conexión = 39.40 ton

CONEXIONES ATORNILLADAS CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE.

Una conexión atornillada se encuentra cargada excéntricamente cuando la línea de acción de la carga aplicada, actúa fuera del centro de gravedad del grupo de tornillos.

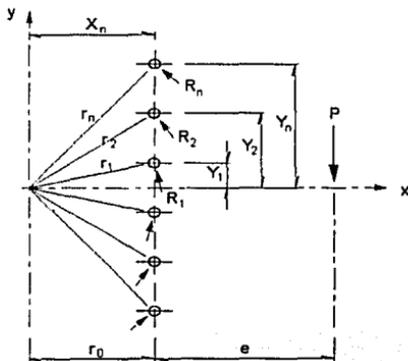
Cuando la carga excéntrica sólo genera fuerzas de cortante en los tornillos, el efecto de esta excentricidad causará un giro alrededor de un punto aislado llamado centro instantáneo de rotación.

El procedimiento teórico para la determinación de la resistencia última de la conexión, se basa en las tres hipótesis siguientes:

1. El grupo de tornillos sujetos a carga excéntrica gira con respecto a un centro instantáneo de rotación.
2. La deformación que ocurre en cada uno de los tornillos varía linealmente con su distancia al centro instantáneo de rotación y actúa en dirección perpendicular a dicho radio de rotación del tornillo.
3. Se considera la resistencia última del grupo de tornillos cuando se alcanza la resistencia última del elemento más alejado al centro de rotación.
4. Aunque el método es completamente general, el caso específico que se desarrollará es en el que la línea de acción de la carga es paralela al eje longitudinal de simetría del grupo. Este es el caso más común que ocurre en la práctica.

Además se supone que las placas conectadas permanecen rígidas durante la rotación y que las restricciones en los miembros de la conexión no generan rotaciones con respecto a algún punto que no sea el teórico. La mayoría de las conexiones convencionales usadas en la práctica cumplen estas condiciones

Para una configuración dada de tornillos, con "n" sujetadores y una excentricidad de la carga "e", se elige una localización supuesta para el centro instantáneo de rotación, el cual será un punto localizado sobre una línea recta a través del centro de gravedad de la conexión, perpendicular a la línea de acción de la carga aplicada y en el lado opuesto del centro de gravedad de la carga.



CONFIGURACIÓN DE CONEXIÓN EXCÉNTRICA

La distancia del centro instantáneo de rotación de la conexión al centro de gravedad del grupo de tornillos se llamará r_0 .

Se calculará la distancia del centro de rotación de la conexión a cada uno de los tornillos, para poder orientarlos. El eje x de la conexión se toma perpendicular a la línea de acción de la carga externa aplicada con el origen localizado en el centro instantáneo de rotación.

Entonces el r_n del enésimo tornillo será:

$$r_n = \sqrt{x_n^2 + y_n^2}$$

El tornillo con mayor deformación será el más alejado al centro instantáneo de rotación, la deformación de cualquier otro tornillo será:

$$\Delta_n = \frac{r_n}{r_{MAX}} \Delta_{MAX}$$

Donde:

r_{MAX} = radio de rotación del tornillo más alejado del centro instantáneo.

A partir de la relación carga-deformación conocida para los tornillos individuales, se calcula la fuerza resistente de cada uno de los tornillos que actúa perpendicular a su radio de rotación por medio de la ecuación, obtenida a partir de pruebas experimentales:

$$R = R_{ULT} (1 - e^{-10\Delta})^{0.55}$$

En la cual:

R = Carga en el tornillo a cualquier deformación dada.

R_{ULT} = Carga última alcanzada por el tornillo.

Δ = Deformación por cortante, flexión y aplastamiento del tornillo y deformación por aplastamiento local de las placas conectadas.

e = base de los logaritmos naturales.

La componente de la fuerza del tornillo actuando en la dirección opuesta a la carga aplicada exteriormente le llamaremos fuerza vertical R_v , a partir de la geometría de la conexión, la fuerza vertical de cada tornillo será:

$$(R_v)_n = \frac{y_n}{r_n} R_n$$

Para que la conexión se encuentre en equilibrio, se deben satisfacer las ecuaciones de la estática:

$$F_x = 0, \quad F_y = 0, \quad M = 0$$

La primera ecuación se satisface automáticamente debido a que no hay fuerzas externas actuando en la conexión para la dirección x . De la tercera condición puede encontrarse la fuerza aplicada externamente P , tomando la suma de momentos con respecto al centro instantáneo:

$$P(e + r_0) - \sum_{n=1}^m (r_n * R_n) = 0$$

La segunda condición de equilibrio también debe satisfacerse:

$$P - \sum_{n=1}^m (R_v)_n = 0$$

Si esta condición no se satisface, se debe elegir una nueva localización del centro instantáneo repitiendo todo el procedimiento. Cuando se obtiene el valor r_0 con el que se logra el equilibrio de la conexión, el valor de P que satisface esta condición será la carga última asociada con la conexión.

El cálculo del centro instantáneo de rotación descrito, es un tedioso proceso por tanteos, por ello, las tablas X a XVIII del manual del AISC (referencia 6), son de gran ayuda para una rápida solución del problema. Han sido desarrolladas utilizando el método descrito para cada arreglo de sujetadores y cada condición de carga excéntrica mostrada.

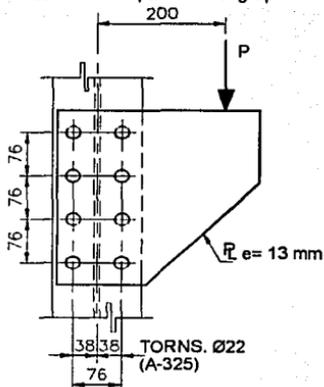
Los valores tabulados son coeficientes adimensionales C y se pueden usar para tornillos de cualquier diámetro. En su determinación se utilizaron los siguientes valores obtenidos experimentalmente para tornillos ASTM de $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

$$R_{ULT} = 74 \text{ kips}$$

$$= 0.34 \text{ in}$$

EJEMPLO 9

Estimar la capacidad del grupo de tornillos mostrados en la figura siguiente.



Resistencia de los tornillos.

