



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de Ingeniería

UNIONES VIGA A COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE ACERO
DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

JORGE ALBERTO VIVAS PEREIRA

T R A B A J O

PRESENTADO A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D. F., 1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DEPFI



DEPFI

T. UNAM

1 9 9 1

VIV

Quiero expresar mi sincero reconocimiento a la gran labor docente de los profesores Ings. Neftalí Rodríguez Cuevas, Julio Dany Ríos y, de manera muy especial al profesor Oscar de Buen López de Heredia, director del trabajo.

G/2E

502161

Uniones viga a columna en estructuras de acero
Diseño por factores de carga y resistencia.

Indice.

Notación.	1
1. Introducción.	5
2. El diseño por factores de carga y resistencia.	8
2.1 Definición del criterio de factores de carga y resistencia.	8
2.2 Modelo probabilístico simplificado del DFCR.	11
2.3 Cargas, factores de carga y combinaciones.	14
2.4 Factores de resistencia.	17
2.5 Estados límite de resistencia y servicio de las conexiones.	17
3. Clasificación de las Conexiones Viga a columna.	
3.1 Tipos de estructuras y conexiones.	22
3.2 Consideraciones sobre la respuesta de las conexiones.	25
3.3 Conceptos sobre el Sistema de Clasificación.	25
3.4 Criterio de Clasificación.	30
4. Conexiones al alma de vigas sujetas a cortante.	37
4.1 Generalidades.	37
4.2 Relaciones cortante-rotación en conexiones de vigas simples.	39
4.3 Conexiones con placa sencilla por alma.	40
4.4 Conexiones de cortante con una te por alma.	53
4.5 Conexiones con angulares en el alma.	65
5. Conexiones de vigas con ángulos de asiento.	81
5.1 Conexiones con angulares de asiento no atiesados.	82
5.2 Conexiones de vigas por apoyo en dos placas en te y en angulares atiesados.	91

6. Conexiones rígidas.	97
6.1 Conexiones con Tes a los patines.	97
6.2 Conexiones rígidas con placas soldadas al patin de la columna.	98
6.3 Conexiones rígidas con placa de extremo.	109
7. Comentarios finales	122
8. Referencias	124
9. Apéndice A	126
10. Apéndice B	131

Notación.

- α = factor de longitud de referencia en el sistema de clasificación (adimensional).
- α_m = factor de modificación del momento en conexiones con placa de extremo.
- a = distancia entre las líneas de tornillos y de soldadura, cm.
- A_t = área de la sección transversal, cm^2 .
- A_t = área nominal de un tornillo, cm^2 .
- A_{tc} = área total en cortante, cm^2 .
- A_{tt} = área total en tensión, cm^2 .
- A_{nt} = área neta en tensión, cm^2 .
- A_p = área del patín, cm^2 .
- A_p = área de placa, cm^2 .
- A_{p_t} = área de patín de sección te, cm^2 .
- A_n = área neta, cm^2 .
- A_{nc}, A_{ns} = área neta sujeta a cortante, cm^2 .
- A_{pa} = área de aplastamiento; $(d_t \times t_p)$, cm^2 .
- A_a = área del alma, cm^2 .
- A_{a_t} = área del alma de sección te, cm^2 .
- A_{at} = área de atiesadores, cm^2 .
- A_{bc} = área del tablero en la conexión, cm^2 .
- A-36 = acero de 2 530 kg/cm² designación de ASTM.
- AISC = Instituto Americano de la Construcción en Acero.
- AISI = Instituto Americano del Hierro y el Acero.
- ASTM = Sociedad Americana de Ensaye de Materiales.
- ASD = Allowable stress design, diseño por esfuerzos permisibles.
- AWS = Sociedad Americana de Soldadura.
- β = índice de confiabilidad, adimensional.
- b_p = ancho del patín, cm.
- b_{p^*} = ancho de placa de extremo, cm.
- b_{p_t} = ancho de patín de sección te, cm.
- b_p = ancho de placa, cm.
- C = rigidez inicial de viga.
- C_c = rigidez inicial de la conexión.
- CM = carga muerta nominal.
- CV, L = carga viva nominal, debida a la ocupación y equipo móvil.
- CA = carga accidental.
- CM, D = carga muerta debida al peso propio y elementos permanentes de la estructura.

δ = deflexión, cm.
 d = peralte de la sección, cm.
 d_t = diámetro nominal de tornillo, cm.
 D = tamaño de soldadura de filete, cm.
DFCR = diseño por factores de carga y resistencia.
 e = excentricidad del punto de inflexión a la línea de soldadura, cm.
 e_s = excentricidad de la fuerza cortante a la soldadura, cm.
 e_t = excentricidad de la fuerza cortante a la línea de tornillos, cm.
 E = módulo de elasticidad del acero, (2.04e6 kg/cm²).
 \bar{E} = carga de sismo.
 ϕ = rotación de la conexión, radianes.
 ϕ_p = rotación extrema de viga, cuando se alcanza M_p , radianes.
 ϕ_u = rotación teórica elástica, radianes.
 ϕ_R = capacidad de rotación, radianes.
 F_b = esfuerzo último de tensión de un sujetador, kg/cm².
 F_{b_t} = esfuerzo permisible de tensión de un sujetador, kg/cm².
 F_{MB} = resistencia nominal del metal base, kg/cm².
 F_c, γ = factor de carga, (adimensional).
 F_p = esfuerzo permisible de flexión para placas de extremo, kg/cm².
 F_R, ϕ = factor de resistencia, (adimensional).
 F_s = resistencia nominal del metal de un electrodo.
 F_t = esfuerzo de tensión, kg/cm².
 F_u = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, kg/cm².
FR = conexión totalmente restringida (Fully Restrained).
 F_y = esfuerzo mínimo correspondiente al límite inferior de fluencia del material, kg/cm².
 F_{yv} = esfuerzo de fluencia de la viga, kg/cm².
 F_{ya} = esfuerzo de fluencia del atiesador, kg/cm².
 f_{s_v} = esfuerzo cortante vertical, kg/cm².
 f_r = esfuerzo resultante, kg/cm².
 f_t = esfuerzo de tensión en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño.
 G = separación nominal entre elementos conectados, cm.
 F_v = esfuerzo nominal por cortante, kg/cm².
 h_p = peralte de la placa, cm.
 I = momento de inercia, cm⁴.
 I_{s_x} = momento de inercia de la soldadura en el eje x, cm⁴.

I_{ay} = momento de inercia de la soldadura en el eje y, cm⁴.

k = factor de magnitud de rotación.

k = distancia de la cara exterior del patín a la terminación de la curva o de la soldadura de unión con el alma.

Kips = Kilolibras.

L = carga de lluvia, hielo o granizo.

L = longitud, cm.

L_a = longitud de angular, cm.

L_p = longitud de placa de cortante, cm.

L_t = longitud de te de cortante, cm.

ln = logaritmo natural.

l_h = distancia horizontal al borde, cm.

l_v = distancia vertical al borde, cm.

L_r = carga viva de cubierta.

LRFD = Load and resistance factor design (DFCR).

M = momento factorizado de la conexión.

M_n = Momento nominal, kg-cm.

M_e = momento de diseño en conexiones con placa de extremo, kg-cm.

M_p = momento plástico, kg-cm.

M_t = momento en la línea de tornillos en placas de extremo, kg-cm.

M_u = momento último, kg-cm.

n = número de tornillos.

N = Longitud de asiento de vigas, cm.

NTC = Normas técnicas Complementarias (RDF).

p_e = claro de flexión efectivo en placas de extremo, kg-cm.

P_m = carga máxima en pruebas de conexiones totalmente soldadas.

P_p = carga de plasticidad en conexiones totalmente soldadas.

P_w = carga de trabajo en conexiones totalmente soldadas.

PR = parcialmente restringida (Partially Restrained).

Q = media de las cargas.

Q = fuerza de apriete en conexión con placa extrema.

r_v = cortante nominal de un sujetador.

r = radio de la curva de terminación de la unión de alma y patines o ala de angulares.

R_n, R_n = resistencia nominal.

R = resistencia.

\bar{R} = media de la resistencia.

R = Reacción extrema factorizada de la viga, kg.
 R_t = Resistencia en tensión, kg.
RDF= reglamento del Distrito Federal.
 s = distancia de la línea de carga al punto de inflexión en placa de extremo, cm.
 S = módulo de sección elástico, cm^3
 S_N = efecto nominal de la carga.
 t_a = espesor del alma, cm.
 t_a = espesor de angular, cm.
 t_p = espesor de placa, cm.
 t_{a_t} = espesor del alma de sección te, cm.
 t_p = espesor del patín, cm.
 t_{p_e} = espesor de placa de extremo.
 t_{p_c} = espesor del patín de columna, cm.
 t_{p_t} = espesor del patín de sección te, cm.
 t_g = tamaño de la garganta efectiva del filete de soldadura, cm.
 T = fuerza horizontal en los patines de una viga, kg.
 T_y = resistencia nominal a tensión, kg.
UCB= University of California at Berkely.
 V = fuerza cortante, kg.
 V_N = resistencia nominal por cortante, kg.
 V, R = resistencia requerida al cortante, reacción extrema factorizada de la viga, kg.
 V_o = resistencia total a cortante.
 V_p = fuerza cortante para la plastificación total del alma, kg.
 V_R = coeficiente de variación de las resistencias.
 V_Q = coeficiente de variación de las cargas.
 V_y = fuerza cortante de fluencia, kg.
 w = ancho tributario por tornillo del patín de te o de placa de extremo, cm.
 W = carga de viento.
 W = designación de perfil rectangular Americano.
 Z = módulo de sección plástico, cm^3

1. Introducción.

El presente trabajo tiene como objetivo efectuar una revisión de los procedimientos para diseñar conexiones de vigas a columnas de marcos de acero estructural sujetos a cargas estáticas, bajo el criterio de diseño por estados límite conocido como diseño por factores de carga y resistencia.

Las conexiones viga-columna tienen como función la transmisión de las cargas entre los elementos de un marco estructural, deben ser capaces de transferir a las columnas las cargas aplicadas al sistema de piso y a las vigas. Una conexión de este tipo se encuentra formada por: los elementos conectados, las piezas o elementos de conexión y los conectores. Los elementos conectados, son vigas y columnas de marcos de acero, las piezas de conexión pueden ser angulares, placas, tes, etc. y los conectores son tornillos de grado estructural, soldaduras de arco eléctrico o combinaciones de éstos.

Los requisitos generales para una conexión son los siguientes:

1. Resistencia suficiente.
2. Capacidad de rotación adecuada.
3. Rigidez suficiente.
4. Fabricación económica.

El estudio comprende el análisis y diseño de conexiones simples o de cortante y conexiones resistentes a momento; la naturaleza compleja del funcionamiento de una conexión viga-columna de acero estructural, ha hecho necesario basar su diseño en reglas semi-empíricas y resultados de investigación.

La mayoría de las primeras investigaciones de conexiones viga-columna fueron llevadas a cabo en especímenes soldados o remachados, pero al hacerse ventajoso el uso de tornillos, y la combinación de tornillos y soldaduras, se incrementaron las investigaciones de esos tipos de conexiones.

Aunque se han efectuado numerosos estudios sobre el comportamiento de elementos de conexión y conexiones de estructuras de acero, son pocos los tipos de conexiones ensayadas, si se comparan con la gran cantidad de juntas que pueden ser obtenidas combinando distintos elementos de conexión y conectores

variando, por ejemplo, el tamaño y separación de los tornillos, o el tamaño y posición de las soldaduras o los elementos de unión, algunas resultarán imprácticas, si se toma en cuenta la facilidad para el montaje de los diferentes elementos de la estructura. Es por esto que el presente estudio se centra en las disposiciones más comunes de elementos de conexión y se revisan generalmente aquellas que utilizan soldaduras en la conexión al elemento soportante y tornillos en la viga, que fueron las disposiciones estudiadas en las investigaciones en que se basa el trabajo.

Para cumplir el objetivo planteado, en el capítulo 2 se presentan los conceptos relacionados con el diseño por factores de carga y resistencia, la definición del criterio, el modelo probabilístico y los factores de carga usados por AISC y RDF. Se incluye una clasificación para las conexiones viga-columna y se mencionan los diferentes estados límite.

La importancia de las características rotacionales de las conexiones, que se relacionan con la rigidez y estabilidad de los marcos, plantea la necesidad de identificar su respuesta. Así, en la parte 3, se revisa un sistema de clasificación de conexiones viga-columna que incluye tres tipos: conexiones flexibles, semi-rígidas y rígidas, y que permite efectuar la clasificación y estimar la respuesta en términos de resistencia, rigidez y ductilidad.

En el capítulo 4 se revisan las conexiones simples o conexiones a cortante; se incluyen las conexiones con placa por un solo lado del alma, las conexiones con tes estructurales soldadas al elemento soportante y atornilladas al alma de la viga y las conexiones con dos ángulos a cada lado del alma, así como con un solo ángulo.

Las conexiones en las que las vigas apoyan en ángulos conectados al soporte, o en tes formadas por dos placas, que son disposiciones comunes en la práctica, se revisan en el capítulo 5.

Las conexiones rígidas o conexiones sujetas a momento son tratadas en el capítulo 6; se revisan las juntas totalmente soldadas, las que utilizan tes a los patines y placa de cortante al alma, las que se realizan con placas soldadas superior e inferior a los patines y placa de cortante soldada al soporte y atornillada al alma de la viga, y aquellas que usan una placa de

extremo a la que se suelda la viga y que se atornilla al patín de la columna.

Para algunos tipos de conexión se incluyeron ejemplos para mostrar la aplicación de la secuencia del diseño. En general se utilizó la nomenclatura y los valores de esfuerzos que propone el Reglamento del Distrito Federal en la norma técnica correspondiente a estructuras de acero, aunque en algunas partes se hizo mención a la nomenclatura del AISC. También se adaptó una simbología donde fue necesario. La nomenclatura general puede ser consultada al principio del trabajo, y las ayudas de diseño usadas en los ejemplos se incluyen en el apéndice B.

De las investigaciones consultadas se ha tenido especial interés en incluir las observaciones del comportamiento de las conexiones y las recomendaciones para su diseño, y se presenta la metodología para efectuar la revisión de los distintos estados límite que se relacionan con el diseño de cada tipo de conexión.

Las consideraciones sobre la fatiga y las cargas dinámicas en las conexiones viga-columna no son objeto de estudio en el presente trabajo, que tiene como principal objetivo el de ser utilizado como material para un curso básico sobre diseño por factores de carga y resistencia de conexiones de acero estructural.

El trabajo finaliza resumiendo algunos puntos importantes sobre el diseño de conexiones de acero estructural.

En lo siguiente se inicia el tratamiento de los puntos comentados en esta breve introducción al diseño de conexiones de acero por factores de carga y resistencia.

2. El Diseño por Factores de Carga y Resistencia.

El presente capítulo tiene como finalidad el familiarizarnos con el criterio de diseño por estados límite conocido como: diseño por factores de carga y resistencia, LRFD según las siglas en inglés o DFCR como lo nombraremos a lo largo de este trabajo. El criterio de diseño por factores de carga y resistencia para estructuras de acero fue desarrollado por Theodore V. Galambos y sus asociados en el departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Washington de St. Louis Mo. U.S.A., basado en un proyecto de investigación apoyado por el AISI, durante los años de 1969 a 1976 (ref. 4), y tiene uno de sus puntos de culminación con la publicación de la primera edición del manual de construcción de acero, diseño por factores de carga y resistencia del AISC en 1986 (ref. 2), referencia que será ampliamente mencionada en lo siguiente, y que constituye la base de buena parte de las NTC para el diseño y construcción de estructuras metálicas del RDF. de septiembre de 1987 (ref. 3). A continuación se revisan los conceptos más importantes respecto a este criterio de diseño.

2.1 Definición del criterio de diseño por factores de carga y resistencia para estructuras de acero.

El DFCR es un método de diseño de estructuras de acero y sus conexiones en el que se consideran explícitamente los estados límite, principalmente de resistencia, utilizándose diversos factores para las cargas y para las resistencias. Dichos factores se han desarrollado con teoría de probabilidades y se basan en el concepto de confiabilidad estructural.

La definición del criterio del DFCR, puede expresarse con la siguiente relación.

$$F_R R_N \geq \sum F_{c_i} S_{n_i} \quad (2.1)$$

donde

F_R = Factor de resistencia.

R_N = Resistencia nominal.

F_{c_i} = Factor de carga

S_{n_i} = Efecto nominal de la carga i .

Antes de ilustrar con un ejemplo el criterio, es conveniente definir el concepto de estado límite. Un estado límite es una condición que representa un límite de utilidad estructural, los estados límite pueden ser establecidos a partir de requisitos de funcionamiento, tales como desplazamientos máximos verticales o laterales, vibraciones, deformaciones permanentes o pueden ser conceptuales, como la formación de articulaciones plásticas o de mecanismos; otros representan el colapso real de alguna parte de la estructura, o de su totalidad. En estructuras son aplicables dos clases de estados límite: Los estados límite de resistencia, que se refieren a la seguridad contra las cargas externas durante la vida útil, y los estados límite de servicio, que establecen requisitos de funcionalidad.

Consideremos para ilustrar la definición del criterio DFRCR, el estado límite de fluencia en la sección total de un miembro a tensión. Para este estado límite la ecuación de diseño por factores de carga y resistencia, puede ser expresada como :

$$0.90 T_y > 1.4(CM + CV) \quad (2.2)$$

donde

T_y = resistencia a la fluencia de la sección total.
(producto del área total A_t y el esfuerzo de fluencia F_y).

(CM) = carga muerta nominal.

(CV) = carga viva nominal.

0.90 = factor de resistencia, FR

1.4 = factor de carga, F_c (CM+CV)

La ecuación (2.2) ilustra el formato de una especificación DFRCR, como se emplea en la práctica de diseño, utilizando los factores de carga y resistencia que propone el RDF.

Uno de los objetivos del presente capítulo es proporcionar el conocimiento básico sobre los factores numéricos involucrados y su origen en el concepto de confiabilidad estructural.

A continuación se revisan los términos individuales del formato DFRCR presentado en la ecuación (2.2).

El Factor de resistencia F_r es un número menor que la unidad que toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia para un

estado límite particular, incertidumbres generadas por:

a) La variabilidad de propiedades del material tales como el esfuerzo límite de fluencia o la resistencia última a tensión.

b) Variaciones geométricas del peralte, espesores y flechas como resultado de la laminación, la fabricación, y las prácticas de transporte y montaje de las piezas.

c) Diferencias entre los modelos de predicción de resistencia de diseño para cada estado límite particular y los datos experimentales para el mismo estado límite (ref. 3).

Los factores de carga F_c ($CM+CV$) y F_c ($CM+CV+CA$) son números generalmente mayores que la unidad, proporcionados para las variaciones de la carga muerta, viva y accidental respecto al tiempo, así como para las incertidumbres respecto a su localización sobre la estructura. También están reconocidas en estos factores idealizaciones del diseño, tales como la suposición de distribuciones uniformes de la carga. En las especificaciones del AISC, el factor de carga muerta es menor que el de carga viva, debido a que la magnitud de ésta y su localización usualmente involucra menos incertidumbres que la mayoría de las cargas vivas; En el RDF, se usa un solo factor para las cargas muerta y viva.

Existen algunas excepciones a la regla de que los factores de carga son mayores que la unidad. Esto ocurre cuando una carga tipo, tal como la carga muerta, incrementa la resistencia para un estado límite como es la estabilidad contra el volteamiento; o en el diseño por viento cuando las cargas producen succiones importantes en las cubiertas.

El formato general de una especificación DFCR es el siguiente:

$$\sum F_c_i S_n_i \leq F_R R_n \quad (2.3)$$

con $i = (CV), (CM), (CA_{\text{viento}}), (CA_{\text{sismo}}), \text{etc.}$

El lado izquierdo de la fórmula representa la resistencia requerida, que se calcula por medio de un análisis estructural basado en las acciones supuestas, y el lado derecho representa la capacidad estructural límite proporcionada por los miembros estructurales seleccionados. En el DFCR el diseñador compara los

efectos de las cargas factorizadas con la resistencia real proporcionada.

La resistencia y los efectos de las cargas tienen las mismas unidades, que dependen del estado límite que se esté estudiando. Por ejemplo, pueden ser ambas fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes. El subíndice i representa tipos de carga tales como carga viva, carga muerta, efecto de viento, de sismo, de nieve, etc, los cuales se suman para alguna combinación particular (ref 2). El criterio DFCR establece valores numéricos separados para todos los factores de carga y de resistencia, los cuales se presentan más adelante. Este enfoque del diseño difiere del diseño por esfuerzos permisibles donde solamente la resistencia se divide por un factor de seguridad, y del diseño por resistencia máxima, donde todas las cargas son multiplicadas por un factor común. El criterio DFCR no proporciona diseños radicalmente diferentes de los tradicionales, pues fue "calibrado" con diseños representativos de los métodos iniciales. El ingrediente principal nuevo es el empleo de un modelo matemático probabilístico que permite el desarrollo de los factores de carga y resistencia, que se revisa a continuación.

2.2 Modelo probabilístico simplificado del DFCR.

La resistencia R de un elemento estructural y los efectos de la carga Q son parámetros aleatorios, sus valores reales no pueden ser determinados con exactitud (fig. 2.1). La resistencia de una estructura se define como la fuerza con la cual se alcanza un estado límite de falla o colapso, claramente definido. Varios estados límite pueden ser aplicables a un elemento estructural o conexión según su funcionamiento.

El comportamiento estructural es satisfactorio si $Q \leq R$ mientras que por el contrario, $Q > R$ es inaceptable, dado que Q y R son aleatorias, no es teóricamente posible establecer con certeza que $Q \leq R$. Aún para la estructura más cuidadosamente diseñada y construida, hay una probabilidad pequeña, pero finita de que $Q > R$ y que el estado límite pueda ser excedido. Una especificación de diseño estructural satisfactoria será la que reduzca esa probabilidad a un nivel aceptablemente bajo.

Es posible, utilizando aproximaciones de probabilidad simple, cuantificar los parámetros estadísticos que describen la

probabilidad de excedencia de un estado límite. En la figura 2.2 se utiliza como abscisa la relación $\ln(R/Q)$; cuando $\ln(R/Q) < 1$, el estado límite ha sido excedido, y el área sombreada representa la probabilidad de que esto ocurra. Dado que las distribuciones probabilísticas de R y Q no se conocen en forma precisa, se ha ideado un método que opera solamente con la media y la desviación estándar de los parámetros aleatorios; este método, llamado análisis de probabilidad de primer orden con momentos de segundo orden, permite el desarrollo de los factores de carga.

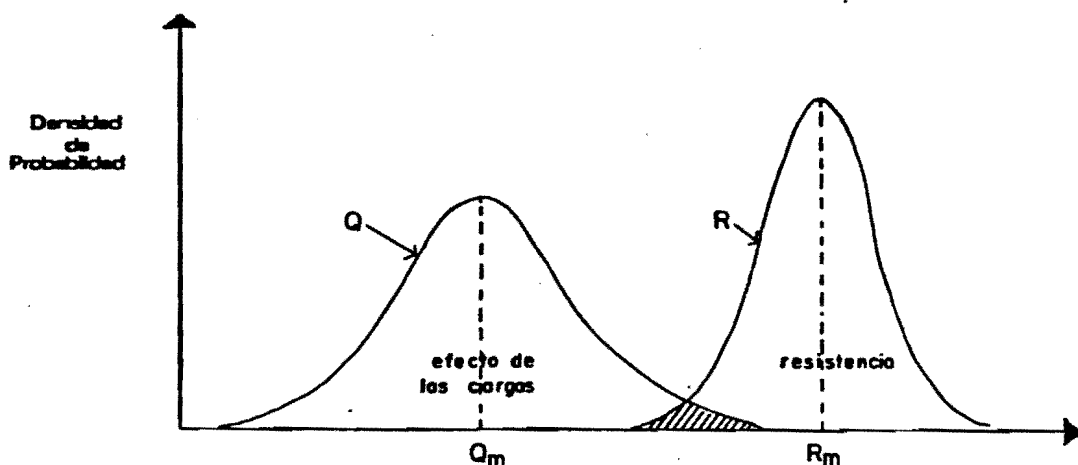


Fig. 2.1 Descripción Probabilística de Q y R

2.2.1 Índice de Confiabilidad.

De acuerdo con el método mencionado anteriormente, el índice de confiabilidad β se determina con la expresión:

$$\beta = \frac{\ln(\bar{R} / \bar{Q})}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (2.4)$$

donde

\bar{R} = media de la resistencia.

\bar{Q} = media de las cargas.

V_R = Coeficiente de variación de las resistencias.

V_Q = Coeficiente de variación de las cargas.

En la Fig. 2.2 puede verse que la magnitud de β sitúa la coordenada de posición de la media de la curva $\ln(R/Q)$, la probabilidad de excedencia del estado límite ($\ln R/Q < 0$) puede

reducirse, y en consecuencia incrementarse la confiabilidad cuando se incrementa el valor de la media de $\ln(R/Q)$, o cuando la dispersión de los valores de $\ln(R/Q)$ es reducida (fig 2.3).

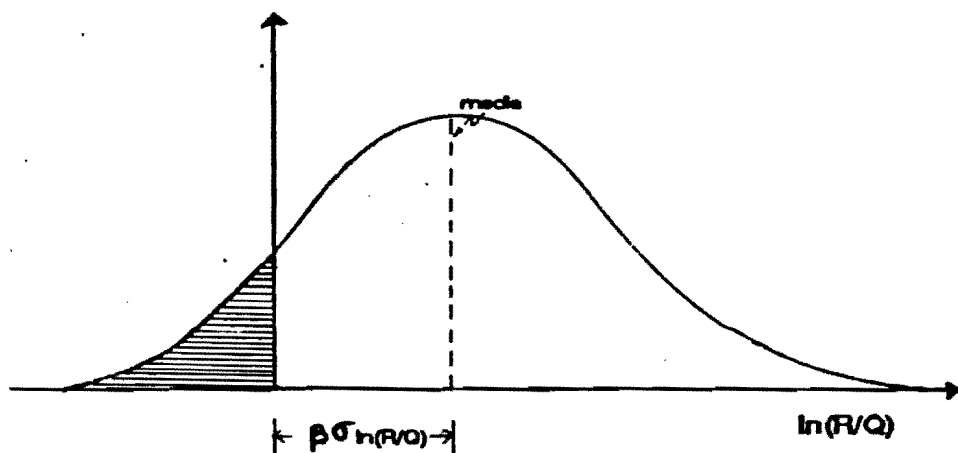


Fig. 2.2 Definición del índice de confiabilidad.

El índice de confiabilidad β puede servir como una medida comparativa entre varios métodos de diseño, tipos de elementos y tipos de carga, y ha sido usado para establecer las probabilidades de excedencia de los estados límite. Los valores típicos de β se encuentran en un intervalo de 2 a 6, en el caso de las conexiones el valor de β es de 4.5, relativamente alto, lo que refleja la práctica usual de que éstas sean más resistentes que los elementos estructurales que unen. Los valores de β son los de estructuras y conexiones diseñadas con métodos convencionales.

2.2.2 Calibración.

En el análisis de confiabilidad se requiere establecer valores para el índice de confiabilidad; una manera de lograrlo es guiarse en la práctica de diseño estructural actual; éste proceso al que se le da el nombre de Calibración, consiste en :

a) Utilizar los códigos y la estadística disponible para establecer ecuaciones para la media y el coeficiente de variación de resistencias y cargas, como funciones de la carga, las características geométricas de la pieza estructural, y el área tributaria, esto se repite para las diferentes formas estructurales y combinaciones de carga.

b) Estudiar como varía el índice de confiabilidad con la carga y el área tributaria.

c) Seleccionar un valor representativo del índice de confiabilidad que caracterice el nivel de seguridad de la práctica de diseño actual.

De esta forma, con la calibración se pretende, entre otras cosas, obtener niveles de seguridad iguales para todos los casos semejantes de carga, elementos estructurales, y conexiones; incorporando en el método probabilístico la experiencia contenida en los códigos y obtenida a lo largo de muchos años.

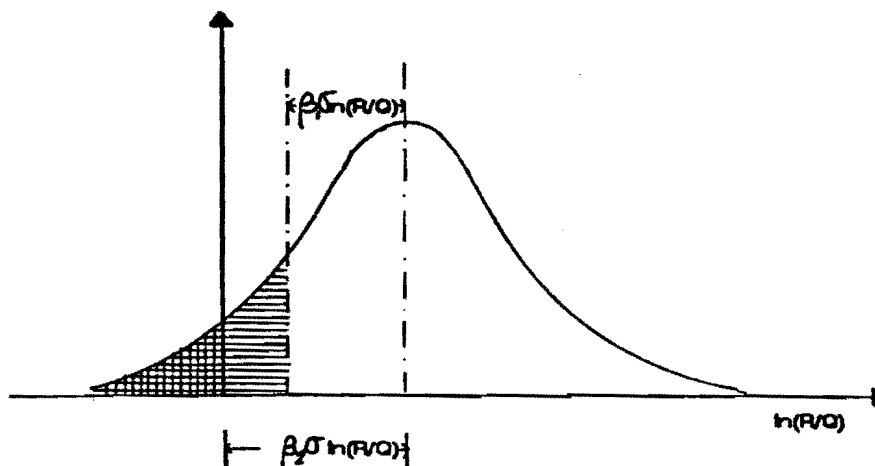


Fig. 2.3 Descripción comparativa del índice de confiabilidad.

2.3 Cargas, factores de carga y combinaciones

El lado de las cargas de la ecuación del DFCR utiliza conceptos simples para el diseño estructural. En primer término todas las cargas son valores nominales de las cargas mínimas de diseño establecidas en los reglamentos (RDF, ANSI). El producto de la densidad nominal y el volumen original del material proporciona una buena estimación de la carga muerta. Como las cargas muerta y viva tienen factores de carga diferentes en las especificaciones del AISC, al utilizar el DFCR con dichas especificaciones, el diseñador deberá identificar cuidadosamente las fuentes de carga y asignar los factores correspondientes. Los factores de carga y las combinaciones, reconocen que cuando varias cargas actúan en combinación con la carga muerta, por ejemplo carga muerta más carga viva más carga de viento, solamente una de ellas es probable que tenga el valor máximo de su vida útil, mientras que las otras cargas tendrán un valor arbitrario en ese momento, un valor que puede ser esperado en la estructura en cualquier momento. Así,

bajo carga muerta, viva y viento, con las especificaciones Americanas, son adecuadas las siguientes combinaciones

$$\gamma_{CM} CM + \gamma_{CV} CV \quad (2.5)$$

$$\gamma_{CM} CM + \gamma_{CV} CV_a + \gamma_{CA_{viento}} CA_{viento} \quad (2.6)$$

$$\gamma_{CM} CM + \gamma_{CV} CV + \gamma_{CA_{viento}} CA_{viento}_a \quad (2.7)$$

γ es el factor de carga apropiado, designado por el índice correspondiente, y el subíndice a se refiere al valor arbitrario en algún momento de la vida útil.

El DFCR tiene la ventaja de considerar la duración de las cargas; las que permanecen en la estructura por largos períodos tienden a ser menos variables y, por otro lado, las que se aplican por períodos breves tienden a tener grandes variaciones; así, las fuentes se subdividen de acuerdo con la duración y la frecuencia de las cargas.

2.3.1 Según el LRFD del AISC.

Se considerarán las siguientes cargas nominales:

- D : Carga muerta, debida al peso de los elementos estructurales y elementos permanentes que obran sobre la estructura.
- L : Carga viva, debida a la ocupación y equipo móvil.
- L_r : Carga viva de cubierta.
- W : Carga de viento.
- S : Carga de nieve.
- E : Carga de sismo.
- R : Carga de lluvia, hielo o granizo.

La resistencia requerida de la estructura y de los elementos que la componen deberá ser determinada para la combinación crítica apropiada de cargas factorizadas. El efecto más crítico puede presentarse cuando no están actuando una o más cargas . Deben investigarse las siguientes combinaciones de carga:

$$1.4D \quad (2.8)$$

$$1.2D + 1.6L + 0.50(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (2.9)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + 0.50L \text{ ó } 0.80W \quad (2.10)$$

$$1.2D + 1.3W + 0.50L + 0.50(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (2.11)$$

$$1.2D + 1.5E + 0.50L + (0.50L \text{ ó } 0.20S) \quad (2.12)$$

El factor de carga de L en las combinaciones 2.10, 2.11, y 2.12 debe tomarse igual a 1.0 para garages, áreas utilizadas para reunión del público y todas las áreas donde la carga viva sea mayor de 500 kg/m².

La diferencia básica entre el criterio del DFCR y el método de diseño por esfuerzos permisibles es que este último utiliza un solo factor (factor de seguridad), mientras que el primero utiliza un factor que afecta a la resistencia y otro factor para cada uno de los diferentes efectos de los tipos de carga; así mediante el empleo de varios factores el DFCR reconoce el hecho de que, por ejemplo, la teoría de vigas es más precisa que la teoría de columnas (ejem. en la ref. 2, $\phi = 0.85$ para vigas y $\phi = 0.75$ para columnas), o que las incertidumbres de la carga muerta, son menores que las de la carga viva (así $\gamma_{cm} = 1.2$ y $\gamma_{cv} = 1.6$).

2.3.2 Factores de Carga según el RDF.

El Factor de carga se establece como sigue:

a) $F_c = 1.4$ para combinaciones que incluyan solamente acciones permanentes y/o variables. En estructuras en las que haya aglomeración frecuente de personas (centros de reunión, escuelas, teatros, cines, locales para espectáculos deportivos, templos) y en estructuras que contengan equipo muy valioso u obras de arte, se tomará $F_c = 1.5$.

b) $F_c = 1.1$ para combinaciones que incluyan una acción accidental, además de las permanentes y variables, con algunas excepciones en el diseño por sismo y viento.

c) $F_c = 0.90$ para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura.

d) $F_c = 1.0$ para la revisión de todos los estados límite de servicio.

Como se establece en lo anterior, el RDF recomienda el uso de un solo factor de carga para cargas muertas y vivas, a diferencia de las especificaciones del AISC, en las que se emplean factores individuales, sin embargo el resultado final del diseño difiere poco en la mayoría de los casos.

2.4. Factores de resistencia.

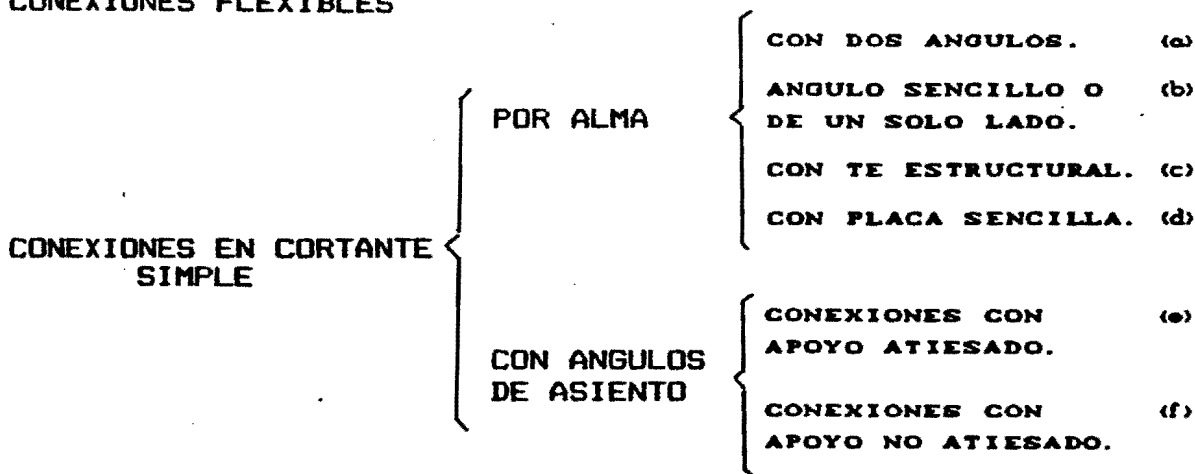
Los factores de reducción que deben aplicarse a las resistencias se establecen para cada estado límite específico, y varían según el grado de seguridad estructural, la precisión de los modelos analíticos de cálculo, el tipo de falla esperado y en parte según el tipo de elemento estructural; así para la falla en flexión $F_r = 0.9$, para la fluencia por cortante $F_r = 0.75$, etc.

2.5. Estados límite de resistencia y servicio de las conexiones.

Una vez que se han descrito las bases del criterio de diseño por factores de carga y resistencia, y se han presentado los factores de carga, es necesario identificar los distintos estados límite que deben ser tomados en cuenta en el proporcionamiento de las conexiones y de los elementos de conexión; de manera general se mencionarán los relativos a conexiones que utilizan tornillos y soldaduras. Los estados límite aplicables serán revisados en secciones posteriores al tratar cada tipo específico de conexión.

Al considerar la siguiente clasificación para las uniones viga a columna en estructuras de acero (refs. 7 y 16), que atiende al tipo de elementos de conexión y al comportamiento idealizado, (ver fig. 2.4) se tienen:

CONEXIONES FLEXIBLES



CONEXIONES RIGIDAS

A MOMENTO

CON PLACAS A PATINES Y AL ALMA	(g)
A PLACA DE EXTREMO	(h)
CON TES A LOS PATINES DE LAS COLUMNAS	(i)
CON ASIENTO INFERIOR Y PLACA SUPERIOR AL PATIN	(j)

La clasificación anterior, incluye configuraciones básicas. Los elementos de conexión se pueden combinar para obtener conexiones distintas, con funcionamiento estructural adecuado, mediante soldaduras, tornillos o combinaciones de éstos.