Resistencia por tornillo en cortante simple:

$$F_R R_n A = 0.65 \times 3.8 \times 3.88 = 9.58 \text{ ton}$$

RIGE

Resistencia por tornillo por aplastamiento:

$$F_R R_n = 0.85 \times (3dt F_u) = 0.85 \times (3 \times 2.2 \times 1.3 \times 4.1) = 29.9 \text{ ton}$$

De acuerdo con la tabla XI de las especificaciones AISC - LRFD, para:

$$n = 4$$

$$b = 76 \text{ mm}$$

$$X_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Ángulo } \Phi = 0^\circ$$

Se obtiene coeficiente $C = 2.93$

Por lo tanto, la capacidad del grupo de tornillos:

$$P_u = C \times R = 2.93 \times 9.58 = 28.07 \text{ ton}$$

**TABLA XI COEFICIENTES "C"
PARA b = 7.6 cm**

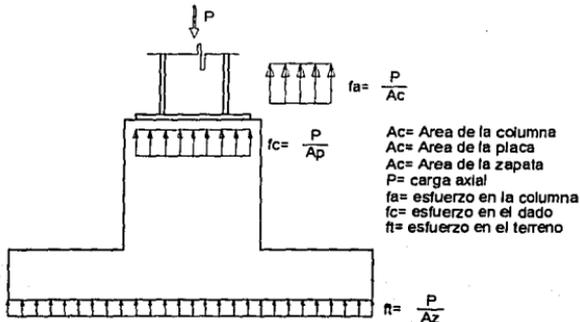
X ₀ cm	n											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5.0	0.84	2.54	4.50	6.62	8.74	10.84	12.92	14.97	17	19.03	21.04	23.04
7.5	0.65	2.03	3.68	5.69	7.80	9.94	12.07	14.19	16.29	18.36	20.42	22.47
10.0	0.54	1.67	3.06	4.87	6.87	8.97	11.11	13.26	15.4	17.52	19.64	21.73
12.5	0.45	1.42	2.59	4.21	6.03	8.04	10.14	12.28	14.43	16.58	18.72	20.85
15.0	0.39	1.22	2.25	3.69	5.33	7.20	9.21	11.30	13.44	15.59	17.74	19.90
17.5	0.35	1.08	1.98	3.27	4.75	6.48	8.37	10.38	12.47	14.59	16.74	18.90
20.0	0.31	0.96	1.78	2.93	4.27	5.87	7.63	9.55	11.56	13.63	15.75	17.90
22.5	0.28	0.86	1.61	2.65	3.87	5.34	6.97	8.76	10.72	12.73	14.80	16.92
25.0	0.26	0.79	1.46	2.42	3.53	4.90	6.42	8.10	9.92	11.89	13.90	15.97
30.5	0.22	0.67	1.24	2.06	3.01	4.19	5.51	7.01	8.64	10.39	12.24	14.24
35.5	0.19	0.58	1.08	1.78	2.62	3.66	4.82	6.15	7.61	9.20	10.90	12.69
40.5	0.17	0.51	0.95	1.57	2.32	3.24	4.27	5.47	6.79	8.23	9.78	11.43
45.5	0.15	0.45	0.85	1.41	2.07	2.90	3.83	4.92	6.11	7.43	8.85	10.37
50.5	0.14	0.41	0.77	1.27	1.88	2.63	3.48	4.46	5.55	6.76	8.07	9.48
60.5	0.12	0.34	0.65	1.07	1.58	2.21	2.93	3.76	4.69	5.73	6.84	8.06
70.0	0.10	0.29	0.56	0.92	1.36	1.90	2.53	3.25	4.05	4.96	5.93	7.00
80.0	0.09	0.26	0.49	0.80	1.19	1.67	2.22	2.86	3.56	4.36	5.23	6.18
90.0	0.08	0.23	0.43	0.72	1.06	1.49	1.98	2.55	3.18	3.89	4.67	5.52

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS

Placas base sujetas a carga axial.

La función de las placas base, de manera análoga a las zapatas, es transmitir las cargas entre dos materiales de resistencia distinta (acero y concreto para la placa base, concreto y terreno para la zapata), por lo que se requiere de una ampliación en la superficie de contacto, para reducir los esfuerzos en el material de menor resistencia de tal manera que estos no rebasen un valor permisible.



Para el caso del aplastamiento en el concreto del dado, debido a la carga transmitida por la placa base, las NTC del reglamento (sección 5.7 ref. 3), recomiendan que no se excedan los valores siguientes:

$$P_p = 0.50 f'_c A_1$$

Sobre el área total de un apoyo de concreto.

$$P_p = 0.50 f'_c A_1 \quad \frac{A_2}{A_1} \leq f'_c A_1$$

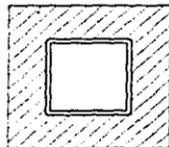
Sobre un área menor que la total de un apoyo de concreto.

donde:

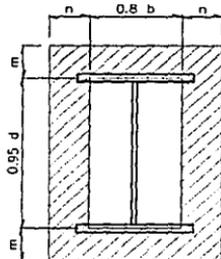
f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

A_1 = Área de contacto de la placa con el concreto.

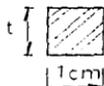
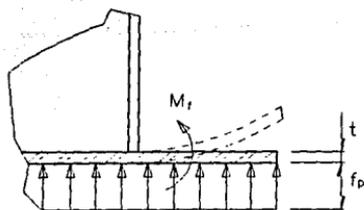
A_2 = Área de la sección transversal del apoyo de concreto.



 ZONA EN VOLADIZO



Para calcular el espesor de la placa base, se debe evaluar el efecto del momento flexionante que resulta de la reacción en el concreto aplicada al voladizo crítico que se genera entre el borde de la columna y el borde de la placa en secciones de columna cerradas. Para secciones I, el AISC permite sustituir la sección original por una equivalente de dimensiones $0.95d$ por $0.8b$, como se muestra en la figura.