2.5.1 Estados límite de resistencia.

A continuación se presentan los estados límite de Resistencia identificados en las referencias consultadas para las conexiones siguientes:

Placa sencilla soldada al patín de la columna y atornillada en el alma de la viga, sujeta a cortante (d).

1. Falla por cortante de los tornillos.
2. Fluencia de la sección total de la placa.
3. Fractura de la placa en el área neta.
4. Fractura de la soldadura entre la placa y el patín de la columna
5. Falla de la placa de conexión o del alma de la viga por aplastamiento

Te estructural soldada al patín de la columna y atornillada en el alma de la viga, sujeta a cortante (c).

1. Falla de los tornillos por cortante.
2. Fluencia por cortante en el área de la sección total del alma de la te.
3. Fluencia del patín de la te.
4. Falla del alma de la viga o del alma de la te por aplastamiento.
5. Fractura por cortante del alma de la te.
6. Fractura de las soldaduras que conectan el patín de la te

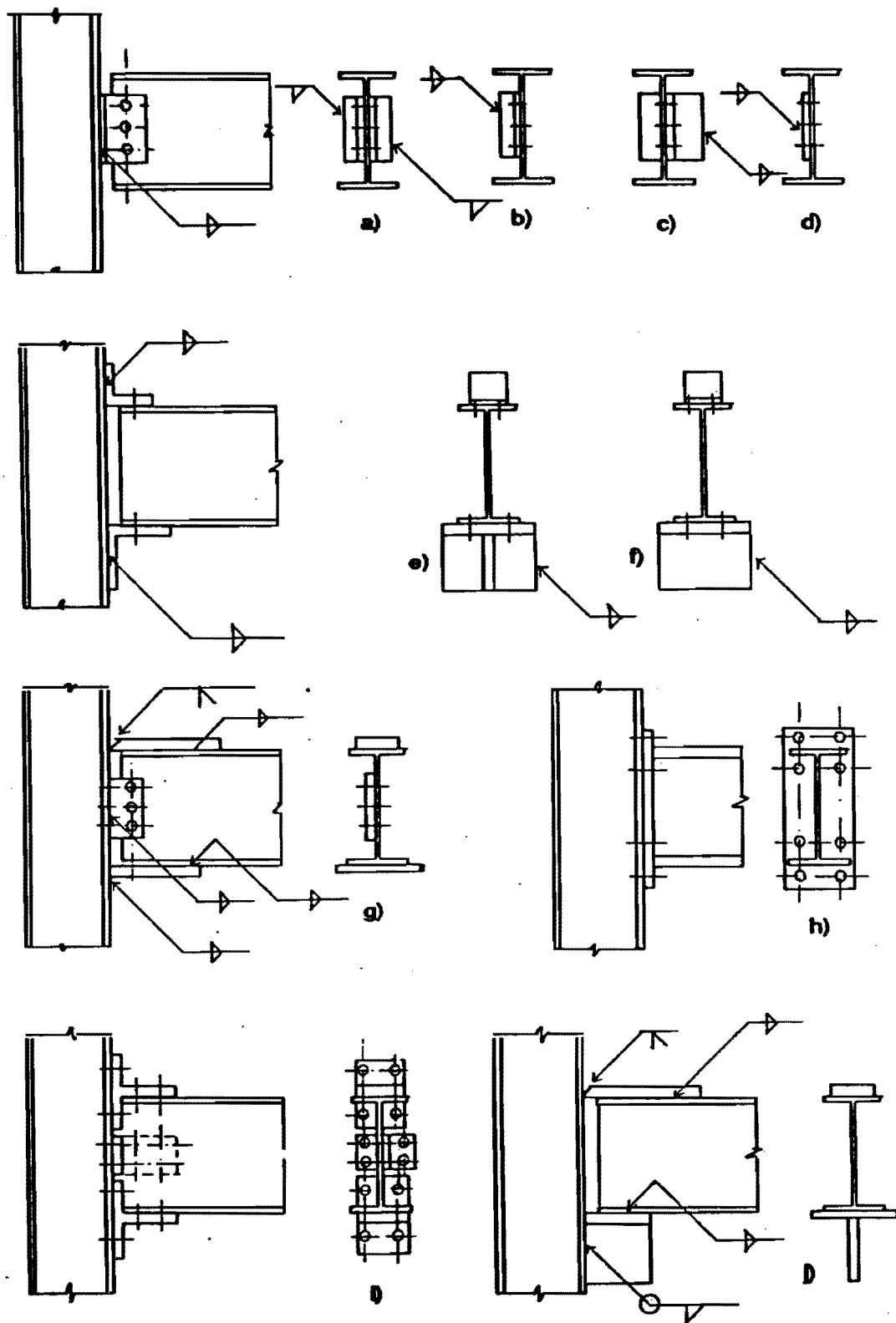


Fig. 2.4 Tipos de conexiones viga-columna.

al patín de la columna.

Dos ángulos soldados al patín de la columna y atornillados en el alma de la viga, sujetos a cortante (a).

1. Falla por cortante de los tornillos.
2. Falla de la soldadura que conecta al patín de la columna.
3. Fluencia por cortante en el área total de los angulares.
4. Fractura por cortante en el área neta de los angulares.
5. Falla del ala del angular o del alma de la viga por aplastamiento.

Ángulo de asiento soldado al patín de la columna (f).

1. Fluencia local del alma de la viga por carga en el borde
2. Fluencia por flexión en el angular.
3. Falla por cortante de los tornillos.
4. Fractura de la soldadura que conecta el ala del angular al patín de la columna.
5. Falla por arrugamiento o pandeo del alma de la viga.

En las uniones rígidas, los elementos de conexión al alma, que se suponen funcionando solo para el cortante, tendrán los mismos estados límite que cuando se utilizan en conexiones simples, y según los elementos de conexión de los patines, que son los que transfieren el momento, se pueden considerar los siguientes casos y estados límite.

Conexión con placas superior e inferior totalmente soldadas (g).

1. Fluencia por tensión o compresión de las placas superior e inferior.
2. Fractura de la soldadura entre la placa y el patín de la viga, o entre la placa y el patín de la columna.

Viga soldada a placa de extremo atornillada al patín de columna (h).

En la zona de tensión.

1. Falla de los tornillos por tensión y cortante.
2. Falla por cortante de la placa de extremo.
3. Falla de la placa de extremo por fluencia o fractura.

4. Ruptura de la soldadura entre la viga y la placa de extremo.

Tes atornilladas a los patines de la viga y de la columna (i)

En la zona de tensión.

1. Falla de los tornillos por tensión o por cortante.
2. Fluencia o Fractura del alma de la te.
3. Falla por aplastamiento del alma de la te o del patín de la viga.
4. Fluencia o fractura del patín de la te.

En general, será necesario revisar si el alma y el patín de la columna, son capaces de resistir las cargas altamente concentradas que se transmiten en la conexión de los patines de la viga o proponer el atiesamiento necesario; Los estados límite son:

1. Fluencia (o deformación excesiva) del patín, o del alma de la columna en la zona de tensión.
2. Pandeo, arrugamiento o fluencia del alma de la columna en la zona de compresión.

Cada uno de estos estados límite será revisado más adelante cuando se trate el tipo específico de conexión, se presentarán los factores de resistencia y la metodología para el diseño de la conexión.

2.5.2 Estados límite de Servicio.

Como los estados límite de servicio están relacionados con respuestas de operación de la estructura global, como son vibraciones excesivas, desplazamientos elásticos muy grandes, verticales u horizontales, deformaciones permanentes que disminuyan la funcionalidad de la edificación o produzcan daños en otros elementos, no se les ha prestado tanta atención como a los estados límite de resistencia. Las conexiones no son la excepción; además, lo complicado de su funcionamiento obliga a utilizar altos índices de confiabilidad y a hacerlas con mayor resistencia teórica que los elementos que unen.

3. Clasificación de las conexiones viga a columna.

3.1 Tipos de Estructuras y Conexiones.

En general los reglamentos permiten elegir el tipo básico de estructura que se puede utilizar y en cada caso recomiendan que el análisis, el diseño y el montaje se efectúen de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al tipo escogido. Así mismo recomiendan especial atención al diseño y construcción de las conexiones.

En el caso del Reglamento del D.F., en las NTC de acero se establecen dos tipos básicos de estructuras que son:

Tipo 1, marcos rígidos o estructuras continuas, que se definen como aquellas cuyos miembros están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas de los extremos de las barras que llegan a un nudo, por lo que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura.

Tipo 2, que son las estructuras formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que deben ser capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los elementos conectados.

En el Manual LRFD del AISC se establecen también dos tipos básicos de construcción, para asociar las suposiciones de diseño de miembros y conexiones, el tamaño de éstos y su resistencia. Los tipos son:

Tipo FR (Fully Restrained), comúnmente designado como marco rígido o marco continuo, en el que se supone que las conexiones viga a columna tienen la rigidez suficiente para mantener virtualmente sin cambio los ángulos originales entre los miembros que se intersectan,

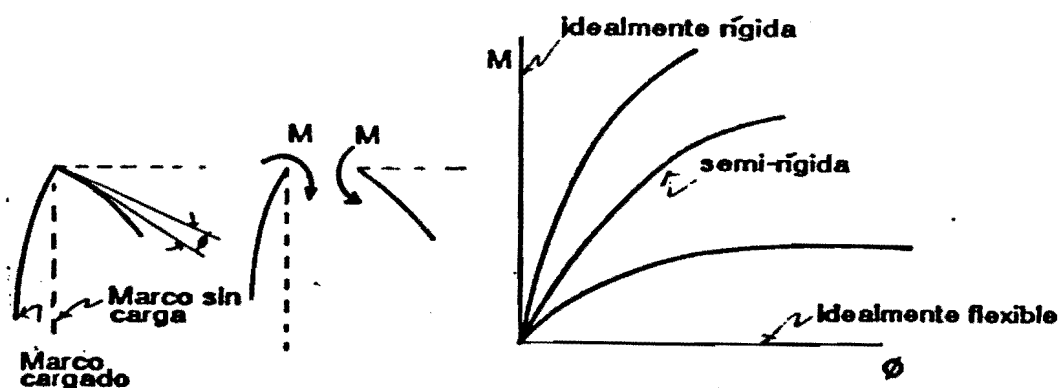
Tipo PR (Partially Restrained), en el que se supone que las conexiones no poseen la rigidez suficiente para mantener los ángulos originales virtualmente sin cambio (ref.2).

De lo anterior, es obvia la importancia de las conexiones en la elección del tipo básico de estructura y de respuesta

estructural, ya que las conexiones, según su comportamiento, determinan la manera en que los miembros interactúan, y la estabilidad general de la estructura.

En general, las uniones en armaduras suelen considerarse simples; las conexiones remachadas, atornilladas o soldadas a placas pueden ser menos flexibles e incluso aproximarse a la rigidez total, y las juntas con soldaduras a tope de penetración total son prácticamente rígidas.

La característica principal de una conexión es su relación momento-rotación, que puede definirse como la curva que representa el momento M transmitido por la conexión, expresado en función de la rotación relativa ϕ de los ejes de los miembros conectados en el punto de intersección (fig 3.0). Implícita en esta definición se encuentra la suposición de que la conexión tiene longitud nula, que permite a los miembros encontrarse en un punto. Una conexión rígida ideal es aquella para la cual la curva $M-\phi$ es una línea recta vertical; sin considerar el momento que actúa en la junta, no habrá rotación relativa entre los dos ejes. Por otro lado, una conexión simple ideal es la que tiene una curva $M-\phi$ horizontal, y en la que habrá rotación relativa libre entre los miembros; la conexión no desarrolla resistencia a momento. Cualquier condición intermedia, corresponde a una conexión semi-rígida, por lo que la rigidez total y la flexibilidad total son condiciones extremas.



(a) Definición de M y ϕ

(b) Clasificación de Conexiones

Figura 3.0

Dado que las estructuras suelen diseñarse con sus juntas rígidas o flexibles, es necesario contar con definiciones de

trabajo que resulten más prácticas que las definiciones teóricas anteriores, y con una metodología para clasificar la respuesta de las juntas.

Una conexión real tiene un tamaño, por lo que para calcular o medir su rotación, se requiere definir una distancia. A menudo esto es arbitrario, debido a las dificultades de las condiciones físicas de un ensaye, y a las incertidumbres en la transferencia gradual de la carga entre los elementos de conexión y los elementos conectados. Así, las mediciones pueden incluir o no las deformaciones en los conectores, el material de la junta y secciones cortas de los elementos principales unidos. En una conexión de viga a columna soldada a tope con penetración completa, la longitud de la conexión será el tamaño de la soldadura, y prácticamente sólo existen deformaciones en la conexión debido a las deformaciones de la soldadura; sin considerar los esfuerzos residuales, esas deformaciones podrían ser las mismas que las de una pieza similar a la soportada, de longitud igual al tamaño de la soldadura. En forma práctica, la conexión se considerará rígida, aunque los resultados de ensayos muestren alguna rotación relativa entre viga y columna.

Una conexión totalmente rígida puede definirse como aquella en la cual la rotación total bajo una condición de carga dada es la misma que para una pieza de la sección transversal conectada, de longitud igual a la de la zona de conexión y sujeta a la misma carga. De acuerdo con esta definición, las conexiones a momento pueden ser proporcionadas para más del 100% de rigidez, o sea resultar más rígidas que el elemento soportado (ref.6).

Como los reglamentos no establecen la metodología para determinar las variaciones relativas de la rotación de los extremos de las barras y los momentos efectivos que pueden transmitir los diferentes tipos de juntas, para efectuar una evaluación más cercana del comportamiento final de una estructura se requiere identificar la respuesta de las uniones de manera sencilla, mediante un sistema de clasificación.

En lo siguiente se presenta un sistema de clasificación cuya fundamentación puede verse en la referencia 9 con el cual las conexiones pueden ser clasificadas en términos de resistencia, rigidez y ductilidad.

3.2 Consideraciones sobre la respuesta de las conexiones.

Para desarrollar un procedimiento de clasificación de conexiones, se hizo necesario contar con un criterio que fuera adecuado tanto para estados límite de servicio, así como para estados límite de resistencia. En el caso de los requisitos de servicio, las consideraciones más importantes son la deformación y la rigidez relativa de las piezas conectadas. En cambio, para estados límite de falla, los parámetros más importantes son los relacionados con la resistencia, aunque la capacidad de rotación, la ductilidad, y la absorción de energía son factores críticos para muchas estructuras, especialmente las que se localizan en regiones sísmicas.

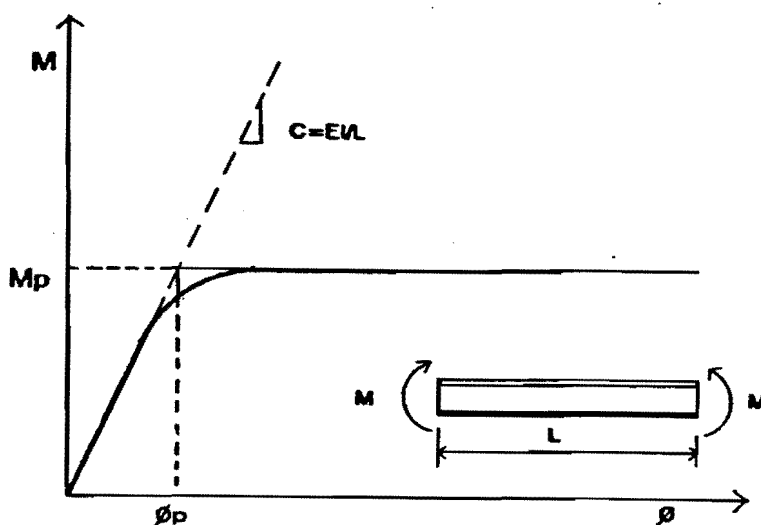


Fig 3.1 Curva Momento-rotación para una viga

3.3 Conceptos sobre el sistema de clasificación.

A fin de que el sistema de clasificación pueda ser utilizado por los estructuristas, es importante que las categorías puedan representar tipos reales y prácticos de juntas. El sistema que se revisa en lo siguiente, alcanza ese objetivo, incorporando simultáneamente los tres grupos básicos de respuesta: (1) conexiones flexibles, (2) conexiones rígidas, (3) conexiones semi-rígidas. Los primeros dos tipos se utilizan actualmente en numerosos programas de análisis y diseño, pero es importante señalar que la idealización del comportamiento $M-\phi$ como perfectamente articulado o perfectamente rígido, no representa respuestas de conexiones reales. Solamente es necesario considerar la flexibilidad de la conexión en la tercera categoría,

en la que caen, de alguna manera, la mayoría de las conexiones reales. Si éste es el caso, el análisis estructural debe tomar en cuenta la respuesta real de la conexión pues, así se obtiene una representación más precisa del comportamiento de la estructura, y, además, es posible que se logre cierta economía en el producto final. También es importante reconocer que los incrementos en la flexibilidad de las conexiones pueden producir en la estructura efectos de segundo orden ($P\Delta$) significativamente mayores, los cuales deberán tenerse en cuenta en el diseño.

Como la respuesta de las conexiones no es lineal, podría ser lógico establecer las regiones del diagrama $M-\phi$, (fig. 3.2) separadas por fronteras no-lineales; en la misma figura se indican también los tipos básicos de respuesta, que se mencionaron anteriormente. Para aplicaciones prácticas es más conveniente, sin embargo establecer fronteras linealizadas, como se muestra en la figura 3.3. Este planteamiento también facilita el uso del sistema de clasificación tanto para los dos tipos de estados límite, de servicio y de falla, ya que la región lineal inicial refleja el intervalo de servicio, y la parte horizontal la capacidad de momento último. Finalmente, como otra consideración práctica, la forma bilineal de la figura 3.3 es típica de la curvas $M-\phi$ que se emplean en muchos programas de análisis basados en métodos simplificados.

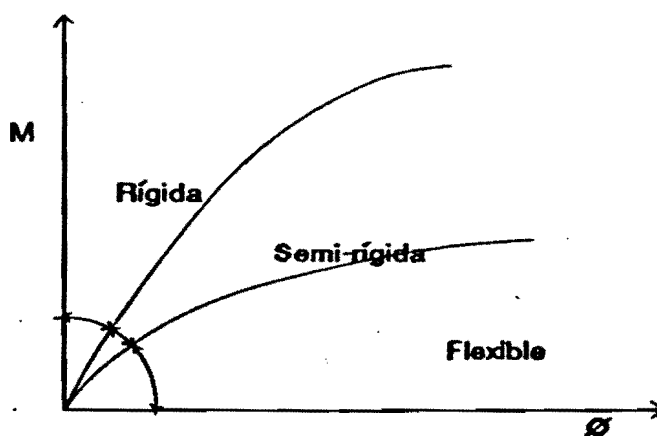


Fig. 3.2 Regiones de respuesta básica no lineal de conexiones

3.3.1 Criterio de Funcionamiento de la Conexión.

La rotación se establece como medida esencial de la

deformabilidad en la evaluación de los distintos tipos de conexiones, como se muestra en la figura 3.4; en cambio, la curvatura juega un papel similar en el análisis de vigas. Es por esta razón que se utiliza un elemento de viga de longitud específica para establecer el criterio de clasificación (ref. 9).

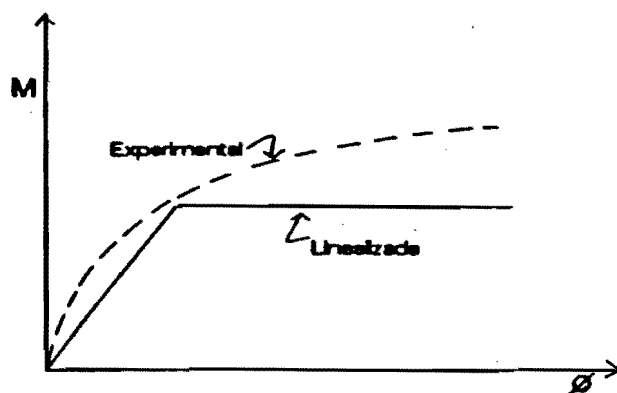


Fig. 3.3 Relación momento-rotación linealizada de una conexión

3.3.2 Concepto de longitud de referencia.

El concepto de longitud de referencia está basado en la necesidad de correlacionar la rotación de la conexión, la curvatura de la viga, la pendiente inicial de la curva momento-rotación y la rigidez de la viga, por lo que es particularmente útil en el análisis de estados límite de servicio. En la figura 3.1 se representan los principios básicos; la rigidez inicial, $C = EI/L$, está definida por la línea recta tangente a la curva $M-\phi$ en el origen. La línea recta intersecta a la línea horizontal definida por el momento plástico de la viga, M_p , cuando la rotación es igual a ϕ_p . La longitud de viga (longitud de referencia) se elige de manera que su rigidez inicial sea igual a la de la conexión ó que C iguale a la pendiente inicial de la curva momento-rotación de la conexión C_c . En la fig.3.5 se muestra una curva $M-\phi$ típica de una conexión.

Dado que las rigideces de las conexiones varían significativamente, deben utilizarse diferentes longitudes de referencia para conexiones con diferentes comportamientos; Las conexiones deben dividirse en categorías con respecto a las longitudes de vigas, de manera que una longitud dada pueda

representar un conjunto de juntas estructurales. Esto se muestra en la fig. 3.6, donde las curvas de tres vigas están correlacionadas con la rigidez inicial de tres tipos de conexiones; se incluyen también las longitudes correspondientes de las vigas (d = peralte de la viga).

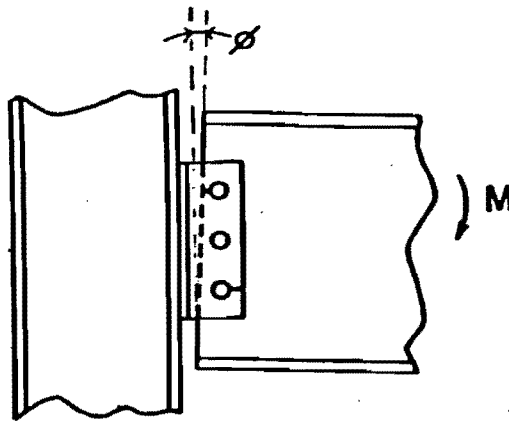


Fig. 3.4 Rotación de una Conexión.

Lo anterior centra nuestra atención en el problema principal de la clasificación: es necesario tener una longitud de referencia única, de manera que las respuestas de todas las conexiones se puedan comparar con la curva de la viga de referencia y la rotación adimensional de la conexión real, pueda ser obtenida por división de los valores de ϕ entre los de ϕ_p de la viga de la longitud dada. Se presenta una solución práctica que resuelve la complejidad del problema, específicamente por el reconocimiento de que con la información experimental con que se cuenta puede desarrollarse un valor representativo de la longitud de referencia. La sencillez del sistema hace que se pierda algo de precisión, aunque la mayoría de las conexiones semi-rígidas tienen parámetros de respuesta que "corresponden" al promedio de la longitud de referencia elegida.

3.3.3 Conceptos de ductilidad y resistencia última.

Como se busca un sistema de clasificación que emplea tres categorías de conexiones, flexibles, rígidas y semi-rígidas, deben definirse valores representativos de las capacidades de momento de las conexiones que correspondan a los estados límite de

resistencia, por ejemplo, se sabe que el momento resistente máximo de una conexión con doble ángulo (que se considera como flexible), está generalmente entre 5 y 15% del momento plástico de la viga conectada.

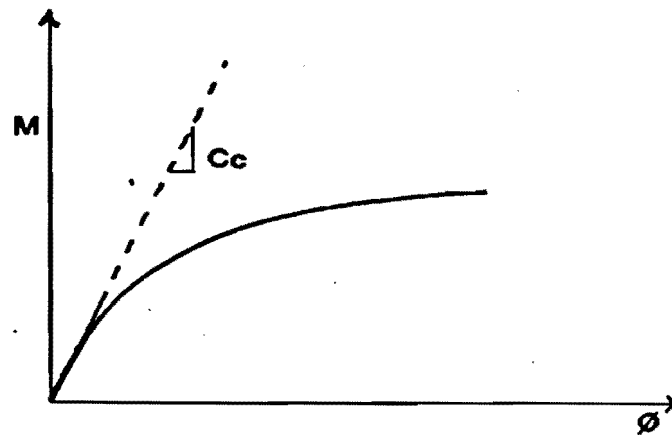


Fig. 3.5 Curva momento-rotación para una conexión semi-rígida típica

Deben definirse dos niveles de momento resistente último, para que puedan establecerse las fronteras entre los intervalos de conexiones flexibles y semi-rígidas y entre éstas y las rígidas. Esto se muestra conceptualmente en la fig. 3.7, en la que solamente se indican porcentajes desconocidos de M_p y las correspondientes capacidades de rotación.

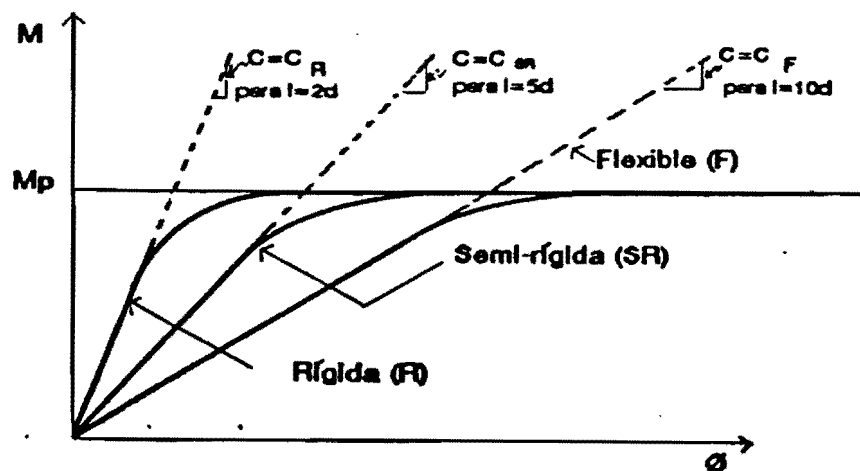


Fig 3.6 Curvas $M-\phi$ para elementos de viga de diferentes longitudes

Como una ilustración adicional de las consideraciones de ductilidad, la fig. 3.8 muestra una curva momento-rotación de una

conexión, junto con la magnitud de la rotación elástica teórica ϕ_u y el requisito de capacidad de rotación última; ésta se expresa como un múltiplo de ϕ_u , de tal forma que la rotación total es $k\phi_u$. La magnitud real de k puede variar, según los requisitos del reglamento de diseño. Así, en las especificaciones AISC 1986 está implícito para vigas compactas un valor de k aproximadamente de 4. En las aplicaciones que se muestran más adelante se elige un valor de $k = 6$, sobre la base de que es satisfactorio en todas las condiciones, exceptuando los más severos requisitos sísmicos.

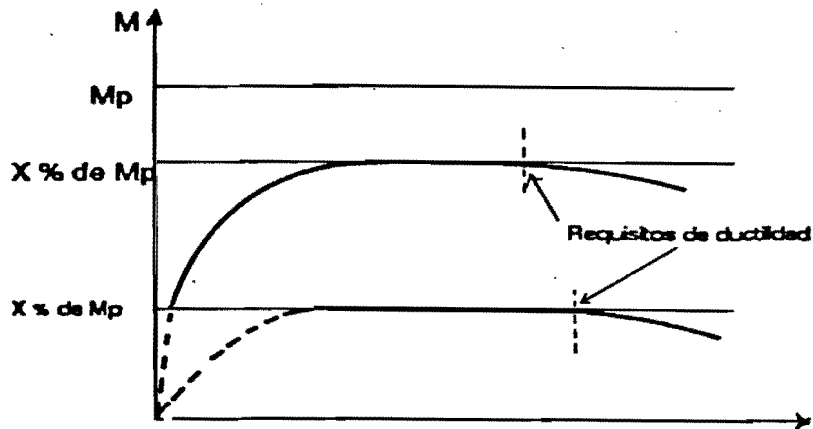


fig. 3.7 Resistencia última y niveles de ductilidad asociados

De los conceptos que se han discutido hasta ahora, puede desarrollarse un sistema de clasificación de las conexiones que incorpora todas las características principales de comportamiento. Se reconocen así resistencia, rigidez y ductilidad, haciendo del diseño de las conexiones una parte integral del diseño de la estructura completa.

3.4 Criterio de Clasificación

3.4.1 Elección de la longitud de referencia.

De un gran número de estudios de laboratorio de conexiones viga-columna, se establece un valor de longitud de referencia de 5 veces el peralte (d) de la viga que es parte de la conexión; esta longitud sitúa a la conexión en la parte media del intervalo semi-rígido. La tabla 3.1 muestra las longitudes de referencia y los momentos últimos calculados para distintas

conexiones. Los datos de la tabla confirman que cuanto más rígida sea la conexión, más pequeña debe ser la longitud de referencia. En otras palabras, para que la rigidez de la viga coincida con la de la conexión (ej. $C = C_c$) se necesita una menor longitud para las conexiones rígidas.

La longitud de referencia de $5d$ proporciona un valor medio aproximado de ϕ_p (fig. 3.1) de 14×10^{-3} radianes para un conjunto típico de perfiles de patín ancho y perfiles europeos IPE. La demanda de rotación máxima en condiciones de servicio para conexiones de este tipo de vigas es aproximadamente de 22×10^{-3} radianes.

Para proporcionar los límites entre las conexiones rígidas y semi-rígidas y entre éstas y las flexibles, se proponen longitudes de referencia de $2d$ y $10d$. Estas magnitudes están basadas en los datos de la tabla 3.1; la figura 3.9 muestra la localización de las porciones elásticas de las líneas $M-\phi$ que resultan de esta elección.

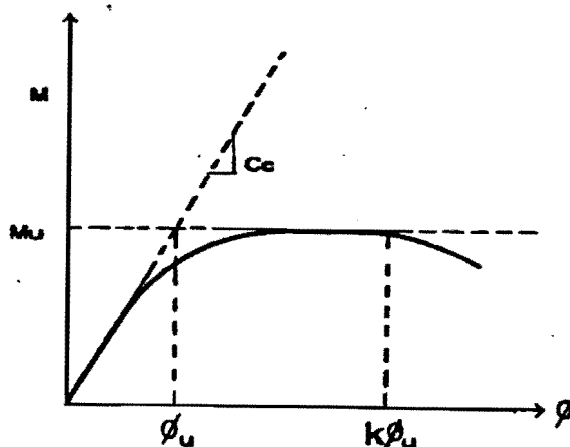


Fig. 3.8 Curva $M-\phi$ y requisitos de ductilidad de conexiones.

3.4.2 Elección de los niveles de resistencia última.

Los datos de la tabla 3.1 muestran que es realista utilizar magnitudes de momento último de $0.20M_p$ y $0.70M_p$, respectivamente, para las fronteras entre la resistencia de las conexiones flexibles y las semi-rígidas y entre éstas y las rígidas. Para conexiones rígidas puede ser necesario fijar la frontera de momento flexionante último en valores mayores que $0.70M_p$ o quizá

aún mayores que el momento plástico completo. El último valor refleja la filosofía de diseño que pretende que las fallas ocurran fuera de las conexiones. Los límites anteriores se muestran como líneas horizontales en el diagrama de clasificación de la fig. 3.10

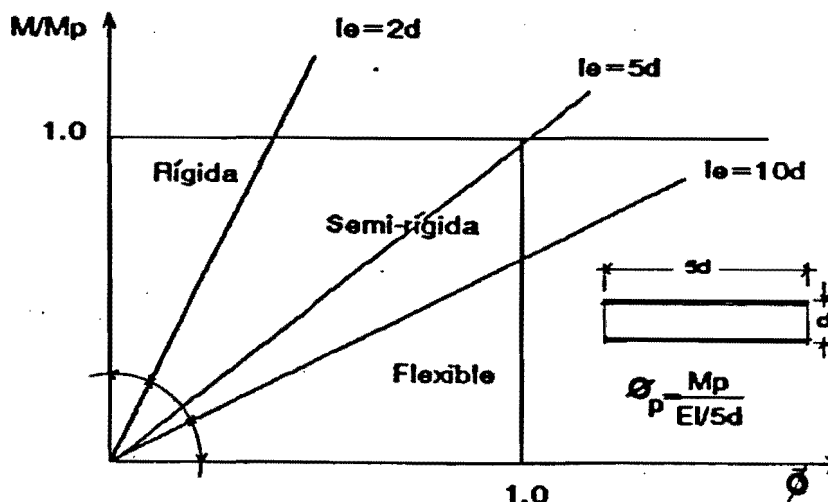


Fig. 3.9 Clasificación adimensional de la rigidez inicial

3.4.3 Requisitos de Ductilidad.

Los requisitos de ductilidad de las conexiones que se proponen en el sistema de clasificación están basados en la magnitud de la capacidad de rotación ϕ_R , dada como (fig. 3.8)

$$\phi_R = k \phi_U \quad (3.1)$$

El valor de la rotación plástica teórica ϕ se define como

$$\phi_U = \frac{M_U}{C_C} \quad (3.2)$$

y la rigidez inicial de la conexión C_C es igual a:

$$C_C = \frac{(EI)}{ad} \quad (3.3)$$

En la cual ad es la longitud equivalente de la viga la cual

da a ésta la misma rigidez de la conexión. Con el momento último igual al momento plástico total y al usar la longitud de referencia de viga de $5d$, en lo siguiente se presenta el desarrollo de los requisitos adimensionales de ductilidad ϕ_R :

$$\phi_P = \frac{M_P}{(EI/5d)} \quad (3.4)$$

$$\bar{\phi} = \phi / \phi_P$$

$$\bar{\phi}_R = \frac{\phi_R}{\phi_P} = k M_u \frac{\alpha d}{EI} \frac{EI}{5d} \frac{1}{M_p} = \frac{k}{5} \frac{M_u}{M_p} \alpha \quad (3.5)$$

por consiguiente,

$$\bar{\phi}_R = \frac{k}{5} \frac{M_u}{M_p} \frac{EI}{C_c d} \quad (3.6)$$

El requisito de ductilidad adimensional ϕ_R depende de la relación entre la capacidad de momento último de la conexión, M_u , y el momento plástico de la viga M_p . Además, es inversamente proporcional a la rigidez inicial de la conexión C_c . En otros términos, cuanto más flexible sea una conexión, mayor será la ductilidad requerida. Esto se muestra en la figura 3.11, que constituye el diagrama general de clasificación, en la que se muestran las regiones de rigidez de las conexiones y sus fronteras, además de la frontera de la región de ductilidad. Esta última está basada en datos obtenidos por medio de pruebas de laboratorio.

La frontera de la zona dúctil puede ser simplificada como una línea recta, trazada al considerar relaciones de momentos de 0.20 y 0.70 en los puntos extremos y valores de C_c de $EI/10d$ y $EI/2d$, respectivamente. La línea recta intersecta el eje adimensional de rotación para $\bar{\phi} = 2.7$ y la línea de M_p para $\bar{\phi}_R = 1.2$.

El diagrama que se muestra en la fig. 3.11 representa el sistema de clasificación en conjunto. Puede usarse con cualquier conexión viga-columna de estructuras de acero, para determinar su rigidez, resistencia y ductilidad.

La figura A1, del apéndice A, muestra la variación de las fronteras de ductilidad simplificada para diferentes valores de k , lo cual puede ser de utilidad en el manejo práctico de la clasificación.

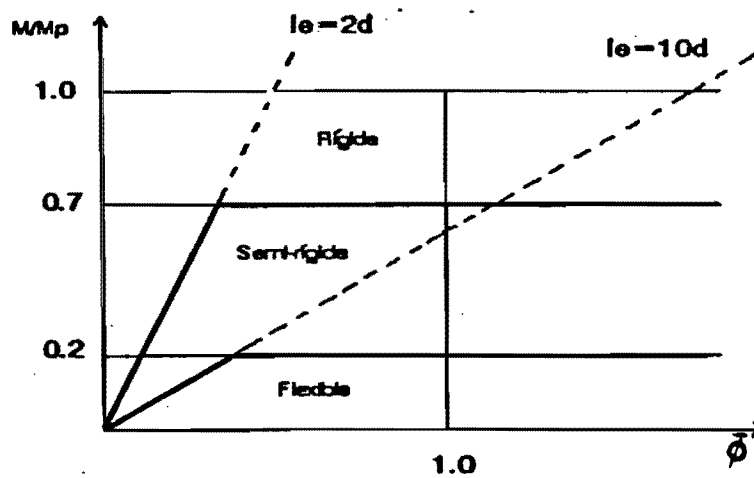


Fig. 3.10 Clasificación adimensional de la rigidez inicial y resistencia última de juntas.