Para el dimensionamiento de la placa base, se debe brindar un espesor de manera que esta no se flexione al actuar la reacción en el concreto, ya que si esto ocurre se reduce la zona de contacto de la placa y los esfuerzos de aplastamiento podrían rebasar a los permisibles del concreto; por lo general se analiza el efecto de la flexión en un ancho unitario (1 cm) de placa. La sección transversal que resiste la flexión será de base 1cm y de peralte "t", siendo su módulo de sección plástico:

$$Z_x = \frac{t^2}{4}$$

El momento resistente de dicha sección es: $M_R = F_R Z_x F_y$

Sustituyendo Z_x tenemos: $M_R = F_R \frac{t^2}{4} F_y$

Igualando con el M_u y despejando t :

$$t = \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_y}}$$

Se obtiene el espesor de la placa necesario para proporcionarle la rigidez adecuada resistiendo el momento de diseño. El esfuerzo $F_R F_y$ corresponde al estado límite de plastificación.

F_y = esfuerzo de fluencia del material (kg/cm²)

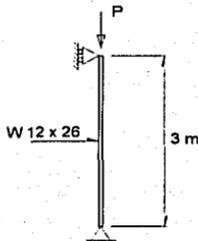
F_R = factor de resistencia 0.9

Nótese también que en el diseño plástico se emplea el módulo de sección plástico Z_x en contraparte al diseño elástico donde se emplea el módulo de sección S_x .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

EJEMPLO 8

Diseñe la placa base para la siguiente columna, considerando que el concreto del dado será $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de la columna es A-36



Propiedades de la sección:

Como en este caso no se nos brinda el valor de P, se diseñará la placa base para resistir la carga máxima que soporta la columna

Cálculo de R_c , de acuerdo al capítulo de compresión simple:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad \text{Ec. (3.2.1) REF. 3}$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r} \right) \cdot \frac{F_y}{\pi^2 E} = 78.5 \times \frac{2530}{\pi^2 2039000} = 0.88 \quad n = 1.4$$

$$R_c = \frac{2530}{(1 + (0.88)^{2(1.4)} - 0.15^{2(1.4)})^{1/1.4}} \cdot 49.39 \times 0.9 = 77172 \text{ kg} \leq F_y A_t F_R$$

Se diseñará la placa para una carga $P = 77.2 \text{ ton}$, considerando que se apoya sobre el área total del dado de concreto.

Aplastamiento permitido en el concreto:

$$P_p = 0.50 f'_c A_t = P_{max}$$

$$A_{min} = \frac{P_{max}}{0.5 f'_c} = \frac{77200}{0.5 \times 250} = 618 \text{ cm}^2$$

Se propone una placa, acorde a las dimensiones de la sección, de 250 mm x 400 mm:

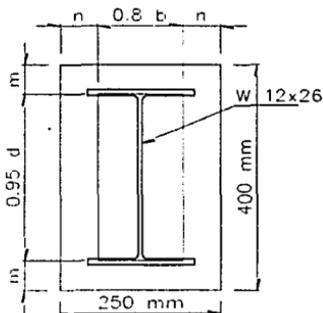
$$A = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

$$P_p = 0.50 \times 250 \times 1000 = 125\,000 \text{ kg} > 77\,200 \text{ kg}$$

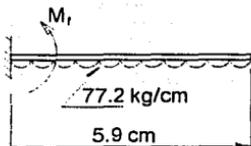
El dado es capaz de resistir la carga transmitida.

$$m = \frac{40 - 0.95d}{2} = \frac{40 - 0.95 \times 31}{2} = 5.28 \text{ cm}$$

$$n = \frac{25 - 0.8b}{2} = \frac{25 - 0.8 \times 16.5}{2} = 5.9 \text{ cm}$$



Como el esfuerzo producido por la carga axial debajo de la placa es constante, el voladizo crítico es el de mayor longitud, en este caso el lado II.



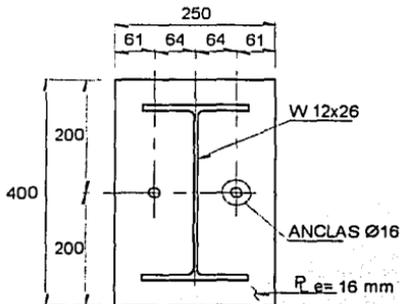
$$f_p = \frac{P_{max}}{A} = \frac{77200}{1000} = 77.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = \frac{77.2 \times 5.9^2}{2} = 1344 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{4M_u}{F_R F_y} = \frac{4 \times 1344}{0.9 \times 2530} = 1.54 \text{ cm}$$

El espesor de placa comercial más próximo es: $t = 16 \text{ mm}$

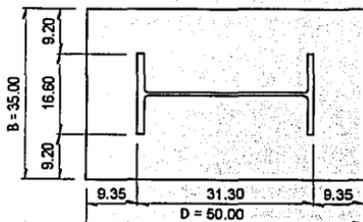
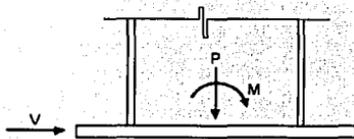
La idealización de este ejemplo muestra que solamente existirá carga axial sobre la columna y la placa, no obstante, debido al trabajo de montaje y a cargas laterales accidentales, se pueden presentar pequeñas fuerzas cortantes, por lo que se debe proporcionar anclaje mínimo, para este caso de acuerdo a la geometría de la sección, se sugiere colocar un par de anclas con diámetro no menor de 16 mm (5/8"). De esta manera la placa base queda con la siguiente configuración:



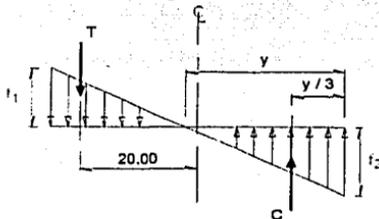
EJEMPLO 9

Diseñe la placa base para la siguiente columna, considerando que el concreto del dado será $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de la columna es A-36.

Acorde a las dimensiones de la sección, se propone una placa de $35 \times 50 \text{ cm}$



Resulta el diagrama de cuerpo libre siguiente:



$$f_1 = \frac{P + M}{A + S} = \frac{8500 + 900000}{1750 + 14583} = 66.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{P - M}{A - S} = \frac{8500 - 900000}{1750 - 14583} = -56.86 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del aplastamiento en el concreto del dado.

Se propone un dado de dimensiones $55 \times 40 \text{ cm}$.

Esfuerzo permisible en el concreto:

$$F_p = 0.50 f_c \cdot \frac{A_2}{A_1} = 0.50 \times 250 \cdot \frac{2200}{1750} = 140 \text{ kg/cm}^2 > 66.57 \text{ kg/cm}^2 \text{ es aceptable}$$

Sección de la columna W 12" x 30 lb/ft

$$d = 31.3 \text{ cm}$$

$$bf = 16.6 \text{ cm}$$

$$tw = 9.66 \text{ cm}$$

$$tf = 1.12 \text{ cm}$$

Elementos mecánicos de diseño:

$$P = 8.5 \text{ ton}$$

$$M = 9 \text{ ton m}$$

$$V = 5 \text{ ton}$$

Excentricidad en las cargas:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{900 \text{ ton} \cdot \text{cm}}{8.5 \text{ ton}} = 106 \text{ cm}$$

$$48.6 \text{ cm} > \left(\frac{D}{6} = \frac{50}{6} = 8.3 \text{ cm} \right)$$

$$S = \frac{BD^2}{6} = \frac{35 \times 50^2}{6} = 14583 \text{ cm}^2$$

$$A = BD = 35 \times 50 = 1750 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al diagrama de cuerpo libre:

$$\sum F_y = 0$$

$$P + T - C = 0$$

$$8500 + T - \frac{y \times 66.57}{2} \times 35 = 0$$

$$8500 + T - 1165y = 0 \quad \text{Despejando } T \quad T = 1165y - 8500$$

$$\sum M = 0$$

$$T(20) + C\left(25 - \frac{y}{3}\right) - 900\,000 = 0$$

$$20T + 1165y\left(25 - \frac{y}{3}\right) - 900\,000 = 0$$

Sustituyendo T en la ecuación anterior:

$$20(1165y - 8500) + 29125y - \frac{1165y^2}{3} - 900\,000 = 0$$

$$23300y - 170\,000 + 29125y - 388.3y^2 - 900\,000 = 0$$

$$388.3y^2 - 52425y + 1\,070\,000 = 0$$

$$y = \frac{52425 \pm \sqrt{(-52425)^2 - 4 \times 388.3 \times 1\,070\,000}}{2 \times 388.3}$$

$$y_1 = 110 \text{ cm} \quad y_2 = 25.06 \text{ cm} \quad \text{RIGE}$$

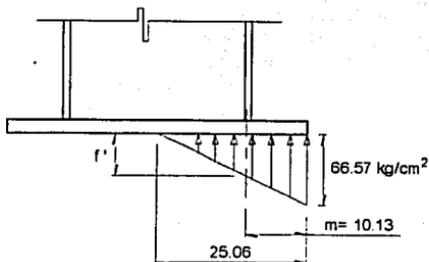
$$C = 1165y = 1165 \times 25.06 = 29195 \text{ kg}$$

$$T = 1165y - 8500 = 1165 \times 25.06 - 8500 = 20695 \text{ kg}$$

Sección equivalente de la columna (m x n)

$$m = \frac{50 - 0.95d}{2} = \frac{50 - 0.95 \times 31.3}{2} = 10.13 \text{ cm}$$

$$n = \frac{35 - 0.8bf}{2} = \frac{35 - 0.8 \times 16.6}{2} = 10.86 \text{ cm}$$



Por triángulos semejantes:

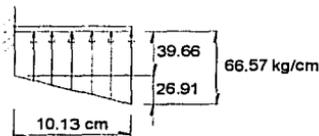
$$\frac{66.57}{25.06} = \frac{66.57 - f'}{10.13}$$

$$f' = 66.57 - \frac{10.13 \times 66.57}{25.06}$$

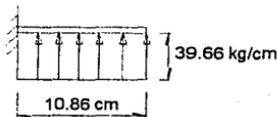
$$f' = 39.66 \text{ kg/cm}^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con el diagrama de esfuerzos anterior, se pueden obtener dos momentos flexionantes que actúan en la placa base, uno en la dirección mostrada (lado m) y el otro en la dirección perpendicular (lado n), debido a que este lado tiene una longitud mayor de volado aunque un esfuerzo menor, se revisarán ambos lados para obtener el momento final crítico. La estimación de los momentos se hace para un ancho de 1 cm.



VOLADO "m"



VOLADO "n"

$$M_f = \frac{39.66 \times 10.13^2}{2} + \frac{26.91 \times 10.13}{2} \left(\frac{2}{3} \times 10.13 \right)$$

$$M_f = \frac{39.66 \times 10.86^2}{2}$$

$$M_f = 2955 \text{ kg} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{RIGE}$$

$$M_f = 2339 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \frac{4M_u}{F_R F_y} = \frac{4 \times 2955}{0.9 \times 2530} = 2.28 \text{ cm}$$

Espesor de placa comercial: $t = 25 \text{ mm}$ (1")

Revisión de anclas.

Elementos mecánicos en las anclas: $T = 20695 \text{ kg}$, $V = 5000 \text{ kg}$

Acero A-307; resistencia nominal: Tensión: 3160 kg/cm^2 , $F_R = 0.75$
Cortante: 1900 kg/cm^2 , $F_R = 0.60$

Resistencia de diseño: Tensión: $3160 \times 0.75 = 2370 \text{ kg/cm}^2$
Cortante: $1900 \times 0.60 = 1140 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de tensión máximo resistente f_t para tensión y cortante combinados:

$$F_t = 2740 - 1.3 f_v \leq 2110 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Proponiendo 3 anclas $\varnothing 25 \text{ mm}$:

$$A_{\text{tension}} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cortante}} = 3.63 \text{ cm}^2 \text{ (tabla ref. 6)}$$

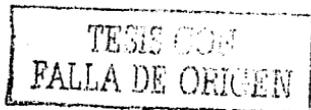
$$f_t = \frac{T}{A_{\text{tens}}} = \frac{20695}{3 \times 3.91} = 1764 \text{ kg/cm}^2$$