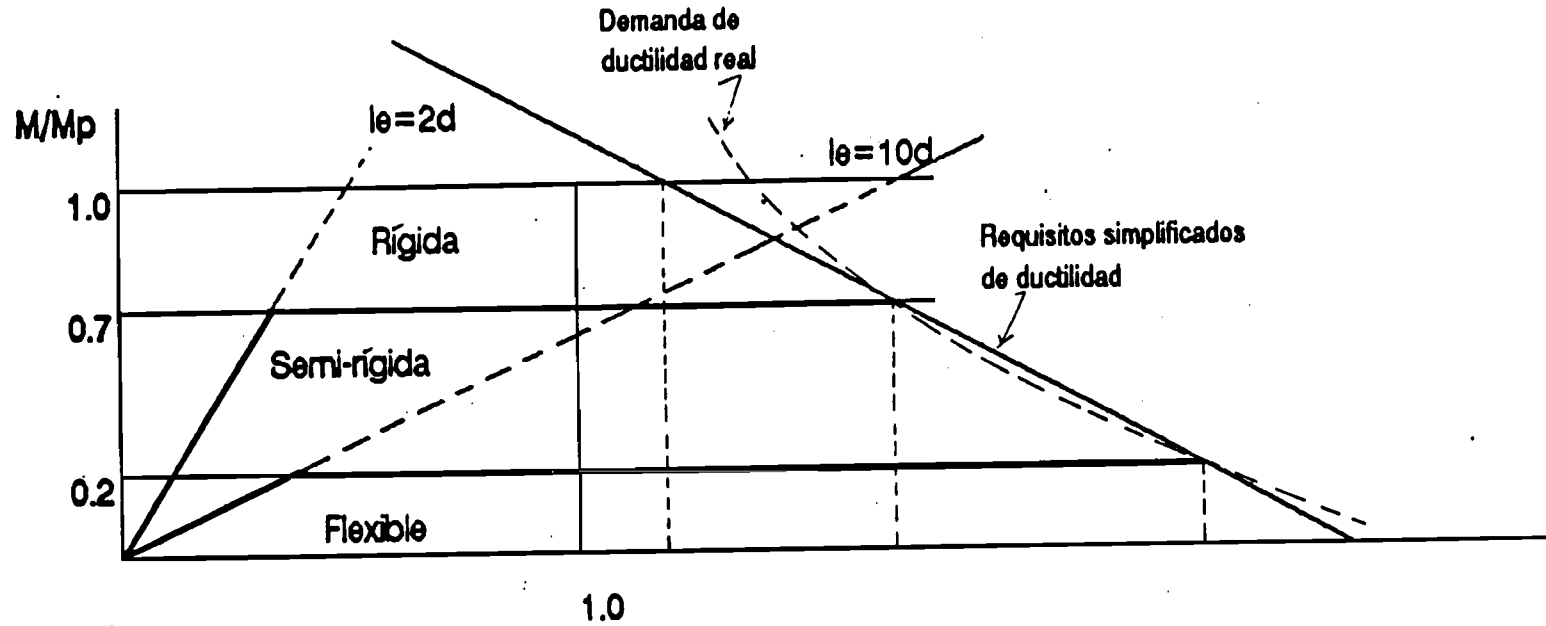


Fig. 3.11 Diagrama de clasificación adimensional de conexiones viga-columna

Tabla 3.1 Longitud equivalente para conexiones

Descripción	Rígidas a placa de extremo extendida	Semi-rígidas		Flexibles	
		a placa de extremo extendida	Con ángulo de asiento y ángulo superior y al alma	Con placa	Dos ángulos al alma
Longitud equivalente de la conexión, l_e	$l_d < l_e < 2d$	$2d < l_e < 5d$	$4d < l_e < 7d$	$\cong 10d$	$\cong 15d$
Momento último de la conexión, M_u	$\cong 0.9M_p$	$\cong 0.6M_p$	$0.45M_p - 0.60 M_p$	$\cong 0.2M_p$	$\cong 0.15M_p$

4. Conexiones al alma de vigas sujetas a cortante.

4.1 Generalidades.

El presente capítulo tiene como objetivos revisar el comportamiento, y presentar los procedimientos para el diseño, de juntas flexibles o conexiones simples a cortante, que utilizan dispositivos de conexión al alma de las vigas; en un capítulo posterior se tratarán las conexiones con ángulos de asiento.

En el capítulo anterior se mencionaron los tipos de estructuras que permiten los reglamentos, bajo las suposiciones correspondientes al comportamiento de las conexiones. El tipo 2, o FR corresponde a conexiones simples o flexibles, que funcionan para cortante y que poseen la suficiente capacidad para admitir la rotación de las vigas trabajando como simplemente apoyadas, bajo acciones gravitacionales.

En la sección 5.1 de las NTC de Estructuras Metálicas del RDF se establece lo siguiente:

"Cuando una conexión se considere flexible se diseñará en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas en los elementos de la unión, y se dejarán holguras en los bordes con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos"

El AISC-LRFD, contiene recomendaciones con el mismo objetivo, en su sección J1.2, donde se establece que:

"Excepto cuando el diseñador indique una cosa diferente las conexiones de vigas, trabes o armaduras, se diseñarán como flexibles, y pueden ser dimensionadas normalmente para el cortante de la reacción únicamente. Las conexiones flexibles de vigas aceptarán las rotaciones extremas correspondientes a vigas no restringidas (simples). Para cumplir lo anterior, se permiten deformaciones inelásticas en la conexión"

Las conexiones simples más comunmente utilizadas para vigas clasificadas según el elemento de conexión, se indican en la siguiente tabla:

Por alma.	Por apoyo
<ul style="list-style-type: none"> - Placa sencilla por un solo lado del alma. - Te estructural. - Angulos dobles. - Angulo sencillo por un solo lado del alma. 	<ul style="list-style-type: none"> - Angulares de asiento no atiesados. - Angulares de asiento atiesados. - Dos placas en te.

tabla 4.1 Clasificación de conexiones simples.

Las conexiones simples deben satisfacer el criterio dual de resistencia al cortante y flexibilidad rotacional y ductilidad que se menciona en las normas; deberán ser lo suficientemente resistentes para transferir la reacción de la viga, y rotacionalmente flexibles y dúctiles para girar y proporcionar la demanda de rotación del extremo. Si la conexión no es suficientemente flexible, la rigidez rotacional ocasionará el desarrollo de momentos en el extremo de la viga, que serán transferidos por la conexión al elemento de soporte. Si se desarrollan momentos significativos la conexión no será de cortante, y deberá categorizarse como una conexión semi-rígida y diseñarse para el cortante y momento combinados. En las conexiones simples se esperan fuerzas cortantes y rotaciones considerables, pero no deben generarse momentos significativos. Como resultado, los dos parámetros que dominan mayormente el comportamiento y diseño de una conexión por cortante son: la reacción ó cortante de la viga y la rotación impuesta a la conexión por la rotación del extremo.

La importancia de la flexibilidad rotacional y la ductilidad en conexiones por cortante están bien consignadas y enfatizadas en las especificaciones de diseño, sin embargo, los reglamentos no proporcionan valores cuantitativos para las demandas de ductilidad rotacional. En lo siguiente se describe el desarrollo de un criterio de funcionamiento para éstas conexiones, con respecto particularmente a su flexibilidad rotacional y ductilidad (ref.14).

4.2 Relaciones cortante-rotación en conexiones de vigas simples.

En la UCB fue llevado a cabo un estudio, con el objeto de establecer las relaciones cortante-rotación, que existen en las conexiones extremas de vigas simples con carga uniforme. En el estudio se desarrolló un programa de computadora para simular la carga monotónica, hasta el colapso, de vigas soportadas por conexiones simples. El programa se usó para analizar el funcionamiento inelástico de un gran número de vigas hechas con perfiles W de 16" x 33 lb/pié de patines anchos, con claros de 3, 9, y 15 m. para todas las vigas.

El estudio indica que la relación entre el cortante y la rotación del extremo en vigas simples es relativamente estable y depende de la relación peralte-claro y del factor de forma de la viga. La fig. 4.1 muestra las relaciones cortante-rotación para un gran número de vigas de varias secciones transversales y relaciones peralte-claro. El material considerado en el análisis fue A-36, al que se le supuso un comportamiento elasto-plástico perfecto. Cada curva tiene un tramo inicial que corresponde al comportamiento elástico de la viga. Cuando el momento flexionante en el centro del claro alcanza el de fluencia, la viga entra en la región inelástica y las relaciones entre el cortante y la rotación se vuelven no lineales.

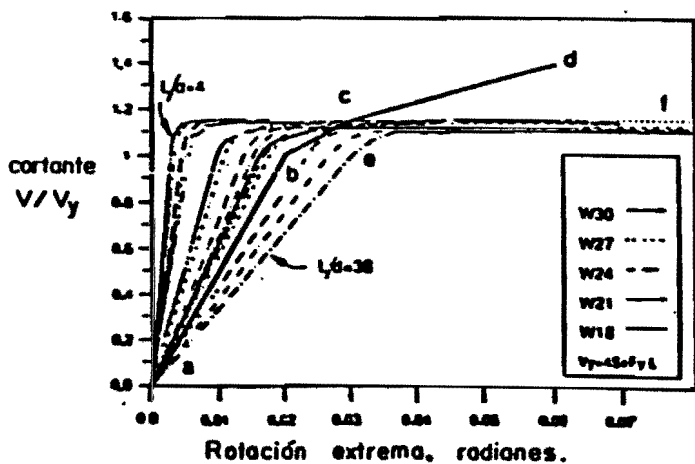


Fig. 4.1 Relaciones cortante-rotación para el extremo de vigas simples.

Las dos curvas límite que definen la relación cortante-rotación de la fig. 4.1 se dibujan en la fig. 4.2, en la

que se ha trazado también una sola relación cortante-rotación, designada línea A. La línea A desarrollada en este estudio se propone para ser usada como una relación estándar cortante-rotación en conexiones a cortante; puede ser considerada como el criterio de funcionamiento de este tipo de conexiones.

Análisis inelásticos de las vigas indicaron que la rotación extrema de una viga simple se aproxima a 0.03 radianes cuando el momento en el centro del claro alcanza 0.99Mp, y el colapso plástico es inminente. Usando estos datos, se sugiere que las conexiones a cortante deberían ser diseñadas de tal forma que su resistencia al corte y su ductilidad rotacional sea suficiente para que la viga tenga capacidad de desarrollar un momento igual a 0.99Mp en el centro del claro, mientras que sus extremos puedan rotar al menos 0.03 radianes

Si se toma en cuenta lo anterior, la reacción y la demanda de rotación del extremo de la viga deberán ser compatibles con la resistencia a cortante y la ductilidad rotacional proporcionada por la conexión (ref. 14).

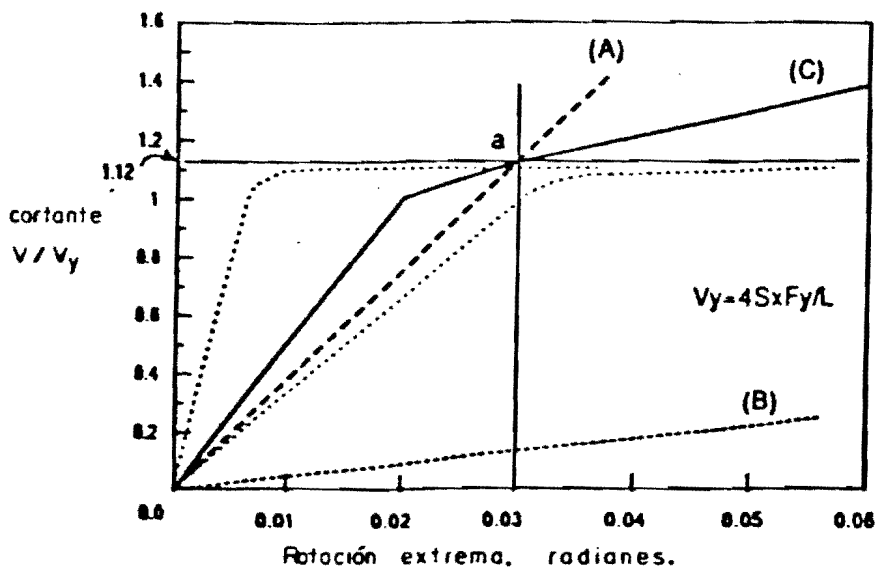


Fig. 4.2 Carga para conexiones de cortante.

4.3 Conexiones con placa sencilla al alma.

Las conexiones de placa sencilla a cortante, se utilizan actualmente con relativa frecuencia, debido a su eficiencia y facilidad de fabricación. Las conexiones de este tipo se emplean para transferir las reacciones de las vigas a los elementos soportantes, la conexión está formada por una placa soldada al

soporte en uno de sus cantos, y atornillada al alma de la viga, como se muestra en la fig. 4.3

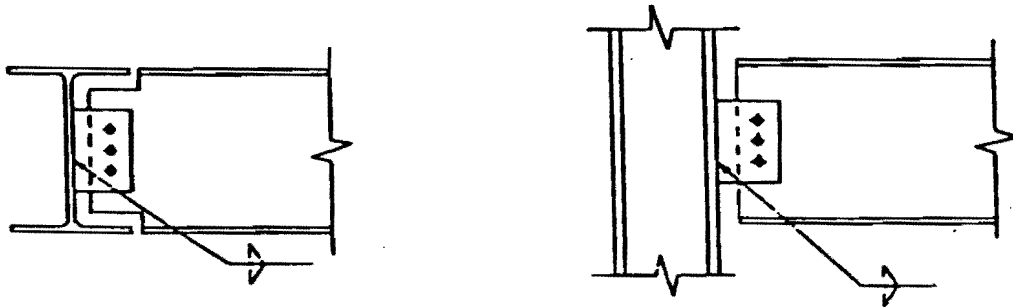


Fig. 4.3 Conexiones con placa de cortante.

Con base en lo anterior, una conexión flexible como la de placa sencilla requiere ser diseñada para satisfacer el criterio de resistencia al cortante y de ductilidad y flexibilidad rotacional

El procedimiento de diseño estándar de conexiones con placa sencilla consiste en suponer que la fuerza cortante se distribuye entre los tornillos en partes iguales, y que en las soldaduras se reparte uniformemente en toda su longitud, de acuerdo con la suposición de rotación relativamente libre entre el extremo de la viga y el elemento de soporte; sin embargo, más adelante veremos que resulta más aproximado al comportamiento real el diseñar éstas conexiones para la combinación de corte directo y momento flexionante.

Este tipo de conexión deriva su limitada ductilidad de la deformación de los tornillos en cortante y su deslizamiento hasta obtener apoyo, la deformación de las perforaciones de la placa y del alma de la viga, y la flexión fuera del plano de la placa. Los estudios experimentales han demostrado, sin embargo, que las conexiones de placa sencilla pueden desarrollar un momento extremo significativo. La magnitud de éste depende de la rigidez: (a) del grupo de pernos (numero, tamaño, y configuración), (b) de la placa, (c) del alma de la viga, así como de la rigidez propia de la viga y sus elementos de soporte estructural (columna o viga).

4.3.1. Comportamiento de conexiones con placa sencilla.

De una investigación realizada en la UCB, que se describe en la referencia 10, se hicieron las observaciones siguientes respecto al comportamiento de este tipo de conexiones, que dan lugar a la identificación de los distintos estados límite de resistencia.

1. Fluencia por cortante.

La fluencia de la placa se debe principalmente al esfuerzo cortante; su comportamiento es completamente dúctil. La fluencia por cortante se distribuye uniformemente en todo el peralte de la placa. En algunos ensayos se detectaron signos de pandeo local menor en la porción inferior de las placas, que se atribuye a la pérdida de rigidez de la placa por la fluencia de la misma; para prevenir el pandeo local, se sugiere que la distancia entre las líneas de atornillado y de soldadura sea menor que la mitad del peralte de la placa.

2. Fractura en el área neta.

Solamente en un ensayo se observaron signos de fractura en la sección neta, no obstante este modo de falla ha sido observado en ensayos de conexiones con te estructural, el alma de la te funciona en forma similar a una placa de cortante. La fórmula normalmente usada para calcular el área neta de fractura por cortante es:

$$A_{nc} = A_t - n(dt + 0.15)t_p \quad (4.1)$$

donde A_{nc} = Área neta para cortante, cm^2

A_t = Área total, cm^2

n = número de tornillos en línea de falla.

d_t = diámetro nominal del tornillo, cm .

t_p = espesor de la placa, cm .

Los estudios de conexiones con tes indican que la fractura por cortante ocurre consistentemente por fractura de la sección neta a lo largo del borde de los agujeros y no a lo largo de la línea central de tornillos. Se ha sugerido que el área neta efectiva en cortante (A_{nc}) sea igual al promedio del área neta a lo largo de la línea central de tornillos y el área total. Según

lo anterior, el área neta efectiva en cortante puede ser calculada con:

$$A_{nec} = A_t - (n/2)(dt + 0.15)t_p \quad \text{en cm}^2 \quad (4.2)$$

3. Comportamiento Cortante-Rotación.

La ductilidad rotacional de las conexiones se incrementa cuando se reduce el número de tornillos. La ductilidad rotacional mencionada en la ref. 10 fué de 0.026 radianes para conexiones con 7 pernos; resultó aproximadamente la mitad de los valores para conexiones de 2, 3, 4 y 5 pernos, las cuales fueron capaces de alcanzar rotaciones mayores de 0.05 radianes (fig 4.4).

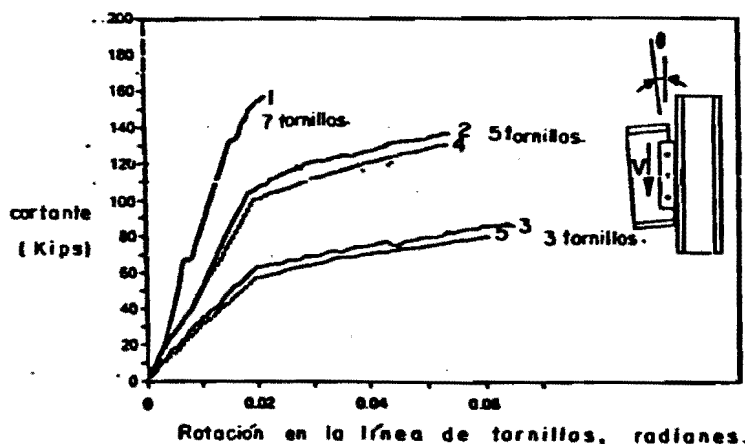


Fig. 4.4 Curvas cortante rotación para conexiones con placa sencilla.

4. Movimiento del punto de inflexión.

El punto de inflexión sufre un corrimiento bajo cargas relativamente pequeñas, y permanece casi estacionario para valores más grandes (fig. 4.5). Se sugiere la siguiente ecuación empírica para estimar la posición del punto de inflexión:

$$e = (n-1)(1.0) \quad \text{en pulgadas.} \quad (4.3)$$

n es el número de pernos usados en la conexión y e es la distancia del punto de inflexión a la línea de soldadura. La relación anterior se obtuvo de resultados de ensayos llevados a cabo con especímenes en los que se evitó la rotación del apoyo como cuerpo rígido; en las conexiones reales, por la acción de marco, esa rotación puede afectar la localización del punto de inflexión; sin embargo los valores de cortante y momento que pueden actuar en

la placa en cualquier etapa no pueden exceder los valores obtenidos de las condiciones de plasticidad.

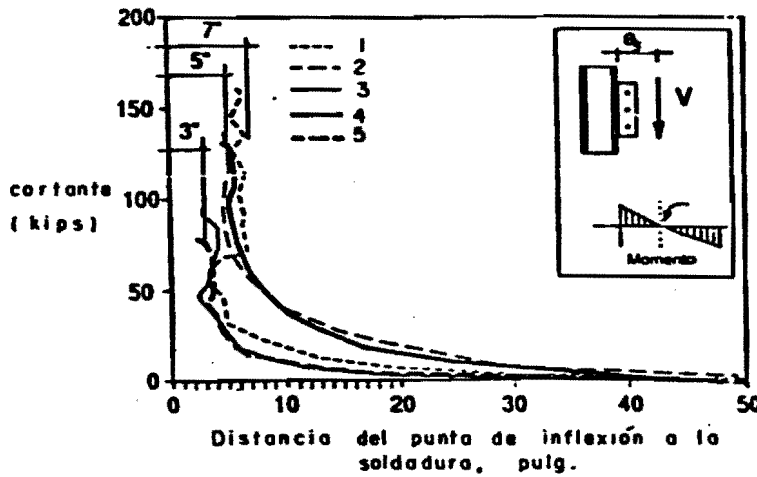


Fig 4.5 Movimiento del punto de inflexión

5. Comportamiento y diseño de los tornillos.

Antes de la falla los tornillos experimentan una deformación considerable por cortante y los agujeros sufren grandes deformaciones por aplastamiento. Los estudios del comportamiento de tornillos en cortante simple han mostrado que cuando el acero es A-36 y los tornillos A-325, se presentan deformaciones considerables, pero tolerables, de la placa, si ésta no es más gruesa que 1/2 del diámetro del tornillo, en consecuencia, para obtener conexiones de placa sencilla dúctiles y flexibles se recomienda que el espesor de la placa sea menor o igual a 1/2 del diámetro del tornillo más 0.15 cm., El punto de inflexión permanece casi estacionario; fluctúa entre una excentricidad de n y $n-1$ (pulgadas); en las condiciones de falla puede considerarse que este valor es adecuado, y los pernos diseñarse para el efecto combinado del cortante directo y un momento igual al cortante multiplicado por la excentricidad de la línea de tornillos al punto de inflexión, dada por:

$$e_t = (n-1)(1.0) - a \quad \text{en pulgadas.} \quad (4.4)$$

donde a es la distancia entre la línea de tornillos y la de soldadura.

6. Comportamiento y diseño de las soldaduras.

Los filetes de soldadura experimentan principalmente corte directo, junto con un momento relativamente reducido, lo que se ha comprobado con mediciones de esfuerzos en puntos adyacentes a las soldaduras. En consecuencia, el diseño de las soldaduras deberá efectuarse para los efectos combinados de cortante y momento flexionante

El procedimiento de diseño deberá asegurar la fluencia por cortante de la placa antes de la fractura de las soldaduras, por lo que éstas deberán ser más resistentes que la placa. Así, se recomienda que la fuerza cortante de diseño para las soldaduras sea igual a la capacidad de cortante de la placa y no a la fuerza aplicada. La fuerza cortante máxima que puede actuar en la soldadura, según el criterio de Von Mises, es $(1/\sqrt{3}) F_y L_{ptp}$. El momento que actúa sobre la soldadura es igual a la fuerza cortante multiplicada por la distancia del punto de inflexión a la línea de soldadura. De manera conservadora se recomienda que la excentricidad del punto de inflexión se tome como $e_s = (n)(2.54)$ en cm.

El diseño de las soldaduras con este criterio es un diseño por capacidad total, por lo que no es necesario usar filetes que resistan fuerzas mucho mayores que la capacidad de la placa.

4.3.2 Procedimiento de diseño.

El procedimiento de diseño siguiente es aplicable a las conexiones de placa sencilla soldadas en un borde al elemento soportante y atornilladas al alma de la viga.

Se deberán cumplir los requisitos siguientes:

1. La conexión debe tener una sola línea vertical de tornillos, y el número de éstos no debe ser menor de 2 ni mayor de 7.
2. El espaciamiento entre tornillos usado en todas las pruebas de laboratorio fue de 3" (76.2 mm), y puede utilizarse, siempre que no resulte menor que la separación mínima especificada en el reglamento usado.
3. La distancia al borde debe ser igual o mayor de $1.5d_t$ (d_t = diámetro del tornillo).
4. La distancia entre las líneas de atornillado y de soldadura igual a 76 mm. (3"), distancia utilizada en los

especímenes de ensaye.

5. El acero debe ser A-36, o A-50.

6. Los filetes de soldadura realizados con electrodos de la clase E70xx o E60xx .

7. El espesor de la placa de conexión debe ser menor o igual a $d_t/2 + 0.15$ cm.

8. La relación de L_p/a debe ser mayor que 2 para prevenir el pandeo local de la placa (L_p = longitud de la placa).

9. Pueden utilizarse pernos ASTM A-325 o A-490, apretados con el procedimiento del giro de la tuerca, en perforaciones estándar taladradas o punzonadas.

4.3.3. Estados Límite.

Los estados límite siguientes están asociados con las conexiones de vigas con placa sencilla soldada al patín de columna y atornillada al alma de la viga, aunque también puede utilizarse soldadura al alma.

1. Falla de los tornillos por cortante.

2. Fluencia en el área total de la placa.

3. Fractura en el área neta de la placa.

4. Fractura de la soldadura.

5. Falla por aplastamiento del alma de la viga o de la placa de conexión.

A continuación se revisan algunos conceptos relativos a cada estado límite y se establecen las ecuaciones de diseño en formato DFCR.

1. Falla por cortante de los tornillos.

Los tornillos se diseñan para el efecto combinado de cortante directo y el momento debido a la separación e_t entre la reacción y la línea en que se colocan los tornillos. En los ensayos efectuados con uniones de este tipo se usó una distancia entre las líneas de tornillos y de soldadura de 76 mm. (3"); se obtuvo que el momento de diseño calculado con la separación real es más representativo cuando el elemento es relativamente flexible, como en columnas formadas por placas delgadas, cuya sección tiene baja rigidez a la flexión y donde las rotaciones de los nudos a los que conectan las piezas son importantes. EL valor es conservador cuando la placa se suelda a un soporte rígido

Pueden obtenerse valores más reales con las ecuaciones siguientes:

Si la placa se suelda a un elemento rotacionalmente rígido:

$$e_t = (n-1)(2.54) - a \quad \text{en cm} \quad (4.5)$$

Si la placa se suelda a un elemento rotacionalmente flexible, e_t es el mayor de los valores obtenidos de:

$$e_t = \text{máx.} \begin{cases} (n-1)(2.54) - a \\ a \end{cases} \quad \text{en cm.} \quad (4.6)$$

Los tornillos se diseñan para el efecto combinado del cortante V_o y un momento igual a $V_o e_t$ (V_o es la capacidad total por cortante). Pueden utilizarse ayudas de diseño del manual AISC-LRFD

2. Fluencia del área total de la placa por cortante.

La ecuación que define éste estado límite en el formato DFCR es:

$$V_u \leq F_R V_N \quad (\text{Ecs. 4.7})$$

donde :

$$V_N = F_v A_p$$

$$F_v = 0.6 F_y$$

$$A_p = t_p h_p \quad \text{y} \quad F_R = 0.90$$

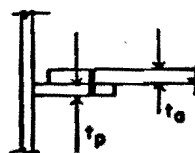
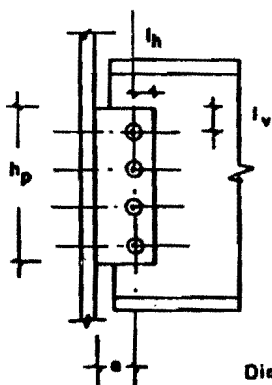
con:

V_u = Resistencia requerida por cortante.

V_N = Resistencia nominal por cortante.

F_v = Esfuerzo nominal por cortante

h_p = peralte de la placa.



Dimensiones generales de placa de cortante.

3. Fractura en el área neta de la placa.

La ecuación que define éste estado límite es:

$$V_u \leq F_R V_N \quad (\text{Ecs. 4.8})$$

donde : $V_N = F_v A_{nc}$
 $F_v = 0.75 (0.6 F_u)$
 $A_{nc} = [L_p - n(dt + 0.15)] t_p$
con $F_u =$ resistencia última a tensión.
 $F_R = 0.75$

Cuando la viga está despatinada, se debe verificar la falla por bloque de cortante del alma.

4. Falla de la soldadura.

Las soldaduras que conectan la placa al soporte, se diseñan para el efecto combinado de corte directo y momento debido a la excentricidad de la reacción respecto la línea de soldadura, e_s . La excentricidad e_s será el mayor de los valores obtenidos de:

$$e_s = \text{máx.} \begin{cases} (n)(2.54) & \text{cm.} \\ a \end{cases} \quad (4.9)$$

Las soldaduras se diseñan para la capacidad total de la placa seleccionada y no para el cortante factorizado, para asegurar que la placa fluya por corte antes que fallen las soldaduras.

5. Falla por aplastamiento de la placa o del alma de la viga.

La ecuación que define este estado límite es :

$$V_u \leq n(F_R R_N) \quad (\text{Ecs. 4.10})$$

donde $R_N = 3dtF_u$, con $F_R = 0.85$ (RDF)

Además para evitar que se alcance este estado límite, se recomienda que las distancias a los bordes, horizontal y vertical, sean cuando menos de 1.5 veces el diámetro del perno. El espaciamiento será conforme a lo que establecen los reglamentos.

Resumen del procedimiento de diseño.

1. Se calcula el número de pernos requeridos para resistir la combinación de cortante y momento de la conexión; pueden usarse ayudas de diseño (tablas AISC).

2. Se calcula el área total requerida de la placa, según los requisitos siguientes:

a. l_h y $l_v \geq 1.5 d_t$ (Ecs. 4.11)

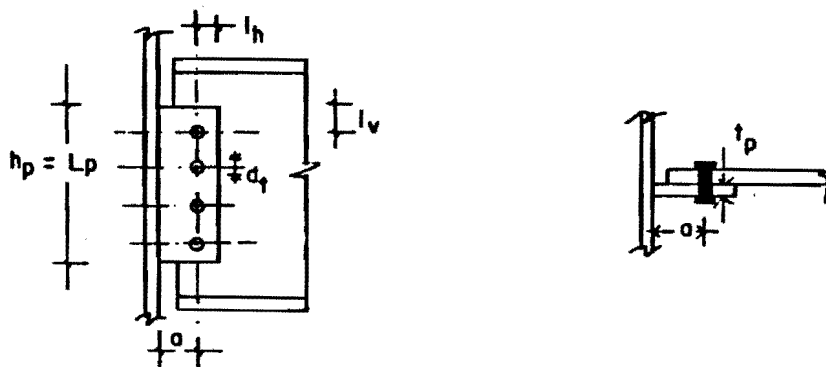
b. $L_p \geq 2a$

c. $t_p \leq (d_b / 2) + 0.15$

d. $t_p \geq A_t / L_p$

e. distancia entre tornillos $\geq 3 d_t$, o de preferencia 76 mm.,

para poder usar las ayudas de diseño del manual AISC-LRFD.



Simbología placa de cortante.

3. Se verifica el área neta de la sección, al revisar la resistencia de diseño por cortante.

$$R_v = \phi R_n = \phi A_{nc} F_v = 0.75(0.60 F_u) A_{nc} \quad (4.12)$$

con la condición:

$$R_v \geq V_u$$

4. Cálculo de la resistencia de diseño de fluencia por cortante para la placa seleccionada.

$$V_o = \phi F_v A_t = 0.90(0.60 F_y) A_t \quad (4.13)$$

5. Se diseñan los filetes de soldadura para el efecto combinado del cortante V_o y el momento $V_o e_s$, se pueden utilizar las ayudas de diseño del manual AISC-LRFD.

6. Se verifica la capacidad por aplastamiento del grupo de tornillos con:

$$n \phi R_n \geq V_u \quad (4.14)$$

6. Si la viga es despatinada, se investiga la posibilidad de falla por bloque de cortante.

La aplicación de los conceptos del procedimiento de diseño descrito anteriormente, así como la metodología para la revisión de los estados límite de resistencia, se efectuará por medio del ejemplo numérico siguiente.

Ejemplo 4.1

CONEXIONES SIMPLES.	Conexión con placa sencilla al alma
---------------------	-------------------------------------

Datos:

Perfil de la viga:

I estándar de 381 x 63.8 kg/m.
 $t_w = 1.044$ cm., tipo de sección: compacta.

Material

acero A-36.

Soporte:

Patín de columna (se supone rotacionalmente rígido).

Reacción:

19 160 kg (Carga factorizada).

Tornillos:

ASTM A-325. de $\phi = 1.905$ cm.

Distancia entre

tornillos

76.2 cm. (3").

Soldadura

De filete con electrodos E70xx

Patín:

sin recortar

Objetivo. Diseñar una conexión de placa sencilla para transferir la reacción de la viga a la columna soportante.

Solución:

1. Se estima el número de pernos:

Cortante = 19 160 kg. Se supone $M = 0$ (se verificará después).

$$n = V_u / (F_u F_v A_t) = 19\ 160 / (.65 \times 3800 \times 2.85) = 2.72$$

probar con 3 pernos.

La distancia entre la línea de pernos y la de soldadura es de 7.62 cm., luego $a = 7.62$ cm.

Se verifica el momento, $e_t = (3-1)(2.54) - 7.62 = -2.54$

usar $e_t = 7.62$ cm.

Mediante la tabla X del Manual AISC-LRFD (Cargas excéntricas en grupos de sujetadores, coeficientes C, ángulo de 0 grados) con excentricidad de 7.62 cm. se tiene $C = 2.83$ para $n = 4$ tornillos.

Así, $R_t = 2.83 \times 7040 = 19\ 923 > 19\ 160$ se acepta.

Usar 4 tornillos A-325 de 1.905 cm (3/4") de diám.

2. Cálculo del área total de la placa.

$$A_t = V_u / (F_u F_v) = 19\ 160 / (.9 \times .6 \times 2530) = 14.02 \text{ cm}^2; \text{ en lo}$$

anterior $F_v = (1/\sqrt{3}) F_y$ (Von Mises) con $F_R = 0.9$; se elegirá una placa que satisfaga los requisitos siguientes:

a) l_h y $l_v \geq 1.5d_t$ $1.5d_t = 2.85$ cm usar 3.81 cm

$A = a + l_h = 7.62 + 3.81 = 11.43$ cm.

Usar $A =$ ancho de placa = 114.3 mm

b) $L_p / a \geq 2$

$L_p = 2 \times 3.81 + 3 \times 7.62 = 30.48$ cm.

$L_p / a = 4 > 2$ cumple.

c) $t_p \leq d_t / 2 + 1.5 = 11.025$ mm.

$t_p = 14.02 / 30.48 = 0.46$ cm.

considérese tentativamente $t_p = 0.635$ cm. (1/4")

3. Cálculo de la resistencia a cortante en el área neta.

$$R_{v_{nc}} = [L_p - n(dt + 0.15)](t_p)(F_R V_N)$$

$$= [30.48 - 4(1.905 + 0.15)](0.635)(0.75 \times 0.60 \times 4100)$$

$$= 26\ 079 \text{ kg.}$$

26 079 > 19160 , es adecuado el espesor supuesto.

Usar placa de 279.4 x 104.8 x 6.35 mm. A-36

4. Cálculo de la resistencia de fluencia real de la placa seleccionada.

$$V_o = L_p t_p (F_R F_v) = 30.48 \times 0.635 \times .90 \times 1518 = 26\ 442 \text{ kg}$$

Se diseñan los filetes de soldadura para el efecto combinado de cortante y momento.

Cortante = $V_o = 26\ 079$ kg.

$$e_s = \text{Máx.} \begin{cases} n(2.54) = 4 (2.54) = 10.48 \text{ cm.} \\ a = 7.62 \text{ cm.} \end{cases}$$

se toma $e_s = 10.48$ cm.

Momento = $V_o e_s = 26\ 079 \times 10.48 = 273\ 300$ kg-cm.

De la tabla XVIII del Manual AISC-LRFD, Cargas excéntricas en grupos de soldaduras, Coeficientes C_1 , con las conversiones a unidades inglesas, se tiene que la soldadura requerida para la junta es:

$$P_u = C C_1 D l \quad \text{con } k = 0 \quad \text{y } a = 0.344 \quad l = 12''$$

se obtiene $C = 1.549$ $C_1 = 1$ (Electrodos E70xx) entonces

$$D = P_u / (C \times C_1 \times l) = 58.242 / (1.549 \times 1 \times 12) = 3.13$$

dieciseisavos. Usar soldadura de 0.63 cm (1/4") E70xx.

5. Revisión de la capacidad por aplastamiento.

Para la placa:

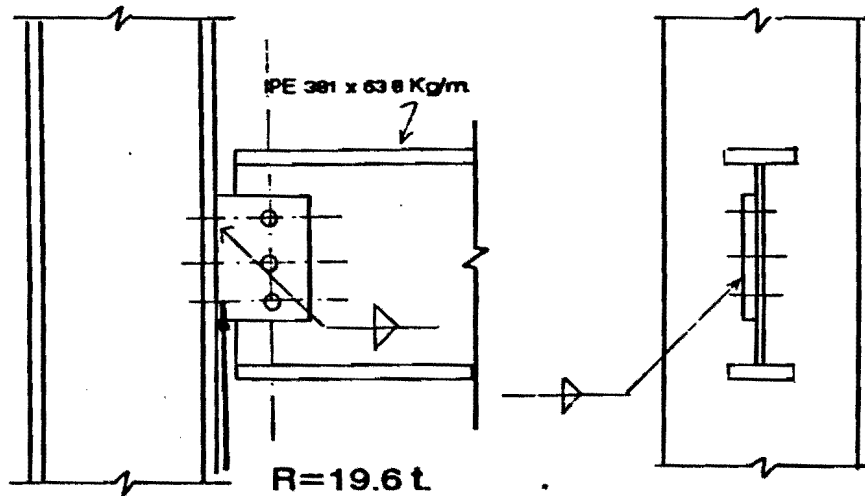
$$F_{tRn} = F_t(3dtFu) = (0.85)(3)(1.905)(0.635)(4100) = 12\ 647\ \text{kg}$$

$$n F_{tRn} = 4(12647) = 50\ 588\ \text{kg} > 19160\ \text{kg}.$$

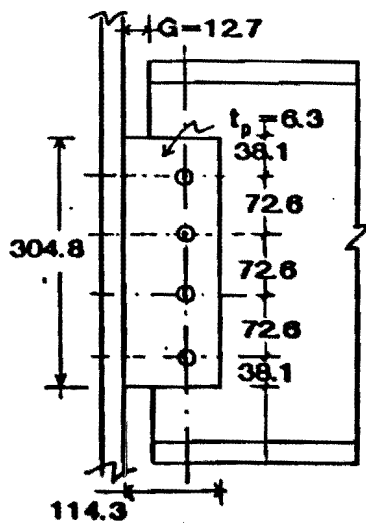
como la placa del alma es de un espesor mayor, no se revisa la capacidad de aplastamiento.