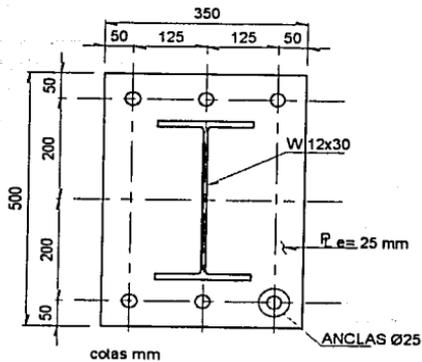
$$f_v = \frac{V}{A_{\text{cort}}} = \frac{5000}{3 \times 3.63} = 459 \text{ kg/cm}^2 < 1140 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de interacción por tensión y cortante combinados:

$$F_t = 2740 - 1.3 \times 459 = 2143 > 2110 \text{ kg/cm}^2 \text{ Rige este último}$$

$$f_t = \frac{1764}{2110} = 0.84 \text{ Correcto}$$





TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

APÉNDICE A

Aquí se muestra la solución de algunos de los ejemplos de aplicación presentados a lo largo de este trabajo utilizando programas comerciales de cálculo estructural, con el fin de comparar los resultados obtenidos aplicando las especificaciones de las NTCDCM del RCDF (referencia 3), contra las especificaciones AISC-LRFD, utilizado en dichos programas.

EJEMPLO 1. CAPITULO TENSIÓN

En esta revisión sólo se considera el estado límite de flujo plástico en la sección total, pues en los datos de entrada del programa no se puede asignar las características de la conexión para revisar el estado límite de fractura en la sección neta.

AISC MEMBER DESIGN				CALCULATED PARAMETERS			
File C:\RAM Advanse Student\Data\arma.AVV				Plane 1-2 Plane 1-3			
Units	:	Ton-m		Vu	[Ton]	0.00	0.00
Date	:	30/11/01		0.90*Vu	[Ton]	4.49	4.52
Time	:	07:18:52 a.m.		Tu	[Ton*M]	0.00	--
DESIGN CODE	:	LRFD		0.9*Tn	[Ton*M]	0.03	--
Plane 1-2: Design for bending moment about axis 3				fun	[Ton*M]	22285.31	--
and shear force parallel to axis 2.				fuv	[Ton*M]	0.00	--
Plane 1-3: Design for bending moment about axis 2				-----			
and shear force parallel to axis 3.				SHEAR CHECK			
Load conditions included in the design: - c1=1.4cm+1.4cv				Vu/0.90*Vu		0.00	0.00
				Tu/0.9*Tn		0.00	--

MEMBER 25 DESCRIPTION: D1				CONTROLLING FORCES - BENDING			
				Load condition : c1=1.4cm+1.4cv			
Section	:	L 3x3x1_4		Distance	[M]	0.00 (0%)	
Material	:	A36		Moments	[Ton*M]	0.00	0.00
Floors	:	0 - 0		Axial force	[Ton]	20.67	--
Fy	:	25310.37 [Ton/M2]		-----			
				CALCULATED PARAMETERS			
				Pu	[Ton]	20.67	--
				Mu	[Ton*M]	0.00	0.00
				RESISTENCIA DE DISEÑO			
				0.90*Pn	[Ton]	21.13	--
				0.90*Mn	[Ton*M]	0.35	0.17
				DESIGN PARAMETERS			
				KL/R		51.62	102.94
				Lambda c		0.58	1.15
				Cb		1.00	1.00
				Pe	[Ton]	0.00	0.00
				Curvature		Single	Single
				INTERACTION EQUATION			
				Pu/0.90*Pn	=	0.98	
				Controlling equation	:	H1-1 = 0.98	
				Status	:	Ok	

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

EJEMPLO 2. CAPÍTULO COMPRESIÓN

AISC MEMBER DESIGN				CALCULATED PARAMETERS			
File : C:\RAM Advanse Student\Data\arma.AVV				Vu	[Ton]	Plane 1-2 0.00	Plane 1-3 0.00
Units : Ton-m				0.90*Vn	[Ton]	4.49	4.52
Date : 30/11/01				Tu	[Ton*M]	0.00	--
Time : 07:21:30 a.m.				0.9*Tn	[Ton*M]	0.03	--
DESIGN CODE : L R F D				fun	[Ton*M]	17143.	--
Plane 1-2: Design for bending moment about axis 3				fuv	[Ton*M]	0.00	--
and shear force parallel to axis 2.				<hr/>			
Plane 1-3: Design for bending moment about axis 2				SHEAR CHECK			
and shear force parallel to axis 3.				Vu/0.90*Vn		0.00	0.00
Load conditions included in the design: - c1=1.4cm+1.4cv				Tu/0.9*Tn		0.00	--
<hr/>				CONTROLLING FORCES - BENDING			
MEMBER 19 DESCRIPTION: M1				Load condition : c1=1.4cm+1.4cv			
<hr/>				Distance [M] 0.00 (0%)			
Section : L 3x3x1_4				Moments [Ton*M] 0.00 0.00			
Material : A36				Axial force [Ton] -15.90 --			
Floors : 0 - 0				<hr/>			
Fy : 25310.37 [Ton/M2]				CALCULATED PARAMETERS			
Plane 1-2 Plane 1-3				Pu	[Ton]	-15.90	--
<hr/>				Mu	[Ton*M]	0.00	0.00
DESIGN PARAMETERS				RESISTENCIA DE DISEÑO			
L	[M]	0.90	0.90	0.90*Pn	[Ton]	17.20	--
Lb	[M]	0.90	--	0.90*M	[Ton*M]	0.35	0.17
K		1.00	1.00	<hr/>			
Lateral bracing No No				DESIGN PARAMETERS			
<hr/>				KL/R		30.16	60.15
CONTROLLING FORCES - SHEAR				Lambda c		0.34	0.67
Load condition : c1=1.4cm+1.4cv				Cb		1.00	1.00
Distance [M] 0.00 (0%)				Pe	[Ton]	0.00	0.00
Shear [Ton] 0.00 0.00				Curvature		Single	Single
Torsion [Ton*M] 0.00 --				<hr/>			
<hr/>				INTERACTION EQUATION			
				Pu/0.90*Pn	=	-0.92	
				Controlling equation : H1-1 = 0.92			
				Status	:	Ok	

EJEMPLO 4, INCISO A. CAPÍTULO FLEXIÓN

(eje 2 = eje y, eje 3 = eje x)