6. Como la viga no tiene el patín recortado, no es necesario revisar la falla por bloque de cortante.

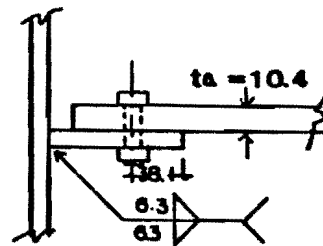
Conexión con placa de cortante



detallado de la conexión



Tornillos ASTM A-325
diám=19



Acolaciones en mm.

Fig. del ejemplo 4.1

4.4 Conexiones de cortante con una te por alma.

Una conexión de cortante con te, consiste en una sección te de acero estructural conectada al alma de una viga y a un elemento soportante, tal como una columna. Como todas las conexiones simples, su principal función es transferir la reacción cortante extrema de vigas simplemente apoyadas a los soportes. Comúnmente se utilizan grupos de tornillos o líneas de soldadura para conectar la te al alma de la viga y al elemento de apoyo.

Aunque las conexiones simples con te estructural se han utilizado en muchas estructuras de acero, la información con que se cuenta sobre su comportamiento "real" es muy limitada. Usualmente se supone que las conexiones a cortante con tes equivalen a conexiones con doble ángulo, y su diseño se basa principalmente en la información disponible para estas conexiones, sin embargo, existen diferencias significativas entre las conexiones con tes y otras conexiones a cortante.

La fig 4.6 muestra cuatro tipos comunes de conexiones de cortante con te usadas en estructuras de acero, con varias combinaciones de tornillos y soldadura. En lo siguiente se revisa el comportamiento de la conexión con te, atornillada al alma de la viga y soldada al soporte.

4.4.1 Comportamiento de conexiones con te estructural.

La referencia 11 describe un estudio experimental de conexiones de cortante con te, en el que se hicieron las observaciones que se describen a continuación respecto a su comportamiento, las que dan lugar a la identificación de los distintos estados límite de resistencia y al procedimiento de diseño que se ejemplifica al final de esta parte.

1. Momento-rotación.

En los ensayos de rotación se ha obtenido que estas conexiones pueden alcanzar con facilidad rotaciones del orden de 0.07 radianes; se presenta fluencia por cortante en parte del alma y en algunos casos fractura de la soldadura, la que se evita al usar una relación L/b_p de la te no mayor de 3.5.

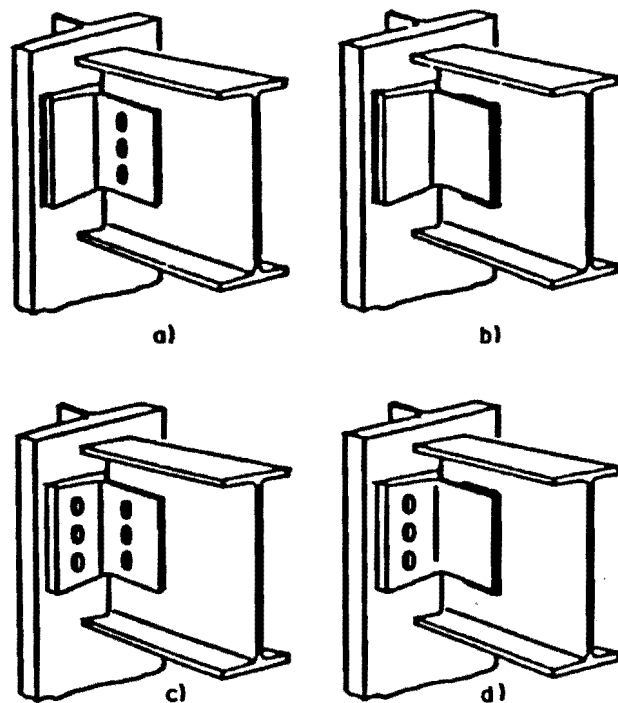


Fig. 4.6 Tipos comunes de conexiones con te de cortante.
 a) soldada - atornillada. b) soldada - soldada.
 c) atornillada - atornillada, d) atornillada - soldada.

2. Resistencia al cortante y modos de falla.

Las tes obtenidas del corte de secciones H laminadas en caliente, de patín ancho, con espesor de alma menor que el del patín, muestran una fluencia significativa por cortante en la zona del alma localizada entre la línea de tornillos y las líneas de soldadura; al incrementar la carga, el resultado es la fractura por cortante en el área neta, a lo largo de los bordes de las perforaciones (fig 4.7 a).

Las tes experimentaron una fluencia considerable por aplastamiento en los agujeros de los pernos. La fluencia por aplastamiento, si no es excesiva, puede resultar benéfica para disminuir la rigidez rotacional de la conexión y reducir el momento. La fluencia por aplastamiento y por cortante del alma de la te contribuyen significativamente a dicha disminución. Del estudio del parámetro :

$$\frac{(t_{a_t} / d_t)}{(t_{p_t} / t_{a_t})} \quad (4.15)$$

se obtuvo que cuando su valor es de alrededor de 0.25 las tes muestran un comportamiento a la fluencia muy adecuado, y si es de cerca de 0.50, disminuye la fluencia y se presenta la fractura frágil de la soldadura o de los pernos, por lo que se sugiere que en conexiones con tes se tenga un valor cercano a 0.25, para obtener una ductilidad suficiente.

Otros especímenes obtenidos también de secciones H de patín ancho, pero cuyas almas fueron sustituidas por placa de 13 mm., fallaron por fractura de los pernos por cortante, y por fractura de la soldadura, con fluencia significativa en sus patines.

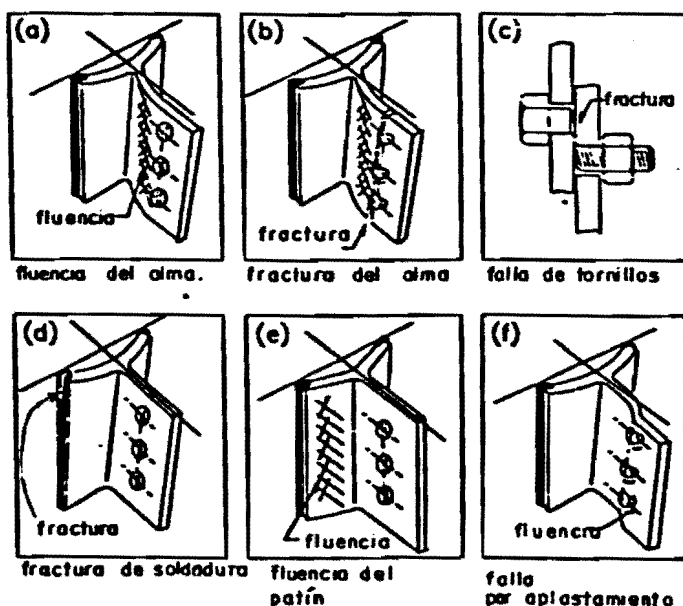


Fig. 4.7 Modos de falla típicos de conexiones con tes.

3. Respuesta cortante-rotación.

En el estudio se menciona que todas las conexiones ensayadas alcanzaron al menos un valor de rotación de 0.03 radianes, lo que indica que basándose en las demandas de rotación de vigas simplemente apoyadas, las conexiones pueden resistir la fuerza cortante hasta que la viga alcance la condición de colapso plástico.

4. Movimiento del punto de inflexión.

La relación momento-cortante es aproximadamente igual a la distancia del punto de inflexión de la viga al apoyo. En

consecuencia, si se conoce la localización del punto de inflexión, se puede calcular el momento que existirá en la conexión a lo largo de cualquier sección deseada. La figura 4.8 muestra las curvas que indican la posición del punto de inflexión de los ensayos realizados en el estudio que se revisa. Se nota que en general el punto de inflexión se mueve rápidamente hacia el soporte al disminuir la rigidez inicial de la conexión cuando aumenta el cortante, y permanece en el área entre los pernos y las líneas de soldadura.

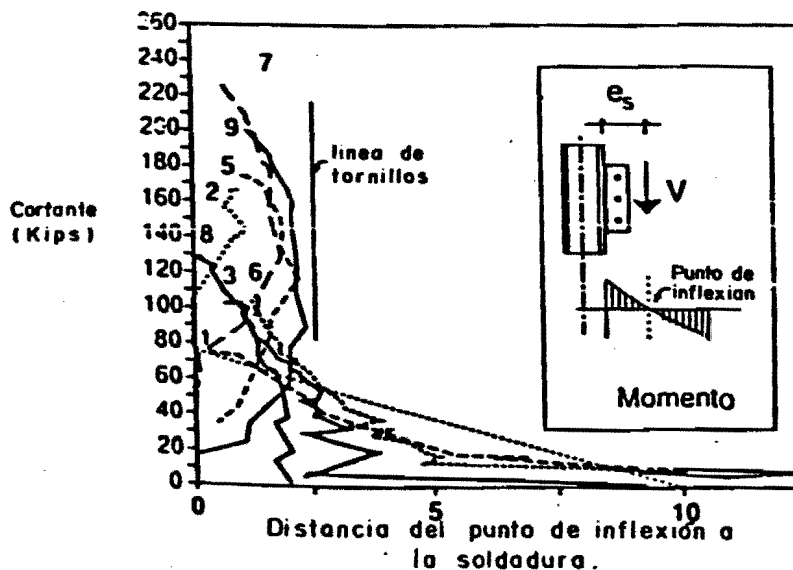


Fig. 4.8 Movimiento del punto de inflexión.

4.4.2 Estados límite.

Los estados límite que se han identificado, asociados al funcionamiento de conexiones con tes estructurales, son los siguientes:

1. Fluencia por cortante en el área total del alma.
2. Fluencia en el patín de la te.
3. Falla por aplastamiento del alma de la viga o del alma de la te.
4. Fractura por cortante del alma de la te.
5. Fractura de los tornillos que conectan el alma de la te al alma de la viga.
6. Fractura de las soldaduras que conectan el patín de la te al soporte.

A continuación se presenta el formato DFCR para cada uno de ellos.

1. Fluencia por cortante en el área total del alma de la te.

El alma de la te está sujeta a cortante y a un momento flexionante relativamente pequeño; en la formulación de la ecuación de diseño sólo se considera la fuerza cortante, despreciándose el efecto del momento. La ecuación que define este estado límite en el formato DFCR es:

$$V_u \leq F_R V_N \quad (\text{Ecs. 4.7})$$

donde : $V_N = F_v A_a = 0.6 F_y A_a$

$$A_a = L_t t_a \quad \text{y} \quad F_R = 0.90$$

A_a = área del alma de la te.

2. Fluencia del patín de la te.

Si el espesor del patín de la te es menor que el del alma, el patín experimentará una fluencia considerable; ésto es particularmente cierto en las tes hechas con dos placas soldadas en las que el espesor del patín es menor de 1/2 del espesor del alma; en estas condiciones, este estado límite se puede alcanzar antes que el estado límite 1. Sin embargo, si las tes se obtienen del corte de secciones laminadas en caliente, de patín ancho, como el patín es más grueso que el alma, probablemente no rija este estado límite.

La ecuación que define este estado límite en el formato DFCR es:

$$V_u \leq F_R V_N \quad (\text{Ecs. 4.7-1})$$

donde : $V_N = F_v 2A_{p_t} = (0.6 F_y)^2 A_{p_t}$

$$A_{p_t} = L_t t_{p_t} \quad \text{y} \quad F_R = 0.90$$

con A_{p_t} = área del patín de la te.

L_t = Longitud de la te.

t_{p_t} = espesor del patín de la te.

3. Falla por aplastamiento del alma de la te ó de la viga.

Las deformaciones grandes por aplastamiento pueden generar la falla por fractura de la conexión, por lo que para evitar que se alcance este estado límite, se recomienda que las distancias vertical y horizontal al borde sean al menos de 1.5 veces el diámetro de las perforaciones, y que la distancia entre tornillos sea de acuerdo a lo establecido en las especificaciones, o que en

ausencia de datos se tome igual a 76.2 mm. (3").

4. Fractura por cortante del área neta del alma de la te.

Este estado límite se alcanza cuando la sección neta crítica del alma de la te se fractura en cortante. Los ensayos indicaron que la sección neta crítica se localiza cerca del borde de las perforaciones y no a lo largo de la línea central, por lo se puede hacer una evaluación más real del área neta efectiva en cortante, calculándola como el promedio del área neta, a lo largo de la línea central, y el área total del alma de la te. La siguiente ecuación define este estado límite cuando se utiliza el área neta en cortante que establece AISC-LRFD.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{Ecs. 4.8})$$

donde :

$$V_n = F_v A_{ns} = 0.60 F_u A_{ns}$$
$$\phi = 0.75$$
$$A_{ns} = [L_t - (n)(d_t + 0.15)]t_a \quad (\text{en cm}^2)$$

Si la viga está despatinada, se requiere considerar también la falla del bloque de cortante, como lo establece AISC-LRFD.

5. Falla de los tornillos por cortante.

Los tornillos se diseñan para resistir una fuerza directa igual a la reacción factorizada de la viga. La excentricidad e_t para las conexiones con tes es despreciable, sobre todo cuando el soporte es un elemento rígido, tal como el patín sin rotación de una columna, o una placa anclada. Para soportes flexibles, en ausencia de datos, se puede suponer que el punto de inflexión se encuentra en la línea de soldadura y que los tornillos están sujetos a corte directo y a un momento igual a la fuerza cortante por la distancia entre las líneas de tornillos y soldadura. La excentricidad e_t se establece como:

$$e_t = 0 \quad (\text{para soportes rotacionalmente rígidos}).$$

$$e_t = a \quad (\text{para soportes rotacionalmente flexibles}).$$

Los tornillos se diseñarán para el efecto combinado del cortante V_u y un momento igual a $V_u e_t$.

6. Falla de la soldadura.

Las soldaduras que conectan la te al soporte pueden diseñarse para el efecto combinado del cortante directo y un momento debido a la excentricidad de la reacción con la línea de soldadura, e_s ,

que puede tomarse conservadoramente igual a la distancia entre las líneas de tornillos y soldadura.

$$e_s = a \quad (4.16)$$

Como en las conexiones de placa sencilla, las soldaduras de filete se diseñan para la capacidad total de la te seleccionada, para asegurar que no se fracture la soldadura, revisando para los efectos combinados de la resistencia cortante V_o y un momento igual a $V_o e_s$.

4.4.3. Procedimiento de diseño.

El procedimiento de diseño que sigue se refiere a conexiones que consisten en tes atornilladas al alma de la viga y soldadas al soporte; éste puede ser el patín de una columna u otro elemento de acero tal como una placa embebida. Las tes pueden recortarse de secciones de patín ancho o armarse con dos placas soldadas.

Requisitos generales.

Los ensayos de conexiones de este tipo se han limitado a condiciones particulares (Acero A-36, tornillos ASTM A-325, soldadura con electrodos E70 o E60xx) pero los resultados se pueden extender con criterio adecuado a casos que presenten condiciones distintas.

1. El material debe ser acero de grado estructural, preferentemente ASTM A-36 o A-50
2. La relación L_t/a del alma de la te debe ser mayor de 2.
3. Pueden utilizarse tornillos ASTM A-325 o A-490, colocados solamente en una fila vertical; se permiten agujeros de ranura corta, taladrados o punzonados; el número de tornillos no debe ser mayor de 7 ni menor que 2.
4. las soldaduras serán filetes realizados con electrodos de la clase E70xx o E60xx.
5. La separación vertical entre tornillos usado en los ensayos fue de 76 mm. (3"), ésta puede usarse siempre que no resulte menor que la separación mínima especificada del reglamento de diseño usado.
6. Para asegurar la flexibilidad de la conexión, la relación $b_p / 2t_p$ del patín de la te debe ser mayor de 6.5.

7. La relación L_t/b_p de la te no deberá exceder de 3.5.

8. Los extremos de las soldaduras de filete deben rematarse con filetes de longitud igual a dos veces el tamaño de la soldadura.

9. Cuando la te se suelda al patín de una columna, se recomienda que t_{p_c} de la columna sea mayor que t_{p_t} .

10. Se recomienda que el valor de la relación

$$(t_{a_t}/d_t) / (t_{p_t}/t_{a_t}) \quad (4.15)$$

sea de alrededor 0.25, para facilitar el comportamiento dúctil del alma de la te.

A continuación se resumen los pasos para el diseño de conexiones con te al alma.

1. Se selecciona el tipo de tornillos y se calcula su número, al suponer excentricidad nula:

$$n = V_u / (F_R F_v A_t) \quad (4.17)$$

con A_t = área nominal del tornillo.

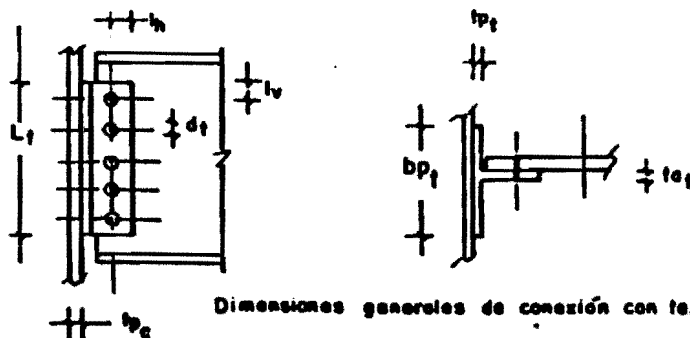
si el soporte es rotacionalmente flexible, se verifica el número de tornillos para el efecto combinado del cortante V_u y el momento $V_u e_t$, usando las ayudas de diseño del manual AISC; e_t es la distancia de la línea de tornillos a la de soldadura.

2. Se calcula el área total requerida para el alma de la te (A_{a_t}) con :

$$A_{a_t} = V_u / F_R F_v \quad (4.18)$$

3. Se selecciona una te de acero A-36 que satisfaga los requisitos siguientes:

- $b_{p_t} / 2t_{p_t} \geq 6.5.$ (Ecs. 4.19)
- $d_t / t_{a_t} \geq 2.0.$
- l_h y $l_v \geq 1.5 d_t.$
- Distancia entre tornillos $\geq 3d_t$, preferentemente 76 mm.
- $L_t t_a \geq A_{a_t}.$
- $L_t / b_{p_t} \leq 3.5.$
- $t_{p_c} > t_{p_t}.$



$$h) (t_{a_t} / d_t) / (t_{p_t} / t_{a_t}) = 0.25$$

4. Se verifica la resistencia real de diseño de fluencia por cortante del área total del alma de la te.

$$V_u \leq F_R V_N = 0.90 (L_t t_a) (0.6 F_y) \quad (4.7)$$

5. Se verifica la capacidad real del área neta efectiva del alma en cortante.

$$V_u \leq V_o = F_R V_N = 0.75 (A_{nc}) (0.60 F_u) \quad (4.8)$$

$$A_{nc} = [L_t - (n)(d_t + 0.15)] t_{a_p}$$

6. Verificar el cortante en el patín.

$$V_u \leq V_o = F_R V_N = 0.90 (2L_t t_{p_t}) (0.6 F_y) \quad (4.8-1)$$

7. Se diseñan las soldaduras de filete para el efecto combinado del cortante V_o y el momento $V_o e_s$, se pueden emplear las ayudas de diseño.

8. Se verifica la capacidad por aplastamiento del alma de la te y de la viga para satisfacer la relación :

$$V_u \leq n (F_R R_N) \quad (4.20)$$

para las áreas del alma de la viga y de la te.

9. Si la viga está despatinada, se verifica la falla por bloque de cortante.

La aplicación del procedimiento de diseño que se acaba de describir, se efectuará por medio del ejemplo numérico siguiente, cuyos datos son los de la conexión que se diseñó en el ejemplo 4.1, pero cuando el apoyo es rotacionalmente flexible.

Ejemplo 4.2

CONEXIONES SIMPLES.	Conexión con te estructural al alma.
---------------------	--------------------------------------

Datos:

Perfil de la viga:

I estándar de 381 x 63.8 kg/m.

$t_a = 1.044$ cm. tipo de sección: compacta.

Material

Acero A-36.

Soporte:

Patín de columna $t_{p_c} = 1.905$ cm

(apoyo rotacionalmente flexible)

Reacción:

26 300 kg (Carga factorizada).

Tornillos:

ASTM A-325. de $\phi = 1.905$ cm.

distancia entre
 tornillos 76.2 mm.
 Soldadura De filete con electrodos E70xx
 patín: Sin recortar

Objetivo: Diseñar una conexión con te estructural para transferir la reacción de la viga a la columna soportante.

Solución:

1. Se estima el número de tornillos:

Cortante factorizado = 26 300 kg.

$$n = V_u / (F_R F_v A_t) = 26\ 300 / (.65 \times 3800 \times 2.85) = 3.74$$

probar con 4 tornillos.

Como se supone que el apoyo es rotacionalmente flexible, se revisa la combinación de corte y flexión en los tornillos, mediante la tabla X del Manual AISC-LRFD (Cargas excéntricas en grupos de sujetadores, coeficientes C, ángulo de 0 grados).

La distancia entre la línea de tornillos y la de soldadura es de 7.62 cm., entonces $a = 7.62$ cm. y la excentricidad es $e_t = 7.62$ cm.; con esa excentricidad de 7.62 cm., de la tabla mencionada, se tiene: $C = 3.91$ para $n = 5$ tornillos.

$$\text{si } V_t = 3.91 \times 7\ 040 = 27\ 526 > 26\ 300, \text{ se acepta.}$$

Usar 5 tornillos A-325 de 1.905 cm (3/4") de diám.

2. Cálculo del área total requerida del alma de la te.

$$A_{a_t} = V_u / (F_R F_v) = 26\ 300 / (.9 \times .6 \times 2530) = 19.25 \text{ cm}^2$$

3. Se probará una te cuya sección satisfaga los requerimientos siguientes:

se ensaya T rectangular de 152 mm. x 29.8 Kg/m.

Datos de la te: $b_p = 203$ mm $t_p = 13.1$ mm $t_a = 7.5$ mm.

a) $b_p / 2t_p \geq 6.5$ $203 / 2 \times 13.1 = 7.75 > 6.5$ cumple.

b) $d_t / t_a \geq 2$ $19.05 / 7.5 = 2.54 > 2$ cumple.

c) l_h y $l_v \geq 1.5d_t$ $1.5(1.905) = 2.857$ cm. usar 3.81 cm.

d) espaciamiento = 7.62 cm (3").

e) $L t_a \geq A_{a_t}$ (requerida).

$$L t = 4(7.62) + 2(3.81) = 38.1 \text{ cm (15")}$$

$$A_{a_t} = 38.1 \times .75 = 28.575 > 19.25 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple.}$$

f) $L t / b_p \leq 3.5$ $38.1 / 20.3 = 1.88 < 3.5$ cumple.

g) $t_{p_c} > t_{p_t}$ $1.905 > 1.31$ cm. cumple.

$$h) (t_{a_1} / d) / (t_{p_a} / t_{a_1}) = 0.25$$

$$(0.75/1.905) / (1.31/0.75) = 0.225 < 0.25 \quad \text{cumple.}$$

4. Cálculo de la resistencia de diseño de fluencia por cortante en el área total del alma de la te.

$$V_N = A_{a_1} F_R F_V = L t_{a_1} (0.90 \times 0.60 \times F_y) = 38.1 \times 0.75 \times 1366$$

$$V_N = 39\,030 \text{ kg} > 26\,300 \text{ kg.}$$

5. Verificación de la resistencia de diseño por fractura del área neta del alma de la te.

$$V_N = A_{nc} F_R F_V = [L t_a - n(d + 0.15)] t_a F_R F_V \quad (F_V = 0.60 F_u)$$

$$V_N = [38.1 - 5(1.905 + 0.15)] 0.75 (0.75) (0.60 \times 4100) = 38\,500 \text{ kg}$$

$$V_N = 38\,500 > 26\,300 \text{ kg.}, \text{ por lo tanto rige } V_o = 38\,500 \text{ kg.}$$

para el diseño de la soldadura.

6. Cortante en el patín.

$$V_u \leq F_R V_N = 0.90 (0.60 F_y) (2 A_f)$$

$$F_R V_N = 0.90 (1520) (2 \times 1.31 \times 38.1) = 136\,556 \text{ kg} > 26\,300 \text{ kg.}$$

cumple.

7. Diseño de la soldadura de filete para el efecto combinado de cortante y momento, mediante ayudas de diseño.

$$V_o = 39\,033 \text{ kg} \quad M = V_o e_g = V_o a = 39\,033 \times 7.62 = 297\,431 \text{ kg-cm.}$$

Al utilizar la tabla XVIII del Manual AISC-LRFD, cargas excéntricas en grupos de soldaduras, coeficientes C, haciendo las conversiones a unidades inglesas se tiene que la soldadura requerida para la junta es:

$$P_u = C C_1 D l \quad \text{con } k = 0 \quad \text{y } a = 0.20 \quad l = 15''$$

se obtiene $C = 2.264$, $C_1 = 1$ (Electrodos E70xx), entonces

$$D = P_u / (C \times C_1 \times l) = 85.975 / (2.264 \times 1 \times 15) = 2.53$$

dieciseisavos. Usar soldadura de 4.8 mm. E70xx.

8. Capacidad por aplastamiento; para el alma de la viga con

$$t_a = 1.044 \text{ cm}$$

$$F_R R_N = (0.75) 3 d t F_u = (0.75) (3) (1.905) (1.044) (4\,100)$$

$$= 18\,340 \text{ kg.}$$

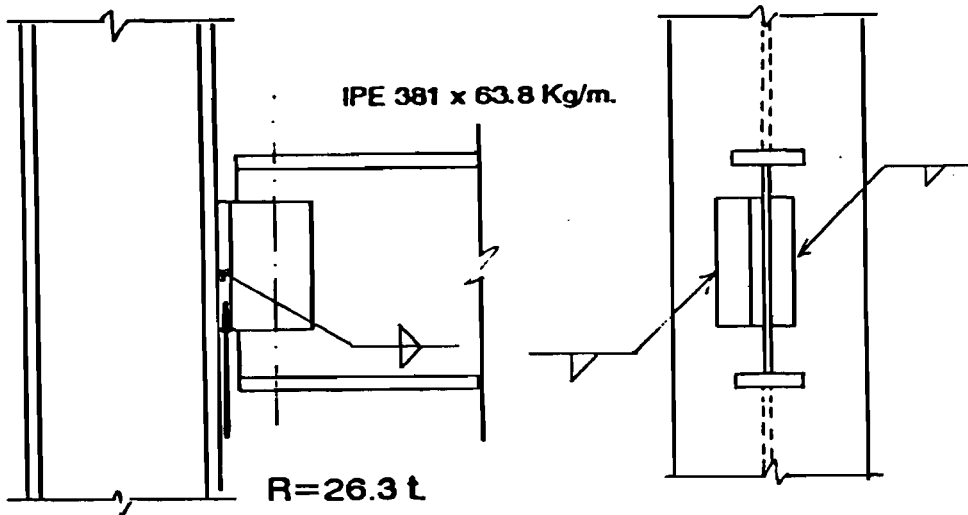
$$n(F_R R_N) = 5(18\,340) = 91\,700 \text{ Kg} > 26\,300 \text{ Kg}$$

Como el alma de la te es de un espesor mayor, no se revisa su capacidad de aplastamiento.

9. Como la viga no está despatinada, no es necesario revisar la falla por bloque de cortante.

El detallado de la conexión diseñada se muestra en la figura siguiente.

Conexión con te estructural



Detallado de la conexión

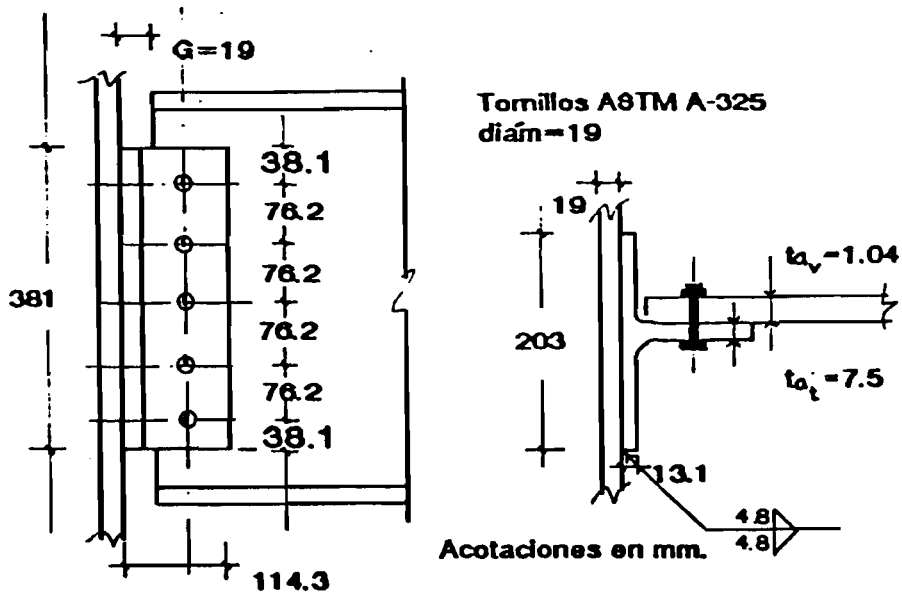


Fig. del ejemplo 4.2

4.5 Conexiones con angulares en el alma.

4.5.1 Conexión con ángulos dobles en el alma.

Una conexión con dos ángulos en el alma es una unión simple cuyos elementos básicos de conexión son dos angulares colocados a los dos lados del alma, con las alas soldadas ó atornilladas a ésta y al elemento soportante (columna ó viga, fig. 4.9)

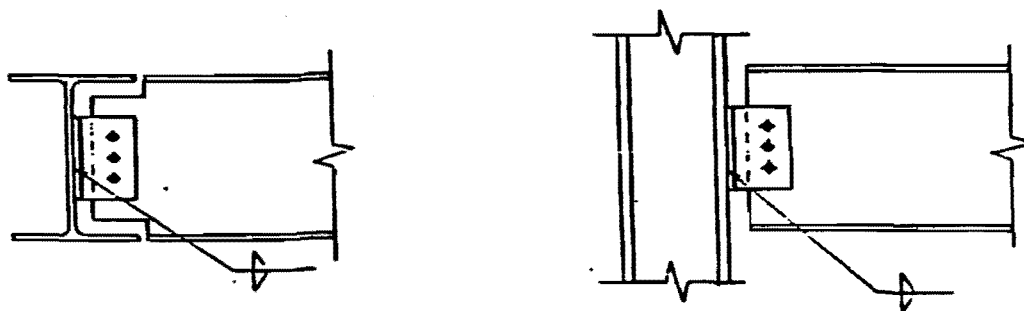


Fig. 4.9 Conexiones típicas con angulares en el alma.

4.5.1.1 Comportamiento momento-rotación.

La capacidad de rotación de estas conexiones es regida en gran medida por la capacidad de deformación de los ángulos (fig. 4.10), de donde proviene la mayor parte de la rotación de la conexión; la deformación de los conectores juega un papel menor. Para minimizar la resistencia rotacional, el espesor del angular debe mantenerse en un mínimo y se debe tener una separación relativamente grande entre el alma de la viga y el miembro en que se apoya (ref. 16).

En la figura 4.11 se muestra un diagrama típico momento-rotación obtenido de un ensaye, en una investigación efectuada en conexiones con dos ángulos por alma. En esta prueba el talón de los ángulos en el lado de tensión empezó a separarse del patín de la columna para un momento de 3000 kg-cm., mientras el otro extremo permanecía en contacto con la columna. La fluencia de los ángulos disminuye la resistencia rotacional. Después de que el patín de compresión de la viga hace contacto con el patín de la

columna, se incrementa el momento resistente de la conexión. La falla ocurre por fluencia excesiva y desgarramiento o ruptura de los ángulos (ref. 16).

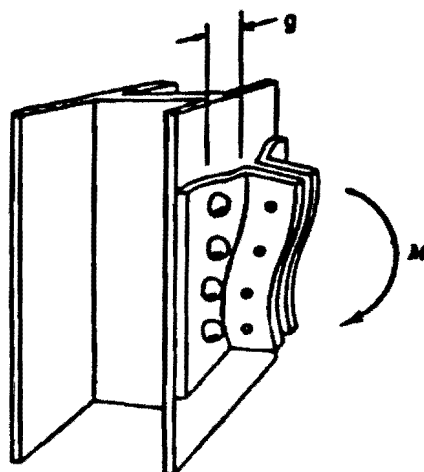


Fig. 4.10 Deformación de angulares de conexión en el alma.

De esta serie de pruebas se llegó a la conclusión de que las conexiones viga a columna con angulares en el alma ofrecen cierta resistencia a la rotación de los extremos de las vigas. Esta restricción parcial, relativamente pequeña, se estima en alrededor del 10% del momento de empotramiento proporcionado por una conexión rígida resistente al momento.

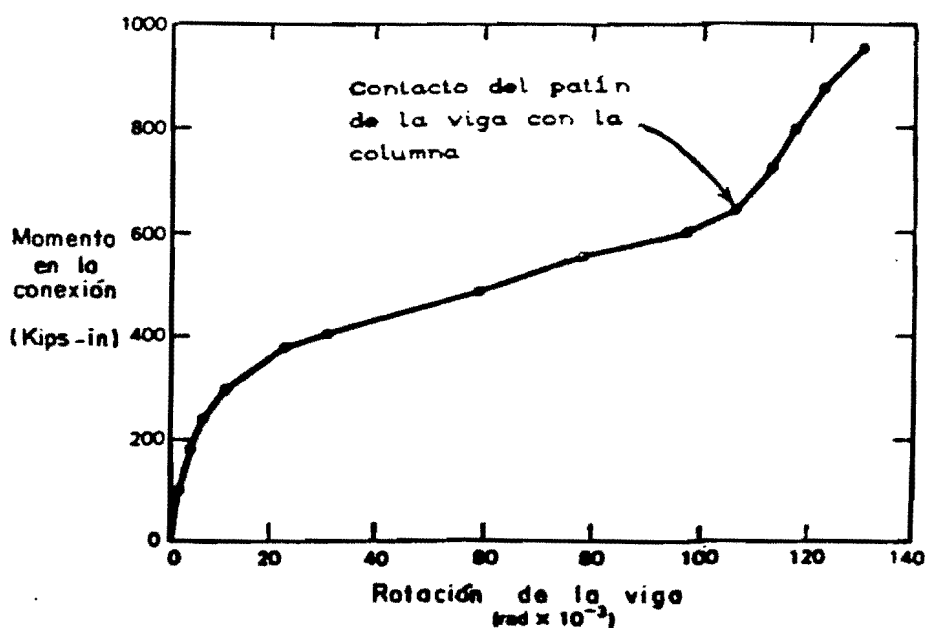


Fig. 4.11 Comportamiento carga-deformación de conexiones con dos ángulos por alma.

4.5.1.2 Estados límite y procedimiento de diseño.

Las conexiones con angulares en el alma se revisan únicamente para su capacidad por cortante, despreciando el momento, que es relativamente pequeño. Se considera en lo siguiente la conexión con angulares soldados al patín de la columna y atornillados al alma de la viga, para la cual se presentan los siguientes estados límite de resistencia.

1. Falla por cortante de los tornillos.
2. Falla de la soldadura que conecta al patín de la columna.
3. Fluencia por cortante en el área total de los angulares.
4. Fractura por cortante en el área neta de los angulares.
5. Falla por aplastamiento del alma de la viga o el angular.
6. Falla por bloque de cortante cuando la viga está despatinada.

Los tornillos o soldaduras se suponen sujetos solamente a fuerzas cortantes; sin considerar las tensiones introducidas por la deformación de los angulares (fig 4.10). Sin embargo, debe incluirse el efecto de las fuerzas cortantes que actúan excéntricamente, a menos que la distancia sea pequeña. La suposición usual es la de considerar el grupo de tornillos en el alma sujetos a cortante excéntrico (fig 4.12).

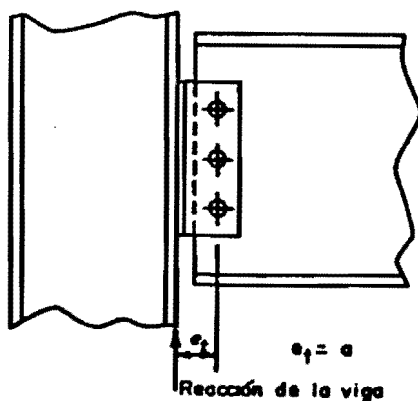


Fig 4.12 Cortante excéntrico en el grupo de tornillos.

La revisión de las distancias de los tornillos al extremo y a los bordes de los ángulos y de la viga permite establecer el tipo de comportamiento que se muestra en la figura 4.13. Los tornillos

superiores tienden a empujar el material del alma de la viga hacia el extremo de ésta, y los tornillos inferiores lo empujan hacia el borde de los ángulos. Es conservador usar la distancia e_1 en la revisión de la capacidad de aplastamiento del alma de la viga, y la menor de las distancias e_2 y e_3 para los ángulos.

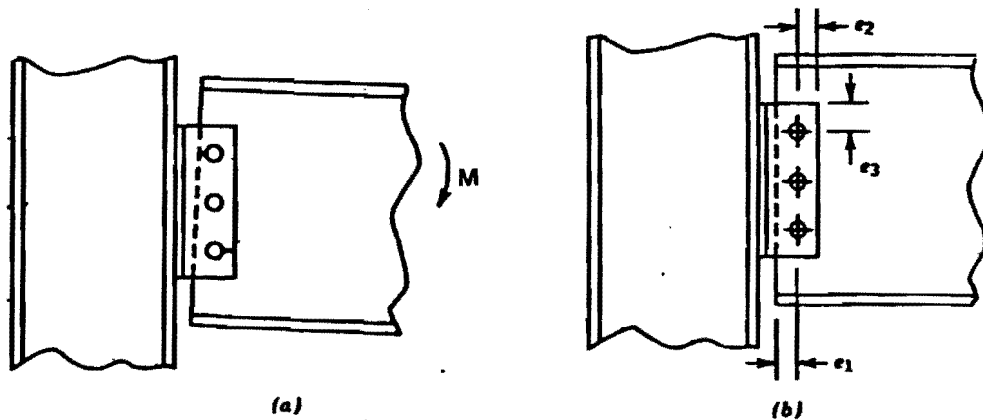


Fig. 4.13 Efecto de la rotación de la viga en los tornillos
a) real, b) idealizada.