AISC MEMBER DESIGN				CALCULATED PARAMETERS			
File	: C:\RAM Advanse22\Datalflex.AVV			Vu	[Ton]	Plane 1-2	Plane 1-3
Units	: Ton-m					14.24	0.00
Date	: 30/11/01			CORTANTE RESISTENTE			
Time	: 07:32:13 a.m.			0.90*Vn	[Ton]	28.29	25.32
DESIGN CODE : L R F D				Tu	[Ton*M]	0.00	--
Plane 1-2: Design for bending moment about axis 3				0.9*Tn	[Ton*M]	0.25	--
and shear force parallel to axis 2.				fun	[Ton*M]	23041.03	--
Plane 1-3: Design for bending moment about axis 2				fuv	[Ton*M]	6880.69	--
and shear force parallel to axis 3.				-----			
Load conditions included in the design:				SHEAR CHECK			
- c2=1.4cm+1.4cv				Vu/0.90*Vn		0.50	0.00
-----				Tu/0.9*Tn		0.00	--
MEMBER 1 DESCRIPTION: t-1				CONTROLLING FORCES - BENDING			
-----				Load condition : c2=1.4cm+1.4cv			
Section	: W 12x30			Distance	[M]	5.00 (100%)	
Material	: A36			Moments	[Ton*M]	-15.21	0.00
Floors	: 0 - 0			Axial force	[Ton]	0.00	--
Fy	: 25310.37 [Ton/M2]			-----			
		Plane 1-2	Plane 1-3	CALCULATED PARAMETERS			
DESIGN PARAMETERS				Pu	[Ton]	0.00	--
L	[M]	1.00	1.00	Mu	[Ton*M]	-15.21	0.00
Lb	[M]	1.00	--	0.90*Pn	[Ton*M]	129.79	--
K		1.00	1.00	MOMENTO RESISTENTE			
Lateral bracing		No	No	0.90*Mn	[Ton*M]	16.18	3.49
-----				DESIGN PARAMETERS			
CONTROLLING FORCES - SHEAR				KL/R		7.56	25.94
Load condition : c2=1.4cm+1.4cv				Lambda c		0.08	0.29
Distance	[M]	5.00 (100%)		Cb		2.20	1.00
Shear	[Ton]	14.24	0.00	Pe	[Ton]	0.00	0.00
Torsion	[Ton*M]	0.00	--	Curvature		Single	Single
-----				INTERACTION EQUATION			
				Pu/0.90*Pn	=	0.00	
				Controlling equation	:	H1-1 = 0.94	
				Status	:	Ok	

EJEMPLO 7, INCISO A. CAPÍTULO FLEXOCOMPRESIÓN

(eje 2 = eje y, eje 3 = eje x)

DISEÑO AISC				PARAMETROS CALCULADOS			
Archivo	: C:\RAMadvanseSpn\Data\tridi.AVV			Vu	[Kg]	Plano 1-2	Plano 1-3
Unidades	: Kg-M			0.90*Vu	[Kg]	-577.85	-2013.51
Fecha	: 03/12/01			Tu	[Kg*M]	0.00	--
Hora	: 08:06:47 a.m.			0.9*Tn	[Kg*M]	430.90	--
NORMA DE DISEÑO : L R F D				fun	[Kg*M]	1.959068E7	--
Plano 1-2: Diseño para momento flector				fuv	[Kg*M]	951007.50	--
alrededor del eje 3 y para corte paralelo al eje 2.				-----			
Plano 1-3: Diseño para momento flector				VERIFICACION AL CORTE			
Alrededor del eje 2 y para corte paralelo al eje 3.				Vu/0.90*Vu		0.02	0.05
Estados de carga para los cuales se ha				Tu/0.9*Tn		0.00	--
diseñado:				-----			
- c1=1.4cm+1.4cv				FUERZAS GOBERNANTES - FLEXION			
- c2=1.1cm+0.77cv+1.1sx+0.33sz				Estado de Carga :			
- c3=1.1cm+0.77cv+0.33sx+1.1sz				c3=1.1cm+0.77cv+0.33sx+1.1sz			
-----				Distancia [M] 3.30 (100%)			
ELEMENTO 17 DESCRIPCION: c-1				Momentos [Kg*M] 1492.91 -3554.64			
-----				Fuerza axial [Kg] -20454.46 --			
Sección	: W 14x43			PARAMETROS CALCULADOS			
Material	: A36			Pu	[Kg]	-20454.46	--
Pisos	: 0 - 1			Mu	[Kg*M]	1492.91	-3554.64
Fy	: 2.531037E7 [Kg/M2]			0.85*Pn	[Kg]	114679.70	--
		Plano 1-2	Plano 1-3	0.90*Mn	[Kg*M]	25675.26	6323.03
-----				PARAMETROS DE DISEÑO			
L	[M]	3.30	3.30	KL/R		35.54	88.42
Lb	[M]	3.30	--	Lambda c		0.40	0.99
K		1.59	1.29	Cb		2.04	2.25
Arriestre lateral		No	No	Pe	[Kg]	0.00	0.00
-----				Curvatura		Simple	Simple
PARAMETROS DE DISEÑO				PARAMETROS DE DISEÑO			
L				Ecuación de INTERACCION			
Lb				Pu/0.85*Pn = 0.18			
K				Ecuación gobernante : H1-1 = 0.71			
Arriestre lateral				Status : Bien			
-----				-----			
FUERZAS GOBERNANTES - CORTANTE				-----			
Estado de Carga :				-----			
c3=1.1cm+0.77cv+0.33sx+1.1sz				-----			
Distancia	[M]	0.00	(0%)	-----			
Cortante	[Kg]	-577.85	-2013.51	-----			
Torsión	[Kg*M]	0.00	--	-----			
-----				-----			

EJEMPLO 7, INCISO B. CAPÍTULO FLEXOCOMPRESIÓN

(eje 2 = eje y, eje 3 = eje x)

DISEÑO AISC

Archivo : C:\RAMadvanseSprn\Data\trldi.AVV
 Unidades : Kg-M
 Fecha : 03/12/01
 Hora : 08:08:44 a.m.