Las expresiones para la revisión de los distintos estados límite, en formato DFCR, son las siguientes:

1. Falla por cortante de los tornillos.

Se propone que los tornillos que conectan al alma se diseñen para cortante excéntrico, producido por la reacción factorizada de la viga, con una excentricidad igual a la distancia a la línea de soldadura que conecta al patín. Así los tornillos se diseñan para el efecto combinado de V_u y V_{ue} , con $e_t = a$ (fig. 4.12).

2. Falla de la soldadura.

La soldadura con el patín de la columna se diseña también por cortante excéntrico, como en las conexiones simples anteriores.

3. Fluencia por cortante en el área total de los angulares.

Al igual que para las conexiones simples tratadas antes, en la formulación de la ecuación de diseño sólo se considera la fuerza cortante, despreciándose el pequeño momento flexionante.

$$V_u \leq F_v V_N \quad (\text{Ecs. 4.7})$$

donde:

$$V_N = F_v A_t, \quad F_v = 0.6 F_y$$

$$A_t = 2 L_a t_a \quad \text{y} \quad F_r = 0.90$$

4. Fractura por cortante en el área neta de los angulares.

Se calcula al considerar el área neta de cortante de los angulares, la ecuación siguiente define el estado límite:

$$V_u \leq F_R V_N \quad (\text{Ecs. 4.8})$$

donde :

$$V_N = F_v A_{nc}$$

$$A_{nc} = 2[L_a - n(d_t + 0.15)]t_a$$

$$F_v = 0.60 F_u \quad \text{y} \quad F_R = 0.75$$

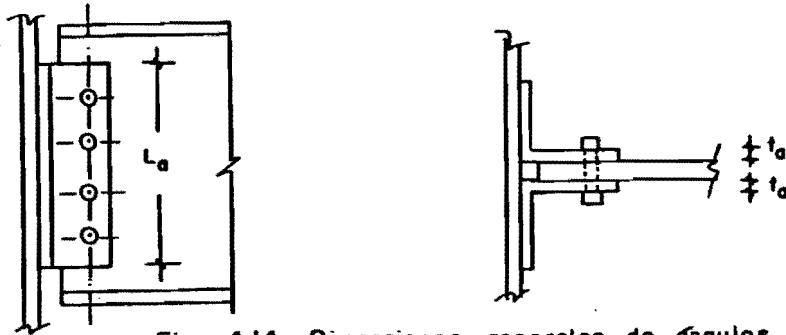


Fig. 4.14 Dimensiones generales de ángulos de conexión

5. Falla por aplastamiento del alma de la viga o del ala del angular.

Nuevamente, lo que se recomienda es que las distancias al borde, vertical u horizontal, sean al menos de 1.5 veces el diámetro de los tornillos, y que la distancia entre éstos cumpla con la mínima que establece el reglamento que se use para el diseño ($3d_t$, en el RDF), ó para tornillos hasta de 25 mm., usar la separación de 76 mm. (3") que permite el empleo de las ayudas de diseño de AISC-LRFD, y que fue la utilizada en las pruebas de estas conexiones; se deberá satisfacer la relación:

$$n(F_R R_N) \geq V_u \quad (4.10)$$

Se calcula R_N para la placa de menor espesor, el alma ó el ángulo, que será la que defina la resistencia para este estado límite.

6. Falla por bloque de cortante.

Cuando la viga está despatinada, es posible el modo de falla por bloque de cortante, que consiste en la remoción de un bloque de material, por una combinación de fuerzas de cortante y de tensión, por la rotación relativa de la viga respecto a los ángulos (fig. 4.15). Las especificaciones AISC-LRFD utilizan un modelo conservador para calcular la resistencia del bloque de cortante, en el cual al ocurrir la fractura en un plano, la

resistencia se pierde, y la fuerza total debe ser soportada por el plano perpendicular. Pueden calcularse dos valores de resistencia para la falla por bloque de cortante:

1. La resistencia por fractura en la sección neta de tensión con la fluencia por cortante en la sección total del plano de corte.

$$F_R(0.6F_yA_{tc} + F_uA_{nt}) \quad (4.21)$$

2. La resistencia de fractura por cortante en el área neta combinada con la fluencia del área total de tensión.

$$F_R(0.6F_uA_{nc} + F_yA_{tt}) \quad (4.22)$$

donde:

$$F_R = 0.75$$

A_{tc} = Área total en cortante.

A_{tt} = Área total en tensión.

A_{nc} = Área neta en cortante.

A_{nt} = Área neta en tensión.

La resistencia para este estado límite es la mayor de las dos fuerzas calculadas.

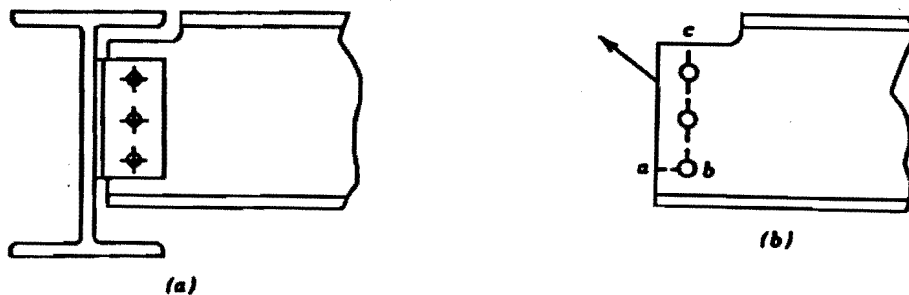


Fig. 4.15 Efecto del recorte del patín en la falla de la viga

a) real, b) bloque de cortante idealizado.

4.5.1.3 Recomendaciones para el dimensionamiento de la conexión.

El grueso de los ángulos no debe ser excesivo; para lograr la flexibilidad de la conexión, son adecuados espesores de 3/8" a 5/8", como máximo, que no ofrecen gran resistencia a la rotación de la viga. Los angulares de espesores pequeños pueden desarrollar, generalmente, la resistencia a cortante de los tornillos de tamaño usual.

El peralte de los angulares de conexión puede ser mucho menor que el de la viga soportada, pero en aquellos casos en que deban proporcionar apoyo lateral a la viga, su peralte debe ser suficiente para ello, por lo que al hacer a un lado los requisitos de resistencia, se sugiere que la longitud mínima del ángulo de conexión sea al menos la mitad de la distancia libre entre la terminación de la curva o de la soldadura de unión entre el alma y los patines de vigas no recortadas (fig. 4.14) para proporcionar apoyo lateral y estabilidad durante el montaje.

Como en las conexiones anteriores, es adecuado utilizar las ayudas de diseño que se encuentran en el manual AISC-LRFD para la revisión de los estados límite de resistencia.

La aplicación de los conceptos anteriores se efectuará con el diseño de la conexión siguiente:

Ejemplo 4.3

CONEXIONES SIMPLES.	Conexión con dos ángulos al alma.
---------------------	-----------------------------------

Datos:

Perfil de la viga:

IPR de 457 x 112.9 kg/m.

$t_a = 1.08$ cm. tipo de sección: compacta.

Material

Acero A-36.

Soporte:

Patín de columna $t_p = 1.73$ cm

Reacción:

32 430 kg (Carga factorizada).

Tornillos:

ASTM A-325. de $\phi = 19$ mm.

Distancia entre tornillos 76.2 mm.

Dist. mínima al borde

31.75 mm. (1 1/4").

Excentricidad de

Tornillos ($e_t = a$)

76.2 mm.

Soldadura

De filete con electrodos E70xx

Patín:

Sin recortar

Objetivo: Diseñar una conexión con dos angulares en el alma, para transferir la reacción de la viga a la columna soportante.

Solución:

1. Se estima el número de tornillos a partir de la fuerza

cortante.

$$R_u = V_u = 32\ 430\ \text{kg.}$$

$$\text{Area de un tornillo de } 1.905\ \text{cm} = 2.85\ \text{cm.}^2$$

De la tabla 5.3.2 de las NTC RDF de estructuras metálicas, se tiene: $F_r F_v = 0.65 (3800) = 2470\ \text{kg/cm}^2$ (Conexión crítica por aplastamiento, cuerda incluida en los planos de corte).

$$\begin{aligned} \text{Capacidad en cortante doble de cada tornillo} &= 2A_t F_r F_v = \\ &= 2(2.85)(2470) = 14\ 080\ \text{kg.} \end{aligned}$$

$$\text{Número requerido de tornillos} = 32\ 430 / 14080 = 2.3$$

Tentativamente se consideran 3 tornillos.

Se revisa si los 3 tornillos pueden tomar el momento en la línea de atornillado, $e_t = a = 7.62\ \text{cm}$. Mediante la tabla X de las ayudas de diseño de conexiones del Manual AISC-LRFD, para 0° , se tiene: $C = 1.77$ para $n = 3$, así el cortante resistente del grupo de tornillos con la carga excéntrica es $R_v = 1.77(14\ 080) = 24\ 922 < 32\ 430\ \text{kg.}$, por lo que se requieren más tornillos; de la misma tabla, para $n = 4$ se tiene $C = 2.83$, y el cortante resistente del grupo de tornillos es $R_v = 2.83(14\ 080) = 39\ 846\ \text{kg}$, $39\ 846 > 32\ 430\ \text{kg}$. Son adecuados cuatro tornillos.

Usar 4 tornillos ASTM A-325 de 19 mm. de diám.

2. Area total requerida para los angulares, al considerar la fluencia por cortante en la sección.

$$A_t / 2 = V_u / 2F_r F_v = 32\ 430 / (2 \times 0.60 \times 2530) = 11.87\ \text{cm}^2$$

Con angulares con espesor de 0.635 cm. (1/4"),

$$\text{La longitud mínima del angular será } L_a = 11.87 / 0.635 = 18.7\ \text{cm.}$$

La longitud necesaria, al considerar el espaciamiento de los tornillos y las distancias a los bordes superior e inferior, es:

$$2(31.75) + 3(76.2) = 292.1\ \text{mm.} \quad 292.1 > 187\ \text{mm.}$$

$$\begin{aligned} \text{El ancho mínimo de las alas del angular será de } &76.2 + 31.75 = \\ &= 107.95\ \text{cm.} \end{aligned}$$

Usar ángulos de 102 x 6.35 mm. con longitud de 304.8 mm.

3. Fluencia por cortante en el área total.

$$V_o = A_t F_r F_v = 2(L_a t_a) F_r F_v$$

$$V_o = 2(29.21 \times 0.635)(0.90)(0.60 \times 2530) = 50\ 680\ \text{kg.}$$

50 680 > 32 430 kg.

4. Resistencia de diseño de fractura por cortante en el área neta del ala del angular.

$$V_{nc} = 2 A_{nc} F_R F_v$$

$$V_{nc} = 2 [L_a - n(d_t + 0.15)] t_a F_R F_v$$

$$V_{nc} = 2 [29.21 - 4(1.905 + 0.15)] (0.635) (0.75 \times 0.60 \times 4100) \\ = 49\ 182\ \text{kg.} > 32\ 430.$$

5. Diseño de la soldadura de filete para el efecto combinado de cortante y momento, usando las ayudas de diseño.

$$V_o = 49\ 182\ \text{kg}, M = V_o e = V_o a = 49\ 182 \times 7.62 = 374\ 766\ \text{kg-cm.}$$

Al utilizar la tabla XVIII del Manual AISC-LRFD, cargas excéntricas en grupos de soldaduras, coeficientes C, al hacer las conversiones a unidades inglesas, se tiene que la soldadura requerida para la junta es:

$$P_u = C C_1 D l, \text{ con } k = 0, \text{ y } a = 0.25, l = 12''$$

se obtiene $C = 2.064$, $C_1 = 1$ (Electrodos E70xx) entonces

$$D = P_u / (C \times C_1 \times l) = (49\ 182 / 454) / (2.064 \times 1 \times 12)$$

$$= 4.37\ \text{dieciseisavos. Usar soldadura de } 6.35\ \text{mm (1/4'')}$$

6. Capacidad por aplastamiento. Para el ala de los angulares.

$$t_a = .635\ \text{cm.}$$

$$F_R R_n = (0.75) 2.4 d t F_u = (0.75) (2.4) (1.905) (0.635) (4\ 100)$$

$$= 8\ 930\ \text{kg}$$

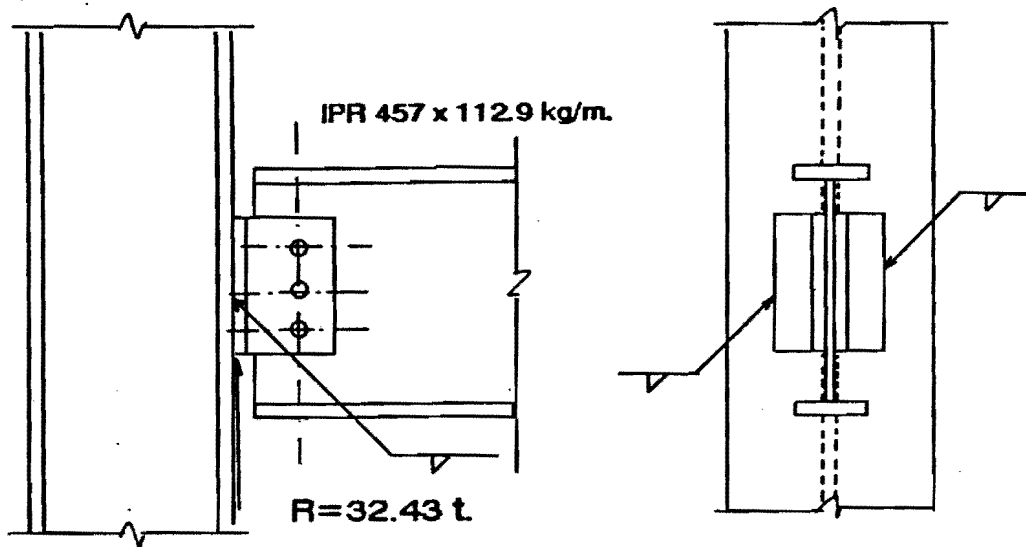
$$n(F_R R_n) = 2 (4) (8\ 930) = 71\ 440\ \text{Kg} > 32\ 430\ \text{Kg}$$

Como el alma de la viga es de un espesor mayor, no se revisa su capacidad de aplastamiento.

9. Como la viga no tiene el patín recortado, no es necesario revisar la falla por bloque de cortante.

El detallado de la conexión diseñada se presenta en la figura siguiente.

Conexión con angulares por alma



Detallado de la conexión

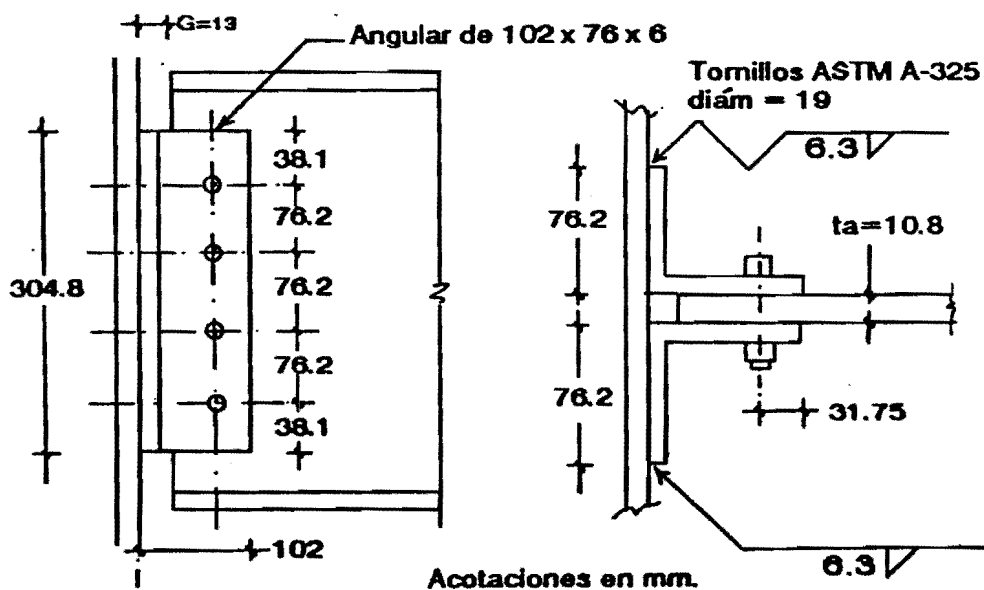


Fig. del ejemplo 4.3

4.5.2 Conexión con ángulo sencillo a un lado del alma.

De la necesidad de una conexión que facilitara el montaje, tuviera ductilidad adecuada y capacidad estructural suficiente, se llegó al ángulo sencillo a un solo lado del alma de la viga. La forma más adecuada de conexión con ángulo sencillo consiste en soldar el ángulo a la columna en el taller y atornillar la viga en obra, aunque según las condiciones particulares del diseño, la conexión puede ser atornillada o soldada en ambas alas del angular.

4.5.2.1 Comportamiento

La referencia 17 describe una investigación experimental sobre el comportamiento de uniones con ángulo a un solo lado del alma, en las que se utilizaron tornillos de alta resistencia ($\phi=19\text{mm.}$) en el ala que conecta al alma y soldadura al elemento de soporte. Básicamente el interés fue el de conocer el comportamiento a la falla. El angular fue el mismo en todos los ensayos ($4''\times 3''\times \frac{3}{8}''$), pero se cambió el número de tornillos, desde 2 hasta 12. Las acciones consistieron en la aplicación simultánea de 2.5 veces el cortante máximo de los tornillos y una rotación máxima de 0.024 radianes. La fabricación de los especímenes fue normal, sin cuidados especiales para los filetes de soldadura. Los resultados obtenidos reflejan que el comportamiento de todas las juntas ensayadas fue básicamente similar, ya que soportaron la carga impuesta con rotación máxima, sin signos visibles de pérdida de capacidad (fig. 4.16).

Se estableció una correlación Momento-cortante con los datos obtenidos de las diferentes series de pruebas, obteniéndose la siguiente función exponencial

$$M = 0.000435 V^{2.75}$$

en la cual M = momento en la línea de atornillado, en Kilolibras por pulgada, y V el cortante, en Kilolibras.

Las conclusiones del estudio fueron las siguientes:

1. El factor de seguridad para los tornillos y las soldaduras es mayor de 2.5.
2. Pueden alcanzarse las rotaciones del orden de 0.024 radianes en todas las conexiones, desde 2 hasta 12 pernos.
3. Parte de la flexibilidad se produce por la rotación de la

viga soportada, respecto al ángulo de conexión, hasta para rotaciones de alrededor de 0.015 radianes, incrementándose por la deformación del ángulo.

4. Los momentos desarrollados en la línea de atornillado pueden estimarse con la expresión propuesta.

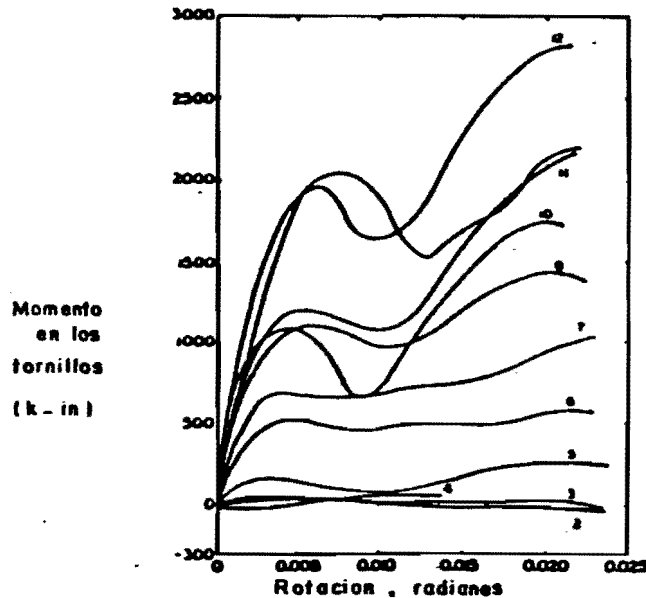


Fig. 4.16 Curvas momento-rotación para conexiones con un solo ángulo por alma.

4.5.2.2 Estados Límite.

Al considerar la similitud de funcionamiento con las conexiones simples tratadas anteriormente, se pueden considerar los mismos estados límite que para la conexión con dos ángulos en el alma, tratada en el punto anterior.

1. Falla por cortante de los tornillos.

Se propone que los tornillos que conectan el alma de la viga se diseñen para cortante excéntrico; con V_u y momento $V_u e_t$.

2. La soldadura que conecta al patín de la columna se diseña también por cortante excéntrico, como en las conexiones simples anteriores, pero con momento torsionante, por la excentricidad en el plano de contacto con el patín.

3. Fluencia por cortante en el área total de los angulares.

Se usa la ecuación de diseño 4.7; se considera solamente la fuerza cortante, y se desprecia el pequeño momento flexionante.

4. Fractura por cortante en el área neta de los angulares.

Se calcula el área neta de cortante de los angulares,

mediante la ecuación de diseño 4.8.

5. Falla por aplastamiento del alma de la viga o del ala del angular.

Se deben cumplir las distancias mínimas a los bordes, y entre tornillos, como en el caso de las conexiones con dos ángulos; se debe satisfacer la ecuación de diseño 4.10; se calcula R_n para la placa de menor espesor, el alma o el ángulo, que será la que defina la resistencia para este estado límite.

Se revisa con un ejemplo la aplicación de los conceptos anteriores y el empleo de las ayudas de diseño correspondientes; cabe mencionar que en las ayudas de diseño se permite la sustitución de soldaduras por tornillos, ó viceversa, con algunas modificaciones al procedimiento de aplicación (Manual AISC-LRFD, pag. 5-35).

Ejemplo 4.4

CONEXIONES SIMPLES.	Conexión con un solo ángulo por alma.
---------------------	---------------------------------------

Datos: se consideran los mismos datos de la conexión diseñada en el ejemplo 4.3, a excepción de los tornillos, que en este caso son de $\phi = 22.2$ mm.

Objetivo: Diseñar la conexión con un angular al alma, para transferir la reacción factorizada de la viga.

Solución:

1. Se estima el número de tornillos a partir de la fuerza cortante $R_u = V_u = 32\ 430$ kg.

Area de un tornillo de 2.22cm. = 3.88 cm.²

De la tabla 5.3.2 de las NTC RDF de estructuras metálicas, se tiene: $F_u F_v = 0.65 (3800) = 2470$ kg/cm.² (Conexión crítica por aplastamiento, cuerda incluida en los planos de corte).

Capacidad en cortante simple por tornillo = $A_t F_u F_v = (3.88) (0.65 \times 3\ 800) = 9\ 580$ kg.

Número requerido de tornillos = $32\ 430 / 9\ 580 = 3.4$

Tentativamente se consideran 4 tornillos.

Se revisa si los 4 tornillos pueden tomar el momento en la línea de atornillado, $e_t = 7.62$ cm. Al utilizar la tabla X de las ayudas de diseño de conexiones del Manual AISC-LRFD, para 0°, se

tiene: $C = 2.83$ para $n = 4$, así el cortante resistente del grupo de tornillos con la carga excéntrica es $R_v = 2.83(9\ 580) = 27\ 111 < 32\ 430$ kg., se requiere aumentar el número de tornillos. De la misma tabla, para $n = 5$, $C = 3.91$, el cortante resistente es de $3.91(9\ 580) = 37\ 458$ kg $> 32\ 430$ kg. Son adecuados 5 tornillos

Usar 5 tornillos ASTM A-325 de 22 mm. de diám.

2. Area total requerida para el angular, con la fluencia por cortante en la sección.

$$A_t = V_u / F_u F_v = 32\ 430 / (0.90)(0.60 \times 2530) = 23.74 \text{ cm}^2$$

Al usar un angular con espesor de 0.95 cm. (3/8"), su longitud será $L_a = 23.74 / 0.95 = 25$ cm.

La longitud necesaria, considera el espaciamiento de los tornillos y las distancias a los bordes superior e inferior, es: $2(3.175) + 4(7.62) = 36.83$ cm. $36.83 > 25$ cm.

El ancho mínimo de las alas del angular será de $7.62 + 3.175 = 10.795$ cm.

Usar ángulos de 102 x 6.35 mm. con longitud de 368.3 mm.

3. Fluencia por cortante en el área total.

$$V_o = A_t F_u F_v = (L_a t_a) F_u F_v$$

$$V_o = (36.83 \times 0.95)(0.90)(0.60 \times 2530) = 47\ 801 \text{ kg.}$$

$$47\ 801 > 32\ 430 \text{ kg.}$$

4. Resistencia de diseño de fractura por cortante en el área neta del ala del angular.

$$V_{nc} = A_{nc} F_u F_v$$

$$V_{nc} = [L_a - n(d_t + 0.15)] t_a F_u F_v$$

$$V_{nc} = [36.83 - 5(2.22 + 0.15)](0.95)(0.75 \times 0.60 \times 4100) = 43\ 784 > 32\ 430 \text{ kg.}$$

5. Diseño de la soldadura de filete para el efecto del cortante excéntrico, en el plano de la soldadura.

$$R_o = 43\ 784 \text{ kg} \quad M_x = V_o e_x = V_o a = 43\ 784 \times 7.62 =$$

$$= 333\ 634 \text{ kg-cm.}, \quad M_y = V_o e_y = 43\ 784 \times 5.1 = 223\ 298 \text{ kg-cm.}$$

Se utiliza el método elástico, ya que la soldadura se encuentra sujeta a fuerza cortante excéntrica en el plano del patín de la columna y del alma de la viga; al considerar soldadura de filete

en todo el contorno del ángulo, y con $t_s = 1$ cm, se tienen los siguientes valores:

$I_{e_x} = 15\,245\text{ cm}^4$, $I_{e_y} = 2\,100\text{ cm}^4$, los esfuerzos elásticos son $f_v = V_o/A_t = 43\,784 / (2 \times 36.83) = 465\text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_x = (M_x c) / I_x = 333\,634 \times 18.415 / 15\,245 = 403\text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_y = (M_y c) / I_y = 223\,298 \times 5.1 / 2\,100 = 542\text{ kg/cm}^2$.

$f_r = (f_v^2 + \sigma_x^2 + \sigma_y^2)^{0.5} = 820\text{ kg/cm}^2$; por tanto el tamaño de soldadura requerido es de $820 / 1567 = 0.523\text{ cm}$.

Usar soldadura E70xx de 6.3 mm.

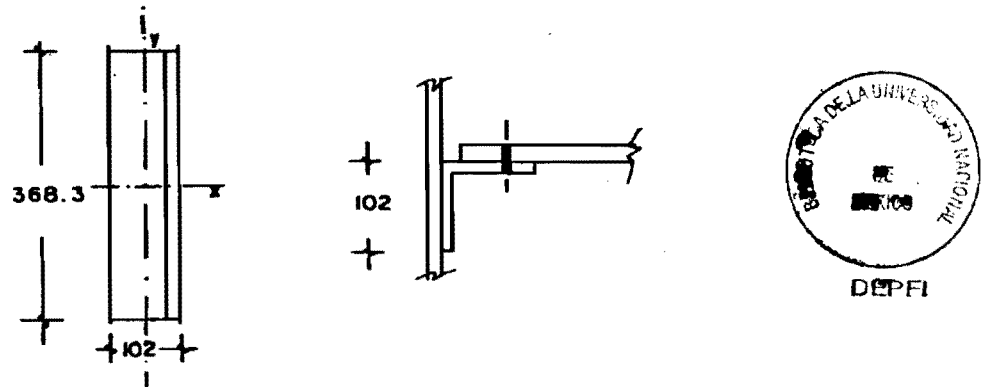


Fig. 4.16 Contorno de la soldadura del angular.

6. Capacidad por aplastamiento. Para el ala de los angulares.

$t_a = .95\text{ cm}$.

$F_x R_n = (0.75) 3 d t F_u = (0.75) (3) (2.22) (4\,100) = 20\,479\text{ kg}$.

$n(F_x R_n) = (5) (20\,479) = 102\,394\text{ kg} > 32\,430\text{ kg}$.

Como el alma de la viga es de un espesor mayor, no se revisa la capacidad de aplastamiento.

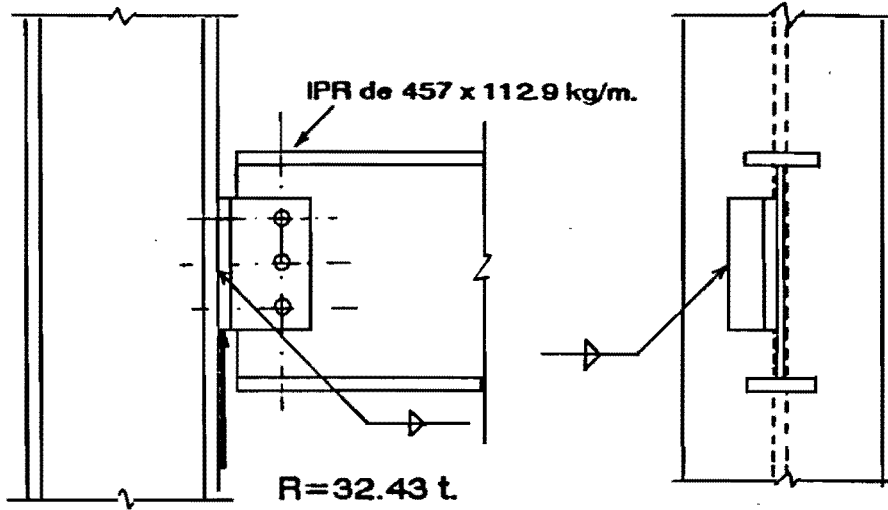
7. Como la viga no tiene el patín recortado, no es necesario revisar la falla por bloque de cortante.

El detalle de la conexión diseñada se muestra en la figura de la siguiente página.

La capacidad de varias disposiciones de conexiones con angulares en el alma de la viga se encuentran calculadas en la parte 5 del Manual AISC-LRFD, donde se incluyen algunos ejemplos de aplicación.



**Conexión con angular
a un lado del alma**



Detalle de la conexión.

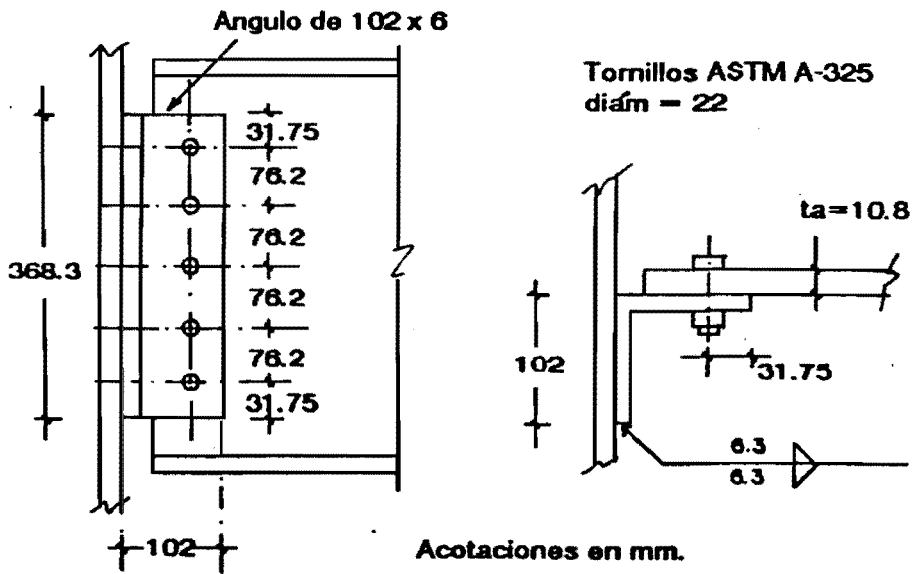


Fig. del ejemplo 4.4

5. Conexiones de vigas con ángulos de asiento.

Las conexiones de asiento de vigas se utilizan para proporcionar una conexión simple viga-columna; la viga se asienta sobre un angular conectado a un patín o al alma de la columna. Para proporcionar estabilidad se coloca un ángulo que conecta la parte superior de la viga, ya sea desde su patín o desde la parte superior del alma, al patín o al alma de la columna. Una conexión típica se muestra en la fig 5.1.

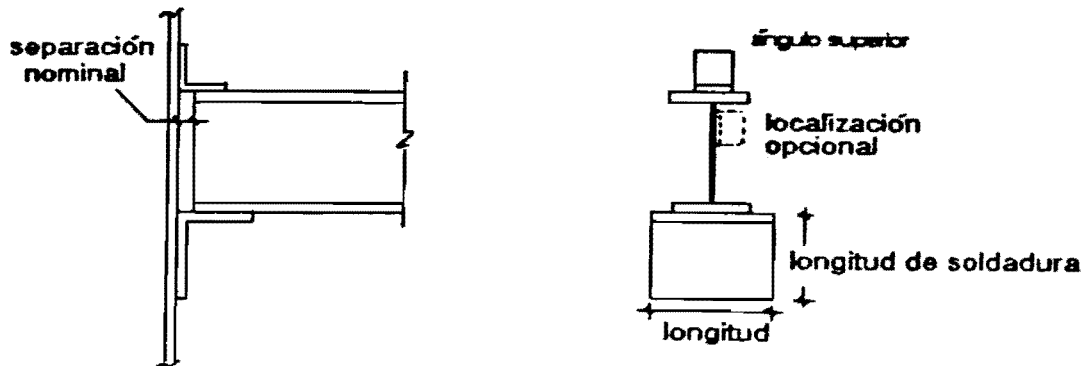


fig 5.1 Conexión con ángulo de asiento

Como toda conexión, la conexión de asiento de viga debe tener suficiente resistencia ante carga vertical para soportar a la viga en forma segura, para lo cual se requiere que el ángulo de apoyo tenga la resistencia a la flexión necesaria para transferir la reacción de la viga a las soldaduras o a los tornillos que lo conectan a la columna.

En general, la capacidad de los tornillos en este tipo de conexiones se calcula con base solamente en la fuerza cortante, mientras que la capacidad de la soldadura se verifica al considerar la combinación del cortante con los esfuerzos adicionales producidos por la excentricidad de aplicación de la carga.

Las conexiones con angulares de asiento pueden utilizar ángulos sin atiesamiento cuando las cargas son ligeras, o requerir atiesamiento, cuando se utilicen para la transferencia de cargas con las que la capacidad a la flexión del ala de asiento sea insuficiente.

La posición exacta de la reacción, la localización de la sección crítica en flexión y la distribución del momento flexionante a lo largo de la sección del ángulo son indeterminadas; se utiliza un modelo de comportamiento, que se presenta en lo que sigue.

5.1. Conexiones con angulares de asiento no atiesados.

Una de las conexiones simples más sencillas es la de ángulo de asiento no atiesado; deriva su sencillez de su facilidad de fabricación y de montaje de las vigas en obra, aunque las cargas que puede soportar son relativamente ligeras. El ángulo puede soldarse o atornillarse al patín o al alma de la columna, al igual que la viga al asentar sobre él. La conexión más fácil de manejar en obra es la que utiliza los angulares soldados en el taller al patín de las columnas, y las vigas atornilladas al apoyar en el asiento.

Las conexiones de asiento de vigas, han sido utilizadas por muchos años; y tradicionalmente se han diseñado usando tablas de resistencias calculadas, al igual que muchas de las conexiones simples. En el caso del diseño por factores de carga y resistencia, el Manual AISC tiene una serie de ayudas de diseño que pueden ser empleadas para el dimensionamiento de este tipo de conexiones.

5.1.2 Observaciones sobre el comportamiento de conexiones con angulares de asiento.

En ensayos efectuados en un estudio que se describe en la referencia 18 se comparó la capacidad de carga de conexiones a ángulo de asiento, críticas por pandeo del alma, con ángulo auxiliar superior conectado al patín columna; con la capacidad de la conexión, pero con angulares colocados a ambos lados del alma de la viga, sin conexión a ésta, conectados al patín de la columna, en lugar del ángulo auxiliar, con el fin de proporcionar apoyo lateral y garantizar la estabilidad de la viga. Se obtuvo que la capacidad de carga se incrementa de un 8 a un 30% cuando se conectan los ángulos auxiliares a la parte superior de la viga, sin embargo no existen datos experimentales suficientes para garantizar un modelo menos conservador que el que se utiliza

actualmente. La falla por pandeo del alma presenta fluencia del acero y grandes deformaciones permanentes.

Los angulares de asiento no atiesados pueden alcanzar adecuadamente la fluencia sin presentar fractura. La conexión es capaz de desarrollar la demanda de rotación del extremo de la viga sin presentar problemas. Los medidores de deformación mostraron que la fluencia empieza cerca del inicio del doblez del ala del angular, para ángulos atornillados a la columna. Las deformaciones medidas nunca excedieron de .005 cm/cm en las fibras exteriores, menores que la deformación para endurecimiento por deformación del acero.

El procedimiento de diseño actual para este tipo de conexiones es adecuado, ya que al partir de la carga actuante, se puede obtener un angular con amplia capacidad de rotación y resistencia.