NORMA DE DISEÑO : L R F D

Plano 1-2: Diseño para momento flector alrededor del eje 3 y para corte paralelo al eje 2.
 Plano 1-3: Diseño para momento flector alrededor del eje 2 y para corte paralelo al eje 3.
 Estados de carga para los cuales se ha diseñado:

- c1=1.4cm+1.4cv
- c2=1.1cm+0.77cv+1.1sx+0.33sz
- c3=1.1cm+0.77cv+0.33sx+1.1sz

ELEMENTO 21 DESCRIPCION: c-1

Sección : W 14x43
 Material : A36
 Pisos : 0 - 1
 Fy : 2.531037E7 [Kg/M2]
 Plano 1-2 Plano 1-3

PARAMETROS DE DISEÑO

L	[M]	3.30	3.30
Lb	[M]	3.30	--
K		1.79	1.29
Arriostre lateral		No	No

FUERZAS GOBERNANTES - CORTANTE

Estado de Carga :
 c3=1.1cm+0.77cv+0.33sx+1.1sz
 Distancia [M] 0.00 (0%)
 Cortante [Kg] -885.20 -2013.51
 Torsión [Kg*M] 0.00 --

PARAMETROS CALCULADOS

		Plano 1-2	Plano 1-3
Vu	[Kg]	-885.20	-2013.51
0.90*Vn	[Kg]	36737.56	37389.76
Tu	[Kg*M]	0.00	--
0.9*Tn	[Kg*M]	430.90	--
fun	[Kg*M]	1.905529E7	--
fuv	[Kg*M]	1065351.00	--

VERIFICACION AL CORTE

Vu/0.90*Vn	0.02	0.05
Tu/0.9*Tn	0.00	--

FUERZAS GOBERNANTES - FLEXION

Estado de Carga :
 c3=1.1cm+0.77cv+0.33sx+1.1sz
 Distancia [M] 3.30 (100%)
 Momentos [Kg*M] 1818.29
 3554.64
 Fuerza axial [Kg] -10890.91

PARAMETROS CALCULADOS

Pu	[Kg]	-10890.91	--
Mu	[Kg*M]	1818.29	--
3554.64			
0.85*Pn	[Kg]	114670.80	--
0.90*Mn	[Kg*M]	25675.26	--
6323.03			

PARAMETROS DE DISEÑO

KL/R		39.94	88.42
Lambda c		0.45	0.99
Cb		2.19	2.25
Pe	[Kg]	0.00	0.00
Curvatura			Simple
Simple			

ECUACION DE INTERACCION

Pu/0.85*Pn = 0.09
 Ecuación gobernante : H1-1 = 0.68
 Status : Bien

RAM BasePlate V1.2

Detailed Design Results

CRITERIA:

Analysis

Maintain Strain Compatibility
 Use min. effective plate area for axial only
 compression load on plate.

Design

Use LRFD 2nd to check plate bending
 Max concrete bearing per AISC J9.
 Anchor Shear Check Per AISC Specifications.
 Anchor Tension Check Per AISC Specifications.

INPUT DATA:

Column

Column Size.....	W12X26
Dim: BfTop TfTop BfBot TfBot TW Depth	
(mm) 164.85 9.652 164.85 9.652 5.842 310.39	

Base Plate

Plate Fy (kg/cm ²).....	2530.000
N (Parallel to Web) (mm).....	400.000
B (Perpendicular to Web) (mm).....	250.000
Plate Thickness (mm).....	16.000

Anchor

Anchor Size.....	5/8"
Anchor Area (cm ²).....	1.981
Anchor Material.....	A325-120
Anchor Modulus (kg/cm ²).....	2038934.84
Anchor Strength Fu (kg/cm ²).....	8436.97
Thread Included in Shear Plane	

Footing

Footing Strength f'c (kg/cm ²).....	250.00
Concrete Modulus (kg/cm ²).....	238752.00
Dimension (Parallel to web) (m)	0.40
Dimension (Perpendicular to web) (m) ...	0.25

Design Load

Building Code: No Code Generated Combinations
 Load combination: Single Load Case

Axial (kgf).....	77200.00
Vx (kgf).....	0.00
Mx (kg.m)	0.00

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

RESULTS:

Analysis

Uniform Load on Base Plate.

Plate Bending

Max bending moment from concrete compression

N Eff (mm)	386.842
B Eff (mm)	241.300
m [N-0.95d]/2.0 (mm)	45.987
n [B-0.80b]/2.0 (mm)	54.712
Lamda	0.910
n'	2.226
Controlling effective width to resist moment (mm)	386.842
Controlling plate bending moment (kg.m)	478.69
PhiMn = (0.9xMn) (kg.m)	563.73
Mu/PhiMn	0.85
Thickness Required (mm)	14.744
Thickness controlled by cantilever action.	

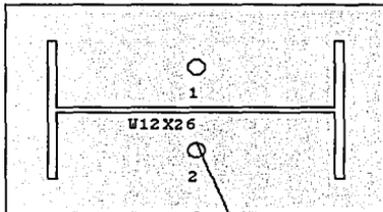
Anchors

Anchor	X(cm)	Y(cm)	V(kgf)	T(kgf)	Interaction
1	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-5.00	0.00	0.00	0.00

Bearing

Eff Area of Support A2 (cm ²)	998.03
Plate Area A1 (cm ²)	933.45
Sqrt(A2/A1)	1.03
Phic Pp = 0.6 Pp (kgf)	123060.91
Pu (kgf)	77200.00
Actual Bearing Stress (kg/cm ²)	82.71

DIAGRAM:



#	X (mm)	Y (mm)
1	0.000	50.000
2	0.000	-50.000

PL 400.00 X 250.00 X 16.00 (mm)
2 - 5/8" A325 Anchor Bolts

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CONCLUSIONES

En el pasado, el método comúnmente utilizado para la revisión de estructuras de acero, ha sido el diseño por esfuerzos permisibles, que obliga a la estructura a no sobrepasar la porción recta inicial de la gráfica esfuerzo-deformación o lo que es lo mismo la región elástica por lo que se conoce también como "diseño elástico", se basa en que los elementos mecánicos que actúan en los elementos que componen la estructura, no rebasen esfuerzos permisibles que son una fracción del esfuerzo de fluencia del material. Los investigadores y estructuristas, saben desde hace mucho tiempo que el acero tiene una capacidad mayor que la restringida por los esfuerzos permisibles, además la necesidad de proyectar estructuras más ligeras y por consecuencia económicas, han conducido las investigaciones a corroborar que la capacidad de las estructuras alcanza el rango plástico de la curva esfuerzo-deformación.

Lo anterior condujo en los últimos años a desarrollar el método de diseño por estados límite, puesto en vigor por el AISC en 1986 en su versión LRFD, también adoptado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM) del RCDF (ref. 3).

Los principios fundamentales, conceptos generales y aplicaciones prácticas del método de diseño por estados límite, hacen que se le considere como el procedimiento más económico y racional de estructuras de acero para edificios.

Entre más hiperestática es una estructura, es decir, entre más elementos la compongan, se justifica de mejor manera el aplicar el método de diseño por estados límite, ya que en estas condiciones, la estructura tiene la posibilidad de redistribuir los esfuerzos entre los diferentes elementos.

Con la consideración anterior, actualmente –sin ser regla– la mayoría de los estructuristas tienden a utilizar el método de diseño por estados límite en estructuras tridimensionales formadas por marcos en dos direcciones perpendiculares que se cruzan entre sí y por otra parte a utilizar el método por esfuerzos permisibles en sistemas estructurales, que se usan sobre todo en bodegas y edificios industriales, a base de marcos en una dirección paralelos entre sí, por que la estabilidad de la estructura depende de la resistencia de cada marco en particular y estos no tienen la posibilidad de "recargarse" en otros elementos para redistribuir los esfuerzos.

Debido a que en la actualidad los programas de cómputo para cálculo estructural comerciales, utilizados en México, provienen de los Estados Unidos y se basan obviamente en el código AISC en su versión LRFD para el método por estados límite, es conveniente señalar que las ecuaciones y métodos de diseño adoptados en las NTCDCEM del RCDF (ref. 3), se basan en las mismas hipótesis, varían en algunos factores y consideraciones (como clasificación de las secciones, factores de carga y resistencia), ahondar en las diferencias existentes entre los dos métodos, que no es el objetivo de este trabajo, implicaría una investigación más extensa, se deja el tema abierto a trabajos posteriores. Sólo diremos que si bien los factores estipulados para las combinaciones de carga en el diseño de estructuras, difieren entre ambos códigos, también los valores de carga estipulados son diferentes, lo que a fin de cuentas conduce a resultados prácticamente iguales, utilizando uno u otro método. Por lo que se puede concluir que es válido utilizar los programas de cálculo basados en el código AISC-LRFD empleando cargas y factores de carga para las diferentes combinaciones estipulados en NTCDCEM del RCDF (ref. 3).

Para el diseño de conexiones –al igual que en el diseño de miembros estructurales– se emplean las mismas hipótesis de análisis utilizadas en el método por esfuerzos permisibles, las diferencias con el diseño por estados límite son, primero, para el diseño por esfuerzos permisibles, se emplean las cargas de servicio sin factorizar, mientras que en el de estados límite, se emplean las cargas últimas, es decir, las cargas de servicio amplificadas por un factor de carga. Y segundo, la resistencia de soldaduras y sujetadores son una fracción del esfuerzo de fluencia del material para el diseño por esfuerzos permisibles, a diferencia del diseño por estados límite donde la capacidad se acerca a los valores de colapso del material afectado por un factor reductor de resistencia.

Aunque teóricamente puede parecer innecesario, en las estructuras del tipo 1, las conexiones se diseñarán para la resistencia de diseño íntegra del miembro al que correspondan, o para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño, de esta manera, se capacita a la estructura para que desarrolle su resistencia máxima posible asegurando que la falla posible, se presente en los miembros, donde el material fluiría formando articulaciones plásticas y no en la conexión, donde podría ocasionarse una falla frágil y eventualmente un colapso en la estructura.

Las conexiones de estructuras del tipo 2, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5 000 kg.

La globalización de los mercados y la estandarización de los sistemas y procesos de trabajo a nivel internacional, en particular en nuestro país a raíz de la firma del TLC –la última edición de los manuales del American Institute of Steel Construction AISC-LRFD, así como del Canadian Institute of Steel Construction CISC, se basan en el método de diseño por estados límite–, hacen que actualmente para el diseño estructural en acero, la aplicación del método de diseño por estados límite sea una práctica indispensable, por tanto, esperamos que este trabajo cumpla con el objetivo inicial de presentar sus fundamentos básicos, así como su aplicación práctica en problemas reales.

Además de ser un material de apoyo para la materia de diseño de estructuras metálicas, se pretende que este trabajo despierte el interés de quienes lo consulten, para profundizar en temas particulares que aquí sólo se mencionan de manera superficial, debido a lo extenso que resulta el tema de diseño plástico de estructuras de acero en lo general.

Finalmente, esperamos ser favorecidos, tanto por el comité de tesis como por el departamento de impresión, para que este trabajo se consolide como material impreso disponible dentro del área de ingeniería civil de nuestra escuela.

REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal (RCDDF), México, D.F., 1993
2. Diseño de Estructuras Metálicas por el método LRFD Macormack
3. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas" (NTCDCEM) del (RCDDF), Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 1993.
4. De Buen Oscar., "Diseño de Estructuras de Acero. Miembros en Tensión", Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México 2000.
5. De Buen Oscar., "Diseño de Estructuras de Acero. Miembros en Compresión", (La columna aislada). Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México 2000.
6. "Manual of Steel Construction", 9^o ed., AISC, Chicago, IL. 1989.
7. De Buen Oscar., "Diseño de Estructuras de Acero. Flexión 1, (Vigas sin pandeo lateral)", Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México 2000.
8. De Buen Oscar., "Diseño de Estructuras de Acero. Placas". Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México 2000.
9. De Buen Oscar., "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las (NTCDCEM)" No. ES-3 tomo I, Instituto de ingeniería, UNAM, México D.F., 1993.
10. De Buen Oscar., "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las (NTCDCEM)" No. ES-3 tomo II, Instituto de ingeniería, UNAM, México D.F., 1993.
11. Ing. Fernando López A. "Apuntes del curso Diseño práctico de estructuras de acero", Colegio de Ingenieros Civiles de México, México D.F., Abril 1997.
12. "Propuesta para nueva edición de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas" (NTCDCEM) del (RCDDF), Abril 2001.
Disponibles en la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.