5.1.3 Estados límite.

Para el diseño de conexiones con angulares de asiento no atiesados se consideran los siguientes estados límite:

1. Fluencia local del alma de la viga en el apoyo
2. Fluencia por flexión en el angular.
3. Falla por cortante de los tornillos ó
4. Falla por cortante de los filetes de soldadura.
5. Falla por pandeo o arrugamiento del alma.

A continuación se describen brevemente cada uno de los estados límite y se proporcionan las expresiones para su revisión en el formato de resistencia.

1. Fluencia local del alma de la viga en el apoyo.

Las cargas y reacciones concentradas en longitudes cortas del patín son resistidas mediante esfuerzos de compresión en zonas reducidas del alma. Si la longitud de aplicación es muy corta, se producirán concentraciones de esfuerzos que pueden causar la fluencia del alma en la dirección vertical. Existen varias maneras de evitar la falla por fluencia local del alma: una es proporcionar atiesamiento vertical, para transmitir la carga al alma gradualmente, lo que evita la concentración de esfuerzos; otra, (posiblemente la más cara) aumentar el espesor del alma y,

por último, aumentar la longitud de apoyo de la carga concentrada, para reducir la intensidad del esfuerzo.

Este tipo de falla del alma se trata básicamente como un problema de esfuerzos. Se supone que la fuerza del apoyo se distribuye uniformemente en una longitud de alma igual a $N + 2.5k$ (fig 5.2).

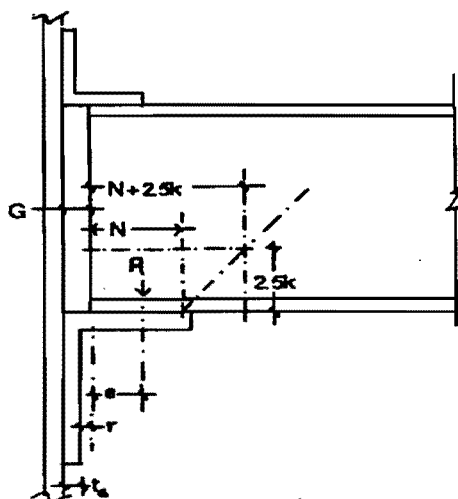


fig. 5.2 Longitud de Asiento de vigas.

En la sección crítica se deberá cumplir la condición de resistencia dada por:

$$F_y \text{ viga} \geq \frac{\phi R}{t_a(N + 2.5k)} \quad (5.1)$$

2. Fluencia por flexión en el angular.

EL ala sobre la que se asienta la viga funciona como un voladizo; la condición que limita su funcionamiento es la fluencia en la sección crítica cuando el momento flexionante alcanza el valor ϕM_p . Se supone que la sección crítica se encuentra en el extremo del filete que forma el radio (r) del dobléz de las alas del angular. Así, esta condición se establece como:

$$M_p = F_y \alpha Z_{\alpha} \quad (5.2)$$

$$M_p = \frac{F_y \alpha L t_a^2}{4} \quad (5.3)$$

Con un factor de resistencia de 0.90 para la resistencia de diseño por flexión, se tiene:

$$\phi M_n \leq 0.90 M_p = 0.255 F_y \alpha L t_a^2 \quad (5.4)$$

La resistencia de diseño por flexión puede ser expresada en términos de la reacción :

$$\phi M_n = \phi (R e) \quad (5.5)$$

Así, la ecuación para el estado límite de flexión es:

$$\phi R = \frac{0.255 F_y a L t_a}{e} \quad (5.6)$$

Los dos estados límite anteriores deben ser considerados simultáneamente, a fin de calcular la capacidad de carga del ángulo de apoyo, por lo que pueden establecerse ecuaciones que los relacionen, en los siguientes casos:

a) Caso I, básico [$2.5k \leq N \leq (\text{ancho}-G)$]

La ecuación siguiente relaciona la excentricidad de R y la longitud de apoyo (fig 5.2)

$$e = N/2 + G - t_a - r \quad (5.7)$$

Se tienen las suposiciones siguientes relativas a la relación anterior: la reacción se localiza en el centro de la longitud de apoyo N, el radio del doblado del angular es r.

Al despejar N de la ecuación 5.1 se tiene

$$N = \frac{\phi R}{F_y v t_a} - 2.5k \quad (5.8)$$

De la ecuación 5.7:

$$N = 2(t_a - G + e + r) \quad (5.9)$$

Al igualar las dos ecuaciones anteriores y al despejar e se llega a

$$e = \frac{\phi R}{2 F_y v t_a} - \frac{5}{4} k + G - t_a - r \quad (5.10)$$

De la sustitución de la ecuación 5.10 en la 5.6 se obtiene:

$$\phi R = \frac{0.255 F_y a L t_a^2}{\frac{\phi R}{2 F_y v t_a} + (G - t_a - r - \frac{5}{4} k)} \quad (5.11)$$

La ecuación anterior puede plantearse como una cuadrática en ϕR , resultando

$$\frac{(\phi R)^2}{2 F_y v t_a} + (\phi R) (G - r - t_a + (5/4) k) - 0.225 F_y a L t_a^2 = 0 \quad (5.12)$$

La ecuación 5.12 se puede resolver para un valor positivo de ϕR ; con él se obtiene la longitud de apoyo de la viga, utilizando la ecuación 5.8, que satisface simultáneamente los estados límite de fluencia vertical del alma y flexión en el ala del angular. De la consideración simultánea de los dos estados límite se derivan tres casos:

a) Caso I [$2.5k < N < \text{ancho} - G$]

Si N es mayor de $2.5k$ y menor que el ancho del ala de apoyo del angular menos la distancia G , se ha encontrado la capacidad máxima de carga y el proceso de solución se ha completado.

b) Caso II [$N < 2.5k$]

Si el valor de N es menor que $2.5k$, se requiere calcular el valor de ϕR suponiendo que la reacción se localiza en el centro de la distancia $(N + 2.5k)$; la única de las ecuaciones anteriores que se afecta es la 5.7, que queda

$$e = (N + 2.5k)/4 + G - t_a - r \quad (5.13)$$

De un planteamiento similar al del caso I, pero al utilizar la ecuación 5.13, se llega a la siguiente expresión cuadrática:

$$\frac{(\phi R)^2}{4 F_y v t_a} + \phi R(G-r-t_a) - 0.255 F_y a L t_a^2 = 0 \quad (5.14)$$

Con ella se calcula ϕR y por sustitución se obtiene el valor de la longitud de asiento. la limitación del caso II no está presente en AISC-LRFD, pero se supone por la misma razón de que N debe ser más grande que k , en el diseño por esfuerzos permisibles.

c) Caso III [$N > \text{ancho} - G$].

Si el valor de N que resulta de la ecuación 5.12 es mayor que el ancho de apoyo del angular menos G , que es la longitud de apoyo disponible, el esfuerzo de flexión calculado con la N original será siempre mayor que el que se calcule con la N nueva. Así, el estado límite que rige el diseño no será el esfuerzo de flexión en el angular, sino la fluencia del alma, que se calcula con:

$$\phi R = (\text{ancho} - G + 2.5 k) F_y v t_a \quad (5.15)$$

Resumen de los casos I, II, III.

La capacidad máxima de carga en ángulos de asiento se calcula como sigue:

1. Se utiliza la ecuación 5.12 del caso I para calcular ϕR y N.
2. Si N es mayor que 2.5k, pero menor que ancho-G, el valor de ϕR obtenido en 1 es correcto y la carga calculada es la adecuada.
3. Si N es menor que 2.5k, se aplica la ecuación 5.14 para calcular un nuevo valor de ϕR y
4. Si N del paso 1 es mayor que ancho-G se aplica la ecuación 5.15 para calcular el valor de ϕR .

El algoritmo que se ha descrito en lo anterior fue usado para generar las ayudas de diseño del manual AISC-LRFD, con el mismo intervalo de variables que en las tablas ASD. El 75% de los casos fueron controlados por la condición del caso II, y el 19% por el caso básico.

En el apéndice A se encuentra el listado de una rutina en Basic para calcular los valores de la capacidad máxima de carga de angulares de asiento.

3. Falla de los tornillos por cortante.

En el diseño de conexiones de angulares de apoyo conectados con tornillos a la columna soportante se considera que los tornillos se encuentran sujetos solamente a la fuerza cortante, despreciándose el efecto del momento que se genera por la aplicación excéntrica de la fuerza. Así, para el estado límite de falla por cortante de los tornillos, la resistencia por corte se calcula con:

$$n(F_x R_N) = n(F_x A_t F_v) \quad (5.16)$$

4. Falla de los filetes de soldadura por cortante.

A diferencia de la conexión con tornillos al patín de la columna, en la que se considera cortante puro en éstos, en el caso de las uniones con soldadura de filete en el ala en contacto con el elemento soportante, las soldaduras se revisan por corte excéntrico, al usar las excentricidades siguientes:

$$\text{Caso I} \quad e_e = G + N/2 \quad (5.17)$$

$$\text{Caso II} \quad e_e = G + (N + 2.5 K) / 4 \quad (5.18)$$

$$\text{Caso III} \quad e_e = (\text{ancho} + G) / 2 \quad (5.19)$$

Cabe hacer notar que las excentricidades utilizadas para la revisión de la capacidad de soldaduras en las ayudas de diseño de angulares de asiento del Manual AISC-LRFD, parecen estar basadas

en la mayor excentricidad posible, ya que utilizan:

$$e_g = G + (1/2)(\text{ancho}-G). \quad (5.20)$$

5. Falla por pandeo o arrugamiento del alma.

Debido a la aplicación de la reacción a través de la placa del patín, puede generarse pandeo vertical o arrugamiento del alma, con pérdida de estabilidad. Este estado límite puede ser verificado mediante la relación siguiente, que aparece como la fórmula K1-5 en el Manual AISC-LRFD.

$$R_n = 68 t_a^2 [1 + 3(N/d)(t_a/t_p)^{1.5}] (F_y v t_p / t_a)^{0.5} \quad (5.21)$$

Si se emplean atiesadores que se extiendan al menos hasta la mitad del peralte de la viga, no es necesario verificar esta condición.

Existen casos en los que la resistencia tabulada en las ayudas de diseño AISC-LRFD para angulares no atiesados excede la capacidad por pandeo del alma de las vigas; ésto puede suceder cuando el espesor de las almas es muy delgado y cuando la longitud de apoyo es pequeña, por lo que es necesario tener en cuenta la resistencia por este estado límite.

5.1.4 Recomendaciones para el dimensionamiento de las conexiones con angulos de asiento.

Las conexiones a angulares de apoyo, con filetes de soldadura, se diseñan para la resistencia del angular, y luego se calculan las soldaduras, como se indicó anteriormente, para el efecto combinado del cortante y la flexión.

Las dimensiones del ángulo superior, o de los ángulos laterales, son arbitrarias, pues no son tomados en cuenta para resistir la carga vertical. Su función es la de proporcionar soporte lateral a la viga, por lo que pueden ser ligeros, para no ofrecer restricción rotacional. En la mayoría de las conexiones, se emplean espesores del orden de 6.3 mm a 9.5 mm.

Los conceptos que se acaban de presentar se aplican enseguida a un ejemplo de diseño.

Ejemplo 5.1

CONEXIONES SIMPLES.	Conexión con angular de asiento.
---------------------	----------------------------------

Datos:

Perfil de la viga:

I estándar de 381 x 63.8 kg/m.

$t_a = 1.044$ cm. tipo de sección: compacta.

Material

Acero A-36.

Soporte:

Patín de columna $t_{pc} = 1.905$ cm.

Reacción:

23 300 kg (Carga factorizada).

Soldadura

De filete con electrodos E70xx.

Patín:

Sin recortar.

Objetivo: Diseñar una conexión con angular de asiento, para transferir la reacción de la viga, la conexión será soldada al patín de la columna.

Solución :

1. Estados límite de fluencia por flexión en el angular y fluencia del alma.

Como se proporciona el valor de la reacción que debe soportar el angular de asiento, primeramente se requiere suponer un espesor suficiente para que la pieza desarrolle la resistencia necesaria; para ésto se utiliza la rutina de cálculo desarrollada, y que se presenta en el apéndice A.

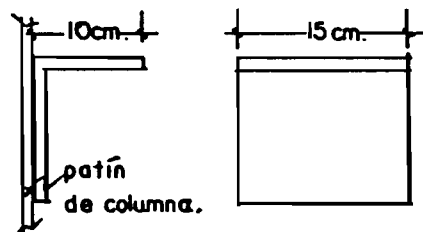
Considerando los datos siguientes:

$k = 3.5$, $F_{yv} = F_{ya} = 2\ 530$ kg/cm²,

$G = 1.27$ cm. $t_a = 1.044$ cm.

Longitud del angular = 15 cm.

Ancho del angular = 10 cm.



Para un angular de 1.905 cm (3/4") de espesor se obtiene una resistencia factorizada ϕR de 23 950 kg > 23 300 kg., que es la sollicitación factorizada de diseño. La resistencia anterior cumple simultáneamente los estados límite de fluencia por flexión en el angular y fluencia del alma por carga uniforme, en la longitud $(N + 2.5k)$.

El espesor del angular puede verificarse mediante la tabla VI (pag. 5-45) del manual AISC-LRFD, donde para un angular de 1.905

cm. (3/4"), al interpolar entre los valores de la resistencia (en Kips) para almas de vigas de 3/8" y de 7/16", se obtiene un valor, convertido a unidades métricas, de 24 015 Kg., para el grueso del alma que se revisa.

2. Estado límite de pandeo del alma de la viga.

Se revisa la resistencia por pandeo del alma con la fórmula 5.21, adaptada a unidades métricas.

$$R_n = 1676.4 t_a^2 [1 + 3(N/d)(t_a/t_p)^{1.5}] (F_{yv} t_p/t_a)^{0.5}$$

Al sustituir valores numéricos en la relación anterior, se obtiene:

$$R_n = 1676.4 (1.044)^2 [1 + 3(0.381/38.1)(1.044/1.58)^{1.5}] (2530 \times 1.58 / 1.044)^{0.5} = 114\ 883 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 114\ 883 = 86\ 162 \text{ kg.} > 23\ 300; \text{ por lo tanto no rige.}$$

3. Soldadura del angular.

La soldadura se calcula para corte excéntrico; como el valor de N se obtuvo del caso II ($N < 2.5k$), la excentricidad de la reacción está dada por :

$$e_s = G + (N + 2.5k) / 4$$

$$e_s = 1.905 + (.318 + 2.5 \times 3.5) / 4 = 4.172 \text{ cm.}$$

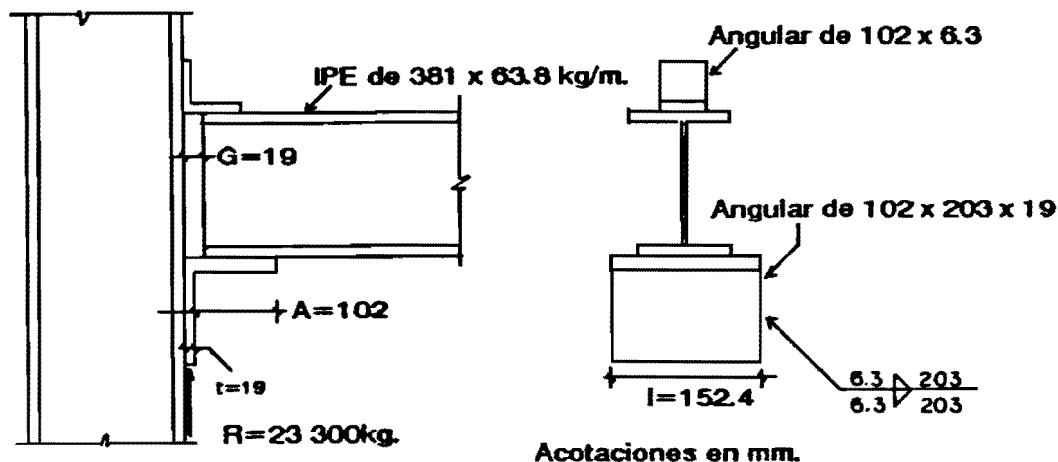
así, $M_{eold} = 23\ 950 (4.172) = 99\ 919 \text{ kg-cm.}$ Al usar la tabla XVIII, para diseño de grupos de soldadura con corte excéntrico, se supone $l = 20 \text{ cm.}$, se tiene:

$$a = .208, \quad k = 0, \quad C = 2.264$$

$$D = (23\ 950/454) / (2.264 \times 1 \times 8) = 2.91 \text{ dieciseisavos.}$$

Para piezas de 1.9 cm de espesor se requiere usar como soldadura mínima filetes de 6.3 mm (1/4"), por lo que la conexión con el angular de asiento ensayado queda como se indica en la figura.

Conexion con ángulo de asiento no atiesado



Acotaciones en mm.

Fig. del ejemplo 5.1

5.2 Conexiones de vigas por apoyo en dos placas en te y en angulares atiesados.

Si las cargas son grandes, la flexión en el ala saliente de un angular de asiento, puede llegar a producir esfuerzos demasiado altos para ser resistidos con los espesores de los ángulos disponibles. En ese caso, las reacciones pueden ser resistidas al reforzar el ángulo de apoyo por medio de atiesadores verticales formados por otros ángulos o placas. En las conexiones de asiento atornilladas pueden utilizarse dos angulares de atiesamiento, en los que se apoya el ala saliente, que se fijan al ala que conecta al patín de la columna (fig 5.3). Cuando la conexión es soldada puede utilizarse una sección de te recortada de una viga laminada o dos placas unidas con soldadura (fig 5.4).

Como en el caso de angulares de asiento no atiesados, si la conexión es atornillada no se toma en cuenta el momento por la excentricidad de la reacción. Parece que un límite práctico, después del cual el momento deberá tomarse en cuenta, es una distancia de 12.7 cm (5"). En el caso de conexiones soldadas, la excentricidad siempre debe considerarse.

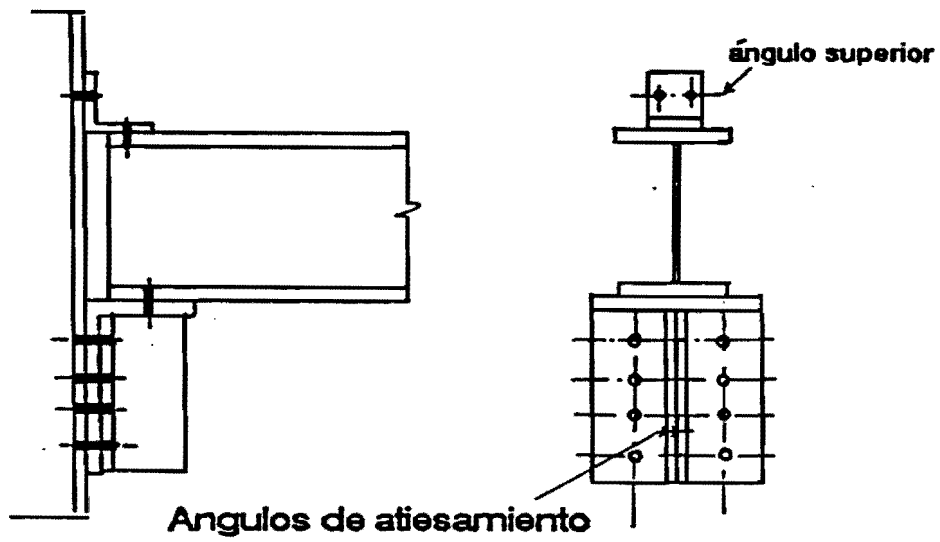


fig. 5.3 Conexión de asiento atiesada.

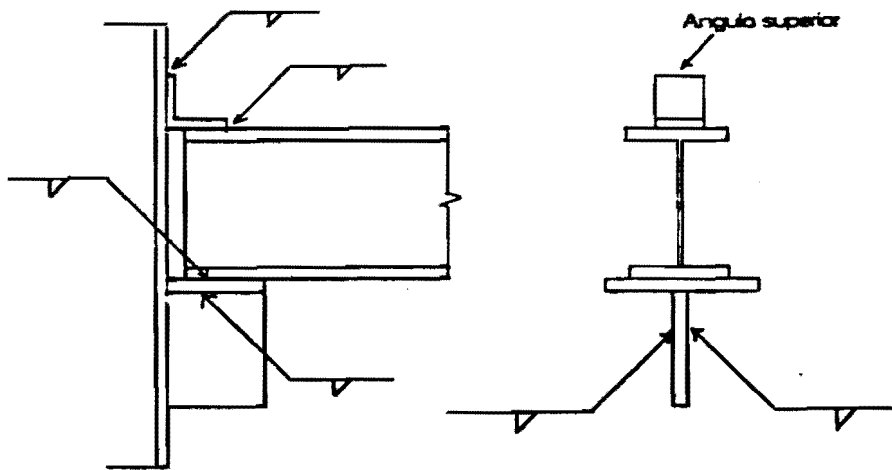


Fig 5.4 Conexión de asiento con dos placas.

5.2.1 Estados límite.

Para conexiones por apoyo en dos placas en te soldadas al soporte se tienen los siguientes estados límite.

1. Fluencia local del alma de la viga por carga en el borde.
2. Falla de los filetes de soldadura por cortante.
3. Falla por pandeo o arrugamiento del alma.

Cuando se usan angulares atiesados atornillados al soporte, se considera el estado límite de:

4. Falla de los tornillos por cortante.
- además de los estados 1 y 3 anteriores.

En estos casos, se elimina la posibilidad de fluencia por flexión en el ala de apoyo, al asentar ésta en los atiesadores. Las expresiones para calcular la resistencia nominal para cada uno de los estados límite son las mismas que para los angulares no atiesados, pero en este caso, como no se considera la fluencia por flexión en el ángulo; no se requiere verificar simultáneamente los estados límite de fluencia del alma de la viga y fluencia por flexión del ángulo de asiento.

1. Fluencia local del alma de la viga por carga en el borde.

En la sección crítica se deberá cumplir la condición de resistencia dada por:

$$F_y \text{ viga} \geq \frac{\phi R}{t_a(N + 2.5k)} \quad (5.22)$$

2. Falla por cortante excéntrico en los filetes de soldadura.

Para las conexiones con soldadura de filete en el ala en contacto con el patín del elemento soportante, las soldaduras se revisan por corte excéntrico, utilizando la excentricidad e .

$$e = \text{Ancho del apoyo} - N/2$$

3. Falla por pandeo o arrugamiento del alma.

Nuevamente, este estado límite puede ser verificado mediante la relación siguiente:

$$R_n = 68 t_a^2 [1 + 3(N/d)(t_a/t_p)^{1.5}] (F_{yv} t_p/t_a)^{0.5} \quad (5.21)$$

4. Falla por cortante de los tornillos.

Como no se considera la excentricidad de la carga (si $e < 12.7$ cm.) para el estado límite de falla por cortante de los tornillos, la resistencia al corte se calcula con:

$$n (F_u R_n) = n (F_u A_t F_v) \quad (5.16)$$

Ejemplo 5.2

CONEXIONES SIMPLES.	Conexión de asiento con dos placas soldadas.
---------------------	--

Datos:

Perfil de la viga:

I Rectangular de 61 x 82 kg/m.

$t_a = 1.0$ cm., $b_p = 17.8$ cm., $k = 3.3$ cm.

$t_p = 1.28$ cm., $G = 1.905$ cm. $d = 59.9$ cm.

Material

Acero A-36.

Soporte:

Patín de columna $t_{p_c} = 1.905$ cm

Reacción:

37 000 kg (Carga factorizada).

Soldadura

De filete con electrodos E70xx

Objetivo: Diseñar una conexión de asiento, con dos placas soldadas, para transferir la reacción de la viga a la columna.

Solución :

1. Estado límite de fluencia del alma por efecto de la reacción.

Como se proporciona el valor de la reacción que debe soportar la conexión de asiento con dos placas, primeramente se requiere calcular la longitud de apoyo necesaria, mediante la relación:

$$F_y v_{iga} \geq \frac{\phi R}{t_a (N + 2.5k)}$$

Al despejar N se tiene:

$$N = \frac{\phi R}{F_y v t_a} - 2.5k$$

al sustituir los datos de la viga

$$N = 37000 / (2530 \times 1) - 2.5 \times 3.3 = 6.375 \text{ cm.}$$

Se considera que el ancho de la placa de soporte es de 10.16 cm (4"), El manual AISC-LRFD establece (pag. 5-49) para este tipo de conexión, que el espesor de la placa de atiesamiento no debe ser menor que el del alma de la viga, y que la placa superior no será de menos de 9.5 mm. (3/8") de grueso.

Así, para esta conexión se considera un ancho de asiento de 10.16 cm. (4"), con un largo de 20.32 cm (8"). Las dimensiones de la placa de atiesamiento quedarán regidas por la soldadura.

2. Diseño de la soldadura.

Al considerar las longitudes de los filetes de soldadura que se muestran en la figura, se efectuará la revisión del tamaño necesario del filete, con comportamiento elástico, y $t = 1$.

Se calcula posición del centroide.

$$\bar{y} = [2(20.3)(10.16) + 2(9.5)(20.3)] / 59.6 = 13.40 \text{ cm.}$$

El momento de inercia del grupo de soldaduras respecto al eje horizontal es de 2730 cm^4 , el esfuerzo por cortante directo vale $f_v = 37000 / 59.6 = 621 \text{ Kg/cm}^2$ y el esfuerzo de flexión en la fibra extrema del filete superior horizontal se calcula con la fórmula de la escuadria con una excentricidad de soldadura de

$$e = 10.16 - N/2$$

$$(37000)(6.9725)(6.9) / 2730 = 652 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resultante se calcula con la combinación vectorial.

$$f_R = (621^2 + 652^2)^{0.5} = 900 \text{ kg/cm}^2$$

y el tamaño necesario de la soldadura es $f_R / (\phi 0.60F_{EXX})$

$$900 / 2216 = 0.41 \text{ cm.}$$

Usar filetes de soldadura E70xx de 4.8 mm.

2. Estado límite de pandeo del alma de la viga.

Se revisa la resistencia por pandeo del alma mediante la fórmula 5.21, adaptada a unidades métricas.

$$R_n = 1676.4 t_a^2 [1 + 3(N/d)(t_a/t_p)^{1.5}] (F_{yv} t_p/t_a)^{0.5}$$

Al sustituir valores numéricos en la relación anterior se obtiene:

$$R_n = 1676.4(1)^2 [1 + 3(6.375 / 59.9)(1 / 1.28)^{1.5}] (2530 \times 1.28 / 1)^{0.5} = 116430 \text{ kg.}$$

$\phi R_n = 0.75(116\ 430) = 87\ 323 > 37\ 000\ \text{kg.}$, por lo tanto no rige.

El detallado de la conexión diseñada se muestra en la figura siguiente.

**Conexión de asiento
con dos placas**

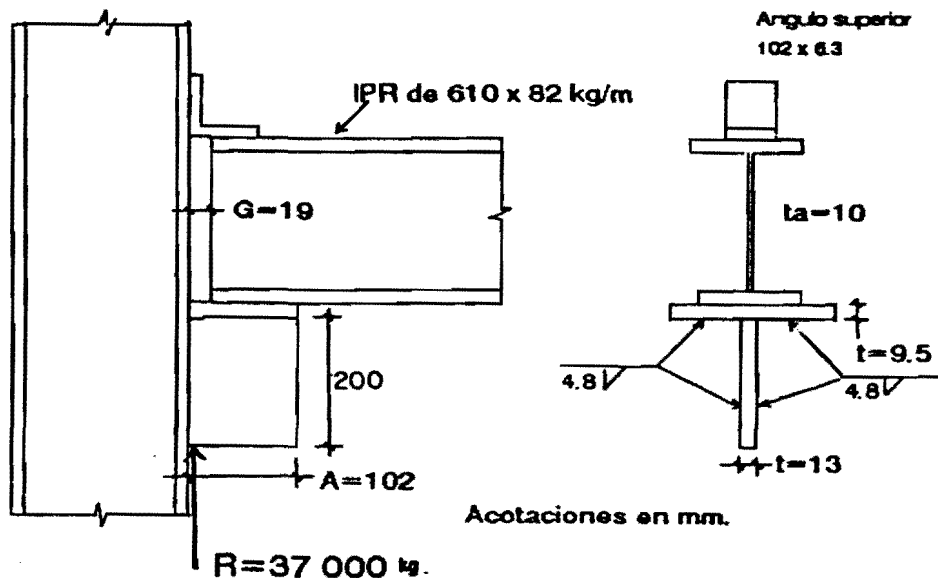


Fig. del ejemplo 5.2

6. Conexiones Rígidas.

En lo anterior se han revisado algunas de las conexiones simples que se utilizan con mayor frecuencia, en estructuras de acero, para las uniones de vigas a columnas. En este capítulo se tratan las conexiones rígidas o conexiones resistentes a momento. El diseño de estas conexiones, se basa en la suposición de que la unión de los patines de la viga transfiere el momento, y la conexión del alma la fuerza cortante.

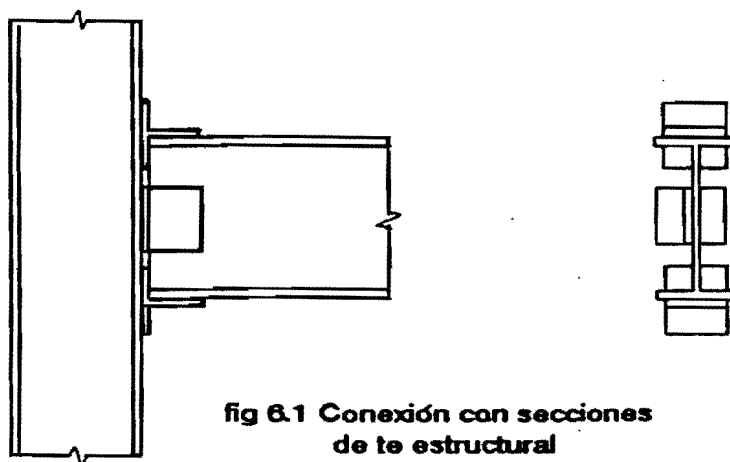


fig 6.1 Conexión con secciones de te estructural

6.1 Conexiones con tes a los patines.

Cuando se utilizan secciones de te estructural, en conexiones como la que se muestra en la fig 6.1, se obtienen uniones resistentes a momento. Una conexión de este tipo proporciona una junta rígida con alta resistencia rotacional. Los resultados de algunos ensayos llevados a cabo con uniones de este tipo, para evaluar la validez de la suposición de diseño, se ilustran en la fig. 6.2; indican que el comportamiento de los pernos que conectan las tes a los patines de las vigas es similar al observado en ensayos de empalmes de patines. La resistencia de la conexión excede el momento plástico de la sección transversal total de la viga, a pesar de la presencia de las perforaciones en los patines. Cuando se evita la falla prematura de los componentes de la junta, se alcanza una capacidad rotacional muy alta. Se llegó a la conclusión de que el cortante de la viga no tiene efecto significativo en el comportamiento de la conexión, pues la fuerza

cortante es soportada casi totalmente por fricción entre las tes y los patines de la columna, y solo se manifiesta una pequeña diferencia en la tensión individual de los pernos, si no se toman en cuenta las fuerzas de apriete.

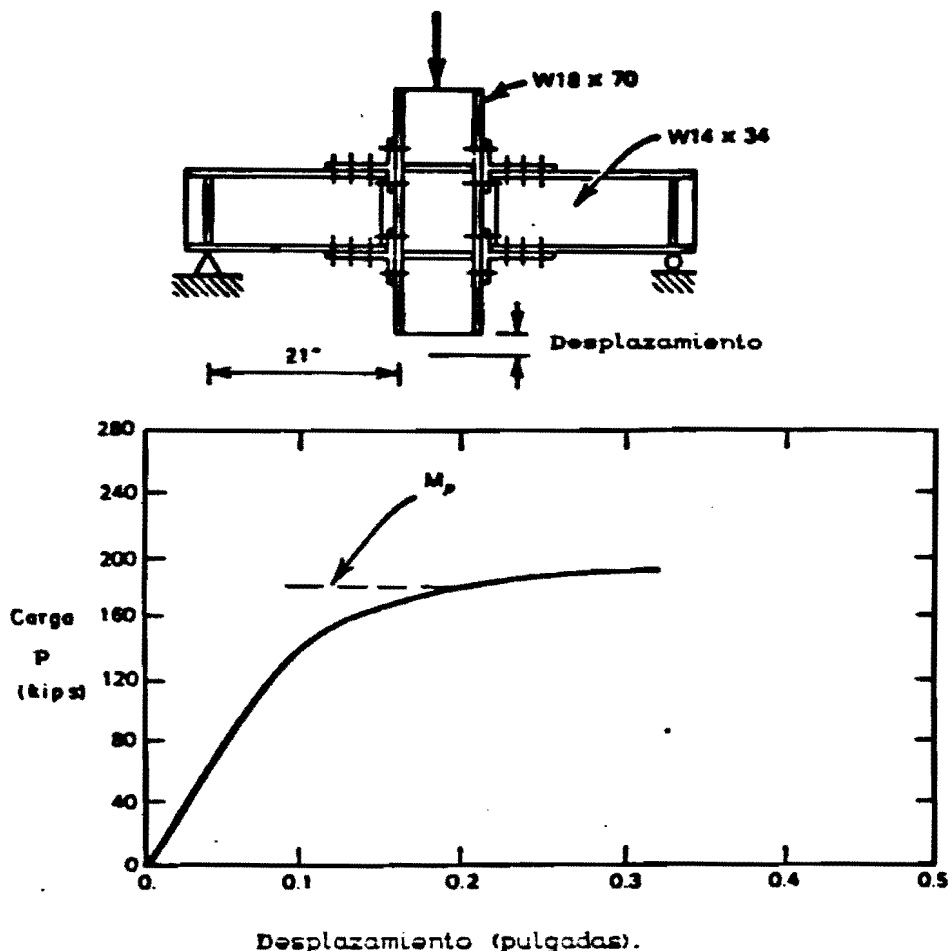


Fig. 6.2 Curva carga-desplazamiento para una conexión rígida con secciones de te.

Los resultados de los ensayos confirmaron en general las suposiciones del diseño. Sin embargo, algo del cortante puede ser transferido por el alma de la te. Cuando las fuerzas cortantes son altas, se necesitan los elementos de conexión en el alma para ayudar a su transferencia.

6.2 Conexiones Rígidas con placas soldadas al patín de la columna.

En la práctica actual de fabricación de estructuras de acero, es más común usar, en lugar de la te, una placa plana, soldada a tope al patín de la columna, con soldadura de penetración completa; se obtiene así una conexión más simple y más compacta. La soldadura puede ser efectuada en el taller, y la colocación de

los tornillos (o las soldaduras) entre las placas y los patines de la viga puede efectuarse en obra. Para la transferencia del cortante pueden utilizarse angulares a ambos lados del alma o a un solo lado de ella, aunque el método más común para transferir el cortante entre la viga y la columna es utilizar una placa sencilla a un solo lado del alma, soldada al patín de la columna y atornillada o soldada al alma de la viga.

6.2.1 Comportamiento.

En una investigación mencionada en la referencia 20 se ensayaron varios tipos de conexiones viga-columna resistentes a momento, simétricamente cargadas, con fuerzas estáticas incrementadas monotónicamente hasta la falla, y se comparó su comportamiento con el de conexiones de control, totalmente soldadas. El objetivo de la investigación fue estudiar el comportamiento y resistencia de las conexiones resistentes a momento de vigas al patín de las columnas y verificar los métodos de diseño.

Para el diseño de los especímenes de prueba se tomó en cuenta que las conexiones pudieran desarrollar el momento plástico de la sección de la viga, y se consideró la suposición básica de transferencia de fuerzas.

A continuación se presentan algunos de los resultados de las conexiones resistentes a momento que utilizan soldaduras al patín de la columna y tornillos ó soldaduras en la conexión del patín y el alma de la viga. Al considerar la clasificación que proponen en el estudio mencionado, las conexiones ensayadas fueron:

- a) Totalmente soldadas (o de control).
- b) Patines soldados, conexiones atornilladas al alma.
- c) Patines soldados, con asiento y sin placa de cortante.

Criterio de Diseño.-Los especímenes fueron diseñados de acuerdo con las especificaciones del AISC, para desarrollar la capacidad total de momento plástico de la sección de la viga. Se usó un factor de carga de 1.7 para reproducir el efecto de la condición de carga gravitacional, y los esfuerzos usados para la soldadura, las placas de cortante y las placas de momento, superior e inferior, también fueron escalados por 1.7.

Tipo de Acero.-Todos los ensayos fueron realizados con piezas

de acero ASTM A 572 grado 55, pero los resultados pueden aplicarse a aceros de menor resistencia.

Conectores.-Se utilizaron tornillos ASTM A-325 y A-490 para el ensamble de las juntas. En conexiones tipo aplastamiento, los esfuerzos admisibles considerados para la capacidad por cortante, fueron de 2 100 y 2 800 kg/cm² respectivamente, con objeto de establecer un factor de seguridad adecuado para la resistencia por cortante de los conectores. En las pruebas se utilizaron agujeros sobre dimensionados y ranurados.

Soldaduras. Las conexiones soldadas se prepararon según las recomendaciones de la AWS, el proceso utilizado para las uniones de ranura fue el de arco sumergido con electrodos E70T6, y para las soldaduras de filete los electrodos fueron E7028; en la determinación de su tamaño se consideró un esfuerzo permisible de 1470 kg/cm² en la garganta efectiva.

6.2.1.1 Conexiones totalmente soldadas.

Las piezas con uniones totalmente soldadas sirvieron como especímenes de control para evaluar el comportamiento de los otros tipos de conexiones; esas conexiones se consideran "ideales", por la naturaleza de las uniones soldadas.

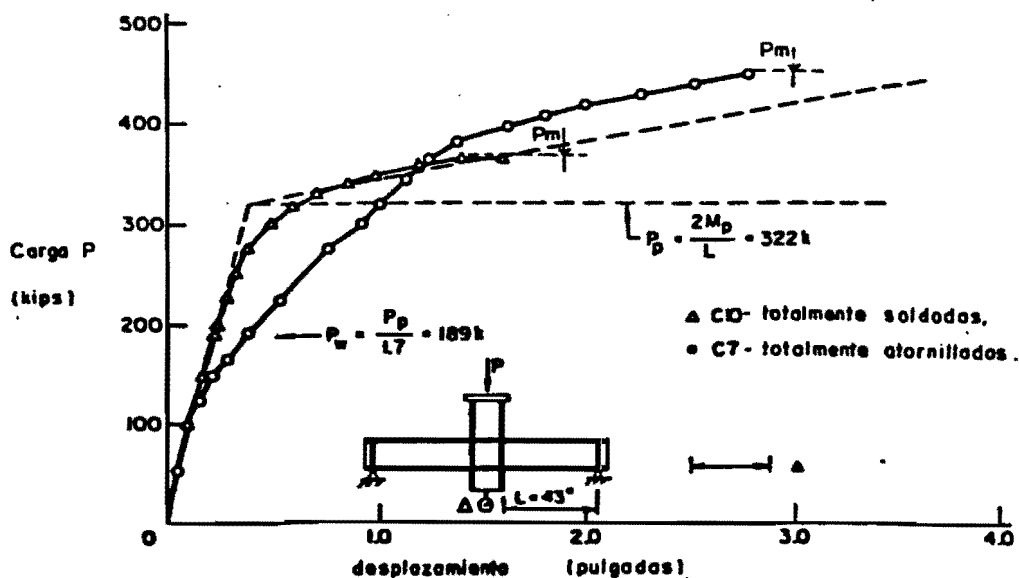


Fig. 6.3 Comportamiento de conexiones rígidas totalmente soldadas.

El comportamiento de las conexiones se muestra en la figura

6.3, donde P_m es la carga máxima de la conexión ensayada, P_p es la carga correspondiente al límite elástico teórico y $P_v = P_p / 1.7$. El comportamiento de la conexión es elástico lineal hasta que se forma la primera línea de fluencia, en la zona de compresión del alma de la viga. Cuando la carga se incrementa, la fluencia se propaga a la zona de tensión del alma de la columna. El ensaye termina por una combinación de deformación excesiva del alma de la columna y fractura de la soldadura del patín de tensión y del alma de la viga. De la curva carga desplazamiento es evidente que este tipo de conexión se puede utilizar en diseño plástico, a la carga límite plástica, ya que desarrolla suficiente capacidad de rotación y adecuada rigidez elástica. Los especímenes que utilizaron atiesadores horizontales mostraron un comportamiento similar.

En resumen, las conexiones totalmente soldadas son adecuadas para el diseño plástico de marcos de acero de varios niveles, si se diseñan según las especificaciones reconocidas. Mantienen rigidez elástica arriba de las cargas de trabajo, y comienzan a perder resistencia debido a la fluencia local. La deformación lateral del alma de la columna causa la pérdida de capacidad de carga. La falla de la conexión se genera por la combinación de deformación excesiva del alma de la columna y fractura de la soldadura en el patín de tensión. Los procedimientos de inspección aseguran que no ocurran fallas prematuras en las soldaduras.

6.2.1.2 Conexiones con patines soldados y almas atornilladas.

La primera diferencia entre estas conexiones y las conexiones totalmente soldadas es la eliminación de la soldadura vertical del alma de la viga, que puede ser costosa por su realización en obra. En lugar de ella, la conexión utiliza una placa de cortante atornillada al alma (fig 6.4). Los ensayes mostraron que los patines son capaces de deformarse lo suficiente, hasta el endurecimiento por deformación, para transmitir la totalidad del momento plástico de la viga.

6.2.1.3 Patines soldados, sin placa de cortante.

Se ensayaron dos tipos de conexiones, una en la que no se utilizó ningún dispositivo para transmitir el cortante y otra en

la que se empleó un asiento formado por dos placas para transferir la reacción vertical. Los patines de las vigas se soldaron al patín de la columna en los dos casos (fig 6.5). La conexión con asiento presenta falla por pandeo del alma, pero con el empleo de atiesadores verticales se puede evitar el pandeo y obtener rigidez suficiente bajo cargas de trabajo. La conexión sin dispositivo para cortante presentó falla del alma de la viga por desgarramiento en la proximidad de la línea k, y pandeo cerca de su patín de compresión.

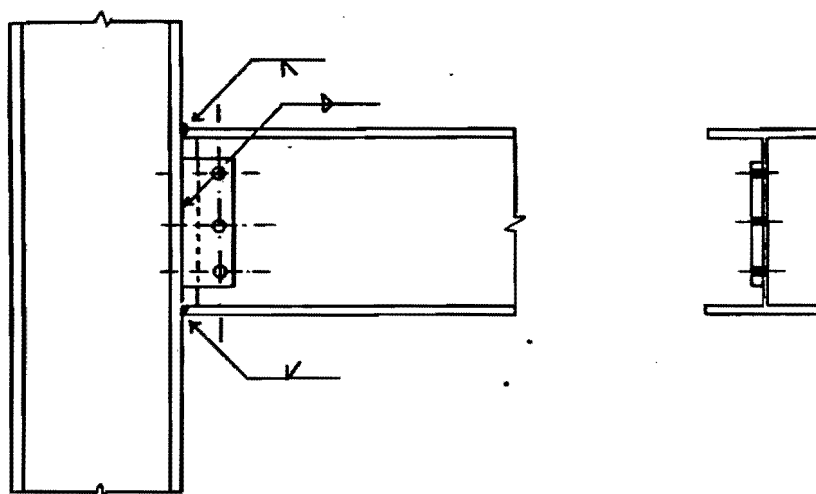


fig 6.4 Conexión con patines soldados y placa de cortante

La conexión totalmente soldada y la conexión de viga con asiento y alma atiesada son básicamente idénticas en su comportamiento general, por lo que pueden considerarse intercambiables. La unión con patines soldados, (sin conexión de cortante) alcanzó solamente el 50 % de su carga límite plástica calculada en base a la sección total. Todas mostraron suficiente rigidez inicial y capacidad de rotación.

El análisis plástico es satisfactorio para predecir el comportamiento de las conexiones de vigas sujetas a fuerza cortante hasta para valores de $0.60 V_p$, donde V_p es la fuerza cortante que produce la fluencia total del alma. Cuando el cortante es mayor del 60% de V_p se requiere considerar la combinación de corte y flexión (ref. 23). En las conexiones de las placas de cortante a un solo lado del alma pueden utilizarse agujeros alargados, diseñándolas como conexiones tipo

aplastamiento. La soldadura de filete que conecta la placa de cortante al patín de la columna puede diseñarse únicamente para cortante, sin considerar el momento generado por la excentricidad (ref. 20).

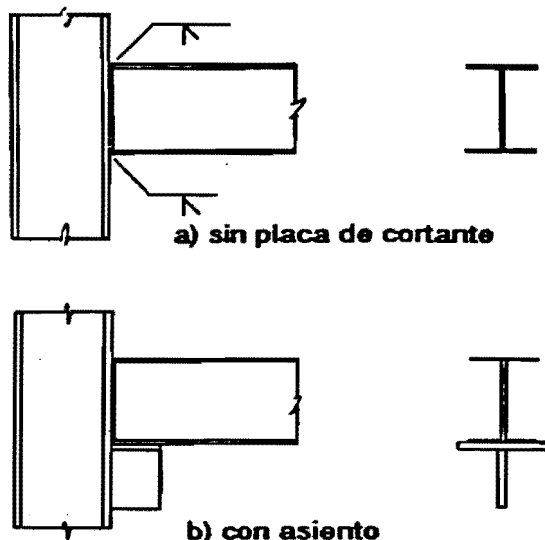


fig. 6.5 Conexión con patines soldados

6.2.2 Conexiones a momento soldadas.

Muchas conexiones tipo PR deben ser diseñadas para desarrollar momentos resistentes específicos, El siguiente procedimiento se recomienda para el diseño de tales conexiones sujetas a cargas gravitacionales.

M = momento factorizado de la conexión.

R = reacción extrema factorizada de la viga.

F_{Rv} = cortante de diseño o aplastamiento para un sujetador.

F_v = Cortante de diseño de la placa.

D = tamaño de soldadura de filete (cm.)

$1567D$ = resistencia en kgs por cm. lineal de soldaduras de filete con electrodo E70xx.

T = fuerza horizontal en los patines superior e inferior de la viga.

A_p = área de la placa superior o inferior.

A_{at} = área de atiesadores.

A_{bc} = área de la placa del alma en la junta.

Se supone que el momento es resistido y transferido a la

columna por las placas A y B soldadas en la parte superior e inferior de la viga (fig 6.6), y que el cortante se transfiere a la columna por medio de la placa vertical C, mediante conectores en el alma de la viga y soldaduras de taller a la columna.

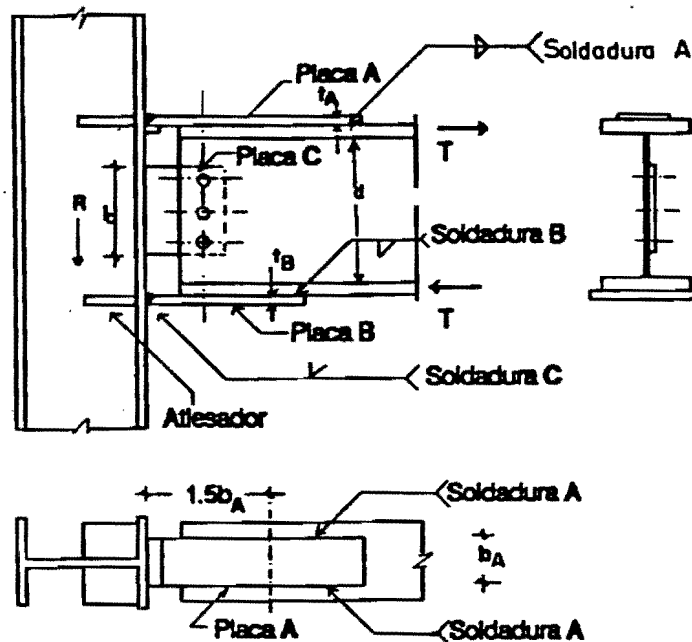


Fig. 6.6 Conexión rígida con placas soldadas al patín y placa de cortante

Procedimiento de diseño.

A. Determinación de la fuerza horizontal

$$T = M / (d - t_p) \quad (6.1)$$

B. Diseño de las placas superior e inferior y de sus soldaduras.

Diseño de la placa superior. Determinación del tamaño y longitud de las soldaduras A y C.

$$A_p = T / F_x F_t \quad (6.2)$$

$$\text{Longitud de soldadura} = T / 1567D$$

Selección de la placa B y determinación de la longitud y el tamaño de las soldaduras B

El área de la placa B deberá ser \geq que el área de la placa A

C. Diseño de la conexión del alma.

1. Número de pernos requeridos = $R / F_x r_v$

2. Verificación de la capacidad de aplastamiento del alma de la viga.

3. Diseño de la placa de cortante.

- a) Verificación de la sección neta en cortante.
- b) Verificación de la capacidad de aplastamiento.
- c) Determinación del tamaño de la soldadura.

$$\text{Min. } D = R / (2 \times 1567 \text{ l}) \quad (6.3)$$

Si se emplean soldaduras intermitentes o de longitud menor que la longitud total disponible, el espesor de la placa y el tamaño de soldadura deben ajustarse para satisfacer los requisitos necesarios.

- d) Verificación del espesor mínimo de la placa para la soldadura utilizada.

D. Revisión del cortante en el alma de la columna.

El alma de la columna requiere refuerzo si:

$$t_a \leq \frac{1.67 (M_1/M_2) - 1.6V_{ud}}{F_{yc} A_{bc}} \quad (6.4)$$

Cuando existen conexiones en los dos patines de la columna, los momentos M_1 y M_2 se refieren respectivamente al lado izquierdo y derecho.

Se requiere además revisar la necesidad de atiesamiento del alma de la columna y diseñar las soldaduras de los atiesadores.

Ejemplo 6.1

CONEXIONES RIGIDAS	Conexión con placas soldadas y placa de cortante atornillada.
--------------------	---

Datos:

Perfil de la viga:

IPR de 533 x 65.8 kg/m.

$d = 525 \text{ mm. } t_a = 8.9 \text{ mm. } Z_x = 1 \ 563 \text{ cm}^3$

$b_p = 165 \text{ mm. } t_p = 11.4 \text{ mm.}$

Perfil de la columna:

I de tres placas soldadas

$d = 406 \text{ mm. } t_a = 12.7 \text{ mm. } Z_x = 3 \ 874 \text{ cm}^3$

$b_p = 406 \text{ mm. } t_p = 22.2 \text{ mm.}$

Material

Acero A-36.

Momento factorizado

39.54 t-m

Reacción factorizada	20 t.
Tornillos	ASTM A-325. de $\phi = 19$ mm.
Distancia entre tornillos	7.62 cm.
Soldadura	De filete con electrodos E70xx

Objetivo: Diseñar una conexión con placas superior e inferior soldadas, y placa de cortante atornillada al alma de la viga, para transferir a la columna el momento y la reacción factorizadas.

Solución:

Se utiliza la nomenclatura que se establece en la fig. 6.6 para las distintas placas y soldaduras.

A. Fuerza horizontal en el patín.

$$T = M / (d - t_p) = 39.54e5 / (52.5 - 1.14) = 77\ 000 \text{ kg.}$$

B1. Area de las placas.

Se calcula considerando como estado límite la fluencia por tensión de la sección total de la placa.

$$R_t = A_p F_y F_r \quad \text{con } F_r = 0.90$$

$$\text{Entonces } A_p = T / (F_r F_y) = 77\ 000 / (0.9 \times 2530) = 33.82 \text{ cm}^2$$

Placa superior (placa A)

Se revisa una placa de 140 mm de ancho; el espesor necesario es $t_{pA} = 33.82 / 14 = 2.416$ cm.; considerar una placa de 25.4 mm.

Placa inferior (Placa B)

Al seleccionar una placa de 200 mm de ancho, el espesor necesario es $t_{pB} = 33.82 / 20 = 1.691$ cm.; considerar una placa de 19 mm.

B2. Diseño de las soldaduras

Soldadura A. Al seleccionar filetes de 7.9 mm (5/16"), cuya capacidad es de $1567(.79) = 1\ 240$ kg/cm.

$$L_{\text{total}} = 77\ 000 / 1240 = 62 \text{ cm.}$$

Colocar en el extremo 14 cm y a los lados 24 cm.

Soldadura B. Al usar filetes de 7.9 mm, se requiere la misma longitud, colocar a los lados 31 cm de soldadura.

Soldadura C. Se utiliza una soldadura de penetración total con bisel simple, designación TC-U4c de AWS.

C. Diseño de la conexión del alma.

1. La conexión de la placa de cortante del alma de la viga se

efectuará con tornillos ASTM A-325 de 19 mm.

Número de tornillos requeridos = $R/F_{Rv} = 20\ 000 / (2.85 \times 2\ 470) = 2.84$, usar 3 tornillos.

2. Verificación del estado límite de aplastamiento del alma de la viga.

$F_x R_n = (0.75) 3 d t F_u = (0.75) (3) (1.905) (0.89) (4\ 100) = 15\ 640\ \text{kg.}$

$n F_x R_n = 3 \times 15\ 640 = 46\ 920 > 20\ 000\ \text{kg}$

3. Diseño de la placa de cortante.

a. Se ensaya una placa de cortante con tornillos a cada 76.2 mm, distancia al borde de 31.75 mm., $l = 215.9\ \text{mm.}$

$l_{\text{neto}} = 21.59 - 3(1.905 + .15) = 15.425\ \text{cm.}$

$F_x F_v = 0.75(0.60)(4\ 100) = 1\ 845\ \text{kg/cm}^2$

$t_{\text{PC}} = 20\ 000 / (1845 \times 15.425) = 0.7027\ \text{cm.}$

Se revisará una placa de 7.9 mm.

b. Se verifica la capacidad de aplastamiento.

$n F_x R_n = 41\ 648\ \text{kg} > 20\ 000\ \text{kg.}$

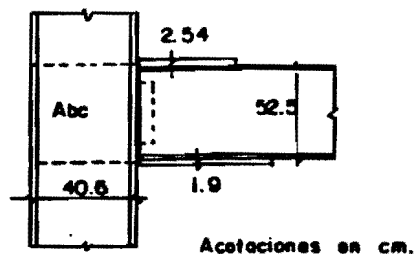
c. Se determina la soldadura necesaria para unirla al patín de la columna.

$t_{\text{min}} = 20\ 000 / (2 \times 1567 \times 21.59) = 0.3\ \text{cm.}$

como el patín de la columna es de 22.2 mm. la soldadura mínima es de 6.3 mm.; utilizar soldadura de 6.3 mm.

Usar placa de cortante de 7.9 x 127 x 215.9 mm., soldada al patín de la columna con filetes de 6.3 mm y atornillada al alma de la viga con tres tornillos de 19 mm ASTM A-325.

D. Revisión del cortante en el alma de la columna, $V_u = 10\ 000\ \text{kg.}$



$$A_{bc} = (52.5 + 0.5(2.54 + 1.9)) \times 40.6 = 2\ 221\ \text{cm}^2$$

$$t_a \geq \frac{1.67(39.54 \times 10^5) - 1.6(10\ 000)52.5}{2\ 530 \times 2\ 221} = 1.025\ \text{cm.}; \quad t_a = 1.27\ \text{cm.} \quad \text{cumple.}$$

por lo tanto el alma de la columna no requiere ser reforzada por cortante.

El diseño de la conexión se completa con la revisión de la necesidad de atiesadores para el alma de la columna, el diseño de éstos y de sus soldaduras, en caso de requerirse; lo anterior no es objeto de estudio en el presente trabajo.

El detallado de la conexión diseñada se muestra en la figura siguiente. La longitud de la placa superior es de 450 mm., suficiente para colocar la soldadura calculada y proporcionar una longitud sin soldar de 1.5 veces el ancho de la placa. La longitud adicional permite a la placa fluir plásticamente sin fallar (Manual AISC LRFD pag. 5-130).

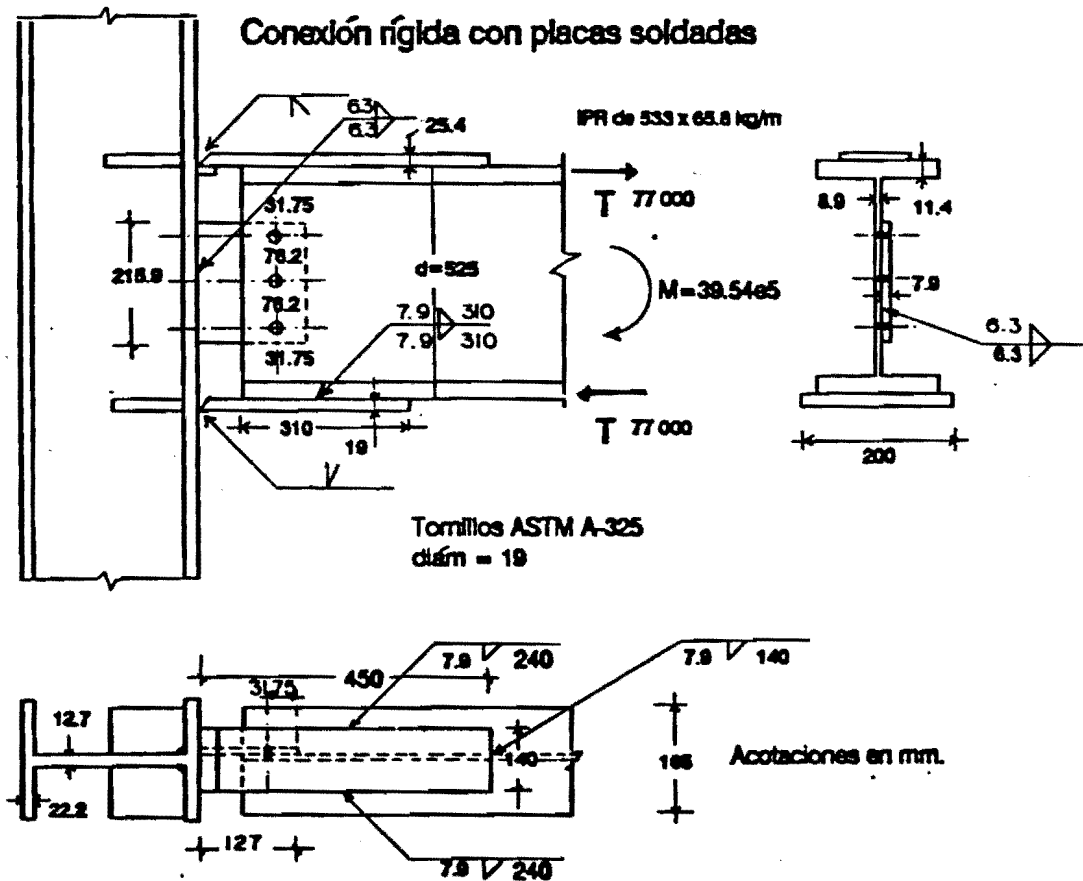


Fig. del ejemplo 6.1

6.3 Conexiones rígidas con placa de extremo.

Las conexiones con placa de extremo (fig 6.6) se utilizan con frecuencia en conexiones viga-columna resistentes a momento y en empalmes a tope de vigas.

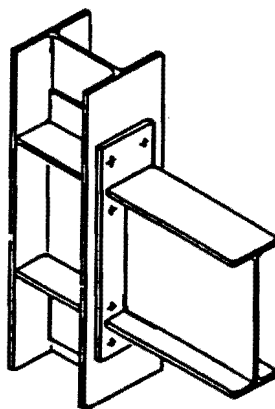
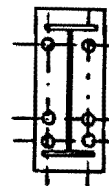
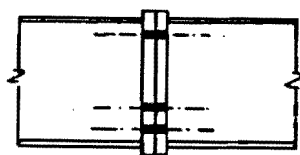
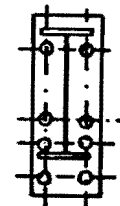
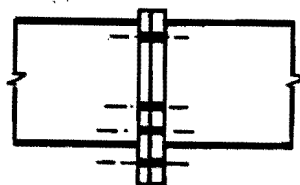


Fig. 6.6 Conexión típica con placa de extremo.

Las placas pueden ser de dos tipos (fig 6.7), uno con todos los conectores colocados entre los patines de la viga, y otro con la placa prolongada más allá del patín de tensión y los tornillos centrados alrededor de ese patín. Cuando la placa se prolonga bastante después del patín, se requiere atiesar. (En la referencia 22 puede consultarse un procedimiento de diseño para conexiones con placa de extremo atiesada).



tornillos entre patines.



tornillos fuera del patín de tensión.

Fig. 6.7 Conexión rígida con placa de extremo

La transferencia de la carga en este tipo de conexión es compleja; las fuerzas cortantes son soportadas por una combinación de resistencia friccional y cortante en los tornillos; los conectores están sujetos también a fuerzas de tensión que resisten el momento flexionante. Las fuerzas en los tornillos cambian bajo las cargas aplicadas y dependen de la magnitud de la tensión inicial.

Las conexiones con placa de extremo son un medio económico de unir vigas a patines de columnas; recientemente se han llevado a cabo numerosos estudios, tanto experimentales como analíticos, para investigar su comportamiento. El problema es complicado debido a que una conexión con placa extrema es altamente indeterminada; los estudios más recientes emplean el método de elemento finito para determinar la distribución de fuerzas internas; la instrumentación de los especímenes de prueba presenta dificultades por el confinamiento físico de las fuerzas de apriete y de flexión, por lo que en los estudios experimentales sólo se han efectuado mediciones de la respuesta momento-rotación de la conexión y de las fuerzas en los tornillos.

6.3.1 Efectos críticos potenciales.

En el diseño de una conexión con placa de extremo se requiere examinar las siguientes regiones o efectos críticos potenciales:

1. Pandeo, arrugamiento, o fluencia del alma de la columna opuesta al patín de la viga que transmite la fuerza de compresión.
2. Fluencia o deformación excesiva del patín de la columna opuesto al patín de la viga que transmite la fuerza de tensión, o fluencia del alma de la viga en esta misma región.
3. Fluencia o fractura de los conectores, tornillos o soldaduras
4. Falla de la placa de extremo por fluencia o fractura.
5. Fluencia por cortante en la zona del tablero del alma de la columna.

La relación anterior intenta cubrir el caso de vigas conectadas al patín de las columnas; la situación es diferente para un empalme a tope de vigas. Las conexiones con placas de extremo de vigas o trabes a almas de columnas, no se utilizan en general (ref. 16).

6.3.2 Comportamiento.

De los estudios experimentales realizados se ha encontrado que los tornillos efectivos para resistir la tensión son los adyacentes al patín de tensión (fig 6.8), Las fuerzas medidas en los tornillos fueron todas similares al inicio de las pruebas, pero conforme se aplicaron las fuerzas, los tornillos centrados alrededor del patín de tensión (niveles 3 y 4), incrementaron su fuerza en un 60% . Las fuerzas en los tornillos del nivel 2 , cercanos al eje neutro de la viga, no mostraron cambio apreciable con la carga aplicada, y los tornillos en el lado de compresión, nivel 1, mostraron una disminución de fuerza de un 40 % aproximadamente. De aquí se concluye que la variación de la fuerza en las diferentes filas de tornillos depende primeramente de la rigidez de la placa de extremo y de la posibilidad de su fluencia antes de que tenga lugar la fractura de los conectores críticos.

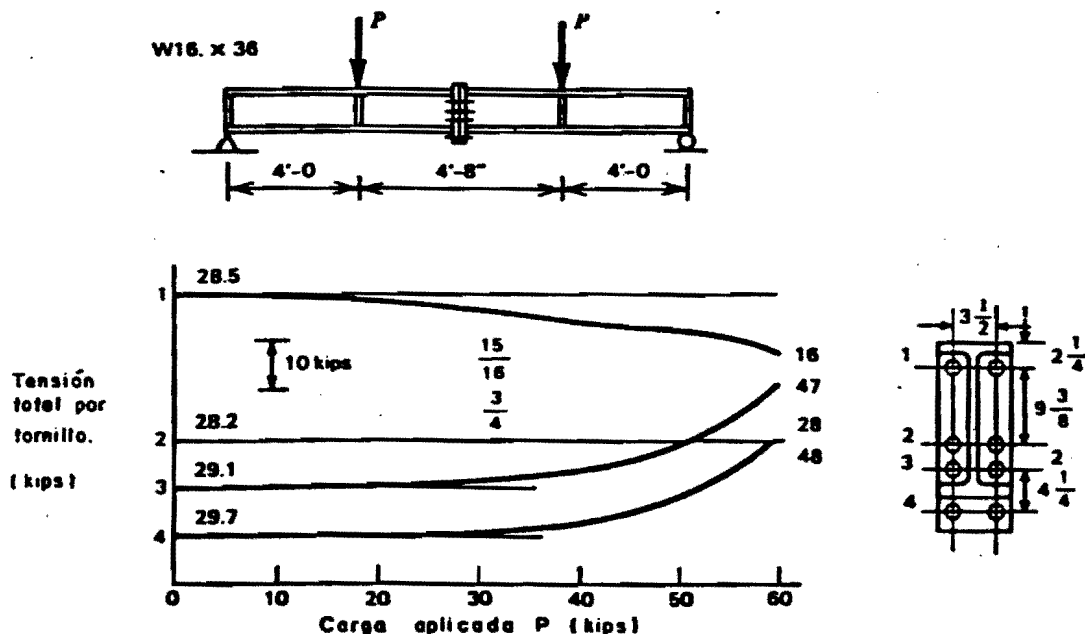


Fig. 6.8 Fuerza en los tornillos contra la carga aplicada.

Al principio, las deformaciones se incrementan en proporción a la distancia de los conectores al patín de compresión, pero las diferencias se reducen cuando se desarrollan deformaciones

plásticas en los tornillos. Si éstos tienen suficiente ductilidad, todos los tornillos en la región de tensión desarrollarán la misma capacidad bajo carga última. A menos que el espesor sea suficiente, la placa de extremo fluirá y no se presentará la distribución lineal de deformaciones. La distribución de presiones en la parte posterior de la placa de extremo (fig 6.9) indica que se desarrollan fuerzas de apriete en los bordes cerca de patín de tensión de la viga.

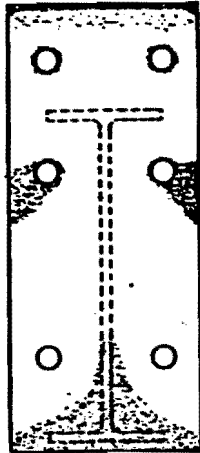


fig. 6.9 Distribución de presiones en la interfase obtenida por impresión con papel carbón.

Cuando las placas son delgadas, la conexión es flexible y se desarrollan fuerzas de apriete en los bordes de la placa de extremo, en la región de tensión. Si una conexión se diseña de tal forma que no se desarrollen esas fuerzas, puede suponerse una distribución lineal de deformaciones en las líneas de conectores, y tomar en cuenta los conectores internos para la capacidad de la conexión. La resistencia última de la conexión es la suma de los productos de la carga efectiva de los conectores por su distancia respectiva al centro de rotación. En la carga última, el centro de rotación se encuentra en la proximidad de la línea central del patín de compresión. Lo anterior es compatible con las observaciones experimentales.

En la referencia 21 se describen los resultados de un extenso estudio del comportamiento de uniones con placa de extremo. El estudio tuvo como objetivos revisar y documentar el comportamiento de conexiones con placa de extremo bajo la interacción de la tensión inicial y las cargas aplicadas, y desarrollar un

procedimiento más adecuado para el diseño, ya que los espesores que se obtienen con el modelo tradicional para las fuerzas de apriete resultan muy conservadores. En lo siguiente se presenta el modelo tradicional y el procedimiento de diseño derivado de la investigación citada. En el estudio se obtuvieron deformaciones, desplazamientos y fuerzas en los tornillos, se utilizaron recubrimientos frágiles para revelar las superficies de fluencia, y se incluyó el análisis con elemento finito en dos y tres dimensiones de muchas conexiones con tes en tensión y conexiones con placa de extremo, para el ajuste de los factores de modificación.

6.3.3 Análisis de las uniones con placa de extremo.

La suposición principal de todos los modelos analíticos propuestos es que se desarrolla una fuerza concentrada de apriete Q cerca del borde del patín de la te, como reacción a la carga del alma de la te. El diagrama de momentos resultante de la acción de la fuerza Q y de la fuerza T (que se supone concentrada), a lo largo de la línea de atornillado, es lineal (fig 6.10). Los valores críticos del momento en la placa, en la línea de tornillos y en la línea de carga, están dados por :

$$M_2 = Qa \quad (\text{Ecs. 6.5})$$

$$\text{y} \quad M_1 = Qa - Fb$$

La fuerza de apriete se calcula con :

$$Q = F \frac{c_1 b d t^2 - c_2 w t}{c_3 a d t + c_4 w t_p} \quad (6.6)$$

Los coeficientes c_1 , c_2 , c_3 , y c_4 se especifican por separado para tornillos A-325 y A-490; si la Q calculada es negativa, se toma igual a cero. El mayor de los dos momentos M_1 y M_2 de las ecuaciones 6.5 es el momento de diseño de la placa de extremo.

Para apoyar la solución del problema, se han desarrollado varios trabajos de mecánica del medio continuo y teoría de líneas de fluencia. Los esfuerzos para ajustar el procedimiento de diseño de placas de extremo, para reflejar los resultados de las pruebas, se han enfocado a la modificación de las fórmulas de la fuerza de apriete y los valores de a y b . La fuerza en los tornillos ha sido

medida en forma precisa en muchas pruebas y mencionada en la literatura, pero la magnitud y la distribución de la fuerza de apriete solamente se conoce de manera cualitativa, o por observaciones de las marcas de presión de una hoja de papel carbón colocada en la interface de la placa. La evidencia experimental es limitada, pues la localización de las fuerzas de apriete (en la parte posterior de la placa), y el esfuerzo máximo de flexión (alrededor de la perforación del tornillo y en la zona de acuerdo entre el patín y el tronco de la te) las hace inaccesibles a la instrumentación de rutina.

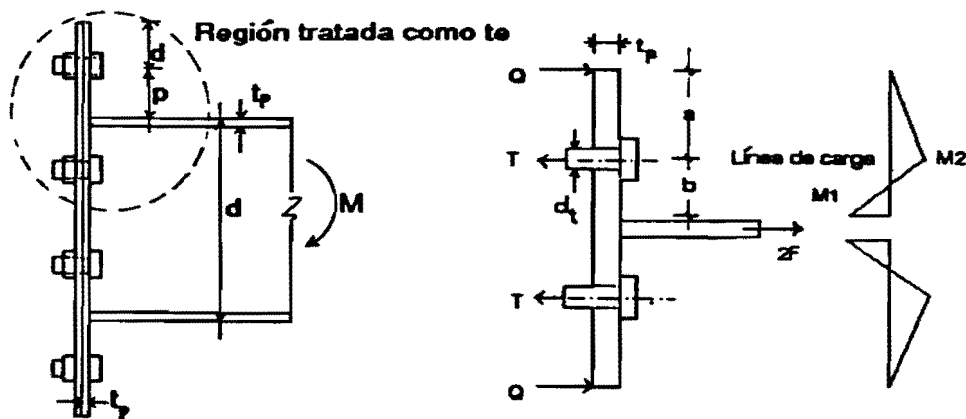


Fig 6.10 Fuerzas y diagrama de momentos supuestos para una te

La fuerza aplicada (F) se transfiere desde la línea de carga distribuyéndose en el ancho del alma de la te, y se dispersa a través del espesor de la placa de extremo (fig 6.10). Cuando la unión entre el patín de la viga y la placa de extremo se hace con soldadura de filete, la dispersión se inicia cerca del tacón del filete de soldadura.

La fuerza T en los tornillos, se transfiere a la placa a través del área anular de la proyección de la cabeza del tornillo, y se dispersa después en el espesor de la placa.

La fuerza de apriete Q es la acción del bulbo de presión desarrollado por la fuerza de pretensión del tornillo, que se traslada fuera de la línea de tornillos en respuesta a la carga externa. Excepto en placas muy gruesas, y cerca de las cargas de

falla, las presiones reactivas se distribuyen en áreas extensas entre los bordes de la placa y los tornillos.

Las tres fuerzas que actúan en la placa, distan mucho de ser concentradas, debido a la naturaleza de su distribución. El diagrama de momentos flexionantes de la placa es curvo, diferente al de la suposición de linealidad, por lo que para las mismas fuerzas resultantes, los momentos reales máximos, en la línea de atornillado, son menores que sus valores teóricos calculados basándose en las fuerzas concentradas. La magnitud relativa de los dos momentos pico es también bastante predecible. Debido a la hiperestaticidad de la placa, la rigidez es crítica en la distribución de los momentos flexionantes. Las perforaciones para los tornillos reducen la sección transversal de la placa y los tornillos la restringen en puntos aislados largo de la línea de atornillado; la flexión de la placa es biaxial alrededor de las perforaciones. Todos esos factores se combinan para reducir la rigidez de la placa, en la línea de atornillado, a valores considerablemente menores que la rigidez en la línea de carga. Así, el momento flexionante en la línea de carga siempre es mayor que el momento en la línea de tornillos. En otras palabras, el momento M_2 en la línea de tornillos no rige el diseño de la placa en la práctica.

En el análisis, debe fijarse el tamaño de la placa de extremo para un valor específico del cortante F_1 y del momento M_1 en la unión con el patín de la viga, como se indica en la figura 6.11; si el punto de inflexión se localiza a una distancia s de la línea de carga, entonces,

$$M_1 = F_1 s \quad (6.7)$$

Convencionalmente, la fuerza nominal F_p en el patín de la viga es tomada como :

$$F_p = M / (d - t_p) \quad (6.8)$$

En el procedimiento usual, conocido como el método de la sección de t_e , se supone que cada lado de la placa recibe la mitad de la fuerza del patín, por simetría. Otra suposición es considerar empotramiento completo en la línea de tornillos. Bajo estas circunstancias, $F_1 = F_p / 2$ y s es la mitad de la distancia de atornillado. Las correlaciones del análisis con elemento finito indican que el claro de flexión efectivo puede tomarse como :

$$p_e = p_f - 0.25d_t - t_g \quad (6.9)$$

t_g es el tamaño de la garganta efectiva del filete de soldadura que se coloca entre el patín de la viga y la placa de extremo, es cero para una soldadura de ranura no reforzada. El momento en la línea de los tornillos es:

$$\begin{aligned} M_t &= (F_p/2)(p_e/2) \\ &= 0.25F_p p_e \end{aligned} \quad (6.10)$$

El valor anterior es básico en el procedimiento de diseño que se revisa posteriormente.

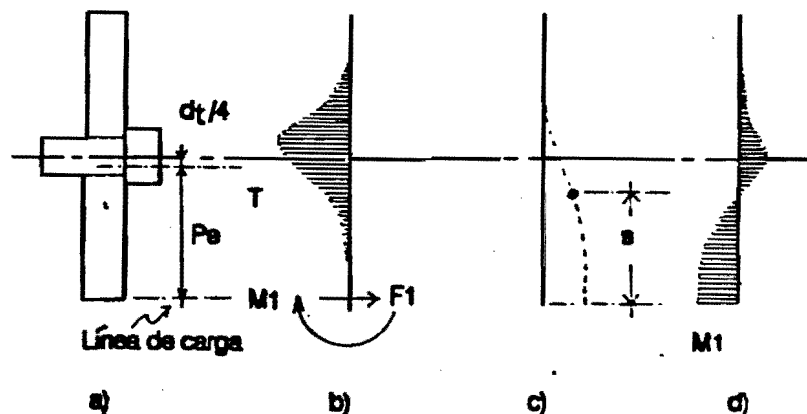


fig 6.11 Método modificado de la sección de te.

a) Geometría.

c) Deformación.

b) Fuerzas y bulbo de presiones.

d) Diagrama de momentos res.

6.3.4 Método modificado de la sección de te.

En una te, F_1 es la mitad de la fuerza en el alma, pero en las conexiones con placa de extremo, con el alma de la viga soldada a la placa, los esfuerzos longitudinales de flexión son transferidos parcialmente por el alma. Además, la región de la placa entre los patines de la viga, con parte del alma que actúa sobre ella como un atiesador, es mucho más rígida que la porción que se proyecta más allá de los patines de la viga. Ambos efectos resultan en la transferencia de menos fuerza en la proyección de la placa y más en la región entre los patines de la viga. Los análisis de elemento finito, muestran que la relación (F_1 / F_p) varía de 0.30 a 0.50; así, se puede establecer:

$$F_1 = C_1 F_p \quad C_1 \leq 0.5 \quad (6.11)$$

El punto de inflexión de la placa se corre hacia los tornillos debido a que la fuerza aplicada sobrepasa los efectos de sujeción produciéndose flexión de los tornillos y permite alguna rotación de la placa, lo que combinado con la rigidez reducida en la línea de atornillado, resulta en un incremento en el valor de s . Los análisis de computadora confirman que la relación (s/p_e) puede variar entre 0.5 y 1.0; así:

$$s = C_2 p_e \quad 0.5 \leq C_2 \leq 1.0 \quad (6.12)$$

Entonces, el momento teórico de diseño para la teoría de flexión simple podrá ser:

$$M_s = F_1 s = C_1 C_2 F_p p_e \quad (6.13)$$

Debido a la dispersión de la fuerza y los efectos del peralte, el momento crítico real es probablemente menor que :

$$M_e = C_3 M_s = C_1 C_2 C_3 F_p p_e \quad (6.14)$$

Al combinar las ecuaciones, se tiene

$$M_e = \alpha_m M_t \quad (6.15)$$

donde

$$\alpha_m = 4 C_1 C_2 C_3 \quad (6.16)$$

El coeficiente α_m puede ser considerado como un factor de modificación del momento para compensar las suposiciones efectuadas en el desarrollo de la ecuación de M_e .

Factor de modificación.

De los análisis de regresión de los resultados de numerosos estudios de elemento finito, se obtuvo la ecuación siguiente para predecir el momento de la placa

$$M_e = 1.29 \left(\frac{F_y}{F_{b_u}} \right)^{0.4} \left(\frac{F_{b_t}}{F_p} \right)^{0.5} \left(\frac{b_p}{b_{p_e}} \right)^{0.5} \left(\frac{A_p}{A_a} \right)^{0.92} \left(\frac{p_e}{d_t} \right)^{0.25} M_t \quad (6.17)$$

De las ecuaciones 6.15 y 6.17

$$\alpha_m = C_a C_b \left(\frac{A_p}{A_a} \right)^{1/3} \left(\frac{p_e}{d_t} \right)^{1/4} \quad (6.18)$$

con

$$C_a = 1.29 \left(\frac{F_y}{F_{b_u}} \right)^{0.4} \left(\frac{F_{b_t}}{F_p} \right)^{0.5} \quad (6.19)$$

$$y \quad C_b = \left(\frac{b_p}{b_{p_e}} \right)^{0.5} \quad (6.20)$$

$$M_e = \alpha_m F_p p_e / 4 \quad (6.21)$$

donde:

F_{b_u} = esfuerzo último de tensión de los tornillos.

F_{b_t} = esfuerzo permisible de tensión de los tornillos.

F_p = esfuerzo permisible de flexión para la placa de extremo.

b_{pe} = ancho de la placa de extremo.

p_e = claro de flexión efectivo calculado con 6.9.

M_t = momento en la línea de tornillos.

Selección de los tornillos.

El diámetro de los tornillos, d_t , se selecciona como sigue: el área teórica de tornillos requerida por fila se determina de

$$a_{t_{req.}} = 0.5F_p / F_b \quad (6.22)$$

se seleccionan dos (o más) tornillos para proporcionar un área real no menor que $a_{t_{req.}}$.

6.4 Procedimiento de diseño.

Se ha establecido el procedimiento siguiente para el diseño de conexiones con placa de extremo (ref. 21).

1. Se calcula la fuerza nominal en el patín, F_p (ec. 6.8)
2. Se calcula el área requerida de tornillos, a_t , por fila (ec. 6.22), y se determina el diámetro necesario.
3. se calcula la distancia efectiva al tornillo, p_e (ec. 6.9).
4. Se estima el momento de la te, M_e , de la ecuación 6.21
5. Se encuentra el factor de modificación, a_m (ec. 6.18)
6. Se calcula el momento de diseño, M_e (ec. 6.21)
7. Se calcula el espesor de la placa t_p por teoría simple de flexión con la expresión:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_e}{b_s (0.9) F_y}} \quad (6.23)$$

8. Se verifica el ancho efectivo de la placa b con:

$$b_e = b_p + 2t_g + t_p \quad (6.24)$$

si el ancho efectivo es menor que el ancho b_{pe} se repiten los pasos 5 a 8 al reemplazar b_{pe} por b_e .

9. Se verifica el cortante máximo en la placa, f_s , con:

$$f_s = F_p / (2b_p t_p) \quad (6.25)$$

Si f_s excede el esfuerzo de resistencia factorizada por cortante, se aumenta el espesor de la placa.

Implícitas en el desarrollo del método se encuentran otras suposiciones, que en forma resumida son:

a) Pretensionar los tornillos hasta el 70% de su resistencia última.

b) La distancia vertical de los tornillos al borde debe mantenerse en 1.75 db

c) Los extremos de la viga deben soldarse a la placa en los patines y el alma (en todo el rededor), con soldadura de filete.

La rutina de diseño puede simplificarse con el empleo de tablas para los distintos factores involucrados.

El procedimiento revisado resulta en economías del 25 al 50 % respecto a diseños efectuados con el método de las fuerzas de apriete.

Se aplicará el método anterior al diseño de la conexión siguiente.

Ejemplo 6.2

CONEXIONES RIGIDAS	Conexión con placa de extremo.
--------------------	--------------------------------

Datos:

Perfil de la viga:

I de tres placas de

$d = 500 \text{ mm. } t_a = 6.3 \text{ mm. } Z_x = 1\,595 \text{ cm}^3$

$b_p = 200 \text{ mm. } t_p = 12.7 \text{ mm.}$

Perfil de la columna:

I de tres placas soldadas

$d = 406 \text{ mm. } t_a = 12.7 \text{ mm. } Z_x = 3\,874 \text{ cm}^3$

$b_p = 406 \text{ mm. } t_p = 22.2 \text{ mm.}$

Material

Acero A-36.

Momento factorizado

40 t-m

Reacción factorizada

31 t.

Tornillos:

ASTM A-325. de $\phi = 19 \text{ mm.}$

Separación

entre tornillos

7.62 cm.

Soldadura

De filete con electrodos E70xx

Objetivo: Diseñar una conexión rígida con placa de extremo.

Solución:

A. Diseño de los tornillos.

$$F_p = M / (d - t_p) = 40 \text{ e5} / (50 - 1.27) = 82\,085 \text{ kg.}$$

Al suponer que se colocan dos tornillos en cada línea transversal, el área requerida de tornillos, considerando solamente la tensión,

$$\text{es: } a_{\text{req}} = T / (2 \times 2 \times \phi F_t) = 82\,085 / (4 \times .75 \times 6\,330) \\ = 4.32 \text{ cm}^2, \text{ utilizar dos tornillos de 19 mm.}$$

Al considerar conexión tipo aplastamiento (cuerdas incluidas), se ensayan 6 tornillos, 4 en el patín de tensión y 2 en el de compresión.

$$\text{Número de tornillos requeridos para la reacción} = R_u / \phi R_n = \\ = 32\,000 / (.65 \times 3800 \times 2.85) = 4.54 \text{ tornillos} < 6; \text{ cumple.}$$

Usar 6 tornillos ASTM A-325 de 19 mm. de diámetro.

B. Diseño de la placa de extremo.

$$\text{Ancho máximo de diseño } b_e \leq 1.15 b_f$$

$$1.15 \times 20 = 23 \text{ cm.}$$

$$\text{Usar } b_{pe} = 230 \text{ mm.}$$

con filetes de soldadura de 8 mm se tiene:

$$p_e = p_f - d_t/4 - 0.707 t_s, \text{ con } p_f = d_t + 1.27$$

$$p_e = (1.905 + 1.27) - (1.905/4) - 0.707(.8) = 2.133$$

$C_a = 1.13$ de la tabla A1 del apéndice A de este trabajo.

$$C_b = (b_p/b_{pe})^{0.5} = (20 / 23)^{0.5} = 0.9325$$

$$A_p/A_a = (20 \times 1.27) / (47.46 \times 0.63) = 0.847$$

$$p_e/d_t = 2.133 / 1.905 = 1.1197$$

$$\alpha_m = 1.13 \times 0.9325 (0.847)^{1/3} (1.1197)^{1/4} = 1.026$$

$$M_e = \alpha_m F_{pp_e} / 4 = 1.026 (82\,085) (2.133) / 4 = 44\,910 \text{ kg-cm}$$

El espesor requerido es:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_e}{b_{pe} (0.9 F_y)}} = \sqrt{\frac{4 (44\,910)}{23 (2277)}} = 1.852 \text{ cm. usar placa de 19 mm.}$$

Se revisa el si el ancho de la placa es efectivo con:

$$b_e = b_p + 2 t_s + t_p = 200 + 2(.707)(.8) + 19 = 230 \text{ mm.}; \text{ cumple.}$$

Al verificar el cortante en la placa.

$$f_v = \frac{T}{2(b_p t_p)} = \frac{82\,085}{2(23 \times 1.9)} = 940 \text{ kg/cm}^2 < \phi F_v = 0.75(.6 \times 4100) \\ = 1845 \text{ kg/cm}^2.$$

C. Diseño de las soldaduras.

Soldadura del patín superior a la placa de extremo.

$$\text{Longitud disponible} = 2 (20 + 1.27) = 42.54 \text{ cm.}$$

Con electrodos E70xx, el tamaño requerido es:

$$D = T / (1 \times \phi F_s) = 82\,085 / (42.54 \times 1567) = 1.23 \text{ cm.}$$

Usar soldadura de 13 mm.

Soldadura del alma de la viga a la placa de extremo.

$$\text{Tamaño mínimo del filete} = 3.2 \text{ mm.}$$

Soldadura del alma de la viga a la placa de extremo.

Tamaño mínimo del filete = 3.2 mm.

Longitud mínima requerida, basándose en la capacidad al cortante del alma de la viga:

$$32\ 000 / (.63 \times 1845) = 27.53 \text{ cm.}$$

Soldadura requerida para desarrollar la resistencia a la flexión de $0.90F_y = 2\ 277 \text{ kg/cm}^2$ en el alma, cerca de los patines.

$$D = \frac{0.63 \times 2\ 277}{2 \times 1567} = 0.458 \text{ cm; usar soldadura de 4.8 mm.,}$$

en filetes continuos a ambos lados del alma de la viga.

El detallado de la conexión diseñada se muestra en la figura siguiente; cabe mencionar que el diseño completo de la junta debe incluir: la revisión de la necesidad de atiesamiento para el alma de la columna, el diseño de los atiesadores y sus soldaduras; que como se mencionó anteriormente, no son objeto de estudio en el presente trabajo.

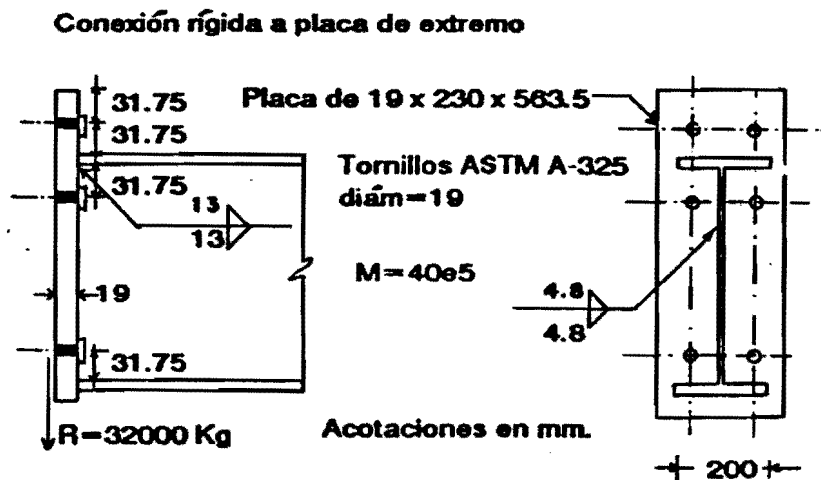


Fig. del ejemplo 6.2

7. Comentarios finales.

Se han incluido en este trabajo los aspectos principales para el diseño de conexiones viga-columna con el criterio por factores de carga y resistencia, la metodología para el diseño, y algunos ejemplos de aplicación de los conceptos revisados.

La consideración explícita de los estados límite, y los distintos factores de carga y de resistencia, permite con este criterio de diseño dimensionar las conexiones de manera más uniforme e incorporar mediante los índices de confiabilidad la experiencia de diseños anteriores.

Las características rotacionales que presenta una conexión son importantes ya que afectan el tamaño de las vigas, y la respuesta global de los marcos. El tipo, tamaño y disposición de los elementos de conexión y de los conectores tienen influencia en la respuesta rotacional y resistencia de las uniones. Sin embargo, hasta que se encuentren disponibles programas de análisis estructural, de uso general, que tomen en cuenta la rigidez "real" de una conexión, la semi-rigidez no resulta manejable, aunque las condiciones reales de las conexiones en las estructuras demuestren que las conexiones rígidas son menos rígidas de lo que se supuso, y que las flexibles resultan más rígidas de lo supuesto.

En general, el diseñar las conexiones con el criterio de proporcionarles mayor resistencia que la de los elementos que conectan, y el utilizar los esfuerzos y modelos analíticos que proponen los códigos de diseño (AISC, RDF) da como resultado una conexión resistente, con la rigidez y ductilidad adecuadas, lo que lleva a un comportamiento satisfactorio de la estructura en su conjunto.

Aunque no fue objeto de estudio en este trabajo, los requisitos de atiesamiento de los elementos de soporte siempre deben ser verificados, y diseñarse los atiesadores en caso de que sean necesarios, ya que la falla de una estructura puede generarse por las condiciones de inestabilidad local.

En las conexiones con placa de extremo es necesario que la longitud de placa que se prolonga más allá del patín de tensión, que se utilice al fabricar la conexión, sea la que se estableció en el diseño, ya que algunas veces en la fabricación de la

estructura, se utilizan longitudes mayores; cuando esto ocurre puede ser necesario aumentar el espesor o atiesar la placa.

Los tipos de conexiones que se trataron en el presente trabajo son algunos de los más representativos de una cantidad muy amplia de disposiciones de conectores y elementos de conexión que pueden ser usados en uniones viga a columna de marcos de acero.

La importancia del diseño adecuado de las conexiones no debe ser ignorada, y aunque el funcionamiento real es más complejo que el de las piezas que se conectan, por la existencia de fuerzas altamente localizadas, la posibilidad de fallas locales, la alta indeterminación, la dependencia entre la distribución de esfuerzos y las deformaciones de los conectores, el efecto de acartelamiento que se introduce por el empleo de placas de unión, la idealización teórica de las conexiones siempre resultará difícil y solamente la interpretación adecuada de los resultados de los estudios realizados y las experiencias y criterios contenidos en las especificaciones y reunidos durante mucho tiempo, son las herramientas que producirán diseños adecuados, junto con el buen juicio del diseñador, quien deberá verificar todos los aspectos necesarios para que las conexiones y las estructuras diseñadas resulten satisfactorias durante su vida útil.

8. Referencias.

1. American Institute of Steel Construction, Inc. Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Steel for Buildings. 1989, Chicago, Ill.
2. American Institute of Steel Construction, Inc., Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, first edition. 1986, Chicago, Ill.
3. Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Reglamento del Distrito Federal, Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Septiembre 18 de 1987, México, D.F.
4. C.W. Pinkham and W.C.Hansell, An Introduction to load and Resistance Factor Design for Steel Buildings. Engineering Journal, AISC, first quarter 1978. pp 1-7.
5. Theodore V. Galambos and M.K.Ravindra, Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design. Engineering Journal, AISC Vol, first quarter 1978. pp 8-17.
6. Mc Guire, W., Steel Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1968.
7. Kuzmanovic, Bogdan O, Willems, Nicholas, Steel Design for Structural Engineers, Second edition, Englewood Cliffs, NJ, 1983
8. De Buen, Oscar, Apuntes de la materia Diseño Avanzado de Estructuras de Acero, DEPEFI UNAM, México, D.F.
9. Bjorhovde, Reidar, et al, Classification System for Beam-to-Column Connections. Journal of Structural Engineering, Vol. 116 No. 11, November 1990, ASCE , pp 3059-3077.
10. Abolhassan Astanteh, Steven M. Call and Kurt M. Mc. Mullin, Design of Single plate Shear Connections, Engineering Journal, AISC, first quarter 1989. pp 21-32.
11. Abolhassan Astanteh and Marwan N. Nader, Design of Tee Framing Shear Connections. Engineering Journal, AISC, first quarter 1989. pp 9-20.
12. Ralph M. Richard, Paul E. Gillet, James D. Kriegh and Bret A. Lewis, The Analysis and Design of Single plate Framing Connections. Engineering Journal, AISC, second quarter 1980.
13. Ned W. Young and Robert O Disque, Design Aids for Single plate Framing Connections. Engineering Journal, AISC, fourth quarter 1981. pp 129-148.
14. Abolhassan Astanteh and Marwan N. Nader, Experimental Studies and Design of Steel Tee Shear Connections, Journal of Structural Engineering, Vol 116 No. 10, October 1990, ASCE, pp 2882- 2902.

15. Peter C. Birkemoe and Michael I. Gilmer, Behavior of Bearing Critical Double-Angle Beam Connections. Engineering Journal, AISC, fourth quarter of 1978, pp 109-115.

16. Fisher, J.W, Struik, J.H.A, and Kulak, G.L, Guide to Design Criteria for bolted and Riveted Joints. John Wiley & Sons, New York, N.Y.,1987.

17. Lipson, Samuel L., Single Angle Welded-Bolted Connections, Journal of the Structural Division, Vol 103, No. ST3, March, 1977, ASCE, pp 559-571.

18. Roeder, Charles W, and Dailey, Ronald H., the Results of Experiments on Seated Beam Connections, Engineering Journal, AISC, Third quarter of 1989. pp 90-95.

19. Garret, J.H. and Brockenbrough R.L., Design Loads for Seated-Beam in LRFD, Engineering Journal, AISC, Second quarter of 1986, pp 84-88.

20. W.F. Chen, and K.V. Patel, Static Behavior of Beam-to-Column Moment Connections, Journal of Structural Division, ASCE , Vol 107 , No. ST9, September 1981, pp 1815-1838.

21. N Krishnamurty, A Fresh Look at Bolted End-Plate Behavior and Design, Engineering Journal, AISC, Second Quarter 1978. pp 39-49.

22. Thomas Murray, and Anant Kukreti, Design of 8-bolts Stiffened Moment End plates, Engineering Journal, AISC, Second Quarter 1988, pp 45-52.

23. Huang, J. S., and Chen, W. F. and Beedle, L. S., Behavior and Design of Steel Beam-to-column Moment Connections, Welding Research Council Bulletin No. 188, Oct., 1973.

9. Apéndice A.

DUCTILIDAD SIMPLIFICADA EN FUNCION DE LA VARIACION DE k

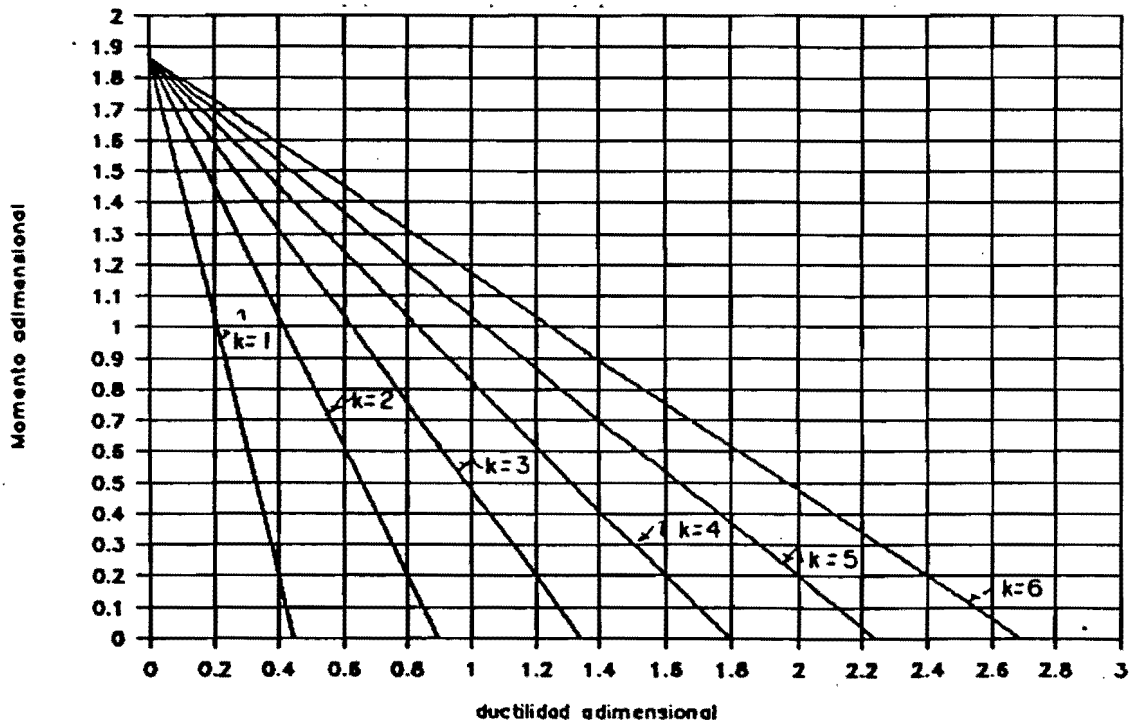


Fig. A1

```
CLS
PRINT "
PRINT "
PRINT "
PRINT "
PRINT "
PRINT "
```

```
CALCULO DE LONGITUDES DE ASIENTO DE VIGAS
UTILIZANDO AISC-LRFD 86
por: J. Vivas Ferreira.
Julio de 1991
```

```
INPUT "Fy de la viga (kg/cm2) Fyv="; Fyv
INPUT "separacion nominal (cm) G="; G
INPUT "distancia k (cm) k="; k
INPUT "espesor del alma ta (cm) ta="; TW
INPUT "Fy del angular (kg/cm2) Fya="; Fya
INPUT "espesor del angular (cm) tA="; TA
INPUT "ancho del angular (cm) B="; B
INPUT "ala de asiento (cm) A="; AA
REM calculo de la reaccion factorizada.
a = (1 / (2 * Fyv * TW))
be = (-5 * k / 4 - TA + G - .9525)
c = -(.225 * Fya * B * TA ^ 2)
RE = (-be + SQR(be ^ 2 - 4 * a * c)) / (2 * a)
N = (RE / (Fyv * TW) - 2.5 * k): PRINT "N Caso I (cm)="; N
EX = N / 2 + G - TA - .925: PRINT "Excentricidad Caso I (cm)="; EX
IF 2.5 * k <= N AND N <= (AA - G) THEN
GOSUB SUB1
ELSEIF N < 2.5 * k THEN
GOSUB SUB2
ELSEIF N > (AA - G) THEN
GOSUB SUB3
END IF
```

```
SUB1:
```

```
PRINT "CASO 1"
PRINT "R="; RE
PRINT "longitud de apoyo de la viga (cm) N="; N
EX = N / 2 + G - TA - .9525
PRINT "excentricidad (cm.) e="; EX
GOSUB sub4
END
```

```
SUB2:
```

```
PRINT "CASO 2"
a = (.25 * (1 / (Fyv * TW)))
be = (-TA + G - .9525)
c = -(.225 * Fya * (B * TA ^ 2))
RE = (-be + SQR(be ^ 2 - 4 * a * c)) / (2 * a)
PRINT "R="; RE
N = RE / (TW * Fyv) - 2.5 * k: PRINT "N2="; N
EX = (N + 2.5 * k) / 4 + G - .9525 - TA
PRINT "excentricidad (cm) e="; EX
GOSUB sub5
END
```

```
SUB3:
```

```
PRINT "CASO 3"
RE = (AA - 1.905 + 2.5 * k) * TW * Fyv
PRINT "Reaccion por arrugamiento del alma (kg) R="; RE
GOSUB sub4
END
```

```

sub4:
PRINT " "
PRINT " VERIFICACION DE LAS CONDICIONES DEL ANGULAR "
PRINT " "
INPUT "Reaccion actuante (kg) R="; R
N = R / (Fyv * TW) - 2.5 * k
PRINT "N="; N
EX = (N + 2.5 * k) / 2 - TA + G - .9525
PRINT "excentricidad de flexion (cm) e="; EX
FB = EX * R * 4 / (B * TA ^ 2)
PRINT "FB="; FB
END

```

```

sub5:
PRINT " "
PRINT " VERIFICACION DE LAS CONDICIONES DEL ANGULAR "
PRINT " "
INPUT "Reaccion actuante (kg) R="; R
Fyv = RE / (N + 2.5 * k)
PRINT "Fyv="; Fyv
EX = (N + 2.5 * k) / 4 - TA + G - .9525
PRINT "excentricidad (cm) e="; EX
END

```

Tabla A1, valores de C_u

F_y (kg/cm ²)	A-325	A-490
2 530	1.13	1.14
2 950	1.11	1.13
3 170	1.10	1.12
3 520	1.09	1.11
3 870	1.08	1.10
4 220	1.07	1.09
4 575	1.06	1.08
6 330	1.03	1.04
Esfuerzo de fluencia de la viga.		

Tomada de la referencia 1 pag. 5-145.

10. Apéndice B.

SEATED BEAM CONNECTIONS
Welded—E70XX electrodes
TABLE VI Design loads in kips

TABLE VI-A Outstanding Leg Capacity, Kips (based on OSL = 3½ or 4 in.)													
F _y (ksi)	36	Angle Length, In.		8 in.					8 in.				
		Angle Thickness, In.		¾	½	¾	¾	1	¾	½	¾	¾	1
		Beam Web Thickness In.	¾	13.6	18.5	22.6	26.8	29.8	15.7	20.3	25.0	29.6	29.8
¼	15.7		23.3	30.0	34.9	43.3	18.1	26.5	32.6	38.1	43.3		
⅜	17.5		26.4	35.4	44.5	57.3	20.3	30.0	39.8	49.3	60.7		
½	19.2		29.2	39.5	49.9	70.3	22.2	33.1	44.3	55.6	75.0		
⅝	20.8		31.9	43.3	55.0	78.4	24.0	36.1	48.6	61.2	86.5		
¾	22.2		34.4	47.1	59.9	85.8	25.6	38.9	52.6	66.5	94.4		
⅞	23.5		36.8	50.6	64.6	93.0	27.2	41.6	56.5	71.6	102		
Note: Values above heavy lines apply only for 4-in. outstanding legs.													
TABLE VI-B Outstanding Leg Capacity, Kips (based on OSL = 3½ or 4 in.)													
F _y (ksi)	50	Angle Length, In.		8 in.					8 in.				
		Angle Thickness, In.		¾	½	¾	¾	1	¾	½	¾	¾	1
		Beam Web Thickness, In.	¾	16.0	23.2	28.3	33.4	41.5	18.5	25.3	31.0	36.7	41.5
¼	18.5		28.0	37.7	44.3	56.6	21.3	31.8	41.2	47.9	60.2		
⅜	20.7		31.7	43.1	54.7	73.7	23.9	36.0	48.3	60.9	78.8		
½	22.6		35.2	48.3	61.5	88.2	26.1	39.9	53.9	68.2	96.9		
⅝	24.5		38.5	53.1	68.0	98.1	28.2	43.5	59.3	75.2	108		
¾	26.1		41.7	57.8	74.3	108	30.2	47.0	64.3	82.0	118		
⅞	27.7		44.7	62.4	80.4	117	32.0	50.3	69.2	88.5	128		
Note: Values above heavy lines apply only for 4-in. outstanding legs.													
TABLE VI-C Weld Capacity, Kips													
Weld Size, In.	E70XX Electrodes												
	Seat Angle Size (long leg vertical)												
	4x3½	5x3½	6x4	7x4	8x4								
¼	17.3	25.8	32.7	42.8	53.4								
⅜	21.5	32.3	41.0	53.4	66.8								
½	25.8	38.7	49.1	64.1	80.1								
⅝	30.2	45.2	57.3	74.7	93.5								
¾	—	51.6	65.4	83.4	107								
⅞	—	64.5	81.8	107	134								
1	—	71.0	90.0	117	—								
1¼	—	—	—	—	—								
Range of Available Seat Angle Thicknesses													
Minimum	¾	¾	¾	¾	¾								
Maximum	½	¾	¾	¾	1								

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

ECCENTRIC LOADS ON FASTENER GROUPS

TABLE X Coefficients C

ANGLE = 0°

Required minimum $C = \frac{P_u}{(\phi r_v)}$

$P_u = C \times \phi r_v$

n = total number of fasteners in the vertical row

P_u = factored load acting with lever arm l , in.

ϕr_v = design load on one fastener by Specification

X_o = horizontal distance from bolt centroid to P_u

l = load eccentricity (not tabulated, can be calculated by geometry)

C = coefficients tabulated below

	X_o , in.	n										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$b = 3$ in.	2	1.18	2.23	3.32	4.40	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.54	11.54
	3	.88	1.77	2.83	3.91	4.99	6.07	7.13	8.17	9.21	10.24	11.26
	4	.69	1.40	2.38	3.42	4.49	5.58	6.66	7.73	8.79	9.85	10.89
	5	.56	1.15	2.01	2.97	4.01	5.08	6.16	7.24	8.32	9.39	10.46
	6	.48	1.00	1.73	2.59	3.57	4.60	5.66	6.74	7.82	8.90	9.98
	7	.41	.83	1.51	2.28	3.18	4.16	5.19	6.24	7.32	8.40	9.48
	8	.36	.73	1.34	2.04	2.86	3.76	4.75	5.77	6.83	7.89	8.97
	9	.32	.65	1.21	1.83	2.59	3.43	4.35	5.32	6.36	7.41	8.48
	10	.29	.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.93	5.91	6.95	8.00
	12	.24	.49	.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.16	6.10	7.08
	14	.21	.42	.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.56	5.42	6.32
	16	.18	.37	.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.69
18	.16	.33	.62	.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15	
20	.15	.30	.56	.85	1.24	1.67	2.17	2.72	3.33	3.99	4.70	
24	.12	.25	.47	.71	1.03	1.40	1.82	2.29	2.81	3.37	3.99	
28	.11	.21	.40	.61	.89	1.20	1.57	1.97	2.42	2.92	3.45	
32	.09	.19	.35	.54	.78	1.05	1.38	1.73	2.13	2.57	3.04	
36	.08	.17	.31	.48	.69	.94	1.22	1.54	1.90	2.29	2.72	
$b = 6$ in.	2	1.63	2.72	3.75	4.77	5.77	6.77	7.76	8.75	9.74	10.73	11.72
	3	1.39	2.48	3.56	4.60	5.63	6.65	7.65	8.66	9.66	10.65	11.64
	4	1.18	2.23	3.32	4.40	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.54	11.54
	5	1.01	1.99	3.07	4.16	5.23	6.29	7.33	8.36	9.39	10.40	11.41
	6	.88	1.77	2.83	3.91	4.99	6.07	7.13	8.17	9.21	10.24	11.26
	7	.77	1.57	2.59	3.66	4.75	5.83	6.90	7.98	9.01	10.05	11.09
	8	.69	1.40	2.38	3.42	4.49	5.58	6.66	7.73	8.79	9.85	10.89
	9	.62	1.26	2.18	3.19	4.25	5.33	6.41	7.49	8.56	9.63	10.69
	10	.56	1.15	2.01	2.97	4.01	5.08	6.16	7.24	8.32	9.39	10.46
	12	.48	1.00	1.73	2.59	3.57	4.60	5.66	6.74	7.82	8.90	9.98
	14	.41	.83	1.51	2.28	3.18	4.16	5.19	6.24	7.32	8.40	9.48
	16	.36	.73	1.34	2.04	2.86	3.76	4.75	5.77	6.83	7.89	8.97
18	.32	.65	1.21	1.83	2.59	3.43	4.35	5.32	6.36	7.41	8.48	
20	.29	.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.93	5.91	6.95	8.00	
24	.24	.49	.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.16	6.10	7.08	
28	.21	.42	.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.56	5.42	6.32	
32	.18	.37	.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.69	
36	.16	.33	.62	.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15	

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

ECCENTRIC LOADS ON WELD GROUPS

TABLE XVIII Coefficients C

ANGLE = 0°

Required Minimum $C = \frac{P_u}{C_1 D l}$

" " $D = \frac{P_u}{C C_1 l}$

" " $l = \frac{P_u}{C C_1 D}$

P_u = factored eccentric load in kips
 l = length of each weld, in.
 D = number of sixteenths of an inch in fillet weld size
 C = coefficients tabulated below (includes $\phi = 0.75$)
 C_1 = coefficient for electrode used (see Table on page 5-89)
 = 1.0 for E70XX electrodes
 $P_u = C C_1 D l$

SPECIAL CASE*
 (Load not in plane of weld group)
 Use C-values given in column headed $k = 0$

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
.05	2.743	2.743	2.744	2.745	2.747	2.751	2.754	2.757	2.761	2.763	2.766	2.770	2.773	2.775	2.777	2.778
.10	2.627	2.628	2.631	2.636	2.645	2.656	2.668	2.681	2.692	2.703	2.713	2.728	2.740	2.748	2.755	2.760
.15	2.459	2.461	2.468	2.480	2.497	2.517	2.540	2.564	2.587	2.608	2.628	2.661	2.685	2.704	2.718	2.729
.20	2.264	2.268	2.281	2.300	2.325	2.354	2.387	2.420	2.455	2.487	2.518	2.571	2.612	2.644	2.668	2.687
.25	2.064	2.071	2.089	2.117	2.150	2.186	2.226	2.267	2.309	2.351	2.391	2.464	2.523	2.570	2.606	2.635
.30	1.874	1.883	1.907	1.942	1.982	2.026	2.070	2.116	2.162	2.209	2.213	2.344	2.421	2.483	2.533	2.572
.40	1.549	1.561	1.593	1.638	1.691	1.746	1.799	1.850	1.900	1.941	1.987	2.080	2.137	2.157	2.202	2.422
.50	1.299	1.312	1.348	1.400	1.460	1.522	1.581	1.638	1.691	1.741	1.786	1.871	1.956	2.005	2.049	2.111
.60	1.107	1.123	1.160	1.216	1.279	1.345	1.408	1.468	1.525	1.577	1.625	1.713	1.790	1.865	1.933	1.969
.70	.962	.975	1.015	1.072	1.138	1.204	1.268	1.329	1.387	1.442	1.493	1.583	1.663	1.733	1.797	1.858
.80	.849	.862	.902	.960	1.025	1.090	1.154	1.215	1.272	1.326	1.377	1.475	1.554	1.626	1.691	1.748
.90	.758	.771	.811	.868	.932	.996	1.060	1.120	1.177	1.229	1.279	1.373	1.464	1.533	1.601	1.658
1.00	.684	.698	.737	.791	.853	.916	.979	1.039	1.095	1.148	1.197	1.287	1.371	1.458	1.517	1.580
1.20	.572	.586	.622	.672	.729	.789	.847	.905	.961	1.014	1.062	1.149	1.227	1.301	1.369	1.454
1.40	.491	.504	.538	.583	.635	.690	.745	.800	.854	.905	.954	1.038	1.114	1.185	1.250	1.312
1.60	.430	.443	.474	.514	.561	.612	.665	.715	.767	.817	.864	.947	1.023	1.090	1.153	1.211
1.80	.383	.395	.423	.460	.503	.550	.598	.646	.695	.742	.788	.870	.945	1.012	1.071	1.127
2.00	.345	.356	.382	.416	.455	.498	.544	.590	.634	.680	.724	.804	.878	.944	1.003	1.057
2.20	.314	.324	.348	.379	.415	.455	.498	.541	.583	.626	.668	.749	.819	.885	.944	.997
2.40	.287	.298	.319	.348	.382	.419	.459	.499	.541	.580	.620	.698	.767	.832	.891	.943
2.60	.265	.275	.295	.322	.353	.388	.425	.463	.502	.540	.578	.653	.720	.784	.843	.896
2.80	.248	.255	.274	.299	.329	.361	.396	.432	.469	.506	.541	.613	.681	.741	.799	.852
3.00	.230	.239	.256	.280	.307	.338	.371	.405	.439	.475	.508	.577	.643	.702	.759	.812

*Valid only when the connection material between the welds is solid and does not bend in the plane of the welds.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION