Fondo Editorial

UNAT

Hector Aroquipa Velasquez

# DISEÑO EN ACERO LRFD

fondoeditorial.unat.edu.pe

# DISEÑO DEN ACERO

@ Hector Aroquipa Velasquez
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-6502-5618

© UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO (UNAT) - FONDO EDITORIAL.

DIRECCIÓN: BOLOGNESI N° 416, TAYACAJA, HUANCAVELICA -PERÚ
TAYACAJA@UNAT.EDU.PE
TELF: (+51) 67 -990847026
WEB: HTTPS://UNAT.EDU.PE

PRIMERA EDICIÓN DIGITAL: MAYO 2025
LIBRO DIGITAL DISPONIBLE EN HTTPS://FONDOEDITORIAL.UNAT.EDU.PE

HECHO EL DEPÓSITO LEGAL EN LA BIBLIOTECA NACIONAL DEL PERÚ N° 202504234
ISBN: 978-612-5123-35-0

PAMPAS –TAYACAJA
2025

## DEDICATORIA

A mi familia.
A mi esposa Denissa, quien con tenacidad y resistencia condujo al logro de mis objetivos y controlando las derivas de la vida.
A mis hijos HD Russell y HM Alessandro, Quienes con su ductilidad emocional y elasticidad en sus actitudes fueron quienes inspiraron la conclusión del libro.

UNIVERSIDAD NACI
DANIEL HE
UI
ENSEÑANZA - INNOVA

## AGRADECIMIENTO

A mis colegas académicos, de la EPIC de la UNA Puno. Por su riostra incondicional, en mejorar la tenacidad del conocimiento, sin lugar a duda en el estudio.
Al Dr. Javier silva. Docente, área de estructuras, de la Universidad de los Andes de Colombia. Quien dio fe del logro y aporte del libro y motivación para su publicación
A mi familia por su apoyo incansable y su paciencia para finalizar esta paciencia.

La investigación, su esencia y arte.

H.A.V

# PREFACIO

Los sismos son desastres naturales que frecuentemente golpean a distintas regiones de Latinoamérica, produciendo pérdidas de vidas humanas, daño en la infraestructura civil y pérdidas económicas. Es por ello que la reducción del riesgo sísmico, y en particular de la vulnerabilidad de las construcciones, representa una tarea de gran importancia social. Si bien esta tarea debe desarrollarse en un contexto interdisciplinario, es obvio que el rol del ingeniero estructural es preponderante, dado que tiene a su cargo el diseño, cálculo y supervisión del sistema estructural de las construcciones.

Es por ello que este libro está dirigido a los profesionales de la ingeniería estructural, estudiantes de posgrado y estudiantes avanzados de ingeniería civil, con el objeto de presentar los aspectos fundamentales del diseño sismorresistente de estructuras de acero. Esta tarea se realiza con el convencimiento de que la capacitación de los ingenieros estructurales representa una acción efectiva para reducir la vulnerabilidad de las construcciones.

La Especificación está basada en avances en el estado del conocimiento y cambios en la práctica de diseño, La "Specification for Structural Steel Buildings" del American Institute of Steel Construction (AISC-2016) provee un tratamiento integrado de los métodos de Diseño por Tensiones Admisibles y del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD) y reemplaza anteriores especificaciones. El presente texto, está dedicado exclusivamente al método de diseño de acero estructural LRFD, para lo cual se utilizará la especificación AISC-LRFD.

Según la AISC, la especificación ha sido desarrollada como un documento de consenso para proveer una práctica uniforme en el diseño de edificios de acero estructural y otras estructuras. El propósito es proveer criterios de diseño para el uso en casos de rutina y no provee criterios específicos para problemas encontrados en forma infrecuente, los cuales aparecen teniendo en cuenta el rango amplio del diseño estructural. El propósito principal de este libro es exponer los temas básicos para un primer curso en diseño en acero, en las escuela profesional de Ingeniería Civil; de la Universidad Nacional del Altiplano Puno Perú y la Universidad de los Andes, Bogotá Colombia.

DANIEL HERNÁNDEZ MOLLO
UNAP
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# PRESENTACIÓN

El texto trata de establecer un equilibrio entre la teoría y la "manera de proceder", según las especificaciones del AISC-2016. Esta primera versión del presente libro, sobre diseño de estructuras de acero es una recopilación de texto, artículos técnicos y reglamentos de diseño relacionada con el tema de las Estructuras de acero, empleando la filosofía de Diseño por Factores de Carga y de Resistencia (LRFD), y no se pretende con este documento sustituir dichos materiales. En este sentido, el objetivo de estos apuntes es proporcionar al lector un compendio de dichos materiales (ciertamente escasos) y por consiguiente, no se profundiza durante el desarrollo de los temas. No se presentan ejemplos, pues considero que éstos se deben desarrollar de manera conjunta entre el docente y el estudiante para una mejor comprensión de los temas de acuerdo a las especificaciones del AISC-LRFD.

HÉCTOR AROQUIPA VELASQUEZ
BOGOTÁ 2016

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

*La investigación, su esencia y arte.*

# Índice general

**Dedicatoria y Agradecimiento** . . . . . **3**
**Prefacio** . . . . . **4**
**Presentación** . . . . . **5**

**1 INTRODUCCIÓN** . . . . . **15**
**1.1 INTRODUCCIÓN** . . . . . **15**
**1.2 PROVISIONES GENERALES PARA EL DISEÑO** . . . . . **16**
1.2.1 PROVISIONES SÍSMICAS . . . . . 16
**1.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA** . . . . . **16**
1.3.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES . . . . . 16
1.3.2 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (PRM) . . . . . 17
1.3.3 SISTEMAS ARRIOSTRADOS . . . . . 20
1.3.4 MUROS DE CORTANTE DE ACERO (MCA) . . . . . 25
**1.4 MATERIALES** . . . . . **26**
1.4.1 ACERO ESTRUCTURAL . . . . . 26
1.4.2 COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ACERO ESTRUCTURAL . . . . . 31
**1.5 PERFILES DE ACERO.** . . . . . **31**
1.5.1 IDENTIFICACIÓN DE LOS PERFILES . . . . . 32
1.5.2 ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTANDARES DE REFERENCIA . . . . . 33
**1.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL** . . . . . **33**
1.6.1 VENTAJAS . . . . . 33
1.6.2 DESVENTAJAS . . . . . 33

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación es esencia y arte

**1.7 EL TRABAJO DEL DISEÑADOR ESTRUCTURAL . . . . . 34**
1.7.1 RESPONSABILIDADES DEL INGENIERIO ESTRUCTURISTA . . . . . 34
1.7.2 DISEÑO ECONÓMICO DE MIEMBROS DE ACERO . . . . . 34
**1.8 MÉTODOS DE DISEÑO PROPUESTOS POR EL AISC - 2010 . . . . . 35**
1.8.1 MÉTODO DE ANÁLISIS SEGÚN EL REGLAMENTO E-090 . . . . . 36
1.8.2 DIFERENCIAS ENTRE LOS MÉTODOS DE LRFD Y EL ASD . . . . . 36
1.8.3 RESISTENCIA NOMINAL . . . . . 37
1.8.4 CÁLCULO DE LAS CARGAS PARA LOS MÉTODOS LRFD Y ASD . . . . . 37
1.8.5 Ejercicios Propuestos . . . . . 40

**2 TENSIÓN . . . . . 43**
**2.1 INTRODUCCIÓN . . . . . 43**
**2.2 USOS DE MIEMBROS EN TENSIÓN . . . . . 44**
**2.3 CLASIFICACIÓN DE MIEMBROS EN TENSIÓN . . . . . 44**
**2.4 MODOS DE FALLA DE MIEMBROS EN TENSIÓN . . . . . 47**
**2.5 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN(AISC 2010) . . . . . 48**
2.5.1 LÍMITES DE ESBELTEZ . . . . . 48
2.5.2 RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN . . . . . 48
2.5.3 ÁREA NETA EFECTIVA . . . . . 49
2.5.4 ESPESOR DE DISEÑO DE LA PARED PARA PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE) . . . . . 54
2.5.5 BLOQUE CORTANTE . . . . . 54
**2.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES . . . . . 56**
2.6.1 RESISTENCIA A TENSIÓN . . . . . 56
2.6.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO . . . . . 56
2.6.3 ESTADOS LÍMITE . . . . . 57
2.6.4 REQUISITOS DIMENSIONALES . . . . . 57
**2.7 BARRAS DE OJO . . . . . 58**
**2.8 DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN . . . . . 58**
**2.9 EJERCICIOS RESUELTOS . . . . . 63**
2.9.1 Ejercicios Propuestos . . . . . 75

**3 COMPRESIÓN . . . . . 77**
**3.1 INTRODUCCIÓN. . . . . 77**
**3.2 USOS DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL . . . . . 78**
**3.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN . . . . . 79**
3.3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS COLUMNAS AISLADAS DE ACUERDO CON SU LONGITUD . . . . . 79
3.3.2 TIPOS DE EQUILIBRIO . . . . . 80
**3.4 MODOS DE FALLA. . . . . 80**
3.4.1 PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS . . . . . 81

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA, INNOVACIÓN, INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

**3.5 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN (AISC 2016) . . . 86**
3.5.1 LONGITUD EFECTIVA . . . 87
3.5.2 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS . . . 89
3.5.3 PANDEO POR TORSIÓN Y PANDEO POR FLEXO-TORSIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS . . . 90
3.5.4 MIEMBROS EN ÁNGULO SENCILLO A COMPRESIÓN . . . 92
3.5.5 MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS . . . 94
**3.6 MIEMBROS ARMADOS . . . 97**
3.6.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN . . . 97
3.6.2 REQUISITOS DIMENSIONALES . . . 98
**3.7 EJERCICIOS RESUELTOS . . . 101**
3.7.1 Ejercicios Propuestos . . . 114

**4 MIEMBROS EN FLEXION SIMPLE . . . 117**
**4.1 INTRODUCCIÓN. . . . 117**
**4.2 USO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN. . . . 118**
**4.3 SECCIONES TRANSVERSALES ESTRUCTURALES. . . . 119**
**4.4 USO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN. . . . 120**
**4.5 ARTICULACIÓN PLÁSTICA. . . . 122**
**4.6 MODOS DE FALLA EN MIEMBROS A FLEXIÓN . . . 122**
4.6.1 MODOS DE FALLA DE MIEMBROS A FLEXIÓN . . . 122
4.6.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESITENCIA AL PANDEO LATERAL POR FLEXO-TORSIÓN DE UNA VIGA 127
**4.7 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES PARA PANDEO LOCAL . . . 128**
4.7.1 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES PARA PANDEO LOCAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN EN MIEMBROS A FLEXIÓN . . . 128
**4.8 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN SIMPLE (AISC 2016). . . . 130**
4.8.1 PROVISIONES GENERALES . . . 130
4.8.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA DOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR . . . 131
4.8.3 MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON SIMETRÍA DOBLE CON ALMA COMPACTA Y ALETAS NO COMPACTAS O ESBELTAS SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR . . . 133
4.8.4 OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON ALMA COMPACTA O NO COMPACTA, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR . . . 134
4.8.5 MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON SIMETRÍA DOBLE O SIMPLE, CON ALMA ESBELTA, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR . . . 137
4.8.6 MIEMBROS DE SECCIÓN EN I Y CANALES SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MENOR 139
4.8.7 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS . . . 140
**4.9 EJERCICIOS RESUELTOS . . . 142**
4.9.1 Ejercicios Propuestos . . . 155

**5 MIEMBROS A CORTANTE . . . 157**
**5.1 INTRODUCCIÓN . . . 157**
**5.2 CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS . . . 158**
5.2.1 CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS (MIEMBROS EN FLEXIÓN) . . . 158
5.2.2 FUERZA Y ESFUERZO CORTANTE . . . 158

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación su esfuerza y arte.

**5.3 MODOS DE FALLA A CORTANTE . . . 159**
**5.4 DISEÑO DE ELEMENTOS POR CORTANTE . . . 159**
5.4.1 PROVISIONES GENERALES . . . 159
5.4.2 MIEMBROS CON ALMAS RIGIDIZADAS O NO RIGIDIZADAS . . . 160
5.4.3 ACCIÓN DEL CAMPO TENSIONADO . . . 162
5.4.4 ÁNGULOS SENCILLOS . . . 166
**5.5 DEFLEXIONES. . . . 166**
**5.6 EJERCICIOS RESUELTOS . . . 169**
5.6.1 Ejercicios Propuestos . . . 178

**6 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA . . . 181**
**6.1 INTRODUCCIÓN. . . . 181**
**6.2 USOS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA. . . . 181**
6.2.1 VENTAJAS PRINCIPALES DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA . . . 182
6.2.2 DESVENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA. . . . 182
6.2.3 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA . . . 184
6.2.4 ESTADOS LÍMITE DE FALLA . . . 185
**6.3 DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA (AISC-2010) . . . 187**
6.3.1 PROVISIONES GENERALES . . . 187
**6.4 FUERZA AXIAL - COLUMNAS COMPUESTAS. . . . 189**
6.4.1 COLUMNAS COMPUESTAS TIPO PERFIL REVESTIDO . . . 190
6.4.2 MIEMBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL RELLENO . . . 192
**6.5 FLEXIÓN - VIGAS COMPUESTAS. . . . 193**
6.5.1 GENERALIDADES . . . 193
6.5.2 VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES TIPO ESPIGO CON CABEZA, TIPO PERNO O TIPO CANAL . . . 193
6.5.3 MIEMBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL REVESTIDO. . . . 198
6.5.4 MIEMBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL RELLENO . . . 199
**6.6 CORTANTE . . . 199**
6.6.1 MIEBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL RELLENO O REVESTIDO . . . 199
6.6.2 VIGAS COMPUESTAS CON LOSA SOBRE TABLERO METÁLICO . . . 199
**6.7 COMBINACION DE FUERZA AXIAL Y FLEXION . . . 200**
**6.8 TRANSFERENCIA DE FUERZAS . . . 200**
6.8.1 Requisitos Generales . . . 200
6.8.2 Asignación de la fuerza . . . 200
6.8.3 Mecanismos de transferencia de fuerzas . . . 201
6.8.4 REQUISITOS DE DETALLADO . . . 202
**6.9 DIAFRAGMAS Y VIGAS COLECTORAS DE SECCIÓN COMPUESTA . . . 202**
**6.10 CONECTORES DE ACERO . . . 202**
6.10.1 REQUISITOS GENERALES . . . 202
6.10.2 CONECTORES DE ACERO EN VIGAS COMPUESTAS . . . 202
6.10.3 Conectores de acero en componentes de sección compuesta . . . 205
**6.11 EJERCICIOS RESUELTOS . . . 210**
6.11.1 Ejercicios Propuestos . . . 221

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, la esencia y arte.

7 ESFUERZOS COMBINADOS . . . . . 225

7.1 INTRODUCCIÓN . . . . . 225

7.2 DEFINICIÓN. . . . . 225

7.3 COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO . . . . . 228

7.3.1 COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES E IRREGULARES . . . . . 228

7.3.2 USO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRIMIDOS . . . . . 230

7.4 SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE COLUMNAS . . . . . 231

7.5 COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRIMIDOS . . . . . 232

7.6 DISEÑO POR ESTABILIDAD . . . . . 232

7.6.1 REQUISITOS PARA EL DISEÑO POR ESTABILIDAD . . . . . 233

7.6.2 CALCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS . . . . . 235

7.6.3 CALCULO DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO . . . . . 238

7.7 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN . . . . . 238

7.7.1 PROCEDIMIENTO APROXIMADO DE ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN (AISC - LRFD) . . . . . 239

7.8 DISEÑO DE MIEMBROS . . . . . 243

7.8.1 DISEÑO DE MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y POR TORSION (AISC - 2010) . . 243

7.8.2 DISEÑO DE COLUMNAS FLEXOCOMPRIMIDAS CONFORME A LAS ESPECIFICACIONES AISC-2010 . . 243

7.8.3 MIEMBROS CON SIMETRÍA DOBLE O SIMPLE SOLICITADOS POR FLEXION Y FUERZA AXIAL . . . . . 245

7.8.4 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL . . . . . 247

7.8.5 MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN O POR UNA COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTANTE O FUERZA AXIAL. . . . . 248

7.8.6 ROTURA DE ALETAS CON PERFORACIONES BAJO ESFUERZOS DE TENSIÓN . . . . . 250

7.9 EJERCICIOS RESUELTOS . . . . . 252

7.9.1 Ejercicios Propuestos . . . . . 266

8 CONEXIONES SIMPLES EMPERNADAS . . . . . 269

8.1 INTRODUCCIÓN. . . . . 269

8.2 DISEÑO DE CONEXIONES . . . . . 270

8.2.1 CONEXIONES SIMPLES . . . . . 270

8.2.2 CONEXIONES A MOMENTO . . . . . 270

8.2.3 TIPO DE CONEXIONES EMPERNADAS . . . . . 270

8.3 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO . . . . . 276

8.3.1 RESISTENCIA A TENSIÓN Y CORTANTE DE PERNOS . . . . . 276

8.3.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS CONECTADOS . . . . . 278

8.3.3 FALLA DE LOS ELEMENTOS CONECTADOS . . . . . 279

8.4 CONEXIONES TIPO DESLIZAMIENTO CRÍTICO . . . . . 280

8.4.1 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO . . . . . 280

8.4.2 ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSIÓN EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO 281

8.5 EJERCICIOS RESUELTOS . . . . . 283

8.5.1 Ejercicios Propuestos . . . . . 295


UNAB UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BUCARAMANGA
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte

9 CONEXIONES SIMPLES SOLDADAS . . . . . 299

**9.1 INTRODUCCIÓN. . . . . 299**
**9.2 VENTAJAS DE CONEXIONES SOLDADAS VS CONEXIONES EMPERNADAS . . . . . 299**
**9.3 DESVENTAJAS DE CONEXIONES SOLDADAS VS CONEXIONES EMPERNADAS . . . . . 300**
**9.4 PROCESOS DE SOLDADURA . . . . . 300**
9.4.1 REQUISITOS PARA LA SELECCIÓN DE LOS ELECTRODOS . . . . . 300
**9.5 TIPOS DE SOLDADURA . . . . . 301**
**9.6 RESISTENCIA DE SOLDADURAS DE FILETE . . . . . 302**
9.6.1 RESISTENCIA DE DISEÑO . . . . . 302
9.6.2 SOLDADURAS DE FILETE . . . . . 304
9.6.3 RESISTENCIA DE SOLDADURAS ACANALADAS . . . . . 308
9.6.4 SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA . . . . . 309
**9.7 ELECTRODOS DE SOLDADURA . . . . . 309**
**9.8 EJERCICIOS RESUELTOS . . . . . 311**
9.8.1 Ejercicios Propuestos . . . . . 321

10 CONEXIONES SIMPLES VIGA-COLUMNA . . . . . 327

**10.1 INTRODUCCIÓN. . . . . 327**
**10.2 CONSIDERACIONES PARA CONEXIONES SIMPLES O CONEXIONES A CORTANTE . . . . . 327**
**10.3 CONEXIONES DE ANGULO DOBLE . . . . . 327**
10.3.1 PERNADA - PERNADA . . . . . 327
10.3.2 SOLDADA - PERNADA . . . . . 328
10.3.3 PERNADA - SOLDADA . . . . . 329
**10.4 CONEXIÓN DE ANGULO SENCILLO (AISC 2010) . . . . . 330**
**10.5 CONEXIÓN DE PLATINA SENCILLA (SINGLE-PLATE, SHEAR TAB) . . . . . 330**
**10.6 CONEXIÓN ASENTADA SIN ATIESAR O ATIESADA (UNSTIFFENED - STIFFENED SEATED) . . . . . 331**
**10.7 PLATINA BASE DE COLUMNAS . . . . . 332**
10.7.1 BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO SOBRE CONCRETO . . . . . 332
**10.8 EJERCICIOS RESUELTOS . . . . . 336**
10.8.1 Ejercicios Propuestos . . . . . 350

Bibliografía . . . . . 353


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, su esencia y arte.

a

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO EN ACERO

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 INTRODUCCIÓN

El acero es sinónimo de arquitectura moderna. En el siglo XX, éste material inspiró a Arquitectos e Ingenieros, combinando la resistencia y la eficiencia con oportunidades de expresión escultural.

Hoy en día, en la era del pluralismo arquitectónico y de innovación de ingeniería, el acero se encuentra presente en los edificios más modernos y sofisticados. Esto se debe en cierta parte a la evolución metalúrgica, al avance en el análisis estructural, a las nuevas tecnologías en fabricación de estructuras, al montaje y al desempeño de los componentes constructivos que contemplan la estructura.

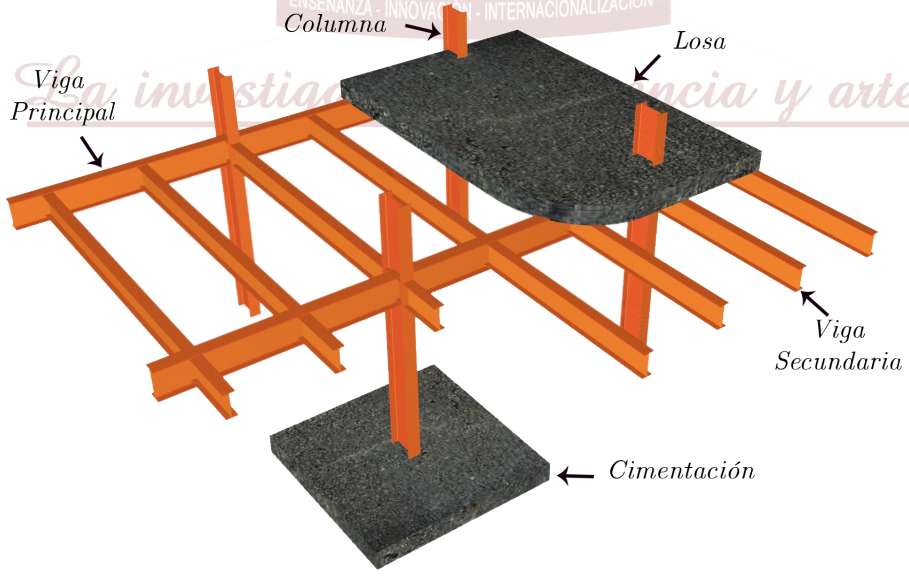



Figura 1.1: Elementos estructurales de un sistema estructural.

Las limitaciones técnicas y expresivas del acero son cada vez más exploradas, generando soluciones estéticas creativas y variadas Giedion y Boada (1982). Las conexiones de la estructura se pueden estandarizar y transformarse en elementos arquitectónicos importantes.

## 1.2 PROVISIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

El presente texto comprende y es aplicable a estructuras conformadas por elementos de acero estructural en cuya fabricación se utilicen perfiles laminados, perfiles armados o perfiles tubulares estructurales(PTE), incluyendo sistemas donde el acero y el concreto actúen como una sección compuestaEl-Tawil et al. (1995).

Para Reina et al. (2002), el análisis de estructuras en acero se debe entender los criterios para el diseño, la fabricación y el montaje de edificios y otras construcciones de acero estructural, donde la denominación "otras construcciones" comprende aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de forma semejante a los edificios y conformadas por similares elementos resistentes a

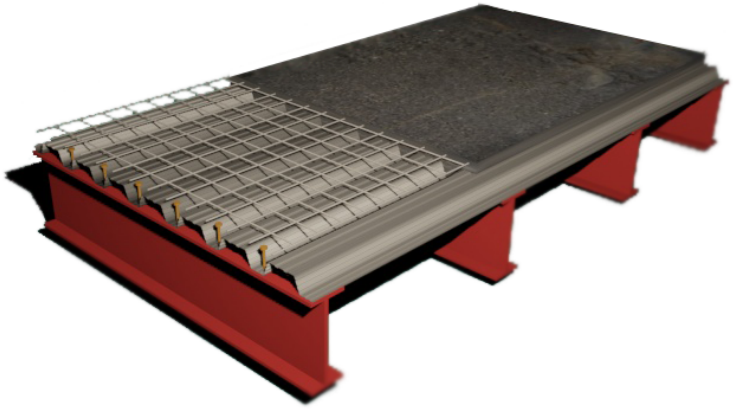


Figura 1.2: Losa típica de una estructura en acero, con lámina de acero Steel Deck.

### 1.2.1 PROVISIONES SÍSMICAS

Para el diseño de los sistemas de resistencia a cargas sísmicas de las estructuras cubiertas por el alcance de este Capítulo se deberán aplicar las provisiones del RNE E-030. No se permite aplicar el "Diseño con Análisis Inelástico" al diseño sísmico de edificios y otras construcciones de acero.

ENSEÑANZA, INVESTIGACIÓN Y EXTENSIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 1.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA CONTRA FUERZAS SÍSMICAS

### 1.3.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES

#### 1.3.1.1 Tipos de sistemas estructurales

Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica Perles (2007), los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

**A) Sistemas de muros de carga**
Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por muros de carga y las fuerzas horizontales o pórticos con diagonales.

**B) Sistema combinado**
Es un sistema estructural en el cual:

(a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
(b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

**C) Sistema de pórtico**
Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

**D) Sistema dual**
Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar cargas verticales.
(b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
(c) Los dos sistemas estructurales deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

### 1.3.2 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (PRM)

- Disipación de Energía Mínima (PRM-DMI)
- Disipación de Energía Moderada (PRM-DMO)
- Disipación de Energía Especial (PRM-DES)
- Pórticos con Cerchas Dúctiles (PCD)
- Sistemas de Columnas en Voladizo con Disipación de Energía Mínima (SCV-DMI)
- Sistema de Columnas con Disipación de Energía Especial (SCV-DES)

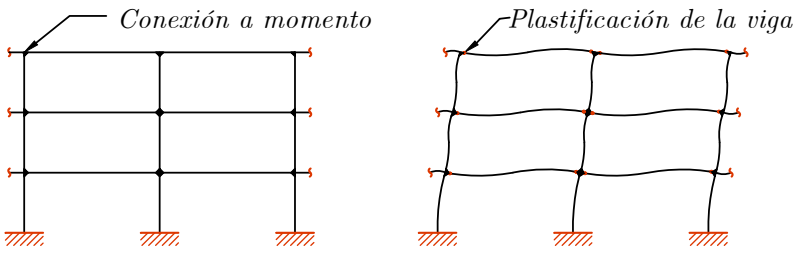
DANIEL HERNÁNDEZ MOLINA UNAT ENSEÑANZA, INNOVACIÓN, INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte

#### 1.3.2.1 Pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía especial (PRM-DES)

Los PMR-DES deben ser capaces de desarrollar una capacidad de deformación inelástica significativa a partir de la fluencia por flexión de la vigas y una fluencia limitada por cortante de la zona de panel. Excepto que se permita otra cosa en esta sección, las columnas deben diseñarse para ser más fuertes que las vigas en fluencia completa y con endurecimiento por deformación. Se permite la fluencia por flexión de la columnas en la base. El diseño de la conexiones vigas-columna, incluyendo la zona de panel y sus placas de continuidad, debe basarse en ensayos que garanticen el desempeño requerido, y demostrar su conformidad como se requiere López Almansa et al. (2014).

**a) Requisitos para lograr el nivel de ductilidad deseado:**
La concepción del diseño se basa en crear rotulas plásticas en las vigas, en la región adyacente la conexión con las columnas, logrando acomodar deformaciones inelásticas significativas y lograr disipar la energía.

Las vigas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica se diseñan para la cargas especificadas en el E-020 y AISC2010. Todos los demás componentes, entre ellos, las conexiones viga-columna, las columnas y las zonas de panel en la columnas, son diseñadas para las máximas solicitaciones que pueden desarrollar en las vigas $(1.1R_yM_p)$.




(a) Pórtico no deformado

(b) Pórtico deformado después de la aplicación de las cargas sísmicas

Figura 1.3: Generación de la rótula plástica en las vigas, debido a la aplicación de cargas laterales (sísmica, viento, ect.)

Las conexiones viga-columna generalmente se diseñan utilizando conexiones precalificadas para asegurar que se cumplen los requisitos de ductilidad. Si se usan otro tipo de conexiones, se deben hacer ensayos para demostrar que se cumplen dichos requisitos. Las conexiones deben soportar una deriva de piso de 0.04 rad.

Las zonas de panel en las columnas se deben reforzar utilizando platinas de continuidad en la zona donde llegan las alas de las vigas para transmitir estas fuerzas a la columna. También puede ser necesario utilizar platinas de refuerzo en el alma de la columna para las solicitaciones de cortante.

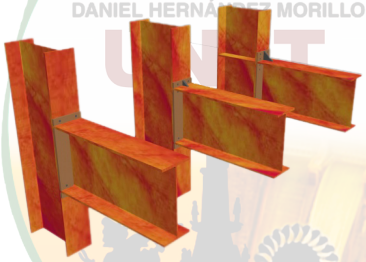


Figura 1.4: Conexiones resistentes a momento

El concepto de columna fuerte - viga débil se debe cumplir para forzar que las rotulas se formen en la vigas y no en las columnas. De esta forma se logran niveles más altos de disipación de energía y se evita que se formen mecanismos de colapso.

La investigación, su esencia y arte.

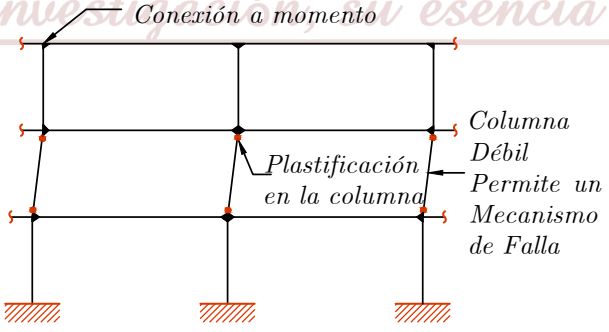



Figura 1.5: Plastificación en la columna que permite mecanismos de falla en el tiempo.

Las secciones de vigas y columnas deben cumplir los límites de relación ancho-espesor para miembros de ductilidad alta.

Las vigas deben estar arriostradas lateralmente para asegurar que su posición se mantiene una vez se entre al rango inelástico. Normalmente el sistema de entrepiso proporciona el arriostramiento necesario.

Las zonas donde se forman las rotulas plásticas en las vigas deben estar libres de conexiones a otros elementos para evitar efectos perjudiciales en estas zonas donde se presentan deformaciones inelásticas significativas.

Los pórticos resistentes a momentos PRM-DMO y PRM-DMI tienen, en general, una configuración similar a los PRM-DES, pero los requisitos de detallamiento no son tan exigentes ya que no necesitan tener una capacidad para acomodar deformaciones inelásticas tan altas.

Las conexiones en PRM-DMO deben también cumplir con los requisitos de ensayos para asegurar la ductilidad deseada, pero en este caso la deriva de piso debe ser de 0.02 rad. Las conexiones en PRM-DMI deben cumplir con una deriva de piso de 0.01 rad, este valor corresponde a respuestas que se mantienen dentro del rango elástico.

### 1.3.2.2 Pórticos con cerchas dúctiles (PCD)

Los PCD deben tener una capacidad de soportar deformaciones inelásticas significativas, dentro de un segmento de cercha especialmente diseñado. Los PCD deben limitarse a luces entre columnas no mayores de 20 m y peralte total no mayor de 1.8 m. Las columnas y los segmentos de cercha por fuera del segmento especial se diseñan para permanecer elásticos bajo las cargas generadas por la fluencia total y endurecimiento por deformación del segmento especial.

**a) Requisitos para lograr el nivel de ductilidad deseado:**
La concepción del diseño se basa en crear rotulas plásticas en un segmento especial de la cercha, para de esta forma lograr alcanzar deformaciones inelásticas significativas durante un sismo.

El segmento especial de la cercha consiste en un panel con diagonales ó puede ser también un pórtico Vierendeel.

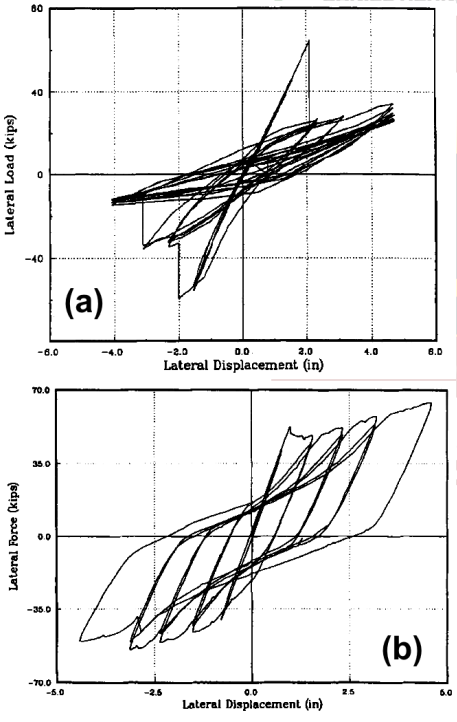



Figura 1.6: (a) Cercha convencional, (b) Cercha dúctil

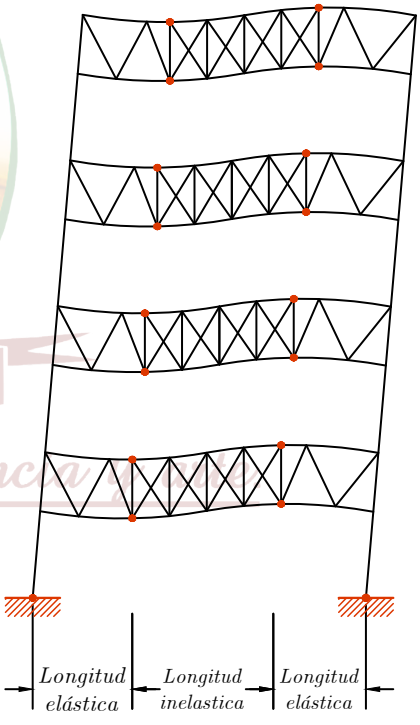



Figura 1.7: Pórticos con cerchas dúctiles (PCD)

Cuando se usan paneles con diagonales, las deformaciones inelásticas ocurren en las diagonales en forma de fluencia en tensión y pandeo en compresión. En el caso del pórtico Virendel, se forma una rótula a flexión en los cordones del pórtico.

El segmento especial de la cercha se debe localizar en la mitad central de la luz dado que el cortante causado por las fuerzas de gravedad es menor en esta área.

#### 1.3.2.3 Sistemas de columnas en voladizo con disipación de energía especial(SCV-DES)

Los SCV-DES se espera que posean una capacidad limitada de soportar derivas inelásticas por fluencia a flexión de las columnas López Almansa et al. (2014). Análisis, no se especifican requisitos de análisis especiales.

### 1.3.3 SISTEMAS ARRIOSTRADOS

- ▷ Pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía mínima (PAC-DMI)
- ▷ Pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía especial (PAC-DES)
- ▷ Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)
- ▷ Pórticos arriostrados de pandeo restringido (PAPR)

Figura 1.8: Sistema arriostrado

#### 1.3.3.1 Pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía especial (PAC-DES)

En pórticos arriostrados que cuenten con miembros arriostrados concéntricamente. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si estas han sido consideradas en el diseño del miembro resultante y sus fuerzas de conexión, y no cambian la fuente de capacidad de deformación inelástica esperada PLANOS et al. (2000) y López Almansa et al. (2014).

Los PAC-DES deben tener la capacidad de soportar deformaciones inelásticas significativas principalmente a partir del pandeo de la riostra y la fluencia de la riostra en tensión.

Figura 1.9: PAC-DES

**a) Requisitos para lograr el nivel de ductilidad deseado:**

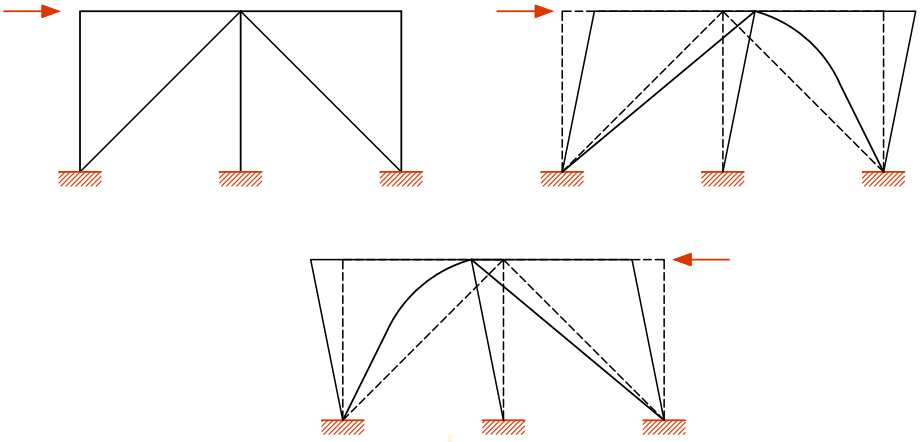


Figura 1.10: Deformaciones inelásticas en pórticos arriostrados.

La concepción del diseño se basa en la fluencia a tensión y el pandeo a compresión de las riostras, logrando acomodar deformaciones inelásticas significativas y de esta forma disipar energía.

Las riostras se diseñan para sus resistencias esperadas a tensión $(R_y F_y A_g)$ y compresión $(1.14 F_{cre} A_g)$, donde $F_{cre}$ es la resistencia crítica esperada a pandeo. Todos los demás componentes, entre ellos, las conexiones riostra-platina, la platina de conexión, la conexión viga platina, la conexión columna-platina, las vigas y las columnas, son diseñadas para permitir que la riostra desarrolle su resistencia esperada a tensión.

La relación de esbeltez de las riostras $KL/r$ debe ser menor que 200, para no afectar el comportamiento cíclico después del pandeo.

La sección neta de la riostra en algunos casos debe ser reforzada para asegurar que una falla por fluencia a tensión ocurre antes que una falla por ruptura.

Las riostras se deben distribuir de tal forma que las fuerzas laterales sean tomadas por la combinación de fluencia a tensión y pandeo a compresión. Una distribución de 50 %-50 % en tensión y compresión es ideal, pero se permite que una de las dos sea hasta de 70 %.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte

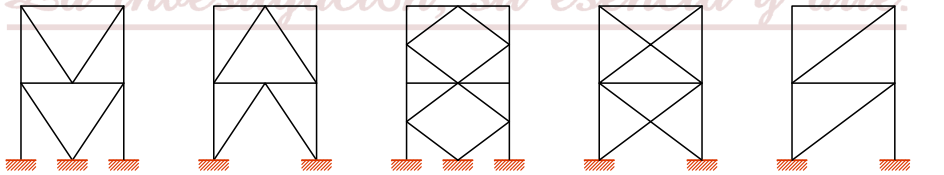



Figura 1.11: Variedad de configuraciones de arriostramiento

Sistemas con riostras a tensión únicamente (o compresión) no es permitido en PAC-DES, dado que el comportamiento a pandeo y post-pandeo se ve afectado y puede llevar a la acumulación de derivas inelásticas.

Las secciones de vigas y columnas deben cumplir los límites de relación ancho-espesor para miembros de ductilidad alta.

Las zonas donde se forman las rotulas plásticas en las riostras deben estar libres de conexiones a otros elementos para evitar efectos perjudiciales en estas zonas donde se presentan deformaciones inelasticas significativas.

### 1.3.3.2 Pórticos arriostrados excentricamente (PAE)

En pórticos arriostrados en los cuales un extremo de cada riostra intercepta una viga con una excentricidad desde la intersección de los ejes de la viga y una riostra adyacente o una columna, formando un vínculo que queda sujeto a cortante y flexión. Se permiten las excentricidades menores que el peralte de la viga en la conexión de la riostra lejana del vínculo, si las fuerzas resultantes en el miembro y conexión se consideran en el diseño, y no cambian la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica PLANOS et al. (2000) y López Almansa et al. (2014).

Se espera que los PAE diseñados de acuerdo con este numeral garanticen una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia a cortante de los vínculos.

Figura 1.12: Arriostrados excentricamente (PAE)

**a) Requisitos para lograr el nivel de ductilidad deseado:**
La concepción del diseño se basa en la fluencia a cortante, flexión, ó la combinación de estas, en el vínculo, logrando acomodar deformaciones inelásticas significativas y de esta forma disipar energía. A diferencia de los PAC, en este caso se espera que las riostras se mantengan en el rango elástico.

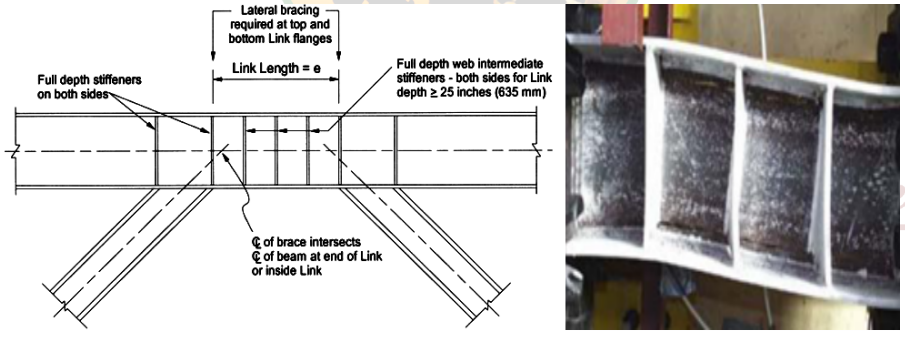



Figura 1.13: Rigidez de los vínculos.

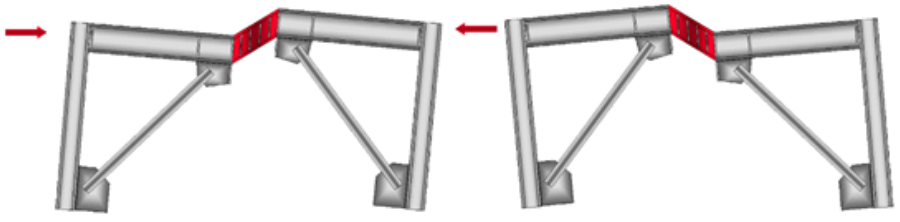


Figura 1.14: Deformación en los vínculos.

Los vínculos se diseñan para una resistencia a cortante de $(1.25R_yV_n)$. Todos los demás componentes, entre ellos, los segmentos de viga por fuera del vínculo, las riostras, las conexiones riostra-platina, la platina de conexión, la conexión viga platina, la conexión columna-platina y las columnas, son diseñadas para permitir que el vínculo desarrolle el mecanismo de cortante y/o flexión.

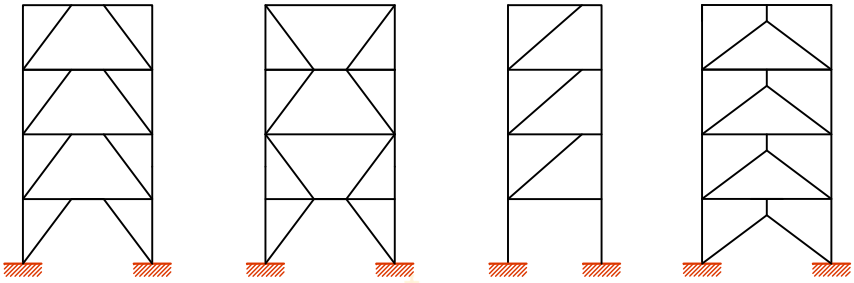


Figura 1.15: Configuraciones para PAE.

Para asegurar que las rotaciones requeridas se puedan lograr y que la fluencia ocurra sin que se presente pandeo local cuando se entra al rango inelástico, en los vínculos se deben proporcionar rigidizadores de altura completa a ambos lados del alma.

Las riostras y los segmentos de viga por fuera del vínculo deben ser diseñados para permanecer dentro del rango elástico. Estos son diseñados normalmente como miembros bajo solicitaciones combinadas axiales y de flexión.

Las secciones de los vínculos deben cumplir los límites de relación ancho-espesor para miembros de ductilidad alta. Por otra parte, la sección de las riostras puede tener ductilidad moderada.

### 1.3.3.3 Pórticos con arriostramientos con pandeo restringido(PAPR)

En esta sección se aplica a estructuras con riostras conectadas concéntricamente a vigas y columnas de fabricación especial. Se permiten excentricidades menores que el peralte de la viga si las fuerzas en los miembros y las conexiones que resulten de ellas se consideran en el diseño y no cambian la fuente esperada de capacidad inelástica de deformación.

Se espera que los PAPR diseñados de acuerdo con estos requisitos suministren una capacidad inelástica de deformación significativa, principalmente por medio de fluencia de la riostra a tensión y compresión. El diseño de las riostras debe proporcionar el desempeño requerido, y demostrar su conformidad. Las riostras deben diseñarse, ensayarse y detallarse para cumplir las deformaciones esperadas. Las deformaciones esperadas son las que corresponden a una deriva de piso de al menos 2 % de la altura de piso o dos veces la deriva de piso de diseño, la que sea mayor, adicionalmente a las deformaciones de la riostra que resultan de la deformación de la estructura debida a carga gravitacional PLANOS et al. (2000).

Los PAPR deben diseñarse de manera que las deformaciones inelásticas bajo el sismo de diseño ocurran principalmente como fluencia de la riostra a tensión y compresión.

a) **Requisitos para lograr el nivel de ductilidad deseado:**
La concepción del diseño se basa en la fluencia a tensión y compresión de la riostra, logrando acomodar deformaciones inelásticas significativas y de esta forma disipar energía. A diferencia de los PAC, estas riostras son diseñadas especialmente para evitar el pandeo y alcanzar la fluencia a compresión. La respuesta a tensión y compresión, es entonces la misma.
Las riostras consisten de un núcleo de acero con un segmento en el cual ocurre la fluencia de la sección. Las proyecciones del núcleo de acero por fuera del segmento de fluencia, son diseñadas como elementos de transición entre el núcleo y la conexión al pórtico. Estas proyecciones se diseñan para permanecer en el rango elástico.

El sistema de resistencia al pandeo consiste de una sección tubular, rellena de mortero, que rodea el núcleo de acero.

Las propiedades de los PAPR se deben determinar experimentalmente.

Figura 1.16: Riostras de tensión.

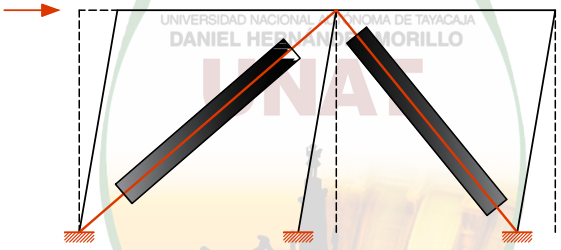


Figura 1.17: Riostras de tensión, frente a solicitaciones sísmicas.

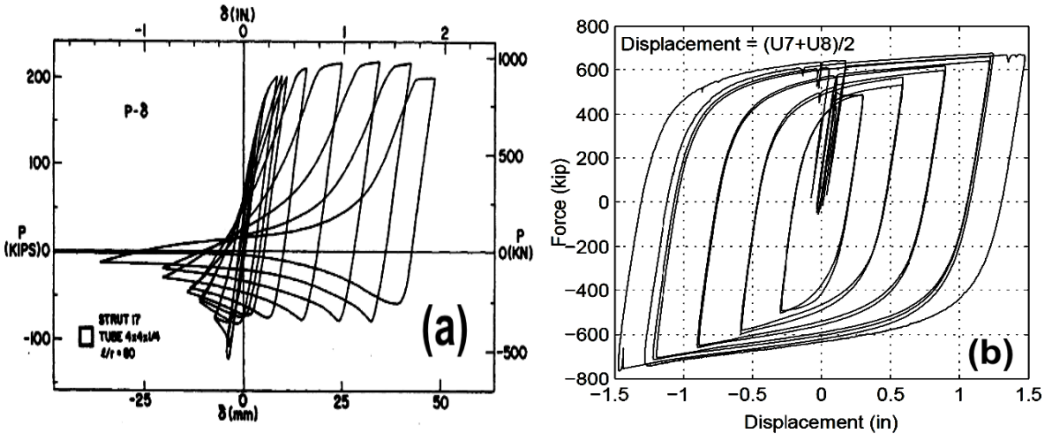



Figura 1.18: (a) Diagonal convencional, (b) APR

### 1.3.4 MUROS DE CORTANTE DE ACERO (MCA)

En las estructuras conformadas por láminas de acero conectadas a vigas y columnas. Se espera que los MCA diseñados de acuerdo con estos requisitos suministren una capacidad inelástica de deformación significativa, principalmente por medio de fluencia de la placa del alma y formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontales (EBH).

a) **Requisitos para lograr el nivel de ductilidad deseado:**
La concepción del diseño se basa en la fluencia del alma de la lámina de acero y la formación de rótulas en los extremos de los elementos de borde horizontales, logrando acomodar deformaciones inelásticas significativas y de esta forma disipar energía.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

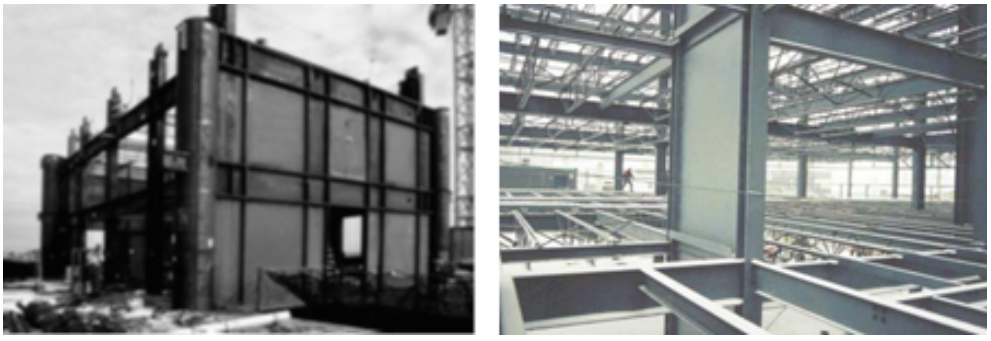


Figura 1.19: Muros a cortante

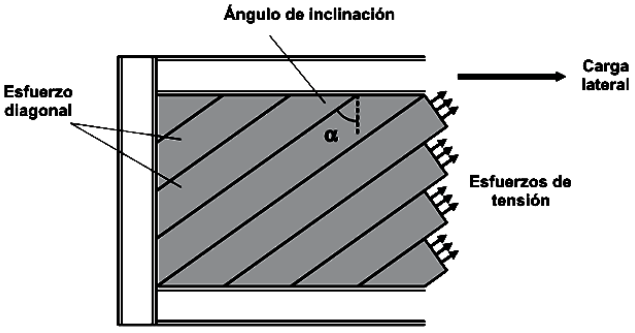



Figura 1.20: Esfuerzos en muros de corte

## 1.4 MATERIALES

La mayoría de las propiedades de los aceros que son de interés para los ingenieros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato Gorenc et al. (2005) y Quintana et al. (2005).

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

- **Punto a:** Límite proporcional, al descargar el material vuelve a su estado inicial.
- **Pendiente oa:** Módulo de elasticidad E (Ley de Hooke $\sigma = E\varepsilon$).
- **Tramo ab:** Zona de fluencia, se incrementa la deformación son incrementos de esfuerzo (comportamiento plástico).
- **Tramo bc:** Endurecimiento por deformación, hay cambios en la estructura cristalina del material.
- **Tramo cd:** Se reduce la resistencia y aumenta la deformación. Aquí ocurre la Estricción o Disminución del área y por lo tanto la carga que puede soportar, aunque el material soporta un incremento de esfuerzo.
  - Resistencia a la fluencia: Carga para producir fluencia.
  - Resistencia última: Carga máxima que puede soportar, carga de falla.

### 1.4.1 ACERO ESTRUCTURAL

Los informes certificados expedidos por la acería, o los reportes de ensayos realizados por el fabricante o por un laboratorio reconocido, constituirán evidencia suficiente de conformidad del material con una de las especificaciones enumeradas Al Nageim y MacGinley (2005). Para perfiles, planchas y barras planas estructurales laminados en caliente, tales ensayos se realizarán de acuerdo con los requisitos de la norma ASTM A6; para láminas tales ensayos se realizarán de acuerdo con ASTM A568/A568M; para tuberías las pruebas se deben realizar de acuerdo con los requisitos de los estándares ASTM enumerados arriba que sean aplicables a estos productos.

**a) Designaciones ASTM**

Los aceros estructurales que cumplan con alguna de las siguientes especificaciones ASTM son aptos para ser usados bajo este Capítulo:

(a) Perfiles estructurales laminados en caliente

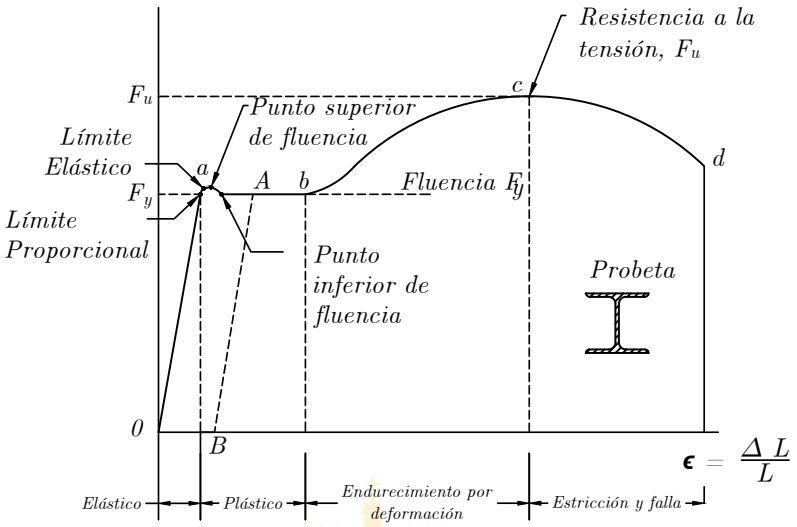



Figura 1.21: Curva Esfuerzo-Deformación del Acero Estructural (Salmon, Johnson et al. 1980)

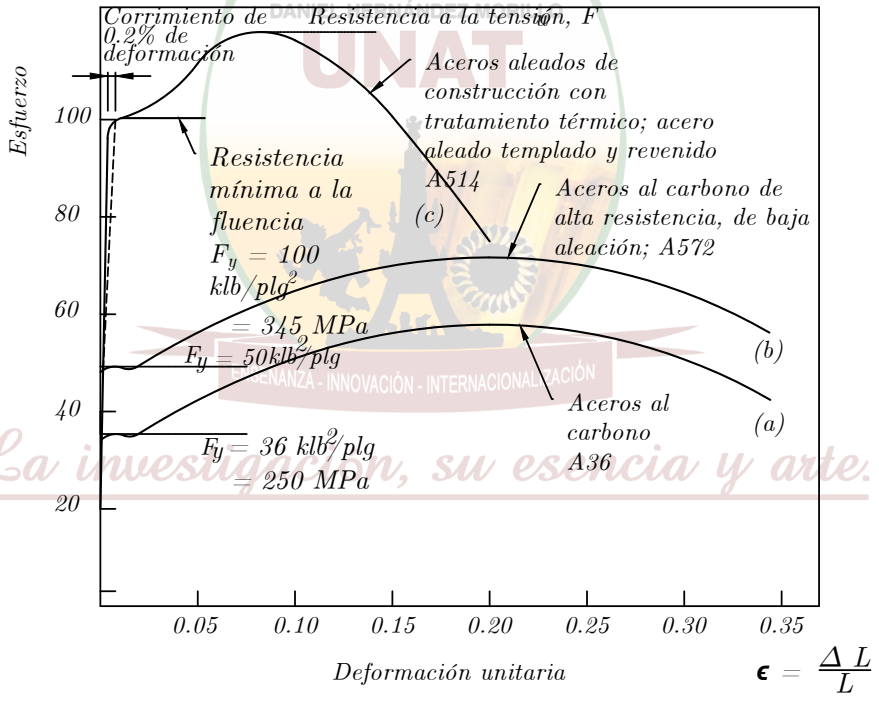



Figura 1.22: Curva Esfuerzo-Deformación para Aceros con Diferentes $F_y$ (Salmon, Johnson et al. 1980)

- ASTM A36/A36M
- ASTM A529/A529M
- ASTM A572/A572M
- ASTM A588/A588M
- ASTM A709/A709M
- ASTM A913/A913M
- ASTM A992/A992M

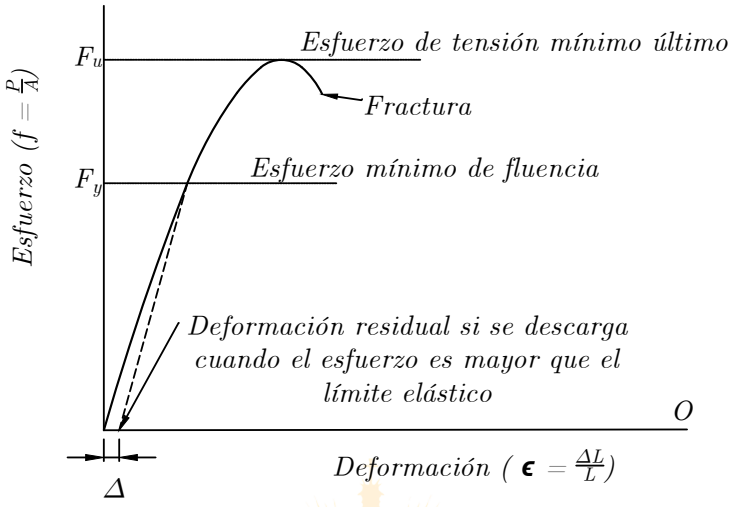



Figura 1.23: Diagrama esfuerzo deformación característico de un acero frágil (Salmon, Johnson et al. 1980)

- ▷ ASTM A1043/1043M

(b) Tubería estructural
- ▷ ASTM A500
- ▷ ASTM A501
- ▷ ASTM A618/A618M
- ▷ ASTM A847/A847M

(c) Tubería circular
- ▷ ASTM A53/A53M, Gr. B

(d) Planchas
- ▷ ASTM A36/A36M
- ▷ ASTM A242/A242M
- ▷ ASTM A283/A283M
- ▷ ASTM A514/A514M
- ▷ ASTM A529/A529M
- ▷ ASTM A572/A572M
- ▷ ASTM A588/A588M
- ▷ ASTM A709/A709M
- ▷ ASTM A852/A852M
- ▷ ASTM A1011/A1011M
- ▷ ASTM A1043/A1043M

(e) Barras planas
- ▷ ASTM A36/A36M
- ▷ ASTM A529/A529M
- ▷ ASTM A572/A572M
- ▷ ASTM A709/A709M

(f) Láminas
- ▷ ASTM A606/A606M
- ▷ ASTM A1011/A1011M SS, HSLAS y HSLAS-F

**b) Perfiles laminados pesados:**
Los perfiles ASTM A6/A6M laminados en caliente, con aletas de espesor superior a 51 mm, se consideran perfiles

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

laminados pesados. Cuando se usen perfiles de este tipo como miembros sujetos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión (debidos a tensión o flexión), y se empalmen o conecten con soldaduras acanaladas de penetración completa donde la fusión abarca todo el espesor de las aletas, o de las aletas y el alma, tales perfiles se deben especificar como sigue. Los documentos contractuales exigirán que tales perfiles sean suministrados con un reporte de resultados de la prueba de impacto de conformidad con la norma ASTM A6/A6M, "Prueba de Impacto de Charpy con ranura en V (CVN) para Perfiles Estructurales − Localización Alterna del Núcleo". La prueba de impacto deberá satisfacer un valor promedio mínimo de 27 N·m (27 J) de energía absorbida a una temperatura como máximo de $+21C$.

**c) Perfiles armados pesados:**
Los perfiles armados a partir de planchas de espesor superior a 51 mm se consideran perfiles armados pesados. Cuando se usen perfiles de este tipo como miembros sujetos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión (debidos a tensión o flexión), y se empalmen o conecten con soldaduras acanaladas de penetración completa donde la fusión abarca todo el espesor de las aletas, o de las aletas y el alma, tales perfiles se deben especificar como sigue. Los documentos contractuales exigirán que el acero sea suministrado con un reporte de los resultados de la prueba de impacto realizada según la norma ASTM A6/A6M, Requisito suplementario S5, "Prueba de Impacto de Charpy con ranura en V". La prueba de impacto deberá realizarse de acuerdo con la norma ASTM A673/A673M, Frecuencia P, y deberá satisfacer un valor promedio mínimo de $27N \cdot m(27J)$ de energía absorbida a una temperatura como máximo de $+21C$.

**d) Pernos, Arandelas y Tuercas:**
Bajo este Capítulo se aprueba el uso de pernos, arandelas y tuercas que cumplan con alguna de las siguientes especificaciones:

(a) Pernos
- ASTM A307
- ASTM A325
- ASTM A325M
- ASTM A354
- ASTM A449
- ASTM A490
- ASTM A490M
- ASTM F1852
- ASTM F2280

(b) Tuercas
- ASTM A194/A194M
- ASTM A563
- ASTM A563M

(c) Arandelas
- ASTM F436
- ASTM F436M
- ASTM F844

(d) Indicadores Directos de Tensión tipo Arandela Compresible
- ASTM F959
- ASTM F959M

(e) Tubería circular
- ASTM A36/A36M
- ASTM A529/A529M
- ASTM A572/A572M
- ASTM A709/A709M

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

(f) Tubería circular
- ASTM A606/A606M
- ASTM A1011/A1011M SS, HSLAS y HSLAS-F

Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

**e) Pernos de anclaje y barras roscadas:**
Bajo este Capítulo se aprueba el uso pernos de anclaje y varillas roscadas que cumplan con alguna de las siguientes especificaciones:

- ASTM A36/A36M
- ASTM A193/A193M
- ASTM A354
- ASTM A449
- ASTM A572/A572M
- ASTM A588/A588M
- ASTM F1554

**Pernos A307**. Solamente el Grado A es aprobado para el uso. Tienen un nivel de resistencia similar al acero A36. Tienen una resistencia nominal a Tensión de 310 Mpa. Son raramente utilizados actualmente para conexiones.

**Pernos A325**. Son los pernos más utilizados en construcción. Tienen una resistencia nominal a tensión de 620 MPa.

**Pernos A490**. Son utilizados cuando una resistencia más alta es requerida. Tienen una resistencia nominal a tensión de 780 MPa.

**f) Metal de aporte y fundente para soldadura:**
El metal de aporte y el fundente deberán cumplir alguna de las siguientes especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS):

- AWS A5.1/A5.1M
- AWS A5.5/A5.5M
- AWS A5.17/A5.17M
- AWS A5.18/A5.18M
- AWS A5.20/A5.20M
- AWS A5.23/AWS A5.23M
- AWS A5.25/AWS A5.25M
- AWS A5.26/AWS A5.26M
- AWS A5.28/A5.28M
- AWS A5.29/A5.29M
- AWS A5.32/A5.32M

Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares. Se escogerán metales de aporte y fundentes que sean adecuados para la aplicación prevista.

**g) Conectores tipo espigo:**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

Los conectores tipo espigo con cabeza deberán cumplir los requisitos del Código de Soldadura Estructural en Acero, AWS D1.1/D1.1M. Los certificados del productor constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares de la norma AWS D1.1.

### 1.4.2 COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural esta principalmente compuesto de hierro, pero contiene otros elementos que influencian las propiedades mecánicas que son de importancia para el ingeniero estructural.

Composición Química del Acero Estructural:

- **Carbono (C):** Es el elemento más económico para aumentar la resistencia del acero. Sin embargo, reduce la ductilidad y la facilidad para ser soldado. El contenido de carbono está entre 0.15 % y 0.30 % por peso.
- **Manganeso (Mn):** Incrementa también la resistencia. Es un componente para mejorar el proceso de fabricación en caliente. Tiene un efecto negativo en la facilidad para ser soldado.
- **Silicio (Si):** Es un elemento importante para remover el oxígeno presente en el acero cuando está a altas temperaturas en el proceso de fabricación.
- **Fósforo (P):** Mejora la resistencia a la corrosión atmosférica, especialmente cuando se usa en combinación con el cobre. Su efecto negativo en la soldabilidad es más severo que el del manganeso. Se permite su uso en pequeñas cantidades. Incrementa la resistencia, pero reduce la ductilidad.
- **Sulfuro (S):** Se permite también en cantidades muy pequeñas. Tiene efectos similares al Fósforo.
- **Vanadio (V):** Refina el tamaño del grano por lo cual incrementa la resistencia del acero. Su mayor ventaja es que no afecta negativamente la soldabilidad.
- **Cobre (Cu):** Es el elemento con la contribución más significativa para la resistencia a la corrosión. Incrementa la resistencia sin afectar mucho la soldabilidad.
- **Níquel (Ni):** Mejora la resistencia a la corrosión. Cuando es usado en combinación con Cobre y Fósforo, mejora la resistencia a la corrosión en ambientes marinos.
- **Cromo (Cr):** Típicamente usado en combinación con el Cobre para mejorar la resistencia a la corrosión. Es un componente integral del acero inoxidable.

## 1.5 PERFILES DE ACERO.

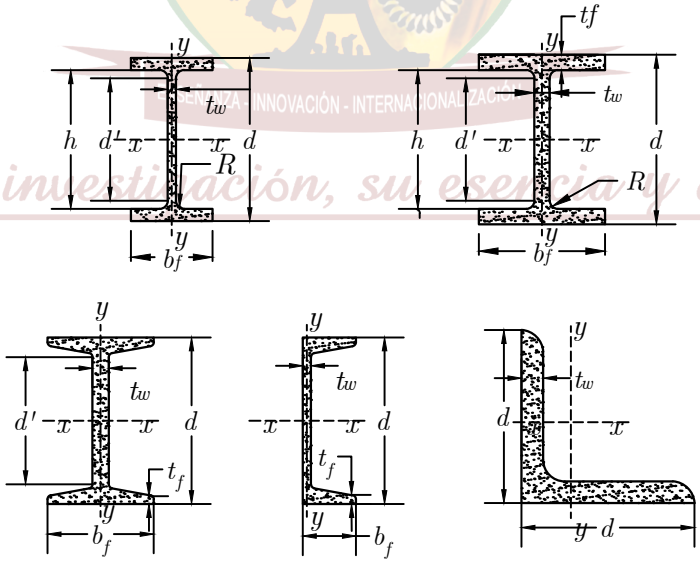



Figura 1.24: Perfiles Estructurales Laminados

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con

grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T, y C, que son de uso tan común, se sitúan en esta clase Al Nageim y MacGinley (2005).

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, se tienen perfiles en ángulo, tes, zetas y placas. Sin embargo, es necesario hacer una distinción clara entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W), ya que ambas tienen la forma de I. La superficie interna del patín de una sección W es paralela a la superficie externa o bien, casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior, dependiendo del fabricante.

Las vigas S, que fueron los primeros perfiles de vigas laminadas en Estados Unidos, tienen una pendiente de 1 a 6 en la superficie interior de sus patines. Debe notarse que los espesores constantes (o casi constantes) de los patines de las vigas W, a diferencia de los patines ahusados de las vigas S, facilitan las conexiones. Las vigas de patín ancho representan hoy en día casi el 50 % de todos los perfiles estructurales laminados. Los perfiles W y S se muestran en la figura 1.24 junto con otros perfiles comunes de acero. Los usos de los diversos perfiles se expondrán en los siguientes capítulos.

### 1.5.1 IDENTIFICACIÓN DE LOS PERFILES

Los perfiles estructurales se identifican mediante un cierto sistema descrito en el Manual para usarse en planos, especificaciones y diseños. Este sistema está estandarizado de modo que todos los molinos de acero puedan usar la misma nomenclatura para propósitos de órdenes, facturación, etc. Además, actualmente se procesa tanto trabajo en computadoras y otros equipos automatizados que es necesario tener un sistema a base de números y letras que pueda imprimirse por medio de un teclado estándar (a diferencia del viejo sistema en donde ciertos símbolos se usaban para ángulos, canales, etc.). Ejemplos de este sistema de identificación son los siguientes:

- Una $W18x50$ es una sección W con 18” aproximadamente de peralte y peso de 50 lb/pie.
- Una $S18x70$ es una sección S con 18” de peralte y peso de 70 lb/pie.
- Una $HP12x74$ es una sección usada como pilote de carga con 12” aproximadamente de peralte y peso de 74 lb/pie. Los pilotes de carga se hacen con laminados regulares W, pero con almas más gruesas para resistir mejor el impacto del hincado del pilote. El ancho y el peralte de estas secciones son aproximadamente iguales, y sus patines y almas tienen espesores iguales o casi iguales.
- Una $M8x6.5$ es una sección diversa con 8” de peralte y peso de 6.5 lb/pie. Forma parte de un grupo de miembros estructurales tipo H con doble simetría que no puede clasificarse por sus dimensiones como sección W, S o bien HP, ya que la pendiente de sus patines interiores es diferente de 16 2/3 por ciento.
- Una $C9x20$ es una canal con 9” de peralte y peso de 20 lb/pie.
- Una $MC18x58$ es una canal diversa con 18” de peralte y peso de 58 lb/pie que no se puede clasificar por sus dimensiones como C.
- Una $HSS14x10x5/8$ es una sección estructural rectangular hueca de 14” de peralte, 10”. de ancho, con un espesor de pared de 5/8”. Pesa 93.10 lb/pie. También se dispone de secciones HSS cuadradas y redondas.
- Un $L3x3x5/8$ es un ángulo de lados iguales, cada uno de 3” de longitud y 5/8” de espesor.
- Una $WT18x151$ es una te que se obtiene al cortar en dos una $W36x302$. Este tipo de sección se conoce como te estructural.
- Las secciones rectangulares de acero se clasifican como placas anchas o barras estrechas.

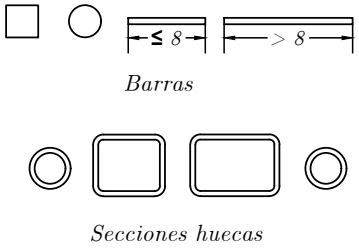



Figura 1.25: Tipos de secciones de barras sólidas y huecas

Generalmente, el espesor de una barra o de una placa se especifica aproximando al 1/16 más cercano para espesores menores a 3/8”, aproximando al 1/8 más cercano para espesores entre 3/8” y 1”, y al 1/4 más cercano para espesores

mayores a 1". Una placa generalmente se designa por su espesor, su ancho y su longitud, en ese orden; por ejemplo, una PL1/2x10x1 pie 4" tiene un espesor de 1/2, 10" de ancho y 16" de longitud. En realidad, en la actualidad el término placa se usa casi universalmente, ya sea que el miembro se fabrique a partir de una placa o de una barra. La hoja y la tira generalmente son más delgadas que las barras y las placas (para mayor detalle de información se debe de consultar el manual de acero AISC-2010. Para perfiles y secciones)

### 1.5.2 ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTANDARES DE REFERENCIA

- AISC-2010
- Reglamento nacional de Edificaciones E-90 Estructuras metálicas.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC). Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas, Norma Técnica Colombiana ICONTEC
- ASTM Internacional (ASTM) se presentan en apéndice B

## 1.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

### 1.6.1 VENTAJAS

- **Alta resistencia:** la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.
- **Homogeneidad:** las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- **Elasticidad:** el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- **Precisión dimensional:** los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- **Ductilidad:** el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- **Tenacidad:** el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica)
- **Facilidad de unión con otros miembros:** el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- **Rapidez de montaje:** la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- **Disponibilidad de secciones y tamaños:** el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- **Costo de recuperación:** las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
- **Reciclable:** el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- **Permite ampliaciones fácilmente:** el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- **Se pueden prefabricar estructuras:** el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

### 1.6.2 DESVENTAJAS

- **Corrosión:** el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidálicos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- **Calor, fuego:** en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.
- **Pandeo elástico:** debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicos las columnas de acero.
- **Fatiga:** la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

## 1.7 EL TRABAJO DEL DISEÑADOR ESTRUCTURAL

El diseñador estructural distribuye y dimensiona las estructuras y las partes de éstas para que soporten satisfactoriamente las cargas a las que quedarán sometidas. Sus funciones son: el trazo general de la estructura, el estudio de las formas estructurales posibles que puedan usarse, la consideración de las condiciones de carga, el análisis de esfuerzos, deflexiones, etc., el diseño de los elementos y la preparación de los planos de diseño. Con más exactitud, la palabra diseño se refiere al dimensionamiento de las partes de una estructura después de que se han calculado las fuerzas, éste será el proceso que se enfatizará a lo largo del texto, usando como material de construcción el acero estructural.

### 1.7.1 RESPONSABILIDADES DEL INGENIERIO ESTRUCTURISTA

El ingeniero estructurista debe aprender a distribuir y a proporcionar las partes de las estructuras de manera que puedan montarse prácticamente, que tengan resistencia suficiente y que sean razonablemente económicas. Estos conceptos se analizan brevemente a continuación.

**a) Seguridad:**
Una estructura no sólo debe soportar con seguridad las cargas impuestas, sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas ni alarmen a los ocupantes o causen grietas de aspecto desagradable en ella.

**b) Costo:**
El proyectista siempre debe tener en mente la posibilidad de abatir los costos de la construcción sin sacrificar la resistencia. A lo largo de este texto se analizan algunos aspectos de construcción que incluyen el uso de elementos de tamaño estándar, conexiones y detalles simples, y miembros y materiales que no requieran un mantenimiento excesivo a través de los años.

**c) Factibilidad:**
Otro objetivo es el diseño de estructuras que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas.

Los proyectistas necesitan conocer lo relativo a los métodos de fabricación y deben adaptar sus diseños a las instalaciones disponibles.

También deben aprender todo lo relativo al detallado, la fabricación y el montaje de campo de las estructuras. Entre más sepan sobre los problemas, tolerancias y holguras de taller y campo, mayor será la posibilidad de que sus diseños resulten razonables, prácticos y económicos. Este conocimiento debe incluir información relativa al transporte de los elementos estructurales a la obra (por ejemplo, el tamaño máximo de las partes que pueden transportarse por camión o ferrocarril en forma práctica), así como la disponibilidad de mano de obra y el equipo disponible para el montaje. Quizá el proyectista debe hacerse la pregunta:"¿Podría yo montar esta estructura si me enviaran a montarla?"

Por último, debe dimensionar las partes de la estructura de manera que éstas no interfieran con las partes mecánicas (tuberías, ductos, etc.), o arquitectónicas.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 1.7.2 DISEÑO ECONÓMICO DE MIEMBROS DE ACERO

El diseño de un miembro de acero implica mucho más que el cálculo de las propiedades requeridas para resistir las cargas y la selección del perfil más ligero que tenga tales propiedades. Aunque a primera vista parece que este procedimiento ofrece los diseños más económicos, deben considerarse muchos otros factores.

Actualmente, se considera que los costos de mano de obra implicados en la fabricación y montaje del acero estructural son cercanos al 60 % de los costos totales de las estructuras de acero. Por otro lado, los costos de materiales representan sólo aproximadamente el 25 % de los costos totales. Así, podemos ver que cualquier esfuerzo que hagamos para mejorar la economía de nuestro trabajo en el acero estructural debe concentrarse principalmente en el área de la mano de obra.

**a) TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN:**
Sin duda la característica más favorable de las estructuras de acero es la rapidez de construcción, a diferencia de la construcción convencional que normalmente tiene el camino crítico en la fase de la estructura y ubicaba por limitar la velocidad de la obra. Si la decisión es por la estructura de acero se pueden, por ejemplo, ejecutar los cimientos mientras las estructuras están siendo fabricadas. La posibilidad de avanzar en diferentes frentes de servicio en forma simultánea (losas, paredes, instalaciones, etc.) puede, en un cronograma bien elaborado, reducir el tiempo de ejecución de la obra en hasta 40 % comparado con los sistemas convencionales.

**b) TIPO DE OCUPACIÓN:**

Dependiendo del tipo de uso final de la edificación y de algunas características de la obra, un determinado sistema estructural puede ser más o menos adecuado. Por lo tanto, es importante conocer bien la localización, la arquitectura y, principalmente, la utilización prevista para la edificación.

Describimos a continuación algunas características generales de los diversos tipos de ocupación de las edificaciones:

- **Edificios Residenciales:** Piso tipo, estacionamiento en los pisos inferiores, modulación difícil, espacios pequeños, muchas instalaciones y fachadas más elaboradas (barandales, etc.) La prontitud significa posibilidad de venta más rápida, pero puede no interesar; el caso involucra el aspecto financiero. Para las edificaciones siguientes, "la rapidez" significa el pronto retorno de la inversión y es un factor relevante en la decisión.
- **Edificios de oficinas:** Terreno caro, poco espacio para el lugar de la obra, modulación fácil, estacionamiento en los pisos inferiores, instalaciones de arreglo simple, fachadas sencillas.
- **Hoteles:** Gran modulación (habitacionales), alta densidad de instalaciones, grandes espacios libres en las áreas comunes, fachadas sencillas o elaboradas y repetitivas.
- **Hospitales:** Modulación para (departamentos), instalaciones complejas, fachadas sencillas o elaboradas y repetitivas, necesidad de ampliaciones y adaptaciones constantes sin interferencia con las áreas ya construida. La "rapidez" significa, además del retorno más rápido de la inversión, un tiempo menor de la interferencia en el funcionamiento y en las edificaciones existentes.
- **Centros Comerciales:** Centros Comerciales: Plazos de entrega rígidos, construcción más horizontal, grandes espacios, terreno caro, poco espacio en el lugar de la obra, modulación fácil, instalaciones concentradas en las áreas de circulación, fachadas sencillas o elaboradas, y coberturas complejas. Los cronogramas son normalmente regulados por las temporadas de compras (Navidad y otras fechas especiales).
- **Estacionamientos:** Bastante modulado, grandes espacios, piso tipo, rampas, pocas instalaciones, fachadas sencillas o inexistentes y posibilidad de desmontaje.
- **Universidades y Escuelas:** Plazos de entrega rígidos, construcción más horizontal, buena modulación, pocas instalaciones, fachadas estandarizadas

Para ciertos tipos de edificaciones las estructuras de acero tienen muchas características que son favorables, tales como la facilidad para construcciones más altas, mejor aprovechamiento del terreno, mayor área útil, menor necesidad de espacio para la obra, liberación de varios pisos simultáneamente, modulación con mejor desempeño en la fabricación y montaje, precisión favoreciendo la utilización de otros componentes industrializados de cierre y fachadas. La facilidad de ejecutar grandes espacios y ocupar menos espacio estructural son factores que explican, por ejemplo, por qué en los edificios comerciales y en las universidades la solución con estructuras de acero se aplica más naturalmente que en los edificios habitacionales.

UNAT UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
La investigación, su esencia y arte.

## 1.8 MÉTODOS DE DISEÑO PROPUESTOS POR EL AISC - 2010

Dos son los enfoques del Diseño estructural en acero conforme a lo disponible a la fecha:

- "Diseño por Esfuerzos Permisibles", conocido por sus siglas ASD (Allowable Stress Design)
- "Diseño por Factores de Carga y Resistencia ó Estados límites", conocido por sus siglas LRFD (Load and Resistance Factor Design)

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento.

Sin embargo, durante las dos últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacía un procedimiento más racional basado en conceptos de probabilidades. En esta metodología (LRFD) se denomina .$^{es}$tado límite.$^{a}$quella condición de la estructura en la cual cesa de cumplir su función.

Los estados límites se dividen en dos categorías: Resistencia y Servicio. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que

ver con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

Lo que se pretende, entonces, es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados, pero como es imposible conseguir riesgo cero en la práctica, el diseñador se debe conformar con una probabilidad adecuada. Para poder conseguirla se debe basar en métodos estadísticos, que se denominan "Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden-segundo orden"para no sobrepasar la resistencia de los elementos, que es lo que más preocupa al diseñador.

Aceptando los criterios de base estadística en los que se basa este nuevo método, se puede expresar el requerimiento de seguridad estructural como sigue:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

La parte izquierda de la inecuación representa la resistencia del componente o sistema, y la parte derecha representa la carga máxima esperada. La resistencia nominal $R_n$ es reducida por un factor menor que la unidad $\phi$ (factor de resistencia) para obtener la “Resistencia de Diseño”. Al otro lado de la inecuación, las cargas son amplificadas por sus respectivos factores de mayoración $\gamma_i$ para tener las cargas factorizadas.

Durante la última década ha ganado terreno en USA la adopción de la filosofía de diseño AISC-Diseño por Factores de Carga y Resistencia (AISC-LRFD), en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86 hasta la AISC 2010, correspondientes y que están basadas en los siguientes criterios:

a) Un modelo basado en probabilidades.
b) Calibración de los resultados con los que se obtiene en el método ASD, con el objeto que las estructuras no sean muy diferentes entre ambos métodos.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

- Es una herramienta adicional para que el diseñador no difiera en su concepto de solución que emplea en diseño de concreto armado, por ejemplo.
- LRFD aparece más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
- El uso de varias combinaciones de cargas conduce a economía de la solución, porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
- Facilita el ingreso de las bases de diseño conforme más información esté disponible.
- Es posible introducir algunos cambios en los factores $\phi_i$ o $\varphi$ cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales, o mejor conocimiento de la resistencia.

### 1.8.1 MÉTODO DE ANÁLISIS SEGÚN EL REGLAMENTO E-090

Las especificaciones AISC mencionadas anteriormente son reconocidas en Perú por el RNE en la Norma E-090 a falta de unas especificaciones nacionales. Por supuesto que en esta se presentan ligeras modificaciones con respecto a lo enunciado por las especificaciones AISC-2010.

El diseño por resistencia, como ya se indicó presenta la ventaja que el factor de seguridad de los elementos analizados puede ser determinado. La norma peruana de estructuras metálicas E-090 introduce el factor de seguridad en el diseño atraves de dos mecanismos. Estos son: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza o reducción de la capacidad, como lo hace la metodología AISC-LRFD antes mencionada.

Las cargas de servicio se estiman a partir del metrado de cargas teniendo como base la norma E-020 de cargas, y el análisis estructural se efectúa bajo la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura.

### 1.8.2 DIFERENCIAS ENTRE LOS MÉTODOS DE LRFD Y EL ASD

Hay dos diferencias notorias entre el método LRFD y el ASD. La primera tiene que ver con el método que se usa para calcular las cargas de diseño. La segunda diferencia tiene que ver con el uso de los factores de resistencia ($\phi$ en el método LRFD) y los factores de seguridad ($\Omega$ en el método ASD).

También es importante percatarse de que tanto el método LRFD como el ASD emplean los mismos métodos de análisis estructural. Obviamente, el comportamiento de una estructura dada es independiente del método de diseño.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación su esencia y arte

Con ambos procedimientos LRFD y ASD, los valores esperados de las cargas individuales (carga muerta, carga viva, viento, nieve, etc.), se estiman exactamente de la misma manera que lo que requiere la especificación aplicable. A estas cargas se les denomina cargas de servicio o de trabajo a lo largo del texto. Las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para el análisis y diseño de las estructuras. El mayor grupo de cargas (en el método ASD) o la mayor combinación lineal de cargas en un grupo (en el método LRFD) se usan entonces para el análisis y el diseño.

### 1.8.3 RESISTENCIA NOMINAL

En ambos métodos, LRFD y ASD, se usa constantemente el término resistencia nominal. La resistencia nominal de un miembro es su resistencia teórica calculada, sin la aplicación de factores de seguridad $(\Omega_s)$ o de resistencia $(\phi_s)$. En el método LRFD, se multiplica un factor de resistencia, generalmente menor que 1.0, por la resistencia nominal del miembro, o en el método ASD, la resistencia nominal se divide entre un factor de seguridad, generalmente mayor que 1.0, para considerar las variaciones de la resistencia del material, las dimensiones del miembro, y la mano de obra así como la manera y las consecuencias de la falla. En el Capítulo 3, se ilustra el cálculo de las resistencias nominales para miembros a tensión, y en capítulos subsiguientes para otros tipos de miembros.

En el presente texto solo es estudia y se desarrolla en clases para el método de LRFD, según lo dispuesto por AISC-2016.

### 1.8.4 CÁLCULO DE LAS CARGAS PARA LOS MÉTODOS LRFD Y ASD

Con ambos procedimientos, LRFD y ASD, los valores esperados de las cargas individuales (carga muerta, carga viva, viento, nieve, etc.), se estiman primero exactamente de la misma manera que lo que requiere la especificación aplicable. A estas cargas se les denomina cargas de servicio o de trabajo a lo largo del texto. Las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan. El mayor grupo de cargas (en el método ASD) o la mayor combinación lineal de cargas en un grupo (en el método LRFD) se usan entonces para el análisis y el diseño.

En esta sección y en las dos siguientes, se presentan las condiciones de carga usadas para los métodos LRFD y ASD. En ambos métodos las cargas individuales (muerta, viva y ambiental) se estiman exactamente de la misma manera. Después de estimar las cargas individuales, el siguiente problema es seleccionar la combinación más desfavorable de cargas que pudiera ocurrir al mismo tiempo y que deberá usarse para el análisis y el diseño.

**a) Combinaciones de carga para el método LRFD**

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ø o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

(Factor de reducción $\phi$)(Resistencia nominal de un miembro) $\geq$ (fuerza factorizada calculada en el miembro, $R_u$).

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$
$$\sum \gamma_i Q_i = R_u$$
$$\phi R_n \geq R_u$$

**b) Cálculo De Las Cargas Combinadas Con Las Expresiones De LRFD**

La resistencia requerida de un miembro para el método LRFD se determina a partir de las combinaciones de cargas dadas en el reglamento de construcciones aplicable. La Parte 2 del Manual de AISC proporciona los siguientes factores de carga para edificios:

1) $U = 1.4D$
2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(LoSoR)$

3) $U = 1.2D + 1.6(LoSoR) + (L^{*}o0.5W)$
4) $U = 1.2D + 1.0W + L^{*} + 0.5(LoSoR)$
5) $U = 1.2D + 1.0E + L^{*} + 0.2S$
6) $U = 0.9D + 1.0W$
7) $U = 0.9D + 1.0E$

*El factor de carga para L en las combinaciones (3.), (4.) y (5.) debe tomarse como 1.0 para pisos en los lugares de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasen a 4.9 KPa (490 Kg/m2,100 lb/pie2) y para la carga viva de los garajes de estacionamiento. Se permite que el factor de carga sea igual a 0.5 para otras cargas vivas.

Para estas combinaciones de cargas, se usan las siguientes abreviaturas:

- $U$ = carga factorizada o de diseño
- $D$ = carga muerta
- $L$ = carga viva debida a la ocupación
- $L_r$ = carga viva del techo
- $S$ = carga de nieve
- $R$ = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución por encharcamiento
- $W$ = carga de viento
- $E$ = carga de sismo

Los factores de carga para las cargas muertas son menores que los de las cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con mucha mayor exactitud la magnitud de las cargas muertas que la de las cargas vivas. En este aspecto, el estudiante observará que las cargas que permanecen en su lugar por largos periodos de tiempo, tienen una magnitud menos variable, mientras que aquellas que se aplican en periodos cortos, como las cargas eólicas, tendrán variaciones mayores.

Se espera que el estudio de estos factores de carga haga que el proyectista esté más consciente de las variaciones de las cargas.

Los valores de carga de servicio $D$, $L$, $L_r$, $S$, $R$, $W$ y $E$ son todos valores medios. Las diferentes combinaciones de cargas reflejan valores de recurrencia de 50 años para diferentes cargas transitorias. En cada una de estas ecuaciones, a una de las cargas se le da su valor máximo estimado para un periodo de 50 años, y ese máximo se combina con otras cargas diversas cuya magnitud se estima para el instante de esa carga máxima específica. Deberá observarse en las Ecuaciones 4, 5, 6 y 7 (mayoración) que los factores de carga eólica y de sismo se dan como 1.0. Generalmente, los reglamentos de construcción convierten a las cargas eólicas y sísmicas a valores últimos o factorizados. Entonces, ya fueron multiplicados por un factor de carga. Si éste no es el caso, debe usarse un factor de carga mayor de 1.0.

Los anteriores factores de carga no varían en relación con la gravedad de la falla. El lector puede pensar que deberá usarse un factor de carga mayor para un hospital que para un establo, pero esto no se requiere. Sin embargo, se supone que el proyectista va a considerar la gravedad de la falla cuando se especifique la magnitud de las cargas de servicio. También deberá quedar claro que los factores de carga son valores mínimos, y el proyectista tiene toda la libertad de usar valores mayores si se considera prudente.

Los siguientes son algunos comentarios adicionales con respecto a la aplicación de las expresiones de combinación de cargas del método LRFD Paikowsky (2004).

**a)** Debe observarse que al seleccionar las cargas de diseño, debe darse suficiente holgura a las condiciones de impacto antes de que las cargas se sustituyan en las expresiones de las combinaciones.

**b)** Las combinaciones de cargas 6 y 7 se usan para considerar las posibilidades de la subpresión. Se incluye esta condición para cubrir casos en que se desarrollen fuerzas de tensión, debido a momentos de volteo. Gobernará solamente para edificios altos donde estén presentes cargas laterales altas. Para estas combinaciones, las cargas muertas se reducen en un 10% para contemplar situaciones donde puedan haber sido sobreestimadas.

**c)** Debe observarse claramente que las fuerzas eólicas y sísmicas tienen signo, es decir, pueden ser de compresión o de tensión (esto es, tienden a causar levantamientos). Por tanto, deben tomarse en cuenta los signos para

sustituirlos en las combinaciones de carga. Los signos; no son tanto una cuestión de tensión o compresión, sino de decir que la cargas eólicas y sísmicas pueden tener una dirección horizontal y algunas veces vertical. Las combinaciones de carga 6 y 7 se aplican especialmente al caso en el cual las cargas en un miembro debidas al viento o al sismo y la carga muerta por gravedad se compensen entre sí. Para una columna específica, la fuerza máxima de tensión W o E será diferente muy probablemente de su fuerza máxima de compresión.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 1.8.5 EJERCICIOS PROPUESTOS

1 Ejercicios

**1.1** Defina los siguientes conceptos:
1. Limite de proporcionalidad
2. Limite elástico
3. Esfuerzo de fluencia

.

**1.2** Haga una lista de los tipos de acero mas usados (Especificación de la ASTM) de los siguientes perfiles:
1. Perfiles W
2. Perfiles C
3. Placas

.

**1.3** Explique cuales son las principales propiedades mecanicas del acero.

**1.4** Mencione cuales son los tipos de hacer que mas se utliza en la construcción.

**1.5** Explique como influye el proceso de fabricacion de acero en sus propiedades.

**1.6** Explique que es el límite elástico y por qué es importnate en el diseño de estructuras de acero.

**1.7** Menciones cuales son las diferencias entre el acero estructural y el acero de refuerzo

**1.8** Cuales son las normas y codigos nacionales e internaciones de diseño que se aplican a las estructuras de acero.

**1.9** Explique el módulo de elasticidad del acero y cual es su influencia en el diseño de estructuras de acero.

**1.10** Explique que es el diseño por estados límite y como se usa en el diseño de estructuras de acero.

**1.11** Explique por que se da el pandeo y como se previene en elementos estructurales de acero.

**1.12** Explique como afecta la corrosión a la estructuras de acero y cómo se puede evitar y/o mitigar.

**1.13** Explique como se lleva a cabo la inspeccion y el mantenimiento de estructuras de acero.

**1.14** Mencione cuales son las principales técnicas de control de calidad y ensayo de materiales de acero.

**1.15** Explique como se aborda la resistencia al fuego en las estrucuturas de acero.

**1.16** Indique que factores influyen en la eleccion de perfiles laminandos en caliente versus perfiles soldados.

**1.17** Explique cuales son los efectos de la termperatura en las estructuras de acero.

**1.18** Explique como se diseñan las estrucutras de acero para resistir cargas de explosión.

**1.19** Los momentos que actuan en la viga de una losa son: $M_D = 50kip \cdot ft$ y $M_L = 45kip \cdot ft$. Determine la resitencia requierida.

**1.20** El sistema de un piso tiene secciones de W 12x65 separadas a 10 ft entros los centros, estas secciones soportan una carga viva de $100lb/ft^2$ y una carga muerta de $110lb/ft^2$. Detrminar la carga que gobierna que cada viga debe soportar.

**1.21** Para la construccion de un techo con perfil W 12x40 separados a 10 ft entre los centros, se usaran para soportar una carga muerta de $35lb/ft^2$, una carga de nieve de $25lb/ft^2$, una carga de lluvia de $28lb/ft^2$ y una carga de viento de $+24lb/ft^2$. Determine la carga que gobierna

**1.22** Para el diseño de un techo se considera la carga muerta de $M_D = 24lb/ft^2$, carga de nieve de $34lb/ft^2$, y una presion de viento de $18lb/ft^2$. Determine la carga que gobierna.

**1.23** Para la construccion de un techo con perfil W 12x40 separados a 10 ft entre los centros, se usaran para soportar una carga muerta de $35lb/ft^2$, una carga de nieve de $25lb/ft^2$, una carga de lluvia de $28lb/ft^2$ y una carga de viento de $+24lb/ft^2$. Determine la carga que gobierna

**1.24** Se usaran vigas de W 24x162, para un losa de piso de concreto armado, que estan separados cada 10 ft entre centro de las vigas. A demas, las vigas deben soportar una carga muerta de $100lb/ft^2$ y una carga viva de $120lb$. Determine la carga uniforme factorizada por pie que cda viga debe soportar.

# TENSIÓN 2

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 2. TENSIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

## 2.1 INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de miembros con sección transversal constante, sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro en tensión Salmon et al. (1980).

Los miembros en tensión no se pandean de ningún modo y por lo tanto pueden ser más esbeltos que los miembros en compresión axial, pero están sometidos a acciones laterales (viento o sismo, principalmente), a vibraciones producidas por equipo, maquinaria o por el tránsito de vehículos en puentes carreteros y a la acción de vórtices ocasionados por la acción del viento en las cubiertas ligeras de naves industriales. Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia de diseño se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga Gorenc et al. (2005).
Los miembros en tensión axial son perfiles estructurales laminados, fabricados con placas, barras planas de eje longitudinal recto y sección transversal constante (miembros prismáticos), sometidos a cargas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales, que producen en cualquier sección, perpendicular a su eje longitudinal esfuerzos axiales de tensión.
Si una barra, cuando está sometida a una fuerza externa de tensión axial, experimenta un incremento de su longitud, en la dirección de su eje longitudinal, o en el mismo sentido en que se aplica la carga, y si ese aumento ocurre de forma uniforme, es decir, todas sus fibras sufren la misma deformación o elongación, se puede concluir que internamente la barra está sometida a una fuerza que actúa de adentro hacia afuera, normal al plano de su sección transversal y aplicada en su centroide o centro de gravedad. A esta fuerza se le da el nombre de tensión axial McCormac y Nelson (1989). **Barra en tensión**
Estos esfuerzos son uniformes en la sección transversal, ya que la tensión axial produce una solicitación uniforme en todas las fibras de la sección transversal.

En este caso, el equilibrio interno se obtiene cuando el material es suficientemente resistente para soportar los esfuerzos que, ocasionados por las fuerzas de tensión axial, tratan de separar las partículas que constituyen el material.

Ningún miembro estructural en tensión axial es perfectamente recto y la fuerza supuestamente axial nunca actúa a lo largo del eje longitudinal. Como resultado, siempre existirán pequeños momentos flexionantes. Un miembro a tensión curvado inicialmente y con carga excéntrica tiende a enderezarse y se reducen los momentos flexionantes en todas partes, excepto en los extremos. Por esto, para curvaturas accidentales y excentricidades muy pequeñas, los esfuerzos de tensión

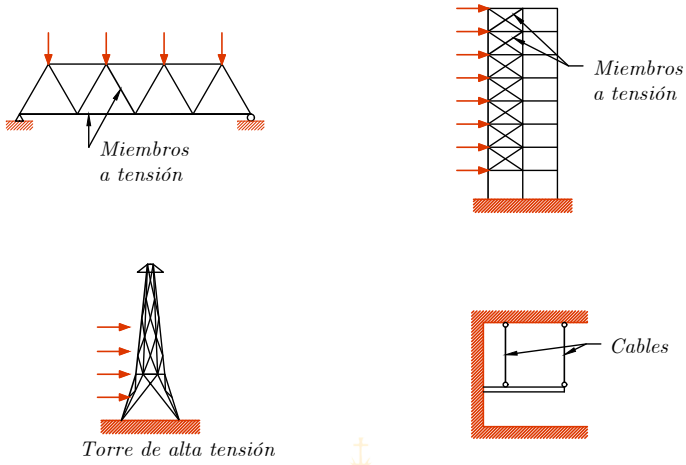



Figura 2.1: Miembros en tension en estructuras civiles

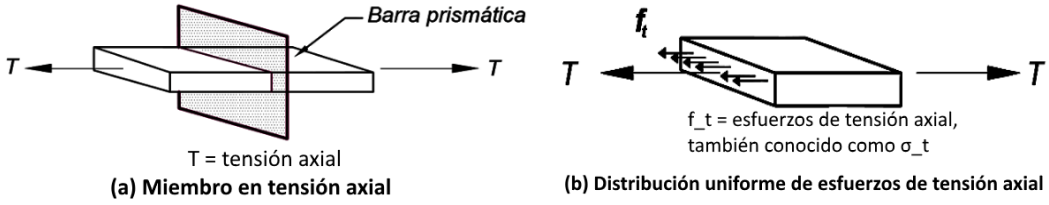



Figura 2.2: Definición de miembros en tensión axial

adicionales que inducen la flexión se pueden despreciar casi siempre, a menos que se requiera un diseño por cargas repetidas.

Para ello, se requieren condiciones especiales, referentes, sobre todo, a las conexiones, para garantizar que las distintas secciones transversales estén sujetas exclusivamente a tensión axial. Un miembro en tensión es el elemento estructural más simple de un sistema estructural, por lo que sería ideal tener una estructura en donde la mayor cantidad de elementos estén trabajando a tensión. Su eficiencia se debe fundamentalmente a que toda la sección transversal está sujeta al mismo nivel de esfuerzos y el material se aprovecha óptimamente Chen y Kim (1997).

## 2.2 USOS DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Se considera que trabajan en tensión axial los elementos estructurales siguientes:

- **a)** Las barras de armaduras con pendiente y cuerdas inferiores sobre las que no actúan directamente fuerzas exteriores, excepto cuando en sus conexiones haya excentricidades que produzcan flexiones que no puedan ignorarse en el diseño
- **b)** Las celosías de columnas compuestas que formen una triangulación compuesta tal que cualquier plano perpendicular al eje de la columna, corte cuando menos una diagonal o coincida con un montante
- **c)** Los puntales y tirantes colocados en el sistema de contraventeo lateral de la estructura principal
- **d)** Tirantes o contraflambeos

## 2.3 CLASIFICACIÓN DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Los distintos tipos de elementos estructurales que se utilizan para trabajar en tensión se pueden clasificar en los siguientes grupos:

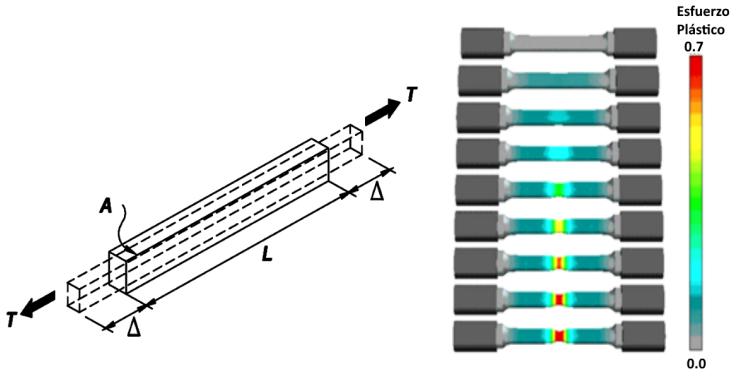



Figura 2.3: Incremento de la longitud de la barra. Fluencia del área bruta

Figura 2.4: Contraventeo de edificios de mediana altura.

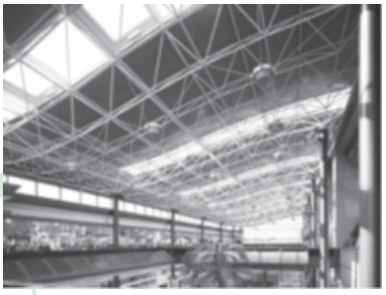


Figura 2.5: Barras de una armadura espacial o tridimensional en tensión axial.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

- ◇ Cables: elementos flexibles
- ◇ Barras redondas cuadradas y planas: elementos poco rígidos
- ◇ Secciones de perfiles simples: elementos rígidos
- ◇ Secciones armadas: elementos rígidos
- ◇ Tensores

**a) Cables de acero**

Los cables se definen como miembros flexibles a tensión formados por uno o más grupos de alambres, torones o cuerdas. Un torón es un arreglo de alambres colocados helicoidalmente alrededor de un alambre central para obtener una sección simétrica; y un cable es un conjunto de torones colocados también helicoidalmente alrededor de un núcleo formado, a su vez, ya sea por un torón, por otro cable de alambres, o por un cable de fibras. Los cables de alambres con núcleo de fibras se emplean casi totalmente para propósitos de izaje; los torones y cables con núcleos de torones o núcleos independientes de cables de alambre son los que se usan para aplicaciones estructurales, y sus propiedades se mencionan a continuación. Se consideran primero las propiedades mecánicas de los alambres, ya que son los elementos con los que están formados los torones y cables Salmon et al. (1980).

Un alambre se define como una extensión simple y continua de metal, obtenida por estirado en frío a partir de alambrón de acero de cierto contenido de carbón laminado en caliente y cuya composición química es estrictamente controlada. Los alambres se recubren de zinc o zinc-aluminio, ya sea por el proceso de inmersión en caliente o por el proceso electrolítico (LUDLOW, ROBLES et al. 1968).

Aunque pueden usarse varios tipos de acero, el más común para aplicaciones estructurales es el alambre galvanizado para puentes, el cual también se usa para fabricar torones y cables.

**Diseño de cables:**

El diseño de cables trabajando como miembros a tensión es directo, se basa en la resistencia máxima a la tensión

del cable utilizado, de acuerdo con los datos proporcionados por el fabricante; conocida la carga total que debe soportar el cable se busca en la tabla de resistencias del cable que se va a emplear, cuya resistencia sea igual ó mayor que la carga multiplicada por el factor de seguridad, cuyo valor se toma entre 3 y 4 para estructuras.

Es importante verificar el alargamiento máximo que tendrá el cable y que esté dentro de los límites admisibles. Este alargamiento o elongación se determina con:

$$\Delta = \frac{TL}{AE}$$

Donde:
$T$ = carga en el cable, kg.
$L$ = longitud del cable, cm.
$A$ = área de la sección metálica del cable, $cm^2$.
$E$ = módulo de elasticidad del cable, $kg/cm^2$

**b) Barras redondas, cuadradas y planas**

Las barras redondas y cuadradas son los elementos más sencillos utilizados para trabajar en tensión axial. Las barras redondas se suelen utilizar con los extremos roscados con objeto de poder ajustar su longitud en el montaje. En ocasiones se suele aumentar el diámetro de los extremos, ya sea forjándolos ó soldando una barra redonda de mayor diámetro, con objeto de que el área neta en la sección de la rosca sea igual o un poco mayor que el área de la sección transversal donde no hay rosca.

Si los extremos de estas barras se conectan con soldadura es conveniente utilizar un templador intermedio para evitar que quede floja la barra. Las barras redondas se utilizan para diagonales de torres, para el arriostramiento o contraventeo de naves industriales no muy grandes, para tirantes de arcos etc. No deben usarse donde haya equipo o maquinaría que transmita algún movimiento a la estructura, ya que fácilmente pueden vibrar y, aparte de la molestia que esto ocasiona por el ruido, pueden fallar por fatiga (Gorenc, Gorenc et al. 2005).

Las barras planas generalmente se conectan con un pasador en la (fig. 2.6). Se utilizan principalmente para transmitir la carga de un cable de acero a alguna parte de la estructura o a la cimentación.

Figura 2.6: Barras planas para conectar elementos en tensión.

En pruebas de laboratorio se ha visto que el tipo de falla que se puede presentar en la conexión con pasador es alguno de los siguientes:

- Fractura de la placa en dirección paralela al eje, en la parte posterior del perno Esta falla se presenta cuando el agujero queda muy cerca de la orilla.
- Falla en la sección neta en donde se encuentra el agujero, en dirección perpendicular al eje de la barra Este tipo de falla se presenta sí el área de la sección neta es igual o menor al área de la sección bruta de la barra.
- Falla por pandeo local debido a que en la parte posterior del perno la relación ancho espesor de la placa es muy grande.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

**c) Secciones de perfiles simples y secciones armadas**

Los perfiles laminados simples y las secciones armadas se utilizan cuando se requiere un cierto grado de rigidez ó cuando puede presentarse una inversión de carga que cause que la pieza trabaje a compresión bajo ciertas condiciones de carga; por ejemplo, en diagonales y montantes de armaduras. Las secciones compuestas se utilizan, cuando las cargas son de mayor intensidad y las secciones simples no tienen la resistencia necesaria. También se puede requerir una sección armada para aumentar la rigidez de la barra. Las secciones armadas se construyen con perfiles simples conectados entre si por medio de celosías, placas interrumpidas ó placas continuas.

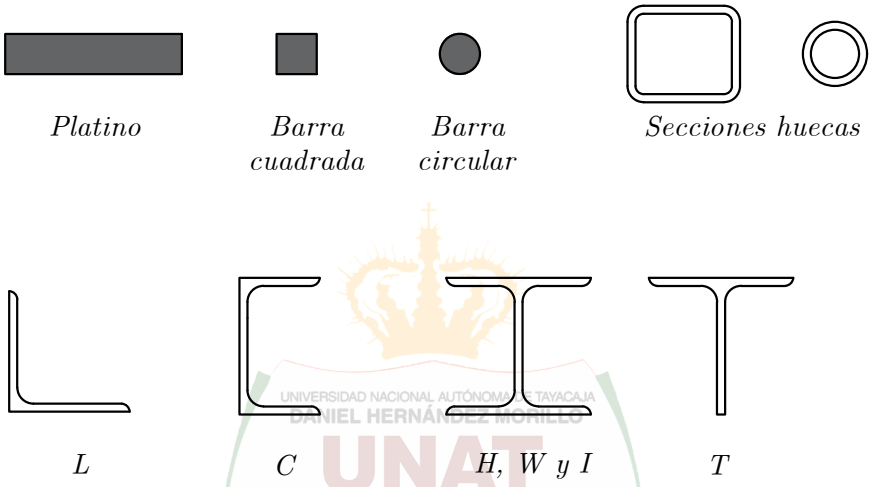



Figura 2.7: Secciones simples.

Figura 2.8: Secciones armados.

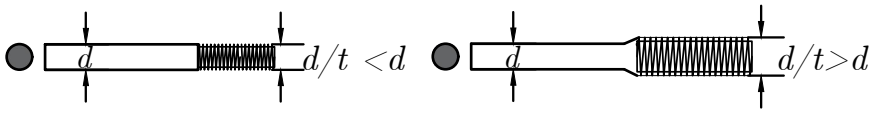



Figura 2.9: Barras Roscadas.

## 2.4 MODOS DE FALLA DE MIEMBROS EN TENSIÓN

**Los principales modos de falla de miembros en tensión son:**

Flujo plástico en la sección total, Fractura en la sección neta, Fractura en bloque de cortante y tensión combinados, conocidos estados limite.

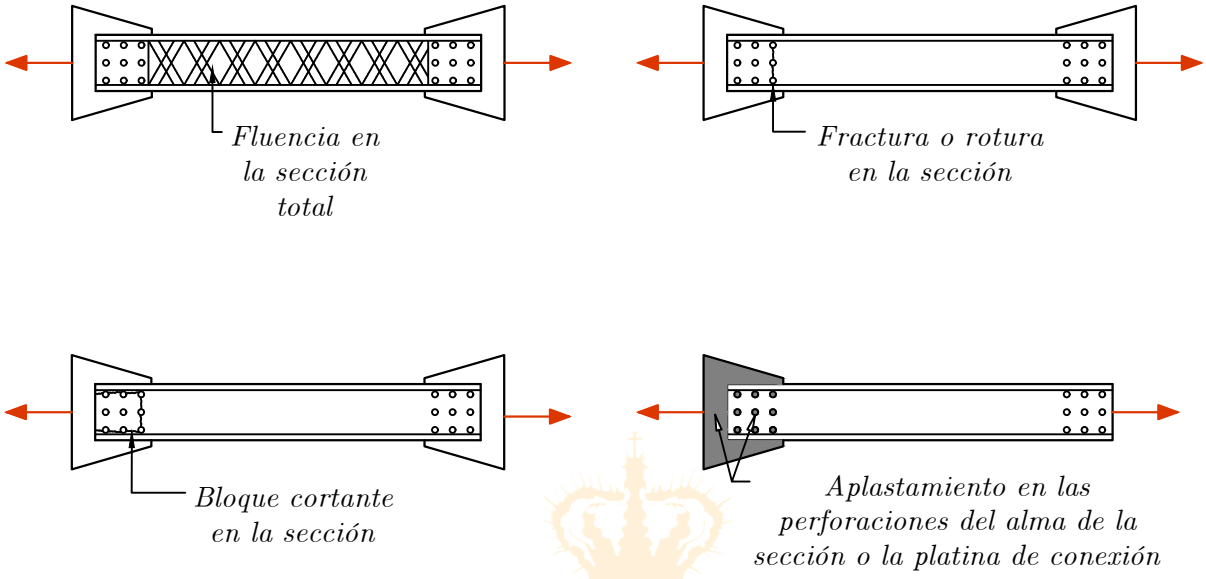



Figura 2.10: Modos de falla de miembros en tensión.

## 2.5 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN(AISC 2010)

### 2.5.1 LÍMITES DE ESBELTEZ

No existe límite de esbeltez máxima para miembros en tracción.

> Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez $L/r$ es preferible que no exceda de 300. Esta sugerencia no se aplica a barras o colgadores en tracción.

### 2.5.2 RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN

La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión, $\phi_t P_n$ se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta.

**(a) Para fluencia por tensión sobre el área bruta:**

$$P_n = F_y A_g \tag{2.1}$$

$$\phi_t = 0.90$$

**(b) Para rotura por tensión sobre el área neta:**

$$P_u = F_u A_e \tag{2.2}$$

$$\phi_t = 0.75$$

Donde:

$A_e$= área neta efectiva, $cm^2 (mm^2)$
$A_g$= área bruta del miembro, $cm^2 (mm^2)$
$F_y$= tensión de fluencia mínima especificada, $Kgf/cm^2 (MPa)$

$F_u$= tensión última mínima especificada, $Kgf/cm^2(MPa)$

Para miembros sin perforaciones conectados completamente por soldaduras, el área neta efectiva para la fórmula (EC.2.1) se tomará según el numeral 2.2.b. Al aplicar la misma fórmula para miembros que incluyen perforaciones y se conectan en sus extremos mediante soldaduras, y en conexiones con soldaduras de tapón o de ranura, se tomará el área neta efectiva a través de las perforaciones.

### 2.5.3 ÁREA NETA EFECTIVA

Determinación del área bruta y el área neta.

**(a) Área bruta:** El área bruta, $A_g$ de un miembro es el área total de la sección transversal.

- **Fluencia del Área Bruta:**
  La fluencia ocurre cuando el esfuerzo distribuido uniformemente a lo largo de la sección bruta alcanza el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material utilizado.
  Aunque el miembro en este punto capaz de seguir resistiendo la carga, empieza a experimentar un alargamiento excesivo que hace el miembro no usable. Dado que este fenómeno esta acompañado del alargamiento excesivo del miembro, el modo de falla es dúctil y da un previo aviso.

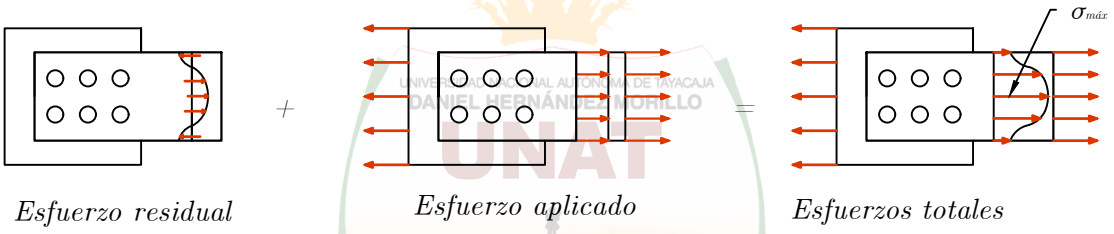



Figura 2.11: Esfuerzos internos que ocurren dentro de la sección para la fluencia del área bruta.

Figura 2.12: Flujo plástico en la sección del área bruta, donde fluyen todas las fibras.

**(b) Área neta:** El área neta, $A_n$ de un miembro es la suma de los productos del espesor por el ancho neto de cada uno de los elementos que componen su sección transversal, calculado teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:
Al calcular el área neta de los elementos solicitados por tensión y por cortante, el ancho de una perforación debe tomarse 1.6 $mm$ $(1/16\ in)$ más grande que la dimensión nominal de la perforación.

- **Rotura en el Área Neta:**
  La falla ocurre debido a la concentración de esfuerzos que se desarrolla en la vecindad de las perforaciones existentes en un miembro. En estas regiones, los esfuerzos alcanzan el esfuerzo de fluencia, sin embargo, sigue tomando carga adicional pasando por endurecimiento por deformación hasta que se produce la rotura cuando se llega al esfuerzo último.

  A diferencia del caso de fluencia del área bruta, en este modo de falla, la fluencia que ocurre en las regiones adyacentes a las perforaciones no presenta alargamientos muy grandes. La rotura entonces ocurre súbitamente, sin dar un previo aviso. Este es un modo de falla frágil.

$$A_n = A_g - \sum(\phi - \frac{1}{8}") \tag{2.3}$$

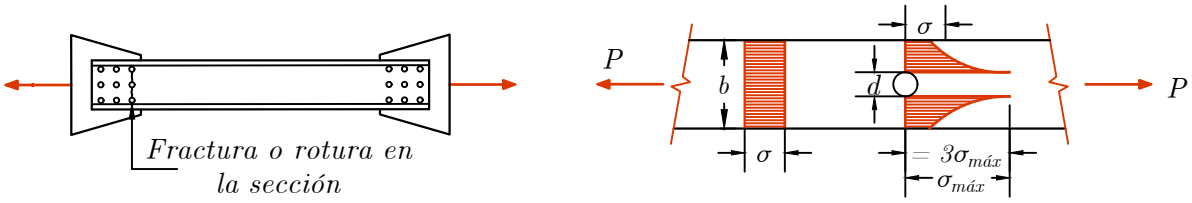



Figura 2.13: Esfuerzos internos que ocurren dentro de la sección para la fluencia del área neta.

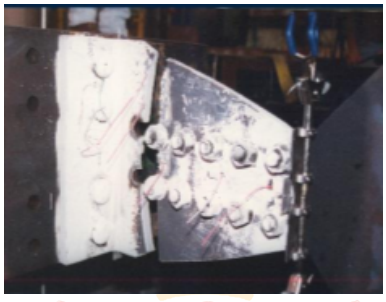


Figura 2.14: Falla por fractura en el área neta.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

Tabla 2.1: Dimensiones Nominales de las Perforaciones Pernos con diámetro en pulgadas

| Diámetro del perno mm(pulg) | Dimensiones de las Perforaciones | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Perforación estándar mm | Perforación agrandada mm | Ranura corta (Ancho x largo) mm | Ranura largo (Ancho x largo) mm |
| 12.7 (1/2") | 14.3 | 15.9 | 14.3 x 17.5 | 14.3 x 31.8 |
| 15.9 (5/8") | 15.7 | 20.6 | 17.5 x 22.2 | 17.5 x 39.7 |
| 19.1 (3/4") | 20.6 | 23.8 | 20.6 x 25.4 | 20.6 x 47.6 |
| 22.7 (7/8") | 23.8 | 27 | 23.8 x 28.6 | 23.8 x 55.6 |
| 25.4 (1") | 23.8 | 31.8 | 27.0 x 33.3 | 27.0 x 63.5 |
| $\geq$ 28.6($\geq$ 1/8") | d+3.2 | d+7.9 | (d+3.2) x (d+9.5) | (d+3.2) x (2.5 x d) |

Para una cadena de perforaciones que se extienda sobre una línea en diagonal o en zigzag a través de un elemento, el ancho neto del elemento se obtendrá deduciendo del ancho total la suma de los diámetros o de las dimensiones de las ranuras (tabla 2.1) de todas las perforaciones en la cadena y sumando, por cada cambio de gramil en la cadena, la cantidad:

$$\frac{S^2}{4g} \tag{2.4}$$

Donde:
$s$ = espaciamiento longitudinal centro a centro (paso) de dos perforaciones consecutivas, *mm*.
$g$ = espaciamiento transversal centro a centro entre las líneas de gramil, *mm*.
Si la cantidad de escalonamiento es lo suficientemente pequeño, la influencia de un agujero de desplazamiento puede ser sentida por una sección transversal cerca, y la fractura a lo largo de una trayectoria inclinada tal como *abcd* en la figura 2.15 es posible. En tal caso, la relación $\sigma = P/A$ no se aplica, y tensiones en la parte inclinada $b-c$ son una combinación de tracción y de cizallamiento tensiones. Se han propuesto varios métodos aproximados para tener en cuenta los efectos de agujeros escalonados. Cochrane (1922) propuso que cuando la deducción de la zona correspondiente a un agujero escalonado, utilice un diámetro reducido, dado por:

$$d' = d - \frac{S^2}{4g} \tag{2.5}$$

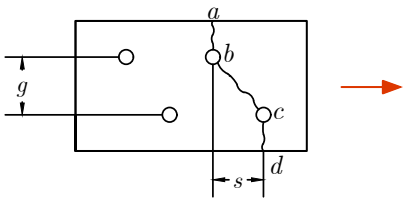



Figura 2.15: Caso de falla en zigzag.

El ancho neto esta expresado como:

$$w_n = w_g - \sum d' \tag{2.6}$$

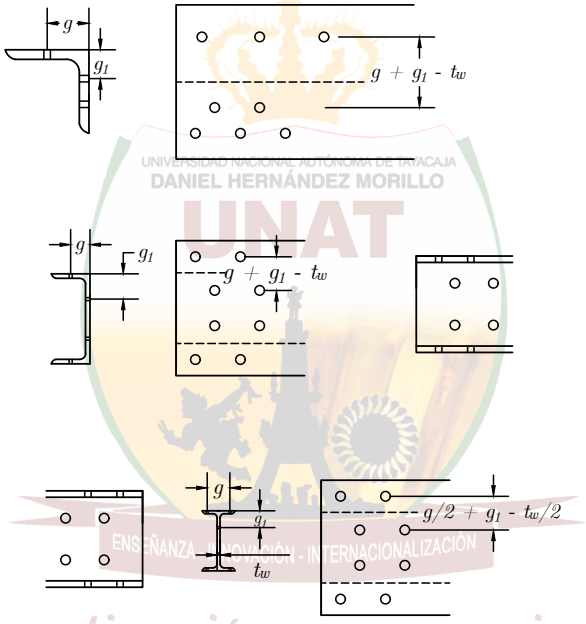



Figura 2.16: Desglosamiento de secciones en ángulos, canales y perfiles .

Para perfiles angulares, la separación entre las líneas de gramil adyacentes sobre una y otra aleta se tomará igual a la suma de los gramiles a lado y lado de la arista menos el espesor del perfil.

Para un perfil tubular estructural (PTE) ranurado, soldado a una platina de conexión, el área neta, $A_n$ es igual al área bruta menos el producto del espesor del perfil por el ancho total de material removido para formar la ranura.

Al calcular el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, no se considerará ningún aporte del metal de la soldadura al área neta. Para miembros sin perforaciones, el área neta, $A_n$ se toma igual al área bruta, $A_g$ Para platinas de empalme con perforaciones, el valor de $A_n$ está limitado a un máximo de $0.85A_g$ según el numeral 8.3.3.1a (b)

**(c) Área Neta Efectiva:**

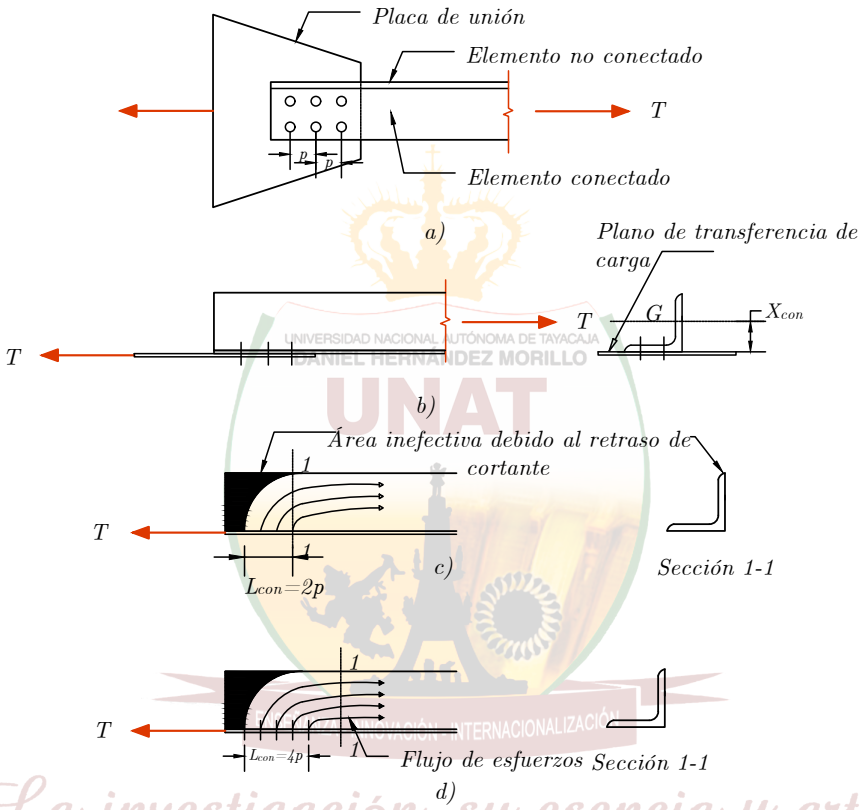
El área bruta $A_g$ y el área neta, $A_n$ de un miembro a tensión se determinarán considerando en lo especificado anteriormente.

El área neta efectiva de un miembro a tensión se calcula como sigue:

$$A_e = A_n U \tag{2.7}$$

Donde el factor de reducción por rezago de cortante, U se calcula como se muestra en la tabla 2 Para secciones abiertas tales como W, M, S, C, HP, WT, ST o similares y ángulos sencillos o dobles, no se requiere tomar un valor de U, el factor por rezago de cortante, menor que la relación entre el área bruta de los elementos conectados y el área bruta de la sección. Esta provisión no se aplica a secciones cerradas, tales como perfiles tubulares estructurales (PTE) ni a platinas.

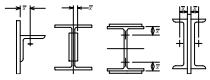
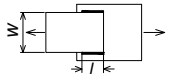
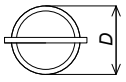
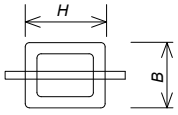
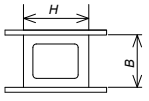
Para platinas de empalme con perforaciones, el valor de $A_n$ está limitado a un máximo de $0.85A_g$ según el 8.3.3.1a (b)




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
INVESTIGACIÓN INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

Figura 2.17: Casos de rezago de cortante.

Tabla 2.2: Factores por rezago de cortante para conexiones en miembros a tensión

| Caso | Descripción del elemento | | Factor por rezago de cortante U | Ejemplos |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Todos los miembros a tension donde la carga se transmita directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras(excepto para los casos 4, 5 y 6) | | $U = 1$ | – |
| 2 | Todos los miembros a tension, excepto platinas y PTE, donde la carga de tension se transmita a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras longitudinales, o por una combinación de soldaduras longitudinales y transversales (para perfiles W, M, S, HP y perfiles laminados similares se puede aplicar alternativas de caso 7. Para ángulos se puede aplicar el caso 8) | | $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$ |  |
| 3 | Todos los miembros a tension donde la fuerza se transmita mediante soldaduras transversales únicamente a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal | | $U = 1$<br>An = área de los elementos conectados directamente |  |
| 4 | Platinas donde la fuerza de tension se transmita mediante soldaduras longitudinales únicamente | | $l \geq w \quad U = 1$<br>$2w > l \geq 1.5w \quad U = 0.87$ |  |
| 5 | PTE circulares con platinas de conexión única y concentrica | | $l \geq 1.3D \quad U = 1$<br>$D \leq l < 1.3D \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$<br>$\bar{x} = \frac{D}{\pi}$ |  |
| 6 | PTE Rectangulares | con platinas de conexión única y concentricas | $l > H \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$<br>$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$ |  |
| | | con dos platinas de conexión lateral | $l > H \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$<br>$\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$ | – |
| 7 | Perfile W,M,S,HP o perfiles laminados similares, y perfile T derivado de ellos se permite calcular U según el caso 2 y tomar el mayor valor | conexión por las aletas, con 3 o mas pernos por linea en dirección de la carga | $b_f \geq \frac{2}{3} \quad U = 0.90$<br>$b_f < d\frac{2}{3} \quad U = 0.85$ | – |
| | | conexión por el alma con 4 o mas pernos por linea en la dirección de la carga | $U = 0.70$ | – |
| 8 | Ángulos simples (se permite calcular U según el caso 2 y tomar el mayor valor) | Con 4 o mas pernos por linea en dirección de la carga | $U = 0.80$ | – |
| | | Con 3 pernos por linea en dirección de la carga (para menos de 3 pernos por linea en la dirección de la carga usar el caso 2 | $U = 0.6$ | – |

Nomenclatura:
$l$ = longitud de la conexión, mm
$w$ = ancho de la platina, mm
$\bar{x}$ = Excentricidad de la conexión, mm
$B$ = ancho total de un miembro en PTE rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión, mm
$H$ = peralte de un miembro en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión, mm

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 2.5.4 ESPESOR DE DISEÑO DE LA PARED PARA PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES (PTE)

En los cálculos que involucren el espesor de la pared de un PTE, debe usarse un espesor de diseño t, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared si el PTE fue fabricado con soldadura por resistencia eléctrica (ERW), e igual al espesor nominal de la pared si el PTE fue fabricado con soldadura por arco sumergido (SAW).

### 2.5.5 BLOQUE CORTANTE

Es un modo de falla en el cual, uno o más bloques de material de la placa se desgarran en el extremo de un miembro en tensión, o una placa de unión. En el caso de conexiones soldadas, los bloques están limitados por los centros de línea de las soldaduras de filete. La falla de un miembro puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en el otro plano perpendicular.

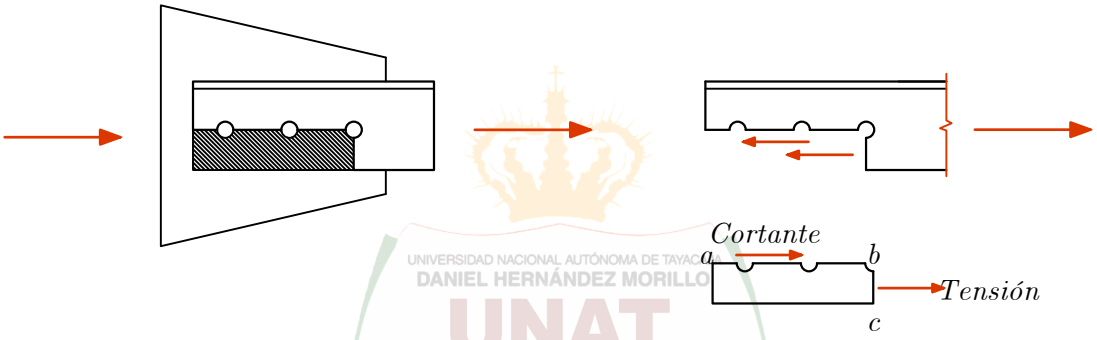



Figura 2.18: Modo de falla por desgarramiento en ángulos.

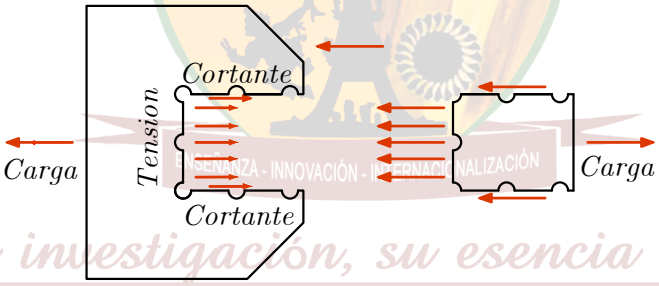



Figura 2.19: Modo de falla por desgarramiento platina.

#### 2.5.5.1 Resistencia de elementos a cortante

La resistencia de diseño, $\phi R_n$ de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por cortante será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante.

**(a) Para fluencia por cortante del elemento:**

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \tag{2.8}$$

$$\phi = 1.00$$

Donde:

$A_{gv}$ = área bruta sometida a cortante, $mm^2$

**(b) Para rotura por cortante del elemento:**

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} \tag{2.9}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

$A_{nv}$ = área neta sometida a cortante, $mm^2$

### 2.5.5.2 Resistencia al desgarramiento en bloque

La resistencia de diseño, $\phi R_n$ para el estado límite de desgarramiento en bloque a lo largo de una o más líneas de falla a cortante y de una línea de falla a tensión en dirección perpendicular, se calculará tomando:

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \tag{2.10}$$

$$\phi = 0.75$$

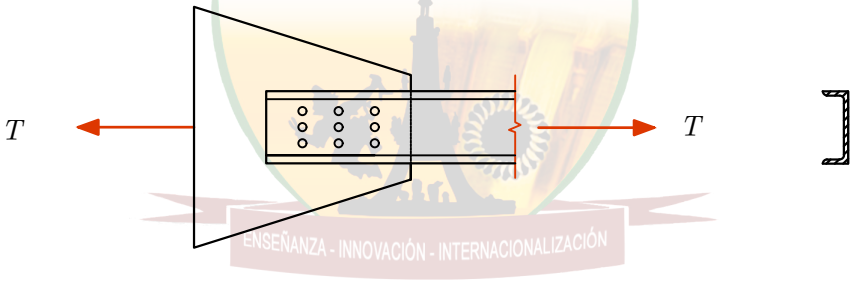
Donde:

$A_{gv}$ = área bruta sometida a cortante, $mm^2$

$A_{nt}$ = área neta sometida a tensión, $mm^2$

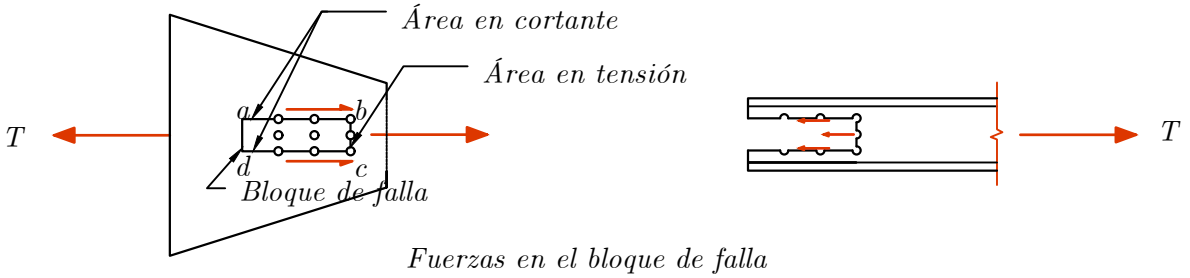
$A_{nv}$ = área neta sometida a cortante, $mm^2$

El factor de distribución del esfuerzo de tensión, $U_{bs}$ depende de la variación del esfuerzo de tensión a lo largo del área de tensión. Cuando esta sea uniforme, se tomará; $U_{bs} = 1$ para esfuerzo de tensión uniforme $U_{bs} = 0.5$ para esfuerzo de tensión NO uniforme.




*Conexión de extremo*

*a)*




*Fuerzas en el bloque de falla*

*b)*

Figura 2.20: Modo de falla por desgarramiento en canales.

UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación su esencia y arte.

## 2.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

### 2.6.1 RESISTENCIA A TENSIÓN

La resistencia de diseño a tensión, $\phi_t P_n$ para los miembros conectados con pasadores, será el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de rotura por tensión, rotura por cortante, aplastamiento y fluencia.

**(a) Para rotura por tensión sobre el área neta efectiva:**

$$P_n = 2tb_eF_u \tag{2.11}$$

$$\phi_t = 0.75$$

**(b) Para rotura por cortante sobre el área efectiva:**

$$P_n = 0.6A_{sf}F_u \tag{2.12}$$

$$\phi_{sf} = 0.75$$

Donde:

$A_{sf} = 2t(a + \frac{d}{2}) =$ Área sobre la trayectoria de la falla a cortante, $mm^2$.
$a$ = Distancia más corta entre el borde del agujero del pasador y el borde del miembro, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, $mm$.
$b_e = 2t + 16$ , $mm$, pero no mayor que la distancia real entre el borde del agujero y el borde de la pieza, medida en dirección normal a la fuerza aplicada.
$d$ = diámetro del pasador, $mm$.
$t$ = espesor de la platina, $mm$.

**(c) Para aplastamiento sobre el área proyectada del pasador:**

### 2.6.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

La resistencia de diseño al aplastamiento de superficies en contacto $\phi R_n$ , se determinará para el estado límite de aplastamiento (fluencia local a compresión) con base en: $\phi = 0.75$ y $R_n$ la resistencia nominal al aplastamiento, definida como sigue para los diferentes tipos de apoyo:

- **Para superficies maquinadas**
  Pasadores en perforaciones rimadas o taladradas y en extremos de rigidizadores de apoyo ajustados:

$$R_n = 1.8F_yA_{pb} \tag{2.13}$$

Donde:
$F_y =$ esfuerzo de fluencia mínimo especificado, $MPa$.
$A_{pb} =$ área de apoyo en proyección, $mm^2$.

- **Para balancines y rodillos**

**(I)** Si $d \leq 635\ mm$

$$R_n = 1.2(F_y - 90)l_b\frac{d}{20} \tag{2.14}$$

**(II)** Si $d > 635\ mm$

$$R_n = 30.2(F_y - 90)l_b\frac{\sqrt{d}}{20} \tag{2.15}$$

Donde:
d=diámetro del rodillo o balancín,mm
$l_b$ =longitud de apoyo,mm

UNAT DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

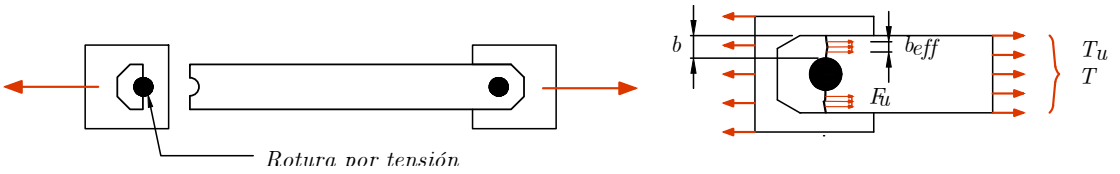



Figura 2.21: Rotura por Tensión sobre el Área Neta Efectiva.

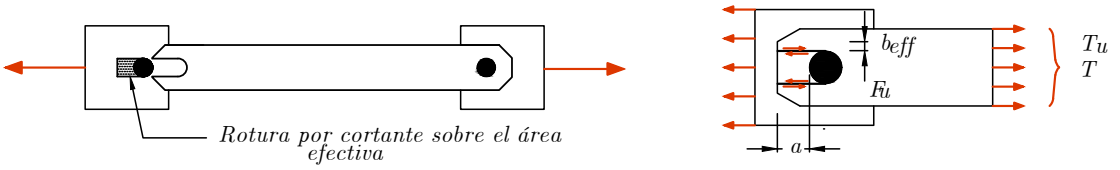



Figura 2.22: Rotura por Cortante sobre el Área Efectiva.

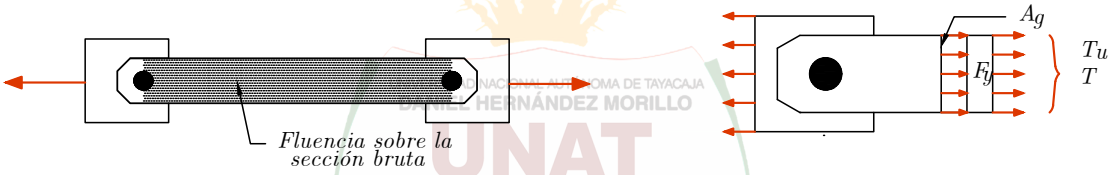



Figura 2.23: Fluencia sobre la Sección Bruta.

### 2.6.3 ESTADOS LÍMITE

### 2.6.4 REQUISITOS DIMENSIONALES

El agujero del pasador debe localizarse, sobre la dirección normal a la fuerza aplicada, en posición equidistante entre los bordes del miembro. Cuando se espere que el pasador permita el movimiento relativo entre las partes conectadas baja la acción de la carga total, el diámetro de la perforación no debe exceder en más de 1 mm al diámetro del pasador.

La investigación, su esencia y arte.

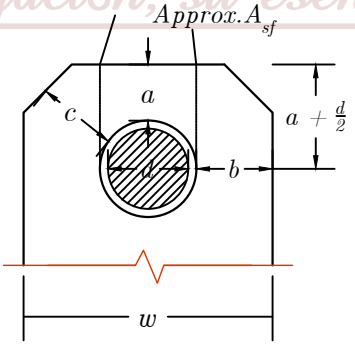



Figura 2.24: Dimensionamiento de pasadores.

La platina debe tener, a la altura del agujero del pasador, un ancho no menor que $2b_e + d$ y debe extenderse más allá del extremo de contacto del agujero, en dirección paralela al eje del miembro, en una longitud "a" no menor que $1.33b_e$ . Las esquinas más allá del agujero del pasador pueden cortarse a 45º con respecto al eje del miembro, siempre que el área neta

mas allá de la perforación del pasador, sobre un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida mas allá de la perforación del pasador en dirección paralela al eje del miembro.

## 2.7 BARRAS DE OJO.

- **Resistencia a tensión:** La resistencia de diseño a tensión para barras de ojo se debe determinar de acuerdo con el numeral 2.5, tomando Ag como el área de la sección transversal del cuerpo de la barra. Para efectos de cálculo, el ancho del cuerpo de la barra de ojo no se tomará mayor que ocho veces su espesor.
- **Requisitos dimensionales :** Las barras de ojo deben ser de espesor uniforme, sin refuerzo en los huecos de pasador, y tener cabeza circular de periferia concéntrica con el agujero del pasador.
  - El radio de la transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra de ojo no debe ser menor que el diámetro de la cabeza.
  - El diámetro del pasador no debe ser menor que $7/8$ del ancho del cuerpo de la barra de ojo, y el diámetro del agujero del pasador no debe exceder en más de 1 mm al diámetro del pasador.
  - Para aceros con $F_y$ superior a 485 MPa, el diámetro del agujero no debe exceder de cinco veces el espesor de la platina y el ancho del cuerpo de la barra de ojo se debe reducir proporcionalmente.
  - Se permite un espesor de menos de 13 mm sólo si se proporcionan tuercas externas que permitan apretar las platinas del pasador y las platinas de relleno de manera que queden en contacto firme. El ancho entre el borde del agujero y el borde de la platina, medido perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada, debe ser mayor que $2/3$ del ancho del cuerpo de la barra de ojo, pero para efectos de cálculo se tomará como máximo los $3/4$ de dicho ancho del cuerpo de la barra de ojo.

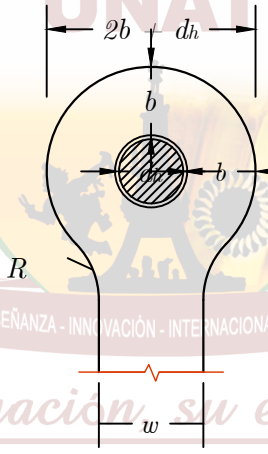



Figura 2.25: Dimensionamiento de barra de ojo.

## 2.8 DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Para diseñar los elementos de una estructura, es necesario basarse en normas ó especificaciones que siempre estén respaldadas en la experiencia pasada y en numerosas pruebas de laboratorio. De esta manera se evita, en gran parte, que el proyectista utilice criterios erróneos que conduzcan a estructuras antieconómicas por usar factores de seguridad muy grandes, ó por el contrario, que buscando economías mal entendidas, se apliquen factores de seguridad tan bajos que pongan en riesgo la seguridad de la estructura.

Las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) en su versión del 2016, utilizando el criterio de diseño simultáneo de esfuerzos permisibles (ASD) y factores de carga y resistencia (LRFD).
Los miembros a tensión se dimensionan de modo que los esfuerzos nominales no excedan el esfuerzo de tensión permisible (ASD) o tensión resistente (LRFD), que se define en las especificaciones AISC como un porciento del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo nominal de tensión $\sigma_t$ se obtiene simplemente dividiendo la carga de tensión axial entre el área A del miembro

en la sección en estudio. En el caso de miembros conectados por medio de soldadura se considera únicamente el estado límite de fluencia debido a que no existen agujeros que puedan disminuir el área esforzada, y para elementos conectados con pasadores, tornillos o remaches, se revisarán los estados límites mencionados en la especificación AISC 2011 para calcular $\sigma_t$.

$$\sigma_t = \frac{P_a}{A} \qquad (ASD) \qquad\qquad \sigma_t = \frac{P_u}{A} \qquad (LRFD)$$

Es conveniente procurar reducir al mínimo las causas que originan concentración de esfuerzos, especialmente en los casos de cargas variables con gran número de repeticiones. Los esfuerzos provenientes de las concentraciones mencionadas no se suman a los esfuerzos promedios. Se ha comprobado experimentalmente en pruebas llevadas hasta la falla, que las zonas donde se presenta una fluencia localizada del material en piezas bien diseñadas y bien fabricadas, no impidan que la sección total alcance el límite de fluencia y que lo sobrepase, alcanzando a desarrollar la resistencia completa de la barra antes de fallar.

Cuando una estructura está sujeta a cargas variables que se repiten miles y a veces millones de veces, pueden aparecer grietas en el acero que se van extendiendo en la sección hasta ocasionar la ruptura de la pieza. A esta falla se llama falla por fatiga.

La falla por fatiga se presenta principalmente cuando existen esfuerzos de tensión. Las concentraciones de esfuerzos aumentan la susceptibilidad a falla por fatiga. Los aceros de altas resistencias presentan una resistencia a la fatiga similar al acero ASTM A 36.

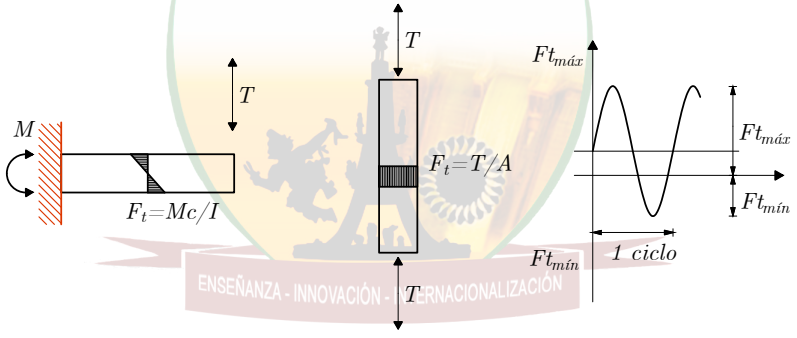



Figura 2.26: Miembro estructural sometido a variación cíclica de carga.

En las últimas ediciones de las especificaciones AISC se ha introducido un enfoque que simplifica considerablemente el diseño de las barras sujetas a cargas repetidas. Se basa en el valor del Intervalo de esfuerzo comprendido entre el valor máximo y el valor mínimo del esfuerzo en la sección. El intervalo de esfuerzo es igual a la diferencia algebraica entre los valores máximo y mínimo del esfuerzo que se presenta en un ciclo completo de carga.

El intervalo de esfuerzo permitido depende del número de ciclos y de las características locales de la sección que se revisa. En las especificaciones se establecen cuatro condiciones de carga de acuerdo con el número de repeticiones, y seis categorías de esfuerzo de acuerdo con las características de la sección.

El perfil ideal para soportar la tensión axial es por consiguiente aquel que tenga la mayor área de la sección transversal al precio más bajo del acero.

Como se mencionó anteriormente, las barras prismáticas sujetas a fuerzas axiales de tensión se pueden dimensionar utilizando el criterio de diseño elástico o el plástico.

En el primer caso la sección propuesta debe tener un área A, tal que al multiplicarla por el esfuerzo permisible $\sigma_t$ proporcione una fuerza igual o mayor que la fuerza actuante $P$, es decir:

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} \qquad (ASD) \qquad\qquad P_u \leq \phi P_n \qquad (LRFD)$$

Donde:
$\phi =$ Factor se resistencia
$\Omega =$ Factor de seguridad

## Resistencia de diseño en tensión

La resistencia de diseño y la resistencia permisible en tensión, de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones estipuladas en el Capítulo D, Especificaciones AISC-2016.

### A) ESTADO LÍMITE DE FLUENCIA

$$\mathbf{P_n = A_g F_y}$$

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} \qquad (ASD) \qquad\qquad P_u \leq \phi P_n \qquad (LRFD)$$

Donde:
$\phi = 0.9 \qquad \Omega = 1.67$

### B) ESTADO LÍMITE DE RUPTURA

$$\mathbf{P_n = A_e F_u}$$

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} \qquad (ASD) \qquad\qquad P_u \leq \phi P_n \qquad (LRFD)$$

Donde:
$\phi = 0.75 \qquad \Omega = 2$

### C) ESTADO LÍMITE DE APLASTAMIENTO

$$\mathbf{P_n =}\ \textbf{hace referencia al capitulo J.3 – 10 y J.7 de especificaciones de AISC}$$

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} \qquad (ASD) \qquad\qquad P_u \leq \phi P_n$$

Donde:
$\phi = 0.75 \qquad \Omega = 2$

### D) ESTADO LÍMITE DE APLASTAMIENTO

$$\mathbf{R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} \qquad (ASD) \qquad\qquad P_u \leq \phi P_n \qquad (LRFD)$$

Donde:

$\phi = 0.75$ $\Omega = 2$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si:

$$r \geq \frac{L}{300} \tag{2.16}$$

Donde r es el radio de giro mínimo de la sección transversal y L es la longitud del miembro.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

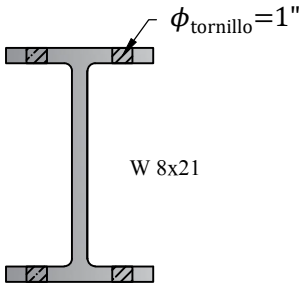
**Nota:** para la solución de ejemplos, se debe de utilizar las propiedades de las secciones en formato Excel adjuntos al texto.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

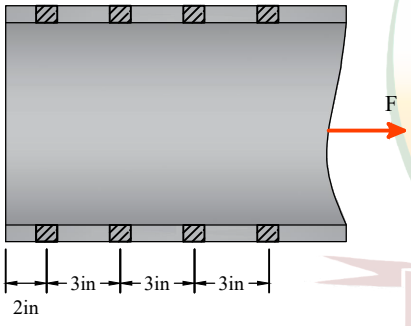
## 2.9 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia para la sección W 8x21, mostrado en la figura, suponiendo que los agujeros son para tornillos de $\phi_{tornillo} := 1\ in$, con una longitud de $L := 30\ ft$, una carga muerta de $P_D := 80\ kip$ y una carga viva de $P_L := 90\ kip$, con acero A992.




(a)




(b)

Table 5–1 (continued)
Available Strength in Axial Tension
W Shapes

$F_y$ = 50 ksi
$F_u$ = 65 ksi

W8

| Shape | Gross Area, $A_g$ | $A_e = 0.75A_g$ | Yielding, kips | | Rupture, kips | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $P_n/\Omega_t$ | $\phi_t P_n$ | $P_n/\Omega_t$ | $\phi_t P_n$ |
| | in.² | in.² | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| W8×21 | 6.16 | 4.62 | 184 | 277 | 150 | 225 |
| ×18 | 5.26 | 3.94 | 157 | 237 | 128 | 192 |
| W8×15 | 4.44 | 3.33 | 133 | 200 | 108 | 162 |

(c)

1. Propiedades del elemento

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 6.16\ in^2$ $\quad t_w := 0.25\ in$

$d := 8.28\ in$ $\quad t_f := 0.4\ in$

$b_f := 5.27\ in$ $\quad r_y := 1.26\ in$

b) Propiedades del material:

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$

2. Determinamos la resistencia:

a) Fluencia de la sección

$$\phi_t \cdot P_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g \qquad \phi_t := 0.90$$

$$\phi_t P_n := \phi_t \cdot F_y \cdot A_g = 277.2\ kip$$

Comprobamos con el Manual AISC tabla 5-1, pag 5-13, para la sección W8x21.

$\phi_t P_n := 277\ kip$ ( Del Manual )

Determinación de carga ultima

$$Pu := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 240\ kip$$

$$\text{if}\left(\phi_t P_n > Pu, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

b) Fractura de la sección

Calculo de área neta: de la figura 2.11 (b) tenemos:

$N_p := 4$ $\quad \phi_{tornillo} = 1\ in$

$$A_n := A_g - N_p \cdot \left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right) \cdot t_f = 4.36\ in^2$$

Calculo de área efectiva:

$$A_e = A_n \cdot U$$

Caso 2: Para una W4x10.5 (Tabla 1.2) figura 2.27 (c)

$y_{bar} := 0.831\ in$ $\quad L := 9\ in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$U_2 := 1 - \frac{y_{bar}}{L} = 0.908$$

Caso 7: Conexión por las aletas con 3 o más pernos por línea en dirección de la carga de la Tabla 1.2

$$b_f < \frac{2}{3} d \qquad \text{if}\left(b_f < \frac{2}{3} d, \text{“Ok!”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok!”}$$

$$U_7 := 0.85$$

Máximo valor de factor de rezago

$$U := \max\left(U_2, U_7\right) = 0.908$$

Área Efectiva:

$$A_e := A_n \cdot U = 3.957\ in^2$$

Resistencia a la fractura: $\phi_t := 0.75$

$$\phi_t P_{n2} := \phi_t \cdot F_u \cdot A_e = 192.925\ kip$$

c) Resistencia a bloque cortante, figura 2.27(d):

$$A_{gv} := 4 \cdot 11\ in \cdot 0.4\ in = 17.6\ in^2 \qquad \phi_{tornillo} := 1\ in$$

$$A_{nv} := 4 \cdot \left(11\ in - 3.5\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t_f = 11.3\ in^2$$

$$A_{nt} := 4 \cdot \left(1.135\ in - 0.5\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t_f = 0.916\ in^2$$

$$U_{bs} := 1.0$$

$$Rn := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 500.24\ kip$$

$$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 587.54\ kip$$

$$\text{if}\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \le 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

$$Rn := min\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}\right) = 500.24\ kip$$

$$\phi := 0.75 \qquad \phi \cdot Rn = 375.18\ kip$$

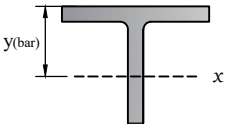
Domina resistencia a la fractura:

$$\phi Pn := min\left(\phi_t P_n, \phi_t P_{n2}, \phi \cdot Rn\right) = 192.925\ kip$$

Verificación de esbeltez

$$\frac{L}{r_y} < 300 \qquad \text{if}\left(\frac{L}{r_y} < 300, \text{“Cumple”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Cumple”}$$

$285.714 < 300$




W 4x10.5

(a)

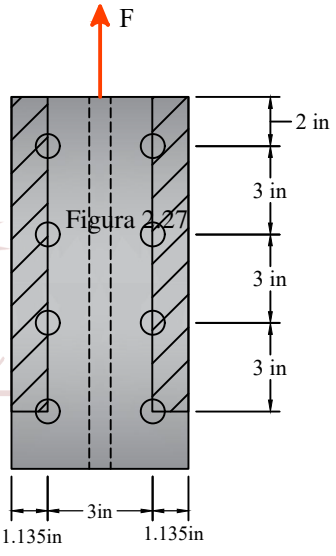
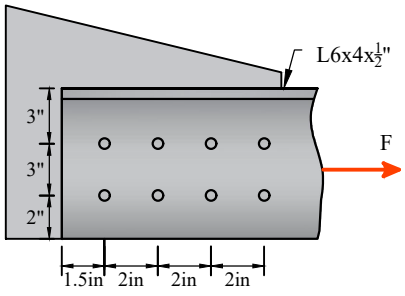



Figura 2.27

(d)

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño a tensión, de una L8x6x1/2" $F_y := 50\ ksi$ y $F_u := 65\ ksi$, que se muestra en la figura 2.1. Si se usan tornillo de $\phi_{tornillo} := 1\ in$ en la conexión, incluya en el calculo para todos los estados limite, y esta es sometida a carga muerta de $P_D := 100\ kip$ y una carga viva de $P_L := 80\ kip$, a demás esta tienen una longitud de $L := 15\ ft$




**1. Propiedades del elemento**

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 6.75\ in^2$ $b := 6\ in$

$d := 8\ in$ $x_{bar} := 1.46\ in$

$t := 0.5\ in$ $r_y := 1.79\ in$

b) Propiedades del material:

$F_y = 50\ ksi$ $F_u = 65\ ksi$

**2. Determinamos la resistencia:**

2.1) Fluencia de la sección bruta: $\phi := 0.90$

$\phi \cdot Pn = \phi \cdot F_y \cdot A_g$ $\phi Pn := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 303.75\ kip$

Determinación de carga ultima

$Pu := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L$

$Pu = 248\ kip$ $\text{if}(\phi Pn > Pu, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}) = \text{“Ok”}$

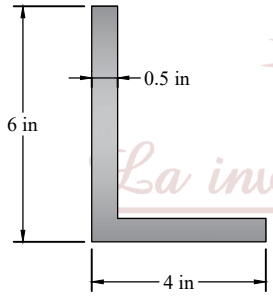



Figura 2.28

2.2 Resistencia a la ruptura por tensión:

a. Determinamos área neta:

$N_p := 2$ $\phi_{tornillo} = 1\ in$

$A_n := A_g - N_p \cdot \left(\frac{1}{8}\ in + \phi_{tornillo}\right) \cdot t = 5.625\ in^2$

b. Cálculo de factor de rezago

Caso 2: Para $x_{bar} = 1.46\ in$ $L := 6\ in$

$U_2 := 1 - \frac{x_{bar}}{L} = 0.757$

Caso 8: Cuatro líneas de pernos en la dirección de la carga

$U_8 := 0.80$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Máximo valor de factor de rezago

$$U := \max\left(U_2, U_8\right) = 0.8$$

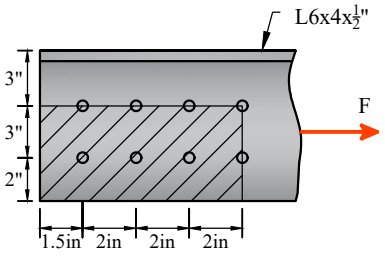
c. Calculo de Área Efectiva:

$$A_e := A_n \cdot U = 4.5\ in^2$$

d. Resistencia de resistencia por ruptura $\phi := 0.75$

$$\phi Pn_2 := \phi \cdot F_u \cdot A_e$$

$$\phi Pn_2 = 219.375\ kip$$




2.3) Resistencia a bloque cortante:

a. Caso 1 según la figura

$$A_{gv} := 7.5\ in \cdot t = 3.75\ in^2 \qquad \phi_{tornillo} := 1\ in$$

$$A_{nv} := \left(7.5\ in - 3.5\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t = 1.781\ in^2$$

$$A_{nt} := \left(5\ in - 1.5\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t = 1.656\ in^2$$

$$U_{bs} := 0.5$$

$$Rn := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 123.297\ kip$$

$$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 166.328\ kip$$

**if** $\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \le 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$

$$Rn := min\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}\right) = 123.297\ kip$$

$$\phi := 0.75 \qquad \phi \cdot Rn = 92.473\ kip$$

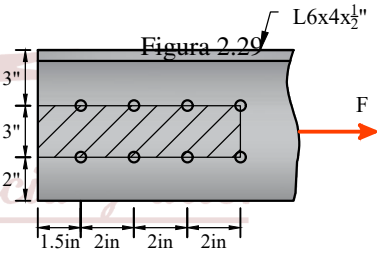



Figura 2.29

b. Caso 2

$$A_{gv} := 2 \cdot 7.5\ in \cdot t = 7.5\ in^2 \qquad \phi_{tornillo} := 1\ in$$

$$A_{nv} := \left(7.5\ in - 3.5\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t = 1.781\ in^2$$

$$A_{nt} := \left(3\ in - 1\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t = 0.938\ in^2$$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$U_{bs} := 1.0$

$Rn := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 130.406$ ***kip***

$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 285.938$ ***kip***

**if** $\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$

$Rn := min\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}\right) = 130.406$ ***kip***

$\phi := 0.75 \qquad \phi \cdot Rn = 97.805$ ***kip***

Domina resistencia a la fractura:

$\phi Pn := min\left(\phi Pn, \phi Pn_2, \phi \cdot Rn\right) = 97.805$ ***kip***

$\phi \cdot Rn = 97.805$ ***kip***

Verificación de esbeltez $L := 15$ ***ft***

$\frac{L}{r_y} < 300 \qquad \frac{L}{r_y} = 100.559$

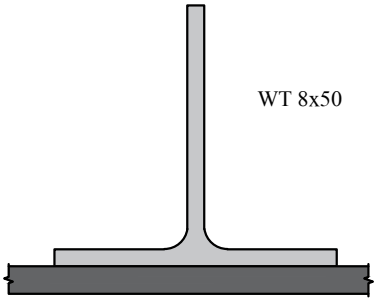
$\textbf{if}\left(\frac{L}{r_y} < 300, \text{“Cumple”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Cumple”}$

Figura 2.30

La investi

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Determine la resistencia de diseño a tensión, de una WT8x50, con un acero A992 y esta sometida a una carga muerta de $P_D := 150\ kip$ y una carga viva de $P_L := 180\ kip$, en tensión como se muestra en la figura, la conexión es soldad con una longitud de 16in.




1. Propiedades del elemento

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 14.7\ in^2$ $\quad b_f := 10.4\ in$

$t_f := 0.985\ in$ $\quad y_{bar} := 1.76\ in$

$r_x := 2.28\ in$ $\quad l := 17\ in$

$w := 10.4\ in$

b) Propiedades del material:

$F_y := 36\ ksi$ $\quad F_u := 58\ ksi$

2. Determinamos la resistencia:

a) Fluencia de la sección bruta:

$$\phi \cdot Pn = \phi \cdot F_y \cdot A_g \qquad \phi := 0.90$$

$$\phi Pn := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 476.28\ kip$$

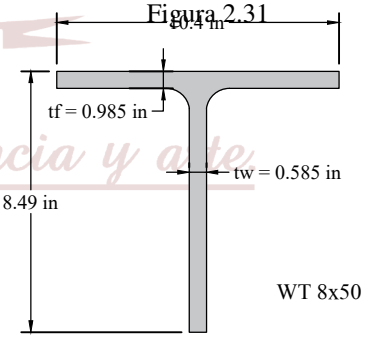
Determinación de carga ultima

$$Pu := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L$$

$$Pu = 468\ kip$$

$$\text{if}\left(\phi Pn > Pu, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

Figura 2.31




2.2 Resistencia a la ruptura por tensión

a. Determinamos área neta

$$A_n = A_g$$

$$A_n := A_g = 14.7\ in^2$$

b) Calculo de factor de rezago

Caso 4:

$l \geq w$

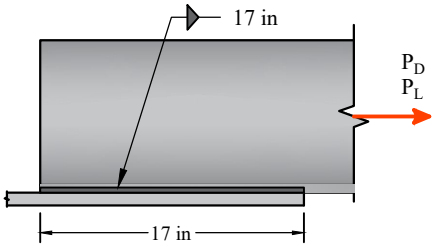
$17\ in \geq 10.4\ in$ $\quad ok!$

$U := 1.0$

c. Calculo de área efectiva:

$$A_e = A_n \cdot U$$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1




$A_e := A_n \cdot U = 14.7\ in^2$

d. Calculo de resistencia por ruptura

$\phi := 0.75$

$\phi Pn := \phi \cdot A_e \cdot F_u$

$\phi Pn = 639.45\ kip$

$\text{if}\left(Pu \le \phi Pn, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$

2.3 Resistencia del bloque cortante:

a. Caso 1 según la figura 1.23 (b)

$A_{gv} := 2 \cdot t_f \cdot l = 33.49\ in^2$

$A_{nv} := 2 \cdot t_f \cdot l = 33.49\ in^2$

$A_{nt} := t_f \cdot w = 10.244\ in^2$

$U_{bs} := 1.0$

$Rn := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 1759.604\ kip$

$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 1317.536\ kip$

$\text{if}\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \le 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Revi}$

$Rn := min\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}\right) = 1317.536\ kip$

Figura 2.32

$\phi := 0.75$

$\phi \cdot Rn = 988.152\ kip$

b. Resistencia

$\text{if}\left(Pu \le \phi \cdot Rn, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$

Domina resistencia a la fractura:

$\phi := 0.75$

$\phi Pn := min\left(\phi Pn, \phi \cdot Rn\right) = 639.45\ kip$ Revisar

Verificación de esbeltez $L := 40\ ft$

$\frac{L}{r_x} < 300$ $\frac{L}{r_x} = 210.526$ *Revisar*

$\text{if}\left(\frac{L}{r_x} < 300, \text{“Cumple”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Cumple”}$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Seleccione una W con una profundidad nominal de 6in con una carga muerta de $P_D := 60\ kip$ y una carga viva de $P_L := 100\ kip$ en tensión. El miembro tiene una longitud de $L := 30\ ft$. La conexión es atornillada con pernos de $\phi_{tornillo} := \frac{7}{8}\ in$, verifique que el miembro cumpla con la esbeltez, suponga que el estado limite por bloque cortante no controla ($F_y := 50\ ksi$ y $F_u := 65\ ksi$)

1. Propiedades del elemento
a) Propiedades Geométricas

$$d := 6\ in$$

b) Propiedades del material:

$$F_y = 50\ ksi \qquad F_u = 65\ ksi$$

2. Determinamos la resistencia:

$$Pu := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L$$

$$Pu = 232\ kip$$

Calculo de Ag min requerido por fluencia:

$$\phi := 0.90$$

$$Ag_{min} := \frac{Pu}{\phi \cdot F_y} = 5.156\ in^2$$

Calculo de Ag min requerido por ruptura por tensión: Supongamos $U := 0.90$, caso 7 para una W 6x20 $t_f := 0.365\ in$

$$\phi := 0.75$$

$$Ag_{min} := \frac{Pu}{\phi \cdot F_u \cdot U} + 4\left(\frac{7}{8}\ in + \frac{1}{8}\ in\right) t_f = 6.748\ in^2$$

Radio de giro mínimo:

$$r_{min} := \frac{L}{300} = 1.2\ in$$

Probemos con una W6x25 cuyas propiedades geométricas son las siguientes

$A_g := 7.34\ in^2$ $\quad b_f := 6.08\ in$

$t_f := 0.455\ in$ $\quad d := 6.38\ in$

$r_y := 1.52\ in$ $\quad y_{bar} := 0.61\ in$ $\quad$ WT 3x12.5

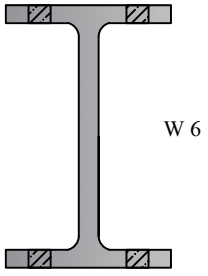
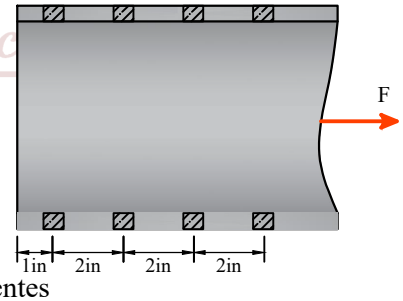
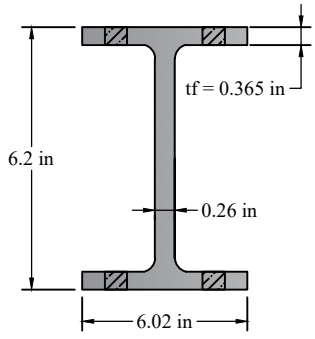



Figura 2.33

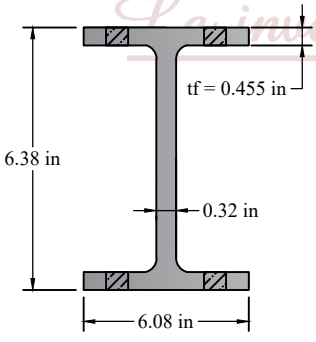


## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1




W 6x20

Figura 2.34




W 6x25

3. Resistencia de diseño a tensión

a) Fluencia de área bruta

$$\phi \cdot Pn = \phi \cdot F_y \cdot A_g \qquad \phi := 0.90$$

$$\phi Pn := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 330.3 \ \textit{kip}$$

$$\text{if}\left(\phi Pn > Pu, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

b. Resistencia a la ruptura

b.1) Calculo de área neta

$$A_n := A_g - 4 \cdot \left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ \textit{in}\right) t_f = 5.52 \ \textit{in}^2$$

b.2) Calculo de factor de rezago

Caso 2

$$x := y_{bar} = 0.61 \ \textit{in} \qquad L := 6 \ \textit{in}$$

$$U := 1 - \frac{x}{L} = 0.898$$

Caso 7

$$b_f \geq \frac{2}{3}\ d$$

$$\text{if}\left(b_f \geq \frac{2}{3}\ d, \text{“Ok!”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok!”}$$

$$U := 0.90$$

b.3) Calculo de área efectiva

$$A_e = A_n \cdot U$$

$$A_e := A_n \cdot U = 4.968 \ \textit{in}^2$$

b.4) Calculo de Resistencia

$$\phi := 0.75$$

$$\phi Pn := \phi \cdot F_u \cdot A_e$$

$$\phi Pn = 242.19 \ \textit{kip}$$

Verificación de esbeltez

$$\frac{L}{r_y} < 300 \qquad r_y := 1.52 \ \textit{in} \qquad L := 30 \ \textit{ft}$$

$$\text{if}\left(\frac{L}{r_y} < 300, \text{“Cumple”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Cumple”}$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Una ASTM A 36, conectado a un miembro en tensión como se muestra en la figura esta sometida a una carga muerta de $P_D := 2\ kip$ y una carga viva de $P_L := 5\ kip$, en tensión con una perforación de $\phi_{tornillo} := \frac{7}{8}\ in$, y el espesor del miembro que esta siendo conectado es de $t := 0.25\ in$

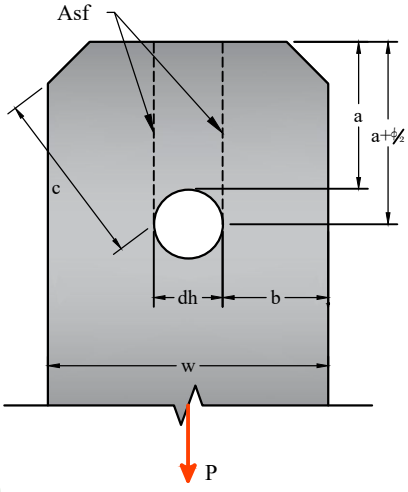



Figura 2.35

1. Propiedades del elemento

a) Propiedades Geométricas

$dh := \phi_{tornillo} + 0.3\ in = 1.175\ in$ $\quad a := 2\ in$

$b := 1.5\ in$ $\quad t := 0.25\ in$

$w := 3\ in + dh = 4.175\ in$ $\quad c := 2.5\ in$

b) Propiedades del material:

$F_y := 36\ ksi$ $\quad F_u := 58\ ksi$

2. Limitaciones

$b_e := 2\ in + 0.625\ in = 2.625\ in$ $\quad < b \quad ok \quad b_e := 1.25\ in$ Revisar

$a \geq 1.33 \cdot b_e$

$w \geq 2 \cdot b_e + \phi$

$c \geq a$

3. Resistencia a tensión

b) Rotura por torsión sobre el área efectiva

$\phi := 0.75$ $\quad P_n := 2 \cdot t \cdot b_e \cdot F_u = 36.25\ kip$ Revisar

$\phi \cdot P_n = 27.188\ kip$

b) Rotura por cortante sobre el área efectiva

$\phi := 0.75$ $\quad A_{sf} := 2 \cdot t \cdot \left(a + \frac{\phi_{tornillo}}{2}\right) = 1.219\ in^2$

$Pn := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{sf} = 42.413\ kip$

$\phi \cdot Pn = 31.809\ kip$

c) Resistencia al aplastamiento

$\phi := 0.75$ $\quad A_{pb} := t \cdot \phi_{tornillo} = 0.219\ in^2$

$Pn := 1.8 \cdot F_y \cdot A_{pb}$

$\phi \cdot Pn = 10.631\ kip$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

d) Fluencia sobre la sección bruta

$\phi := 0.90$ $A_g := t \cdot w = 1.044\ in^2$

$Pn := 1.8 \cdot F_y \cdot A_g$

$\phi \cdot Pn = 60.872\ kip$

Domina resistencia al aplastamiento

$\phi \cdot Pn = 60.872\ kip$ Revisar

Verificación con la carga requerida

$Pu := 1.2\ P_D + 1.6 \cdot P_L = 10.4\ kip$ Revisar

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Una 2L4x4x3/4 (3/8 de separación) ASTM A 36 tiene una línea de 8 pernos de diámetro de 7/8, con perforación estándar, el miembro tiene una longitud de 25 ft y esta sometida a carga muerta de 80kip y una carga vía de 150 kip verifique que el miembro es tensión es satisfactoria.

1. Propiedades del elemento

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 10.9\ in^2$ $r_y := 1.88\ in$

$r_x := 1.18\ in$ $t := \frac{3}{4}\ in$

$x_{bar} := 1.27\ in$ L4x4x3/4

Figura 2.36

b) Propiedades del material:

$F_y := 36\ ksi$ $F_u := 58\ ksi$

2. Resistencia requerida

$P_D := 80\ kip$ $P_L := 150\ kip$

$Pu := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 336\ kip$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

3. Estados Limite

3.1 Fluencia del área bruta

$Pn := A_g \cdot F_y = 392.4\ kip$ $\phi := 0.90$

$\phi \cdot Pn = 353.16\ kip$

3.2 Resistencia a la ruptura

Area neta $\phi_{tornillo} := \frac{7}{8}\ in$

$A_n := A_g - 2\left(\phi_{tornillo} + \frac{1}{8}\ in\right) t$

$A_n = 9.4\ in^2$

Factor de rezago

Caso 2 $L := 14\ in$

$U_2 := 1 - \frac{x_{bar}}{L}$

$U_2 = 0.909$

Caso 8:

$U_8 := 0.80$

$U := \max\left(U_2, U_8\right) = 0.909$

Area efectiva

$A_e := A_n \cdot U = 8.547\ in^2$

$\phi := 0.75$

$Pn := F_u \cdot A_e$

$\phi \cdot Pn = 371.807\ kip$

Verificacion

$\phi Pn > Pu$

*revisar*

Relacion de esbeltez

$\frac{L}{r} < 300$

$254 < 300$ *revisar*

Figura 2.37

ncia y arte.

## 2.9.1 EJERCICIOS PROPUESTOS

2 Ejercicios

**2.1** Calcule el área neta de la siguiente placa PL $1\times10$, con tornillos de 1 in.

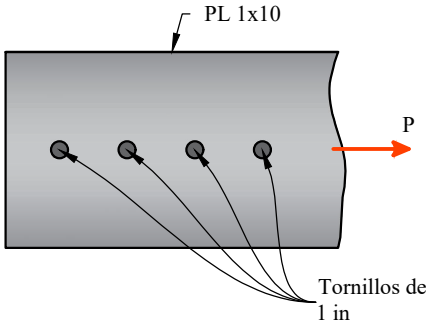



Figura 2.38

**2.2** Calcule el área neta del siguiente perfil WT $5\times50$, con tornillos de $^3/_4$ in

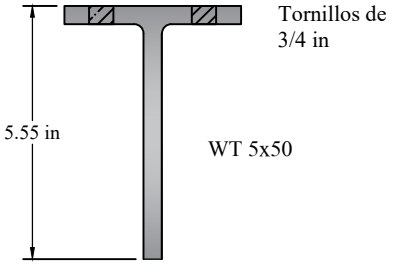



Figura 2.39

**2.3** Calcule el área neta del perfil C $9\times20$ que se muestra en la figura, con tornillos de $^3/_4$ in

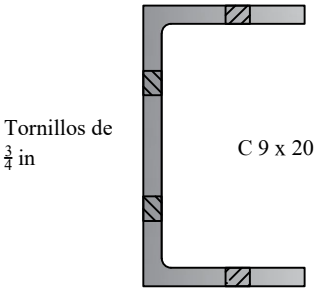



Figura 2.40

**2.4** Calcule el área neta del siguiente perfil tipo W $12\times96$, con tornillos de 1 in..

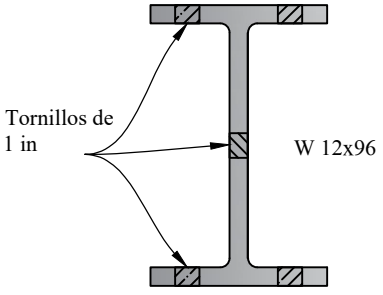



Figura 2.41

**2.5** Calcule el área neta de la placa C $\frac{1}{2}\times10$ que se muestra en la figura, con tornillos de $^1/_2 in$

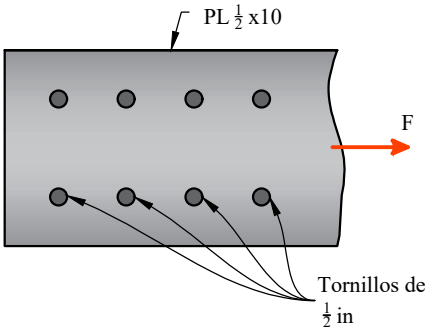



Figura 2.42

**2.6** Calcule el área neta del siguiente perfil tipo C $6\times4\times^3/_8$, con tornillos de 1in.

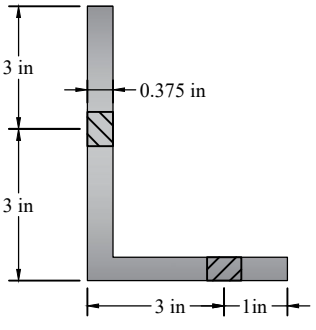



Figura 2.43

# COMPRESIÓN 3

# 3. COMPRESIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 3.1 INTRODUCCIÓN.

Los miembros en compresión son elementos estructurales prismáticos, sometidos a esfuerzos de compresión axial producidos por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales Riddell (2002).

Una columna es un miembro estructural utilizado para transmitir una fuerza en compresión a lo largo de una trayectoria recta en la dirección del eje longitudinal del miembro. En un principio solo a los miembros en compresión vertical se los denominaba columnas. Constituyen elementos básicos en la mayoría de las estructuras y su resistencia depende fundamentalmente de la esbeltez, de la calidad del acero utilizado y su forma de apoyo Riddell (2002) y Crisafulli (2011).

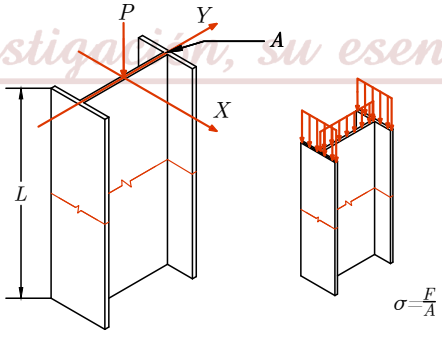



Figura 3.1: Miembro en compresión axial.

Existen dos diferencias importantes en el diseño de miembros sometidos a tensión y en compresión axial.

- ◇ En un miembro en tensión, las cargas que actúan tratan de mantenerlo recto, mientras que las cargas de compresión axial ocasionan deflexiones laterales fuera del plano donde se aplica la carga.
- ◇ La presencia de agujeros en miembros en tensión, necesarios para colocar los tornillos de alta resistencia y unir los elementos con el resto de la estructura, reducen el área de la sección transversal total, que resiste los esfuerzos

actuantes, mientras que en los elementos sometidos a compresión axial, los sujetadores llenan los agujeros y no hay reducción del área para soportar los esfuerzos actuantes.

Perfiles utilizados para miembros en compresión

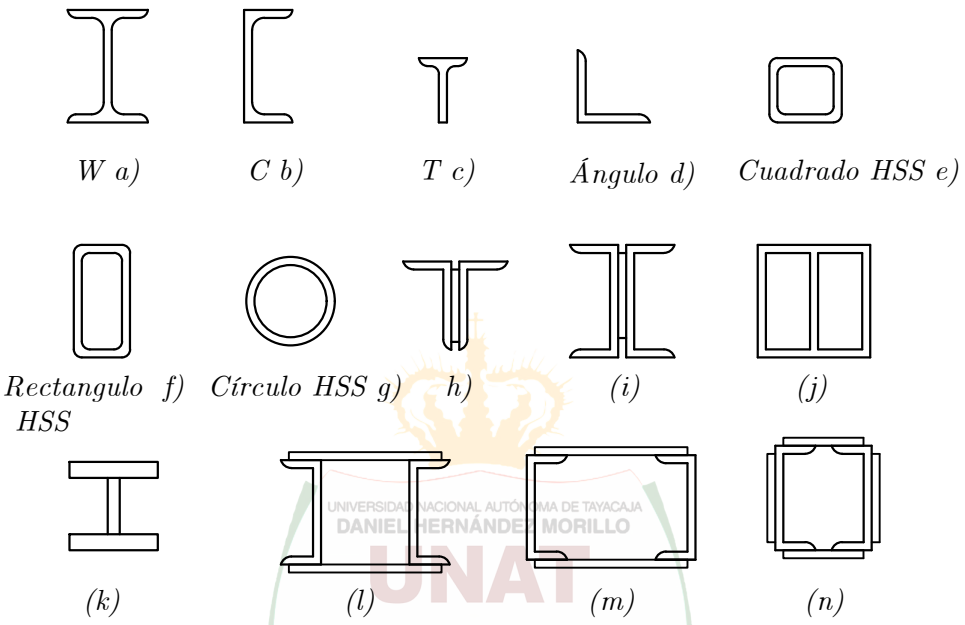



Figura 3.2: Perfiles para miembros en compresión simples y armados.

## 3.2 USOS DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN AXIAL

Se considera que trabajan en compresión axial los elementos estructurales siguientes Salmon et al. (1980):

- **a)** Las barras de armaduras trianguladas y de estructuras espaciales o tridimensionales.
- **b)** Las celosías de columnas armadas con varios perfiles.
- **c)** Las diagonales colocadas en el sistema de contraventeo lateral de la estructura principal.
- **d)** Los patines en compresión de las vigas fabricadas con perfiles laminados.
- **e)** Las columnas sometidas a flexocompresión (flexión y compresión axial).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA, INNOVACIÓN, INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

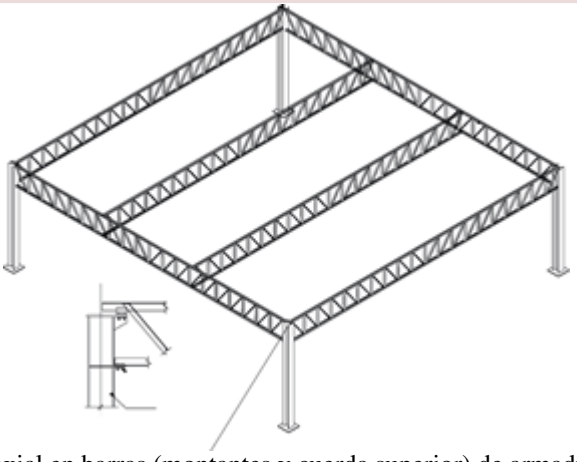


Figura 3.3: Compresión axial en barras (montantes y cuerda superior) de armaduras de cuerdas paralelas.

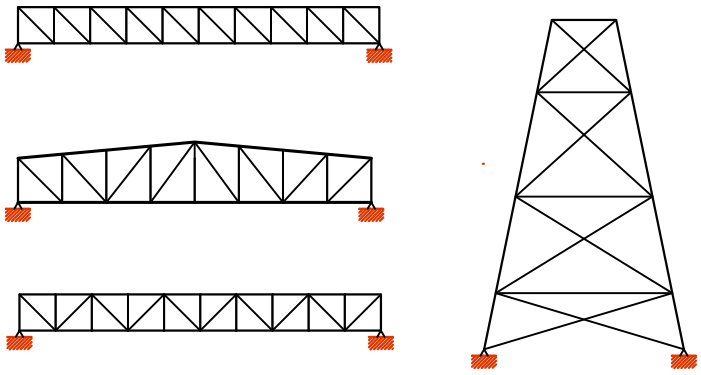


Figura 3.4: Compresión axial en estructuras de grandes luces.

## 3.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Los factores que influyen de manera determinante en la resistencia de una columna en compresión axial son Al Nageim y MacGinley (2005):

- Tipo de acero estructural - Caracterizado por el esfuerzo de fluencia.
- Proceso de fabricación - Perfiles laminados en caliente o perfiles laminados en frío, que tienen diferente curva esfuerzo-deformación.
- Área de la sección transversal y radio de giro mínimo.
- Desviaciones del eje de la columna respecto a la línea recta que une los centroides de sus secciones extremas.
- Excentricidades en la aplicación de la carga.
- Características geométricas de la sección transversal del perfil seleccionado.
- Condiciones de apoyo de la columna aislada.
- Eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo.
- Magnitud y distribución de los esfuerzos residuales.

El método de fabricación es uno de los factores principales en la resistencia de columnas ya que refleja la forma y distribución de los esfuerzos residuales, ver artículo: Elección del tipo de Acero para Estructuras, de Gerdau Corsa.

Todos estos factores se tienen en cuenta cuando la curva de diseño se determina experimentalmente, puesto que se ensayan columnas reales, pero es difícil incluirlos en modelos analíticos por lo que, solamente se consideran de manera explícita los más importantes. El número y la variedad de los factores que interviene en el problema hacen que no sea conveniente utilizar una sola curva para determinar la resistencia de diseño de todos los tipos de columnas, ya que al utilizar una curva única se sacrifican las secciones más eficientes, o se diseñan los menos eficientes con una seguridad inadecuada Escudero Méndez y Carapaz Jiménez (2015). Para obtener un nivel de seguridad uniforme, cualquiera que sea el método que se utilice en la determinación de las curvas de diseño, han de utilizarse varias, que correspondan a grupos de columnas de características similares; se llega así al concepto de las curvas múltiples ($U_y 2000$).

### 3.3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS COLUMNAS AISLADAS DE ACUERDO CON SU LONGITUD

Las columnas aisladas se clasifican en:

- **Cortas:** Su falla es por aplastamiento, no hay pandeo.
- **Intermedias:** Las columnas fallan por inestabilidad en el intervalo inelástico (falla por pandeo inelástico).
- **Largas:** Su falla se presenta en el intervalo elástico.

Una columna muy corta puede desarrollar una resistencia prácticamente igual a la de un miembro en tensión. Si la columna es larga, fallará con una carga menor que la anterior, que es proporcional a la rigidez a la flexión, al módulo de elasticidad E, al momento de inercia I, y a su longitud, y es independiente de la resistencia del material. Finalmente, si la columna tiene longitud intermedia, deben tomarse en cuenta otros factores en la determinación de su resistencia (Santacruz, Ybarra et al.).

### 3.3.2 TIPOS DE EQUILIBRIO

Se consideran tres estados de equilibrio de una columna cargada en compresión axial, analizando los efectos que tiene sobre la misma aplicación de una carga transversal unitaria y que produce una deformación lateral.

**a)** Equilibrio estable (Si $P < P_{cr}$ ). Cuando al remover la carga axial la columna regresa a su posición inicial.
**b)** Equilibrio indiferente (Si $P = P_{cr}$). Cuando se remueve la carga axial la columna permanece en la posición deformada.
**c)** Equilibrio inestable (Si $P > P_{cr}$ ). Se remueve la carga axial, pero la columna continua deformándose.

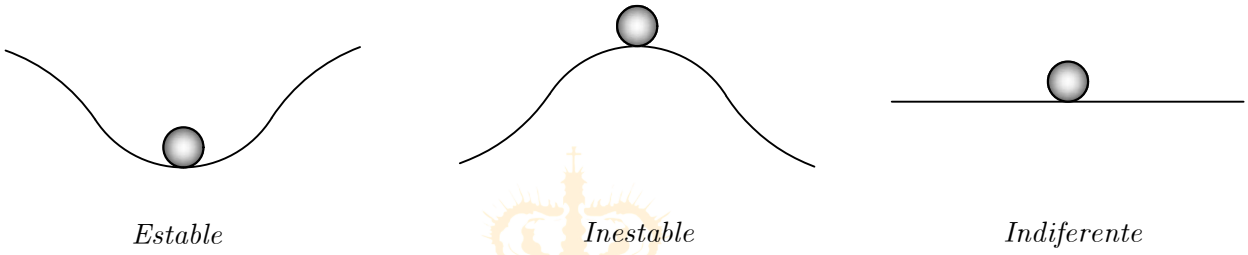



Figura 3.5: Ilustración de tipos de equilibrio.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

Por supuesto, una columna real no se comporta de esta manera idealizada debido a que siempre tiene imperfecciones. Por ejemplo, la columna no es perfectamente recta y la carga no está exactamente en el centroide. No obstante, iniciamos estudiando columnas ideales porque nos permite comprender el comportamiento de columnas reales Gere y Goodno (2009).

## 3.4 MODOS DE FALLA.

Los modos de falla de los elementos a compresión son por fluencia total en la sección, pandeo local que puede ser en el alma o aleta y pandeo global por esbeltez.

**a) Fluencia de la sección:**
Miembro corto en compresión sin esfuerzos residuales (ideal)

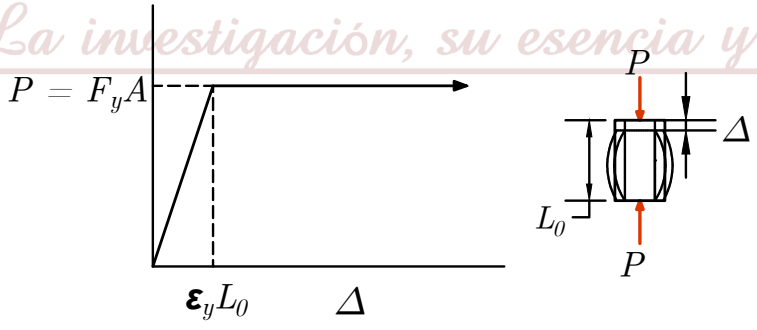



Figura 3.6: Fluencia de la sección en columna corta, donde fluyen todas las fibras.

**b) Pandeo Local:**

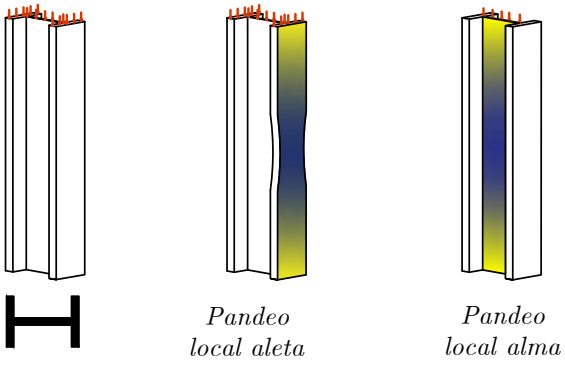



Figura 3.7: Pandeo local de la sección en el alma o la aleta.

## 3.4.1 PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

### 3.4.1.1 Clasificación de las secciones para pandeo local

Las secciones solicitadas a compresión se clasifican como secciones sin elementos esbeltos o con elementos esbeltos. Una sección se clasifica como sección sin elementos esbeltos si la relación ancho a espesor no excede el límite $\lambda_r$ de la tabla 3.1 (TABLE B4.1a-AISC), en ninguno de sus elementos. Si este límite se excede en alguno de los elementos de la sección, ésta se clasifica como sección con elementos esbeltos.

Las secciones solicitadas a flexión se clasifican como secciones compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección se clasifica como compacta si sus aletas se conectan continuamente al alma o las almas y la relación ancho a espesor no excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 4.1 (TABLE B4.1b-AISC), en ninguno de sus elementos a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 4.1, en alguno de los elementos a compresión, sin que se exceda el límite $\lambda_r$ de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección se clasifica como sección no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento a compresión excede el límite $\lambda_r$ de la tabla 4.1, se clasifica como una sección con elementos esbeltos.

### 3.4.1.2 Elementos no atiesados

Para elementos no atiesados, o sea aquellos con un borde libre a lo largo de uno de sus bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se toma como sigue:

**(a)** Para aletas de perfiles en I y en T, el ancho b es igual a la mitad del ancho total de la aleta, $b_f$
**(b)** Para aletas de ángulos y aletas de canales y zetas, el ancho b es igual a la dimensión nominal total.
**(c)** Para platinas, el ancho b es la distancia desde el borde libre hasta la primera hilera de pernos o línea de soldadura
**(d)** Para el alma de una T, d se toma como el peralte nominal de la sección

### 3.4.1.3 Elementos atiesados

Para elementos atiesados, o sea aquellos con soporte a lo largo de ambos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se toma como sigue:

**(a)** Para almas de perfiles laminados y perfiles formados, $h$ es la distancia libre entre aletas menos el filete o radio de la esquina en cada aleta; $h_c$ es dos veces la distancia entre el centroide de la sección y la cara interna de la aleta a compresión menos el filete o radio de la esquina.

**(b)** Para almas de perfiles armados, $h$ es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre las aletas cuando se usa soldadura, y $h_c$ es dos veces la distancia desde el centroide de la sección hasta la línea más próxima de conectores en la aleta a compresión o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura; $h_p$ es dos veces la distancia desde el eje neutro plástico hasta la línea más próxima de conectores en la aleta a compresión o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

**(c)** Para cubreplacas o platinas de diafragma en perfiles armados, el ancho $b$ es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o entre líneas de soldadura.

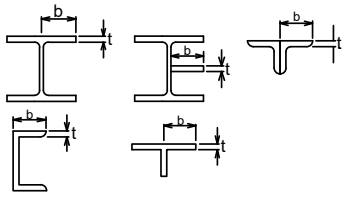
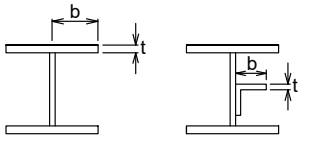
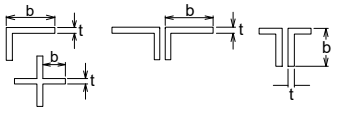
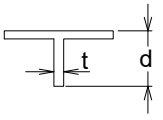
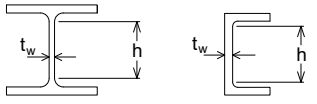
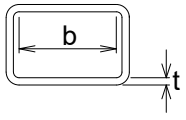
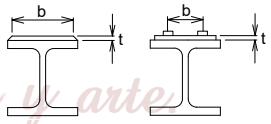
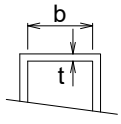
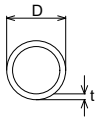
**(d)** Para las aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección rectangular, el ancho b es la distancia libre entre las almas menos el radio interior de la esquina a cada lado. Para las almas de los mismos perfiles, $h$ es la distancia libre entre las aletas menos el radio de la esquina a cada lado. Si no se conoce el radio de la esquina, $b$ y $h$ deben tomarse como la dimensión externa correspondiente menos tres veces el espesor. El espesor, $t$ se toma como el espesor de diseño de la pared, según se indica en el numeral 2.5.3.

**(e)** Para cubreplacas perforadas, $b$ es la distancia transversal entre las líneas más cercanas de conectores, y el área neta de la cubreplaca se toma sobre la perforación de mayor ancho.

Para aletas de perfiles laminados con pendiente en su cara interior, se toma como espesor el valor nominal en el punto medio entre el borde libre y la cara correspondiente del alma.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

Tabla 3.1: Valores Límite de la relación ancho a espesor para elementos de miembros a compresión axia (**TABLE B4.1a-AISC**)

| | caso | Descripción del Elemento | Relación Ancho a Espesor | Valores limite de la relación ancho/espesor | Ejemplos |
|---|---|---|---|---|---|
| Elementos No Atiesados | 1 | Aletas de perfiles laminados en I, platinas salientes en perfiles laminados en I, aletas salientes de pares de ángulos en contacto continuo, aletas de canales y aletas de secciones en T | $\frac{b}{t}$ | $0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 2 | Aletas de perfiles armados en I, y platinas o aletas de ángulos salientes en perfiles armados en I | $\frac{b}{t}$ | $0.64\sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$ |  |
| | 3 | Aletas de ángulos sencillos, aletas de ángulos dobles con separadores, y otros elementos no atiesados no incluidos en los casos 1,2 y 4 | $\frac{b}{t}$ | $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 4 | Almas de secciones en T | $\frac{d}{t}$ | $0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| Elementos Atiesados | 5 | Almas de perfiles en I de simetría doble y almas de canales | $\frac{h}{t}$ | $1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 6 | Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme | $\frac{h}{t_w}$ | $1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 7 | Cubre placas de aletas y platinas de diafragma entre lineas de conectores o soldaduras | $\frac{b}{t}$ | $1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 8 | Todos los demás elementos atiesados | $\frac{b}{t}$ | $1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 9 | Perfiles tubulares estructurales (PTE)de seccion circular | $\frac{D}{t}$ | $0.11\frac{E}{F_y}$ |  |

a) $K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$, pero no se tomara menor que 0.35 ni mayor que 0.76 (véanse los casos 2 y 4).

b) $F_L = 0.7F_y$ para flexión sobre el eje de menor inercia, flexión sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma esbelta, y flexión sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma compacta o no compacta con $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$.

c) My : momentos de fluencia determinado con el modulo elástico mínimo de la sección (N-mm).
Mp : momento plástico de la sección (N-mm).
E : modulo de elasticidad del acero (MPa).
Fy : resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte

**c) Pandeo por Flexión o total**

Es una deformación lateral, alrededor de los dos ejes principales y centroidales de la columna y suele ser crítico alrededor del eje de menor resistencia si la columna carece de soportes laterales intermedios.

Entonces, el pandeo es la pérdida repentina y total de rigidez de un miembro, de una parte de una estructura o de una estructura completa, que acompaña el paso del equilibrio estable al inestable; se caracteriza por la pérdida de capacidad de carga para soportar compresión y la aparición de grandes deformaciones, de naturaleza diferente de las que existían antes de que se iniciase el fenómeno, que resulta en un cambio en la geometría del miembro.

El problema de pandeo es un problema de estabilidad y no de resistencia.

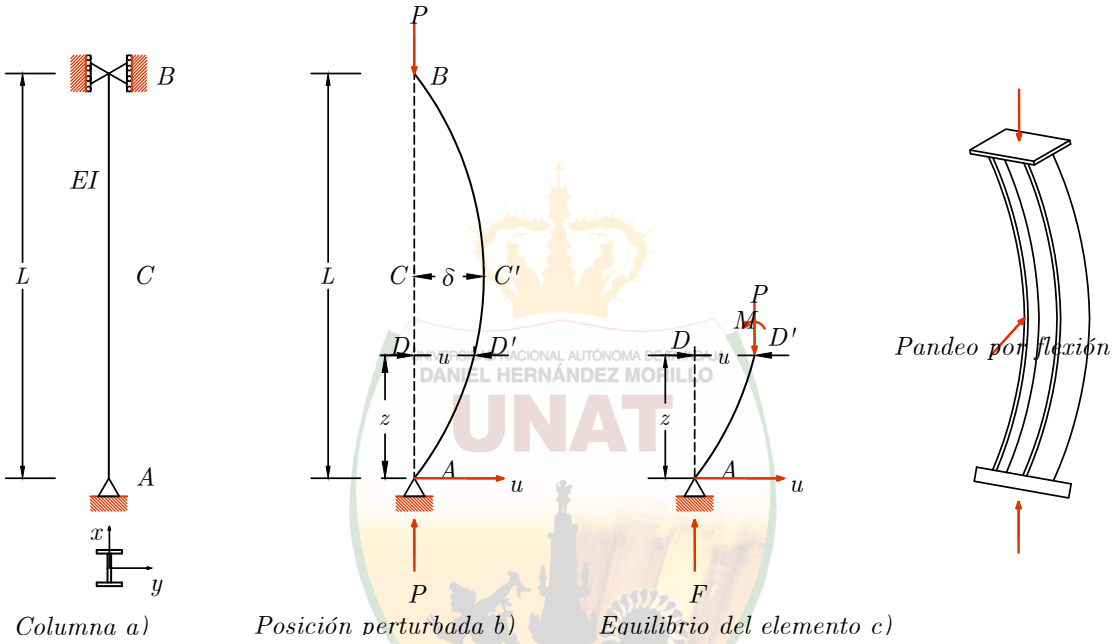



Figura 3.8: Columna articulada en los extremos bajo carga axial, pandeo por flexión.

Las consideraciones teóricas en las cuales se basa el análisis y diseño de las columnas se refieren al modelo matemático de una columna ideal, cuyo eje es perfectamente recto, el material es isótropo y homogéneo, sin tensiones residuales y de comportamiento idealmente elasto-plástico, con cargas aplicadas en el baricentro de la sección transversal. Las columnas reales distan mucho de cumplir estas condiciones, por lo cual los resultados obtenidos del análisis son solo aproximados.

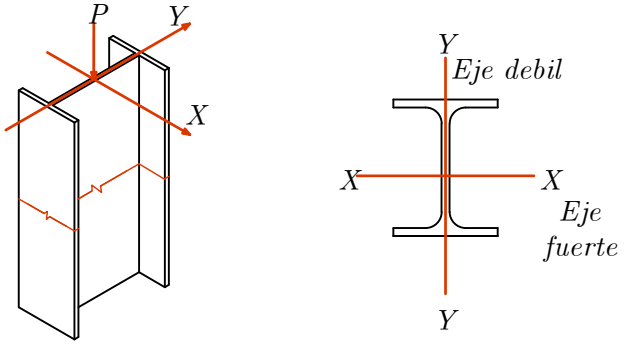



Figura 3.9: Modos de pandeo general de una columna con dos ejes de simetría.

La carga crítica de Euler es la carga máxima que puede soportar una columna que se pandea con esfuerzos menores al límite de proporcionalidad del acero y depende de la forma de la sección transversal de la columna, de las condiciones de apoyo de las secciones extremas de la columna y de su longitud efectiva.

La carga de pandeo, carga crítica ó carga de Euler, es el valor de referencia con respecto al cual la resistencia de columnas reales se compara mediante la sustitución de una longitud equivalente ó longitud efectiva en vez de la longitud real de la columna.

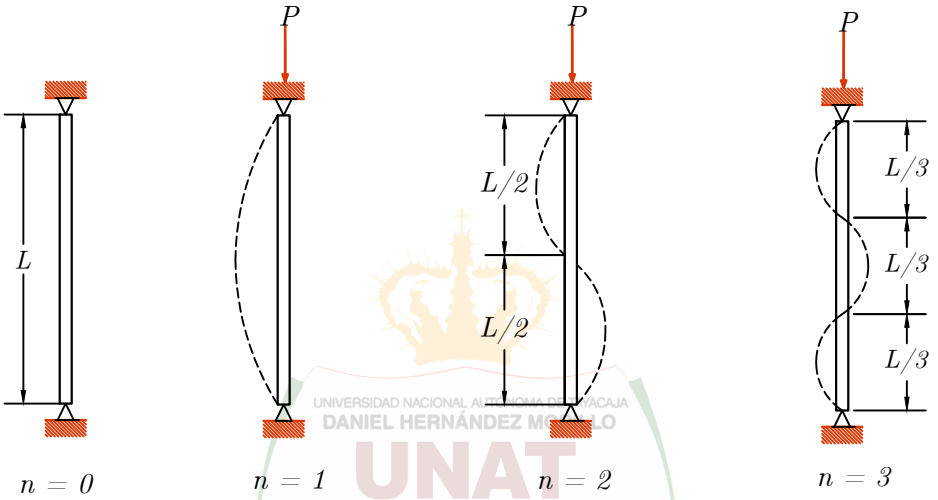



Figura 3.10: Modos de pandeo de la columna.

$$P_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \tag{3.1}$$

Para el análisis de n mayores a 1 no son posibles a menos que el miembro en compresión este físicamente restringido contra deflexiones en los puntos en que la inversión de la curva tenga lugar. Para el caso usual de un miembro en compresión sin soporte entre sus extremos, $n = 1$, entonces la ecuación de Euler se escribe como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2} \tag{3.2}$$

Donde:

$A =$ es el área de la sección transversal
$r =$ es el radio de giro con respecto al eje de pandeo
$L/r =$ es la relación de esbeltez

Consecuentemente, de acuerdo con el tipo de apoyo de las secciones extremas de la columna, dimensiones de la sección transversal y longitud de la columna, la carga crítica puede aumentar o disminuir.

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \tag{3.3}$$

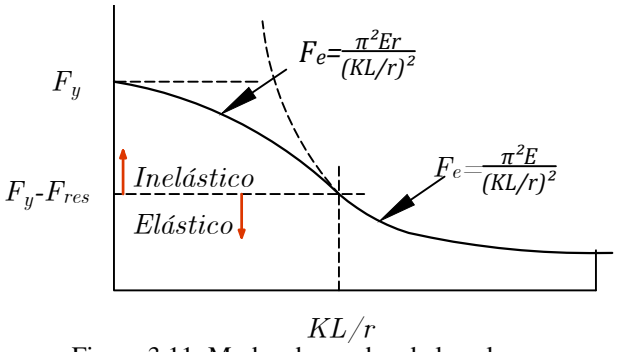
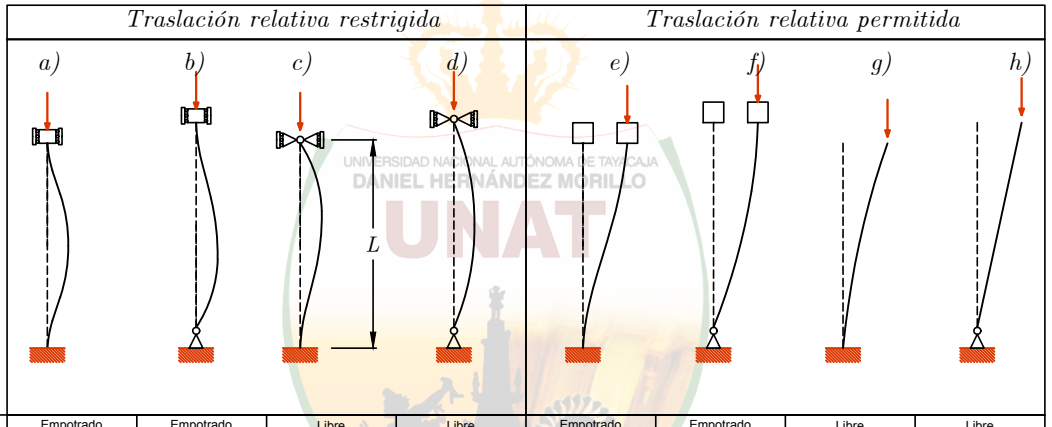



Figura 3.11: Modos de pandeo de la columna.

Suposiciones para la derivación de la carga crítica de Euler:

**a)** Los soportes de la columna son rotulas perfectas




| | | a) | b) | c) | d) | e) | f) | g) | h) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T | Ro | Empotrado | Empotrado | Libre | Libre | Empotrado | Empotrado | Libre | Libre |
| | Tr | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Libre | Libre | Libre | Libre |
| B | R | Empotrado | Libre | Empotrado | Libre | Empotrado | Libre | Empotrado | Libre |
| | Tr | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Empotrado | Empotrado |
| $K_T$ | | 0.50 | 0.70 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 2.00 | 2.00 | Inestable |
| **K** | | **0.65** | **0.80** | **0.80** | **1.00** | **1.20** | **2.00** | **2.10** | **Inestable** |

T= Superior
B= Inferior
Ro= Rotación
Tr= Traslación
$K_T$= Valor teórico de K
K= Valor recomendado o de diseño de K

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INVESTIGACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación es ciencia y arte.

Figura 3.12: Condiciones para el factor de longitud efectiva K.

**b)** La columna no tiene imperfecciones geométricas
**c)** El material se comporta elásticamente (no tiene en cuenta el efecto de esfuerzos residuales)
**d)** La carga se aplica en el centroide de la sección (no hay momento).

Por todos estos efectos que la teoría de Euler no contempla, históricamente, el desarrollo de las ecuaciones para predecir el comportamiento de columnas bajo cargas axiales se ha hecho experimentalmente.

## 3.5 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN (AISC 2016)

De acuerdo con las especificaciones del *American Institute of Steel Construction* (AISC-2016) para edificios de acero estructural basadas en diseño por factores de carga (LRFD) y diseño por esfuerzos permisibles (ASD), la resistencia nominal de miembros cargados axialmente que no fallan por pandeo local ni por pandeo por torsión o flexotorsión, está dada por:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

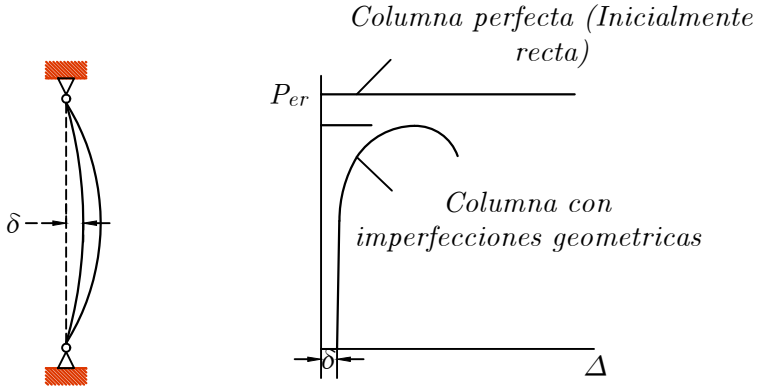
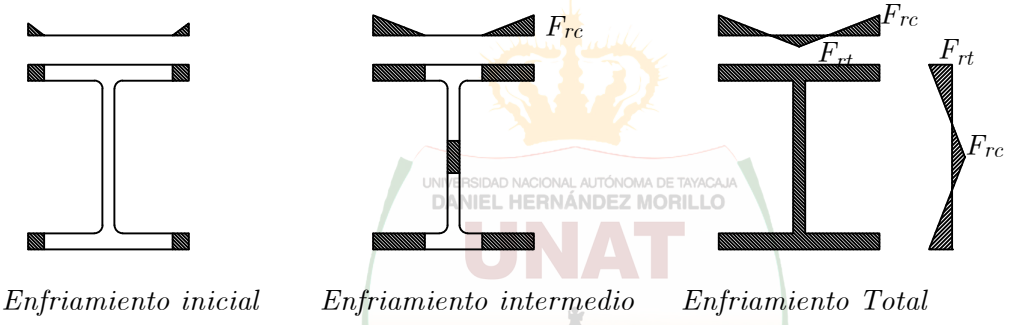



Figura 3.13: Reducción de la resistencia por imperfecciones geométricas.




$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2}$$

Figura 3.14: Esfuerzos Residuales por Proceso de Enfriamiento.

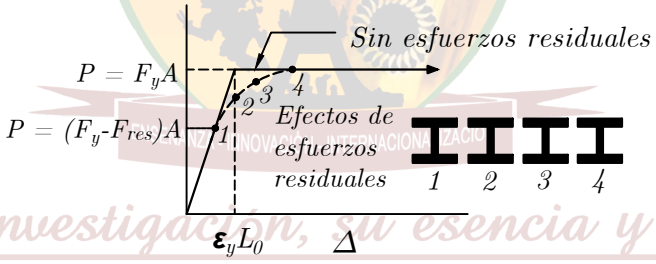



Figura 3.15: Reducción de esfuerzos en sus etapas de enfriamiento.

En el caso de que el diseño se elabore de acuerdo a las especificaciones AISC-LRFD 2016 la resistencia nominal por compresión será afectada por el factor de resistencia $\phi_c$, y será comparada con la carga última de diseño $P_u$ la cual será menor que este estado límite y está basada en factores de carga.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

La resistencia de diseño a compresión se tomará igual a $\phi_c\ P_n$ , donde:$\phi_c = 0.90$ y $P_n$ la resistencia nominal a compresión, será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión.

### 3.5.1 LONGITUD EFECTIVA

Los miembros comprimidos se diseñarán a partir de su longitud efectiva $kL$, definida como el producto del factor de longitud efectiva $k$, y la longitud no arriostrada, $L$. El factor de longitud efectiva $K$, para el cálculo de la esbeltez de la columna $KL/r$.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT La investigación, su esencia y arte.

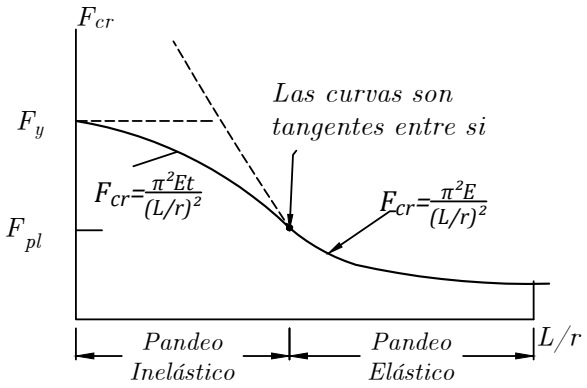



Figura 3.16: Resultado de las pruebas experimentales y falla por causas material e imperfecciones.

$L =$ longitud no arriostrada del miembro en el plano en que se considera el pandeo,mm
$r =$ radio de giro asociado al modo de pandeo considerado,mm

Factores $k$ de longitud efectiva para columnas: en la siguiente tabla, se presentan seis casos para columnas individuales, con su correspondiente valor de $k$, tanto los teóricos como los recomendados.

Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazamiento restringido: $k$ para los miembros comprimidos se tomará igual a 1,0 a menos que un análisis más preciso demuestre que se puede utilizar un valor menor.

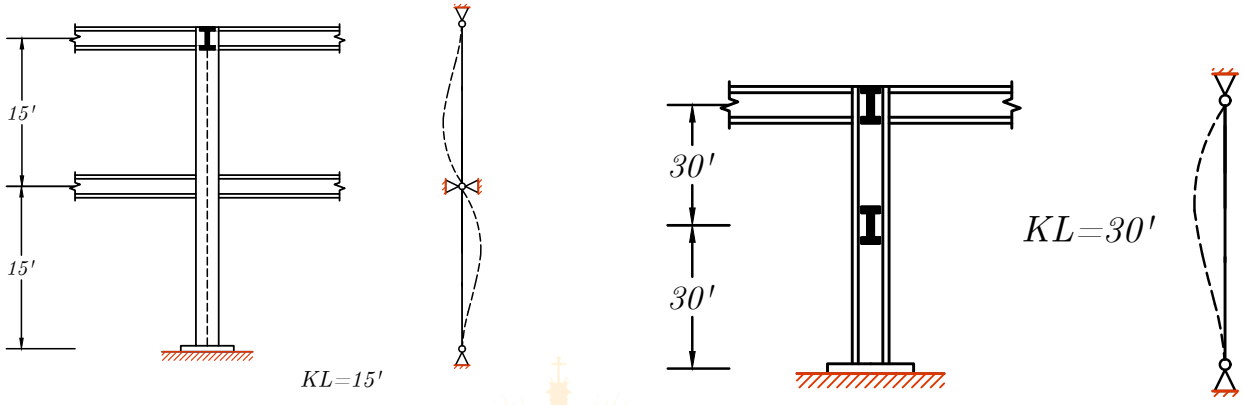
Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazamiento sin restricción: en los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva $kL$, de los miembros comprimidos determinada mediante métodos analíticos no será inferior a la longitud no arriostrada real.
Relación de esbeltez: la relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido normalmente respecto al radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez. En la relación de esbeltez de un miembro comprimido normalmente, la longitud se tomará como su longitud efectiva $kL$ y $r$ como correspondiente radio de giro. Las relaciones de esbeltez $kl/r$ de los miembros comprimidos no excederán, preferiblemente de 200.

| La línea punteada indica la forma de la columna pandeada | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Valor teórico de K | 0.5 | 0.7 | 1.0 | 1.0 | 2.0 | 2.0 |
| Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales | 0.65 | 0.80 | 1.2 | 1.0 | 2.1 | 2.0 |
| Condiciones en los extremos | Rotación impedida y traslación impedida<br>Rotación libre y traslación impedida<br>Rotación impedida y traslación libre<br>Rotación libre y traslación libre | | | | | |

Figura 3.17: Condiciones del factor de longitud efectiva K.

Todos los miembros en compresión son tratados como articulados en sus extremos independientemente de las condiciones reales en los extremos, pero con una longitud efectiva KL, que puede diferir de la longitud real, con esta modificación, la

capacidad de carga de los miembros en compresión es una función solo de parámetro de esbeltez. Indicando entonces que es función de la relación de esbeltez.




**(a) Pandeo respecto al eje menor** **(b) Pandeo respecto al eje mayor**

Figura 3.18: Longitud efectiva según su arriostramiento.

Las resistencias de diseño dadas en las tablas de AISC, de cargas para columnas se basan en la longitud efectiva respecto al eje "y", sin embargo, puede desarrollarse un procedimiento para usar las tablas con $K_xL$, examinando como se obtuvieron los valores tabulados, comenzando con un valor de $KL$, el valor de la resistencia nominal se obtuvo por medio de un procedimiento similar.

- $KL$, fue dividido entre $r_y$ para obtener $KL/r_y$
- Se calculo $F_cr$
- Se calcula la resistencia de diseño $\phi P_n$ según LRFD

Así entonces, las resistencias tabuladas se basan en los valores de $KL$ iguales a $K_yL$. Si se desea la capacidad con respecto al eje $x$ de pandeo, puede entrarse a la tabla con:

$$KL = \frac{K_xL}{r_x/r_y}$$

Y la carga tabulada se basara en:

$$KL = \frac{\frac{K_xL}{r_x/r_y}}{r_y} = \frac{K_xL}{r_x}$$

La razón $r_x/r_y$, está dada en las tablas de cargas para columnas para cada perfil en listado en el manual del AISC.

### 3.5.2 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral 3.4.1.1, para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

Cuando la longitud no arriostrada contra la torsión es mayor que la longitud no arriostrada contra la flexión, el numeral 3.5.3, puede controlar el diseño de columnas de aletas anchas y otras secciones similares.

La resistencia nominal a compresión $P_n$, para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr}A_g \tag{3.4}$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión $F_{cr}$, se calcula como sigue:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTER ALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $F_e < 0.44F_y$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \tag{3.5}$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $F_e < 0.44F_y$

$$F_{cr} = 0.877F_e \tag{3.6}$$

Donde:

$F_e$ = esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado según la EC. 3.7, o mediante un análisis de pandeo elástico, según sea aplicable, Ksi (MPa).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{3.7}$$

Las dos ecuaciones para el cálculo de los límites de aplicabilidad de los casos EC.3.5 y EC.3.6 a basada en KL r y la otra basada en $F_e$ , producen el mismo resultado.

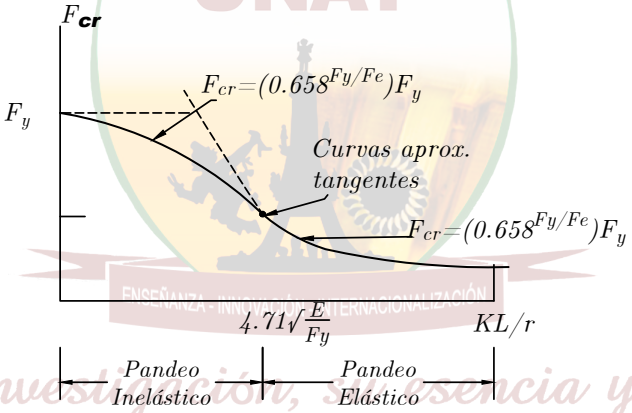



Figura 3.19: Límites de pandeo.

### 3.5.3 PANDEO POR TORSIÓN Y PANDEO POR FLEXO-TORSIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Se aplica a miembros de simetría simple y miembros no simétricos, y a algunos miembros de simetría doble como aquellos en forma de cruz o columnas armadas, sin elementos esbeltos según las definiciones del numeral 3.4.1.1, para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión. En el caso de ángulos sencillos, deberán aplicarse estos requisitos cuando $b/t > 20$.

La resistencia nominal a compresión $P_n$, para los estados límites de pandeo por flexo-torsión y pandeo por torsión, se determinará como sigue:

$$P_n = F_{cr}A_g \tag{3.8}$$

Con el esfuerzo crítico $F_cr$, calculado como sigue:

(a) Para miembros a compresión en ángulos dobles dispuestos en T con una separación tal que la constante de alabeo $C_w$ es despreciable, y secciones en T:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \tag{3.9}$$

Donde $F_{cry}$ se toma como el $F_{cr}$ de la Ec.3.4, ó la Ec.3.5, para pandeo por flexión alrededor de eje de simetría "y", con $KL/r = KL/r_y$, para secciones en T, y con $KL/r = (KL/r)_m$, según el numeral 3.6, para ángulos dobles dispuestos en T, y

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{x}_o^2} \tag{3.10}$$

(b) Para todos los demás casos $F_{cr}$, se determinará según la EC.3.4 ó la EC.3.5, usando el esfuerzo de pandeo elástico por torsión o por flexo-torsión, $F_e$, calculado como sigue:

(I) para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{(I_x + I_y)} \tag{3.11}$$

(ii) Para miembros de simetría simple donde "y" es el eje de simetría, incluidos ángulos dobles distanciados de manera que la constante de alabeo $C_w$ no es despreciable:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \tag{3.12}$$

(iii) Para miembros no simétricos $F_e$ , es la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e{}^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e{}^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \tag{3.13}$$

Donde:
$A_g$ = área bruta del miembro, $mm^2$
$C_w$ = constante de alabeo, $mm^6$

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su ciencia y arte.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K_x L/r_x)^2} \tag{3.14}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K_y L/r_y)^2} \tag{3.15}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \tag{3.16}$$

$G$ = módulo de elasticidad a cortante del *acero* = $11,200ksi\ (77200MPa)$

$$H = 1 - \frac{x_o{}^2 + y_o{}^2}{\bar{r}_o^2} \tag{3.17}$$

$I_x, I_y$ = momentos de inercia alrededor de los ejes principales, $mm^4$
$J$ = constante torsional, $mm^4$
$K_x$ = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre el eje x

$K_y$ = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre el eje y
$K_z$ = factor de longitud efectiva para pandeo por torsión
$x_o, y_o$ = coordenadas del centro de cortante medidas desde el centroide, *mm*
$r_o$ = radio polar de giro alrededor del centro de corte, *mm*

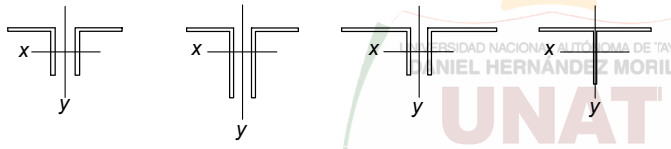
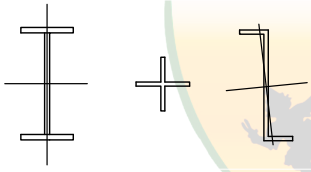
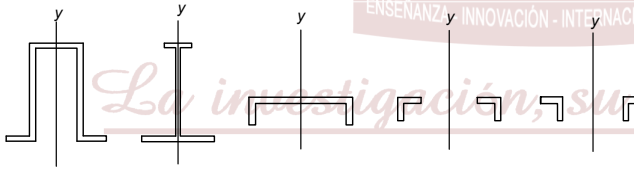
$$\bar{r}_o^2 = {x_o}^2 + {y_o}^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \tag{3.18}$$

$r_x$ =radio de giro alrededor del eje “x", *mm*
$r_y$ =radio de giro alrededor del eje “y", *mm*

Para secciones en I con simetría doble, $C_w$ puede tomarse como $\frac{I_y {h_o}^2}{4}$ , donde $h_o$ es la distancia entre los centroides de las aletas.

La tabla 3.2, se suministra como guía para la aplicación de las EC.3.8 a la EC.3.12

Tabla 3.2: Selección de las fórmulas aplicables para Pandeo por Torsión y Pandeo por Flexo-Torsión

| **Tipo de Sección Transversal** | **Caso de sección 3.5.3** | **Formula a aplicar** |
|---|---|---|
| Ángulos dobles dispuestos en T con $C_w$ despreciable y secciones en T  | $(a)$ | $(EC.3.8)$ y $(EC.3.9)$ |
| Todas las secciones con simetría doble; secciones en Z  | $(b)(i)$ | $(EC.3.10)$ |
| Secciones de simetría simple, excepto ángulos dobles dispuestos en T con $C_w$ despreciables y secciones en T  | $(b)(ii)$ | $(EC.3.11)$ |
| Perfiles asimétricos | $(b)(iii)$ | $(EC.3.12)$ |

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

## 3.5.4 MIEMBROS EN ÁNGULO SENCILLO A COMPRESIÓN

La resistencia nominal a compresión $P_n$ , de miembros en perfil angular sencillo cargados axialmente se determinará de acuerdo con el numeral 3.5.2, o el numeral 3.5.5, según corresponda. Para perfiles angulares sencillos con $b/t > 20$ se debe aplicar además el numeral 3.5.3.

Se pueden despreciar los efectos de la excentricidad de la carga en un perfil angular, y evaluarlos como miembros cargados axialmente, dadas las siguientes condiciones:

(1) las fuerzas de compresión se aplican a través de la misma aleta en ambos extremos del miembro;
(2) los miembros se conectan por soldaduras o como mínimo por dos pernos en cada extremo; y
(3) no se aplican cargas transversales intermedias. y usando una relación de esbeltez efectiva, $KL/r$ , calculada como se describe en los literales (i) y (ii) a continuación:

(I) Para ángulos de aletas iguales, o ángulos de aletas desiguales conectados por su aleta mayor, que se utilicen como miembros individuales o como miembros del diagonalado de una armadura plana en la cual los miembros adyacentes del diagonalado se conecten por la misma cara de la platina de conexión o del miembro principal:

Cuando $\dfrac{L}{r_x} \leq 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_x} \tag{3.19}$$

Cuando $\dfrac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_x} \tag{3.20}$$

La Ec. 3.19, es válida para $KL/r$ menor o igual que 200.

Para ángulos de aletas desiguales con una relación de anchos de aletas inferior a 1,7 que se conecten por la aleta menor, el valor $KL/r$ de las Ec. 3.18 y Ec. 3.19, debe ser incrementado sumándole $4\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$ sin que en ningún caso $KL/r$ del miembro se tome menor que $0.95L/r_z$.

(II) Para ángulos de aletas iguales, o ángulos de aletas desiguales conectados por su aleta mayor, que se utilicen como miembros del diagonalado de armaduras en cajón o armaduras espaciales en las cuales los miembros adyacentes del diagonalado se conecten por la misma cara de la platina de conexión o del miembro principal:

Cuando $\dfrac{L}{r_x} \leq 75$:

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.80\frac{L}{r_x} \tag{3.21}$$

Cuando $\dfrac{L}{r_x} > 75$:

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \tag{3.22}$$

La Ec. 3.21, es válida para $KL/r$ menor o igual que 200.

Para ángulos de aletas desiguales con una relación de anchos de aletas inferior a 1,7 que se conecten por la aleta menor, el valor $KL/r$ de las Ec. 3.20 y Ec. 3.21, debe ser incrementado sumándole $6\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$ sin que en ningún caso $KL/r$ del miembro se tome menor que $0.82L/r_z$.

Donde:

$L$ = longitud del miembro medida entre los puntos de trabajo sobre el eje del miembro principal de la armadura, *mm*.
$b_l$ = aleta mayor del perfil angular, *mm*.
$b_s$ = aleta menor del perfil angular, *mm*.
$r_x$ = radio de giro alrededor del eje geométrico paralelo a la aleta conectada, *mm*.
$r_z$ = radio de giro para el eje principal menor, *mm*.

Los miembros en perfil angular sencillo con condiciones en los extremos distintas de las descritas en los numerales 3.5.4(i) y (ii), con una relación de anchos de aletas superior a 1,7, o con aplicación de cargas transversales, deben ser evaluados para la combinación de carga axial y flexión de acuerdo con los requisitos del numeral 7.8.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 3.5.5 MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

Este numeral se aplica a miembros a compresión cuya sección incluye elementos esbeltos, según las definiciones del numeral 3.4.1.1, para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

La resistencia nominal a compresión $P_n$, se determinará con base en los estados límites de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión, como el producto:

$$P_n = F_{cr} A_g \tag{3.23}$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión $F_{cr}$, se calcula como sigue:

(a) Cuando $\dfrac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\dfrac{E}{QF_y}}$ ó $F_e < 0.44QF_y$

$$F_{cr} = Q\left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}}\right]F_y \tag{3.24}$$

(b) Cuando $\dfrac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\dfrac{E}{QF_y}}$ ó $(F_e < 0.44QF_y)$

$$F_{cr} = 0.877F_e \tag{3.25}$$

Donde:

$F_e$ = esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado usando las Ec 3.4 y Ec. 3.5, para miembros de doble simetría, las Ec 3.4 y Ec 3.11, para miembros de simetría simple, y la Ec 3.1, para miembros no simétricos, excepto para ángulos sencillos con $b/t > 20$ donde $F_e$ se calcula usando la fórmula Ec 3.4, $Ksi$ $(MPa)$.

$Q = 1,0$ para miembros con secciones no esbeltas, según las definiciones del numeral 3.4.1.1, para elementos bajo esfuerzos de compresión uniforme.

$Q = Q_s Q_a$ para miembros con secciones esbeltas, según las definiciones de 3.4.1.1, para elementos bajo esfuerzos de compresión uniforme.

Para secciones transversales donde la condición de "esbeltos" ocurre solamente en elementos no atiesados, $Q = Q_s(Q_a = 1.0)$ . Para secciones transversales donde la condición de "esbeltos" ocurre solamente en elementos atiesados, $Q = Q_a(Q_s = 1.0)$, Para secciones transversales donde la condición de "esbeltos" ocurre tanto en elementos no atiesados como en elementos atiesados, $Q = Q_s Q_a$ . Para secciones transversales que contienen varios elementos no atiesados esbeltos, es conservador tomar para $Q_s$ el menor valor, correspondiente al elemento más esbelto.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, su esencia y arte.

#### 3.5.5.1 ELEMENTOS NO ATIESADOS ESBELTOS, $Q_s$

El factor de reducción para elementos no atiesados esbeltos $Q_s$, se define como sigue:

(a) Para aletas, ángulos o platinas que sobresalen de columnas u otros miembros en perfiles laminados a compresión:

(i) Cuando $\dfrac{b}{t} \leq 0.56\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1 \tag{3.26}$$

(ii) Cuando $0.56\sqrt{\dfrac{E}{F_y}} < \dfrac{b}{t} < 1.03\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{3.27}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 0.69\frac{E}{F_y(b/t)^2} \tag{3.28}$$

(b) Para aletas, ángulos o platinas que sobresalen de columnas u otros miembros armados sometidos a compresión:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.64\sqrt{\frac{EK_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1 \tag{3.29}$$

(ii) Cuando $0.64\sqrt{\frac{EK_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.17\sqrt{\frac{EK_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{EK_c}} \tag{3.30}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.17\sqrt{\frac{EK_c}{F_y}}$

$$Q_s = 0.90\frac{EK_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{3.31}$$

Donde:

$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76

(c) Para ángulos sencillos

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1 \tag{3.32}$$

(ii) Cuando $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{3.33}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 0.53\frac{E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{3.34}$$

Donde:

$b$ = ancho total de la mayor aleta del ángulo, $(mm)$.

(d) Para almas de secciones en T :

(i) Cuando $\frac{d}{t} \leq 0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

$$Q_s = 1 \tag{3.35}$$

(ii) Cuando $0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t} < 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{3.36}$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 0.69\frac{E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{3.37}$$

Donde:

$b =$ ancho del elemento a compresión no atiesado,según se define en el numeral 2.2.4, *mm*.
$d =$ peralte nominal de la T, *mm*.
$t =$ espesor del elemento, *mm*.

### 3.5.5.2 ELEMENTOS ATIESADOS ESBELTOS, $Q_a$

El factor de reducción para una sección con elementos atiesados esbeltos $Q_a$, se define como sigue:

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \tag{3.38}$$

Donde:

$A =$ área total de la sección transversal del miembro, $mm^2$.
$A_e =$ sumatoria de las áreas efectivas de los elementos de la sección transversal, calculadas con base en los anchos efectivos reducidos $b_e$, $mm^2$.

El ancho efectivo reducido para un elemento $b_e$, se calcula como sigue:

(a) Para elementos esbeltos bajo esfuerzo de compresión uniforme, con $b/t \geq 1.49\sqrt{E/f}$ , excepto aletas de secciones cuadradas o rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \tag{3.39}$$

donde:

- $f = F_{cr}$ calculado con base en $Q = 1.0$.

(b) Para aletas de secciones cuadradas o rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme donde $b/t \geq 1.40\sqrt{E/f}$

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \tag{3.40}$$

Donde:

- $f = P_n/A_{eff}$
- En lugar de calcular $f = P_n/A_{eff}$, lo cual requiere un proceso iterativo, se puede de manera conservadora tomar $f$ igual a $F_y$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA INVESTIGACIÓN PROYECCIÓN SOCIAL VIRTUALIZACIÓN La investigación su esencia y arte.

(c) Para secciones circulares cargadas axialmente, cuando $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \tag{3.41}$$

Donde:

- ▷ $D$ = diámetro exterior, *mm*.
- ▷ $t$ = espesor de pared, *mm*.

## 3.6 MIEMBROS ARMADOS

### 3.6.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN

Esta sección se aplica a miembros ensamblados compuestos por dos o más perfiles que pueden (a) estar conectados entre sí con pernos o soldaduras, o (b) conformar una sección con por lo menos un lado abierto, sobre el cual los perfiles se interconectan por cubreplacas perforadas o por diagonalado y presillas, Las conexiones de extremo deberán ser soldadas o conectadas por medio de pernos pretensionados con superficies de contacto Clase A o Clase B.

En los extremos de un miembro ensamblado a compresión es aceptable usar conexiones pernadas, con los pernos diseñados a aplastamiento para la carga total a compresión; sin embargo, los pernos deben ser pretensionados aun cuando las condiciones de servicio no requieran una conexión de deslizamiento crítico.

La resistencia nominal a compresión de miembros armados compuestos por dos o más perfiles conectados entre sí mediante pernos o soldaduras, se calculará de acuerdo con los numerales 3.5.2, 2.5.3 o 3.5.5, aplicando la siguiente modificación. Si el modo de pandeo genera en los perfiles individuales deformaciones que producen fuerzas cortantes en los elementos que los conectan, $KL/r$ se reemplazará por$(KL/r)_m$ determinada como sigue, cuando no se efectúe un análisis más exacto:

(a) Para conectores intermedios con pernos en condición de apriete ajustado:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \tag{3.42}$$

(b) Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados, sin incluir ángulos dobles distanciados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82\frac{\alpha^2}{(1+\alpha^2)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \tag{3.43}$$

(c) Para ángulos dobles distanciados con conectores soldados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \frac{\alpha^2}{(1+\alpha^2)}\left[0.82\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2 + 1.65\frac{A_i a L_b}{I_b} + 51.32\frac{A_i an}{L_b A_b}\right]} \tag{3.44}$$

Donde:

$(KL/r)_m$ = esbeltez modificada para el miembro armado.
$(KL/r)_o$ = esbeltez del miembro armado, tratado como una unidad en la dirección de pandeo considerada.
$a$ = distancia entre conectores, *mm*.
$r_i$ = radio mínimo de giro de un componente individual, *mm*.
$r_{ib}$ = radio de giro de un componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro, *mm*.
$\alpha$ = relación de separación = $h/2r_{ib}$.
$h$ = distancia entre los centroides de los componentes individuales, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, *mm*.
$A_i$ = área de un ángulo, $mm^2$.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

$L_b$ = longitud del conector medida entre los centroides de los ángulos, $mm$.
$I_b$ = inercia del conector asociada a la flexión en el plano de los dos ángulos conectados, $mm^4$.
$n$ = factor de forma para deformaciones por cortante.
$n$ = 3.33 para conectores en perfil angular.
$n$ = 1.2 para conectores de sección rectangular.
$n$ = 1.11 para conectores circulares.
$A_b$ = área del conector, $mm^2$.

### 3.6.2 REQUISITOS DIMENSIONALES

Los componentes individuales de miembros a compresión compuestos por dos o más perfiles deberán conectarse entre sí a intervalos "a" tales que la relación de esbeltez efectiva $Ka/r_i$ de cada uno de los componentes, tomada entre conectores, no exceda las $3/4$ partes de la relación de esbeltez que controla para el miembro armado. Se debe utilizar el menor radio de giro $r_i$, para calcular la relación de esbeltez de cada componente.

Las conexiones en los extremos deben ser soldadas o con pernos pretensionados, y las superficies de contacto deberán ser Clase A o Clase B, sin que esta condición excluya la posibilidad de diseñar la conexión pernada de extremo con base en que los pernos trabajen a aplastamiento.

En un extremo de un miembro armado solicitado por compresión que se apoye sobre una placa de base o una superficie cepillada, todos los componentes en contacto uno con otro deberán conectarse entre sí por soldaduras que tengan una longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o por pernos sobre una distancia igual a 1 $1/2$ veces el ancho máximo del miembro y espaciados longitudinalmente a cuatro diámetros como máximo.

A lo largo del tramo comprendido entre las conexiones de extremo requeridas arriba para un miembro armado solicitado por compresión, el espaciamiento longitudinal entre las soldaduras intermitentes o los pernos debe ser apropiado para proveer la transferencia de las fuerzas calculadas. Los límites para el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo, ya sean una platina y un perfil o dos platinas, se definen en el numeral 8.2.4.4. Cuando se tengan platinas sobrepuestas como parte de un miembro armado solicitado por compresión y se usen como conectores soldaduras intermitentes a lo largo de los bordes, o pernos sobre todas las líneas de gramil en cada sección, el espaciamiento máximo no debe exceder de $0.75?(E/F_y)$ veces el espesor de la platina sobrepuesta más delgada, ni 305 mm. Cuando los pernos están dispuestos en forma alternada, el espaciamiento máximo sobre cada línea de gramil no debe exceder $1.12?(E/F_y)$ veces el espesor de la platina sobrepuesta más delgada ni 460 mm. Los lados abiertos de miembros armados solicitados por compresión, compuestos por platinas o perfiles, estarán provistos de cubreplacas continuas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso. Se puede contar con que el ancho no soportado de tales cubreplacas a la altura de los agujeros de acceso, según se define en el numeral 3.4.1.1, contribuya a la resistencia de diseño del miembro, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(1) La relación ancho-espesor debe cumplir con las limitaciones del numeral 3.4.1.1.

Es conservador tomar el límite del Caso 7 de la tabla F.2.2.4-1a con el ancho, b, tomado como la distancia transversal entre las líneas de conectores más próximas. El área neta de la cubreplaca se toma donde se encuentra el agujero más ancho. En lugar de este enfoque, el límite en la relación ancho/espesor puede ser obtenido mediante análisis.

(2) La relación entre la longitud (en la dirección del esfuerzo) y el ancho del agujero no debe exceder de 2.0.

(3) La distancia libre entre agujeros en la dirección del esfuerzo no debe ser menor que la distancia transversal entre las líneas más próximas de pernos o soldaduras de conexión.

(4) El radio mínimo en cualquier punto de la periferia de los agujeros deber ser de 38 mm. Como alternativa para las cubreplacas perforadas se permite el uso de una celosía, disponiendo presillas en los extremos y en puntos intermedios donde la celosía se interrumpa. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En miembros principales solicitados por esfuerzos calculados, las presillas de los extremos tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de pernos o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. Las presillas intermedias tendrán una longitud no menor que la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no debe ser menor que 1/50 de la distancia entre las líneas de soldadura o de pernos que las conectan a los componentes de los miembros. En construcción soldada, la longitud total de soldadura sobre cada línea de conexión de una presilla no debe ser menor que $1/3$ la longitud de la presilla. En construcción pernada, el espaciamiento entre

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT La investigación, su esencia y arte.

pernos en las presillas, medido en la dirección del esfuerzo, no debe ser mayor que 6 diámetros, con un mínimo de 3 pernos de conexión entre la presilla y cada componente.

Los elementos de la celosía, incluyendo platinas, ángulos, canales u otros perfiles que la conformen, deberán espaciarse de tal forma que la relación $L/r$ del componente incluido entre los puntos de conexión no exceda las tres cuartas partes de la esbeltez que rige el diseño del miembro como un todo. La celosía se diseñará para que suministre una resistencia a fuerza cortante, en dirección normal al eje del miembro, igual al 2 % de la resistencia de diseño a compresión del miembro. La relación $L/r$ de las barras de la celosía no excederá de 140 en sistemas sencillos, ni de 200 en celosías dobles. Las barras de celosías dobles se conectarán en sus intersecciones. Para las barras de celosía solicitadas por compresión, L puede tomarse como la longitud sin soporte entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro armado en el caso de una celosía sencilla, y como el 70 % de dicha longitud en el caso de una celosía doble.

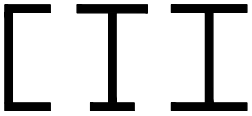
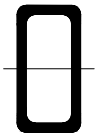
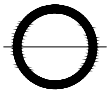
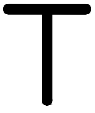
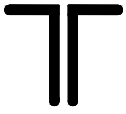
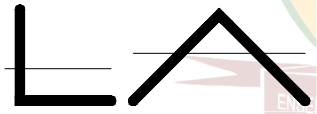
La inclinación de las barras de celosía con respecto al eje del miembro será, preferiblemente, no inferior a 60° para celosía sencilla y a 45° para celosías dobles. Siempre que la distancia entre las líneas de soldadura o de conectores en los componentes sea superior a 380 mm, será preferible utilizar celosías dobles o perfiles angulares.

Para requisitos adicionales del espaciamiento, véase el numeral 8.2.4.4.

Con la tabla 3.3, que se presenta a continuación sirve como guía para identificar los numerales aplicables a distintos tipos de secciones.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

Tabla 3.3: Selección de los numerales aplicables para el diseño a Compresión

| Sección Transversal | Sin Elementos Esbeltos | | Con elementos esbeltos | |
|---|---|---|---|---|
| | Numeral Aplicable | Estados Limites | Numeral Aplicable | Estados Limites |
| | 3.5.2<br>3.5.3 | PF<br>PT | 3.5.5 | PL<br>PF<br>PT |
|  | 3.5.2<br>3.5.3 | PF<br>PFT | 3.5.5 | PL<br>PF<br>PFT |
|  | 3.5.2 | PF | 3.5.5 | PL<br>PF |
|  | 3.5.2 | PF | 3.5.5 | PL<br>PF |
|  | 3.5.2<br>3.5.3 | PF | 3.5.5 | PL |
|  | 3.6<br>3.5.2<br>3.5.3 | PFT | 3.6<br>3.5.5 | PF |
|  | 3.5.4 | | 3.5.4 | |
| | 3.5.2 | PF | N.A. | N.A. |
| Formas no simétricas distintas de ángulos sencillos | 3.5.3 | PFT | 3.5.5 | PL<br>PFT |

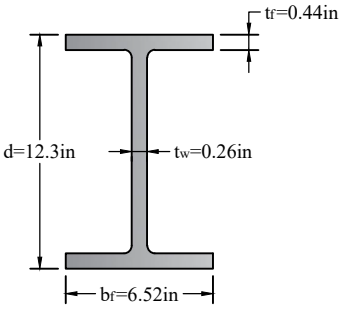
Nomenclatura:
$PF$ = Pandeo por Flexion
$PT$ = Pandeo por Torsion
$PFT$ = Pandeo por Flexo-Torsion
$PL$ = Pandeo local

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 3.7 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Diseñe la columna para la resistencia de pandeo torsional y flexotorsional para una sección W12x30, con una longitud sin arriostrar de $KL := 30\ ft$, con un material A992




W 12x30

(a)

1. Propiedades del elemento

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 7.08\ in^2$ $C_w := 259\ in^6$

$I_x := 82.7\ in^4$ $J := 0.346\ in^4$

$I_y := 18.3\ in^4$ $b_f := 6.5\ in$

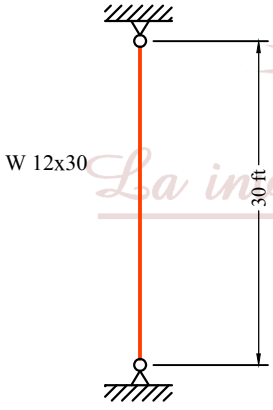
$r_x := 3.42\ in$ $t_f := 0.4\ in$

$r_y := 1.61\ in$ $\frac{h}{t_w} = 25.9$

b) Propiedades del material:

$F_u := 65\ ksi$ $F_y := 50\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $G := 11200\ ksi$




(b)

2. Pandeo Local

Alma

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} \le 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Alma no Esbelta”}, \text{“Alma Esbelta”}\right) = \text{“Alma no Esbelta”}$$

$$1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.884$$

Aleta

$$\text{if}\left(\frac{b_f}{2\ t_f} \le 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Aleta no Esbelta”}, \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta no Esbelta”}$$

$$\frac{b_f}{2\ t_f} = 8.125 \qquad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.487$$

No presenta pandeo local

3. Pandeo por flexión del miembro sin elemento de esbeltez

$\phi := 0.9$ $P_n = F_{cr} \cdot A_g$

$$\frac{KL}{r_y} = 223.602 \qquad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$\text{if}\left(\frac{KL}{r_y} > 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

Calculo de Fe

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = 5.725 \ ksi$$

$$F_{cr} := 0.887 \cdot F_e = 5.078 \ ksi$$

$$h := 25.9 \qquad t_w := 1$$

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr} \cdot A_g = 35.95 \ kip$$

$$\phi \cdot P_n = 32.355 \ kip$$

(a)

4. Pandeo por torsión y pandeo flexo torsión del miembro sin esbeltez

$$\phi := 0.9 \qquad P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Calculo usando el esfuerzo de pandeo elástico por torsión y flexotorsión

$$F_e := \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(KL)^2} + G \cdot J\right) \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 44.032 \ ksi$$

$$\frac{KL}{r_y} > 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \frac{KL}{r_y} = 223.602 \qquad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$$

(d)

$$F_{cr} := 0.887 \cdot F_e = 39.056 \ ksi$$

Figura 3.20

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr} \cdot A_g = 276.517 \ kip$$

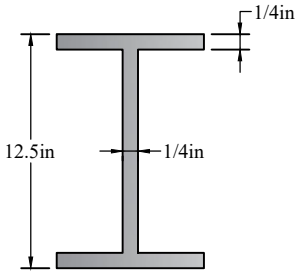
$$\phi \cdot P_n = 248.865 \ kip$$

Domina resistencia al pandeo por flexión

$$\phi Pn := 32.355 \ kip$$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine para la sección armada la resistencia nominal de la sección mostrada en la figura, si se usa acero A992




(a)

**1. Propiedades del elemento**

a) Propiedades Geométricas

$h := 12\ in$ $\quad b_f := 10\ in$

$t_f := 0.25\ in$ $\quad t_w := 0.25\ in$

$d := 12.5\ in$ $\quad KL := 10\ ft$

$$I_y := \frac{2\ t_f \cdot b_f^{\,3}}{12} + \frac{h \cdot t_w^{\,3}}{12} = 41.682\ in^4$$

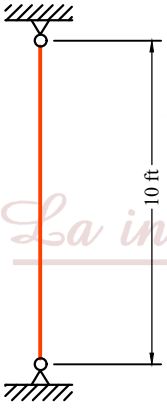
$$A_g := 2\ b_f \cdot t_f + t_w \cdot h = 8\ in^2$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 2.283\ in$$

b) Propiedades del material:

$F_u := 65\ ksi$ $\quad F_y := 50\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $\quad G := 11200\ ksi$




(d)

**2. Pandeo Local**

Alma

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} \le 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \text{“Alma no Esbelta”}\ ,\ \text{“Alma Esbelta”}\right) = \text{“Alma Esbelta”}$$

Figura 3.21

$$\frac{h}{t_w} = 48 \qquad 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.884$$

Aleta Caso 1

$$\text{if}\left(\frac{b_f}{2\ t_f} \le 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \text{“Aleta no Esbelta”}\ ,\ \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta Esbelt}$$

$$\frac{b_f}{2\ t_f} = 20 \qquad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.487$$

Caso 2 $\qquad K_c := \dfrac{4}{\sqrt{\dfrac{h}{t_w}}} = 0.577$

$$\text{if}\left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \le 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{F_y}}\ ,\ \text{“Aleta no Esbelta”}\ ,\ \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta Esbelta”}$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$\frac{b_f}{2\cdot t_f}=20 \qquad 0.64\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}}=11.712$$

Elemento Esbelto

**3. Miembro con elemento esbelto**

$$\phi := 0.90 \qquad P_n = F_{cr}\cdot A_g$$

a) Determinación de Qs, del elemento no atiesado
Para aletas, ángulos o platinas que sobresale de columnas u otros miembros armados sometidos a compresión

$$0.64\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}}<\frac{b_f}{2\cdot t_f}<1.17\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}}$$

$$\text{if}\left(0.64\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}}<\frac{b_f}{2\cdot t_f}<1.17\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}},\text{“Ok”},\text{“Revisar”}\right)=\text{“Ok”}$$

$$0.64\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}}=11.712 \qquad 1.17\cdot\sqrt{\frac{E\cdot K_c}{F_y}}=21.41$$

$$\frac{b_f}{2\cdot t_f}=20$$

$$Q_s := 1.415-0.65\cdot\frac{b_f}{2\cdot t_f}\cdot\sqrt{\frac{F_y}{E\cdot K_c}}=0.705$$

b) Determinación de Qa del elemento atiesado:

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g}$$

Figura 3.22

Calculo de Fcr

$$\text{if}\left(\frac{KL}{r_y}<4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}},\text{“Ok”},\text{“Revisar”}\right) \qquad \frac{KL}{r_y}=52.572 \qquad 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}=113.432$$

$$F_e := \frac{\pi^2\cdot E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2}=103.561\ \textit{ksi}$$

$$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)\cdot F_y=40.852\ \textit{ksi}$$

$$f := F_{cr}=40.852\ \textit{ksi}$$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Calculo de ancho efectivo

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} > 1.4\cdot\sqrt{\frac{E}{f}}\text{, “Ok”, “Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

$$\frac{h}{t_w} = 48 \qquad 1.4\cdot\sqrt{\frac{E}{f}} = 37.301$$

$$b_e := 1.92\cdot t_w\cdot\sqrt{\frac{E}{f}}\left(1-\frac{0.38}{\frac{h}{t_w}}\cdot\sqrt{\frac{E}{f}}\right) = 10.091\ \textit{in}$$

Calculo de área efectiva:

$$A_e := A_g - (h - b_e)\cdot t_w = 7.523\ \textit{in}^2$$

Calculo de Qa

$$Q_a := \frac{A_e}{A_g} = 0.94$$

Calculo de Q:

$$Q := Q_a\cdot Q_s = 0.663$$

$$\text{if}\left(\frac{KL}{r_y} \le 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{Q\cdot F_y}}\text{, “Ok”, “Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

$$\frac{KL}{r_y} = 52.572 \qquad 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{Q\cdot F_y}} = 139.354$$

Figura 3.23

$$F_e := \frac{\pi^2\cdot E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = 103.561\ \textit{ksi}$$

$$F_{cr} := Q\cdot\left(0.658^{\frac{Q\cdot F_y}{F_e}}\right)\cdot F_y = 28.977\ \textit{ksi}$$

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr}\cdot A_g = 231.815\ \textit{kip}$$

$$\phi\cdot P_n = 208.633\ \textit{kip}$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Determine la capacidad a compresión de una columna W14x30 de acero A992, con una longitud efectiva de $KL := 8\ ft$, verifique para todos los estados limites, si se sabe que esta sometida a una carga muerta de $P_D := 75\ kip$ y una carga viva de $P_L := 100\ kip$

**1. Propiedades del elemento**

a) Propiedades Geométricas

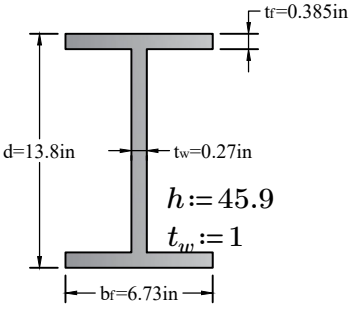
$A_g := 8.85\ in^2$ $C_w := 887\ in^6$

$I_x := 29\ in^4$ $J := 0.38\ in^4$

$I_y := 19.6\ in^4$ $b_f := 6.73\ in$

$r_x := 5.73\ in$ $t_f := 0.385\ in$

$r_y := 1.49\ in$ $\frac{h}{t_w} = 45.4$




W 14x30

**b) Propiedades del material:**

$F_u := 65\ ksi$ $F_y := 50\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $G := 11200\ ksi$

**2. Pandeo Local**

Alma

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} \le 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Alma no Esbelta”}, \text{“Alma Esbelta”}\right) = \text{“Alma Esbelta”}$$

Aleta Caso 1

$$\text{if}\left(\frac{b_f}{2\,t_f} \le 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Aleta no Esbelta”}, \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta no Esbelta”}$$

Elemento Esbelto

**3. Miembro con elemento esbelto**

$\phi := 0.90$ $P_n = F_{cr} \cdot A_g$

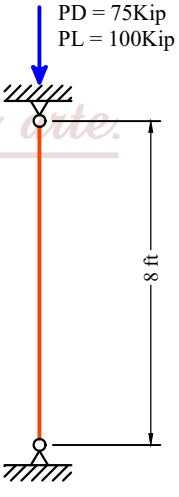
a) Determinación de Qs,

$Q_s := 1$ alma esbelta, elemento atiesado

b) Determinación de Qa del elemento esbelto

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g}$$

Figura 3.24



## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Calculo de Fcr

$$\text{if}\left(\frac{KL}{r_y} < 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right)$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = 68.949 \ \textit{ksi}$$

$$F_{cr} := \left((0.658)^{\frac{F_y}{F_e}}\right)\cdot F_y = 36.911 \ \textit{ksi} \qquad f := F_{cr} = 36.911 \ \textit{ksi}$$

Calculo de ancho efectivo

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} > 1.4\cdot\sqrt{\frac{E}{f}}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”} \qquad t_w := 0.24 \ \textit{in}$$

$$b_e := 1.92\cdot t_w\cdot\sqrt{\frac{E}{f}}\left(1-\frac{0.38}{45.9}\cdot\sqrt{\frac{E}{f}}\right) = 9.919 \ \textit{in}$$

Calculo de area efectiva:

$$A_e := A_g - \left(h - b_e\right)\cdot t_w = 8.616 \ \textit{in}^2$$

Calculo de Qa

$$Q_a := \frac{A_e}{A_g} = 0.974$$

Calculo de Q:

$$Q := Q_a \cdot Q_s = 0.974$$

Figura 3.25

$$\text{if}\left(\frac{KL}{r_y} \le 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{Q\cdot F_y}}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = 68.949 \ \textit{ksi}$$

$$F_{cr} := Q\cdot\left(0.658^{\frac{Q\cdot F_y}{F_e}}\right)\cdot F_y = 36.223 \ \textit{ksi}$$

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr}\cdot A_g = 320.572 \ \textit{kip}$$

$$\phi\cdot P_n = 288.515 \ \textit{kip}$$

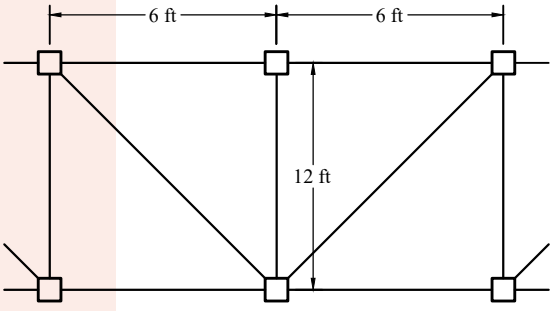
Verificación con la resistencia requerida

$$Pu := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 250 \ \textit{kip}$$

$$\text{if}\left(Pu \le \phi\cdot P_n, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Diseño el cordón de una cercha cuyos nudos están distanciados a 6ft con una pareja de ángulos de alas iguales (espalada-espalda). Puede predimensionar los ángulos utilizando la tabla 4-8 del manual AISC. la resistencia requerida es $Pu := 90\ kip$, y los momentos flectores se pueden despreciar, use $k := 1.0$, para miembros que forman parte de estructura con celosía. La cercha se encuentra lateralmente arriostrada cada dos nudos, como se muestra en la figura. Calcule el numero de conectores requeridos.




Nodos con Arriostramiento lateral

Figura 3.26

**1. Propiedades del elemento**

a) Propiedades Geométricas

$KL_x := 6\ ft$ $KL_y := 12\ ft$

b) Propiedades del material:

$F_u := 65\ ksi$ $F_y := 50\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $G := 11200\ ksi$

2. Determinación de la sección (Predimensionamiento) tabla 4-8 del AISC. Para un $Pu := 90\ kip$ $h := 45.4 \cdot 0.24$

$\phi P_{nx} := 127\ kip$ $\phi P_{ny} := 99\ kip$

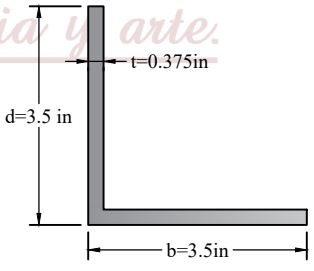
2.1 Seleccionamos una sección 2L3 1/2 x 3 1/2 x 3/8

Sección L3 1/2x3 1/2 x 3/8

$A_g := 2.48\ in^2$
$t := 0.375\ in$
$b := 3.5\ in$
$d := 3.5\ in$
$r_x := 1.07\ in$
$r_y := 1.07\ in$
$r_z := 0.683\ in$

Sección L3 1/2 x 3 1/2 x 3/8

$A_{g1} := 8.87\ in^2$
$r_{x1} := 1.07\ in$
$r_{y1} := 1.6\ in$




3. Pandeo Local Aleta

$$\text{if}\left(\frac{b}{t} \le 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Aleta no Esbelta”}, \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta no Esbelta”}$$

$\frac{b}{t} = 9.333$ $0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.837$

Elemento sin Esbeltez

Verificación de esbeltez: $\frac{KL_y}{r_{y1}} = 90$

$$\text{if}\left(\frac{KL_y}{r_{y1}} < 200, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

4. Determinación de numero de separadores, asumimos numero de separadores $n := 1$

$$a := \frac{KL_y}{n+1} = 72\ in \qquad \frac{a}{r_z} = 105.417$$

La NSR-10 estipula que la relacion de esbeltez de la longitud de pandeo comprendida entre puntos de arriostramiento (realacion a/rz) es menor que al 75% de la relacion de esbeltez total del elemento ensamblado, la seccion escogida entre conectores es correcta.

$$\text{if}\left(\frac{a}{r_z} \le \frac{KL_y}{r_y}, \text{“Ok”}, \text{“Aumentar separadores”}\right) = \text{“Ok”}$$

*revisar*

$$\frac{KL_y}{r_y} = 134.579$$

5. Determinación de numero de separadores, asumimos números de separadores n=3

$$a := \frac{KL_y}{n+1} = 72\ in \qquad n := 3$$

$$\frac{a}{r_z} = 105.417$$

$$\text{if}\left(\frac{a}{r_z} \le \frac{KL_y}{r_y}, \text{“Ok”}, \text{“Aumentar separadores”}\right) = \text{“Ok”}$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = 134.579 \qquad ok!$$

6. Determinación de la esbeltez modificada Figura 3.27

$$\left(\frac{KL_y}{r_{y1}}\right) = \sqrt{\left(\frac{KL_y}{r_{y1}}\right)^2 + \left(\frac{a}{r_z}\right)^2} \qquad \sqrt{\left(\frac{KL_y}{r_{y1}}\right)^2 + \left(\frac{a}{r_z}\right)^2} = 138.61$$

7. Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos $Q := 1$

$$\text{if}\left(\sqrt{\left(\frac{KL_y}{r_{y1}}\right)^2 + \left(\frac{a}{r_z}\right)^2} \le 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Revisar”}$$

$$F_{em} := \frac{\pi^2 \cdot E}{(104.299)^2} = 26.311\ ksi \qquad F_{crm} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_{em}}}\right) \cdot F_y = 22.57\ k$$

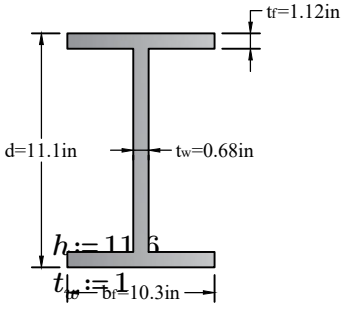
$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{crm} \cdot A_{g1} = 200.198\ kip$$

8. Verificación con la resistencia requerida

$$P_u := 90\ kip \qquad P_u \le \phi Pn \qquad Ok!$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Se tiene una columna w10x100, articulada en cada uno de sus extremos y arriostrada como se muestra en la figura. Determine la longitud máxima no arriostrada con respecto al eje y que se requiere para que este eje no controle la resistencia del miembro considerando pando por flexión



W 10x100

**1. Propiedades del elemento**

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 29.4\ in^2$ $\quad C_w := 5150\ in^6$

$I_x := 623\ in^4$ $\quad J := 10.9\ in^4$

$I_y := 207\ in^4$ $\quad b_f := 10.3\ in$

$r_x := 4.6\ in$ $\quad t_f := 1.12\ in$

$r_y := 2.65\ in$ $\quad \frac{h}{t_w} = 11.6$

b) Propiedades del material:

$F_u := 65\ ksi$ $\quad F_y := 50\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $\quad G := 11200\ ksi$

**2. Pandeo Local:**

Alma

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} \le 1.49\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \text{“Alma no Esbelta”}\ ,\ \text{“Alma Esbelta”}\right) = \text{“Alma no Esbelta”}$$

Aleta

$$\text{if}\left(\frac{b_f}{2\cdot t_f} \le 0.56\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \text{“Aleta no Esbelta”}\ ,\ \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta no Esbelta”}$$

Sin pandeo local

3. Pandeo por flexión del miembro sin elemento de esbeltez

$\phi := 0.90$ $\quad P_n = F_{cr}\cdot A_g$

$KL_{x1} := 10\ ft$ $\quad KL_{x2} := 14\ ft$ $\quad KL_{y1} := 24\ ft$

$\frac{KL_{x1}}{r_x} = 26.087$ $\quad \frac{KL_{x2}}{r_x} = 36.522$ $\quad \frac{KL_{y1}}{r_y} = 108.679$

Domina relación de esbeltez $\quad \frac{KL_{y1}}{r_y} = 108.679$

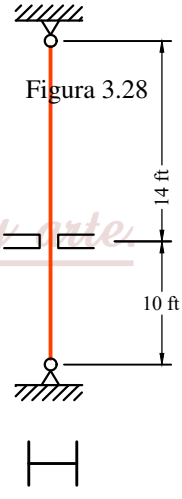


Figura 3.28

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

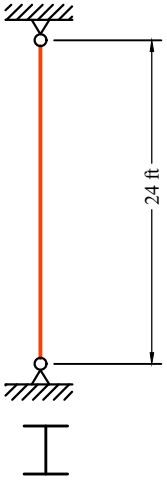



Figura 3.29

$$\text{if}\left(\frac{KL_{y1}}{r_y}\le 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}},\text{“Ok”},\text{“Revisar”}\right)=\text{“Ok”}$$

$$\frac{KL_{y1}}{r_y}=108.679 \qquad 4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}=113.432$$

Calculo de Fe

$$F_e:=\frac{\pi^2\cdot E}{\left(\frac{KL_{y1}}{r_y}\right)^2}=24.233\ \textit{ksi}$$

$$F_{cr}:=0.887\cdot F_e=21.495\ \textit{ksi}$$

$$\phi:=0.90 \qquad P_n:=F_{cr}\cdot A_g=631.939\ \textit{kip} \qquad \textit{REVISAR}$$

4. Pandeo por torsión y pandeo por flexo torsión del miembro sin esbeltez

$$\phi:=0.90 \qquad P_n:=F_{cr}\cdot A_g$$

Calculo usando el esfuerzo de pandeo elástico por torsión y flexo torsión

$$F_e:=\left(\frac{\pi^2\cdot E\cdot C_w}{KL_{y1}{}^2}+G\cdot J\right)\cdot\frac{1}{I_x+I_y}=168.496\ \textit{ksi}$$

$$\frac{KL}{r_y}>4.71\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr}:=\left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)\cdot F_y=44.16\ \textit{ksi}$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Calcule la resitencia disponible para una W 14x120, con una longitud en el eje x-x, $KL_x := 20\ ft$, y en el eje y-y, $KL_y := 10\ ft$, y en el torsional una longitud sin arrriostrar de $KL_z := 10\ ft$, con acero A992. Si se sabe que esta sometida a una carga muerta de $P_D := 380\ kip$ y una carga viva de $P_L := 420\ kip$.

**1. Propiedades del elemento**

a) Propiedades Geométricas

$A_g := 35.3\ in^2$

$I_x := 1380\ in^4$

$I_y := 495\ in^4$

$r_x := 6.24\ in$

$r_y := 3.74\ in$

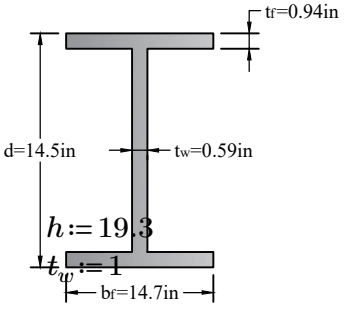
$C_w := 2270\ in^6$

$J := 9.37\ in^4$

$b_f := 14.7\ in$

$t_f := 0.94\ in$

$\frac{h}{t_w} = 19.3$




W 14x120

b) Propiedades del material:

$F_u := 65\ ksi$ $\quad F_y := 50\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $\quad G := 11200\ ksi$

**2. Pandeo Local:**

Alma

$$\text{if}\left(\frac{h}{t_w} \le 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Alma no Esbelta”}, \text{“Alma Esbelta”}\right) = \text{“Alma no Esbelta”}$$

Aleta

$$\text{if}\left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \le 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Aleta no Esbelta”}, \text{“Aleta Esbelta”}\right) = \text{“Aleta no Esbelta”}$$

Sin pandeo local

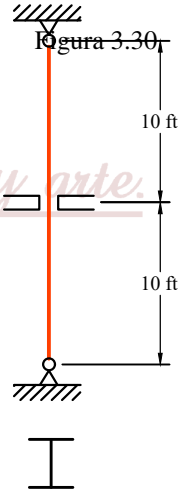
**3. Pandeo por flexión del miembro sin elemento de esbeltez**

$\phi := 0.90$ $\quad P_n = F_{cr} \cdot A_g$

$KL_x = 20\ ft$ $\quad KL_y = 10\ ft$

$\frac{KL_x}{r_x} = 38.462$ $\quad \frac{KL_y}{r_y} = 32.086$

$$\text{if}\left(\frac{KL_x}{r_x} \le 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{“Ok”}, \text{“Revisar”}\right) = \text{“Ok”}$$



## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

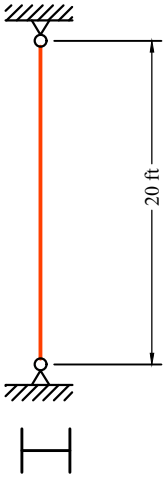



Figura 3.31

Calculo de Fe

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = 193.484 \ ksi$$

$$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = 44.874 \ ksi$$

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr} \cdot A_g = \left(1.584 \cdot 10^3\right) \ kip$$

$$\phi \cdot P_n = \left(1.426 \cdot 10^3\right) \ kip$$

**4. Pandeo por torsión y pandeo flexotorsion del miembro sin esbeltez**

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr} \cdot A_g$$

Calculo usando el esfuerzo de pandeo elástico por torsión y flexo torsi

$$F_e := \left(\frac{\pi \cdot E \cdot C_w}{{KL_x}^2} + G \cdot J\right) \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 57.885 \ ksi$$

$$\frac{KL_x}{r_x} \le 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = 34.83 \ ksi$$

$$\phi := 0.90 \qquad P_n := F_{cr} \cdot A_g = \left(1.23 \cdot 10^3\right) \ kip$$

$$\phi \cdot P_n = \left(1.107 \cdot 10^3\right) \ kip$$

**5. Verificación con la resistencia requerida**

$$P_u := 1.2 \ P_D + 1.6 \cdot P_L = \left(1.128 \cdot 10^3\right) \ kip$$

$$P_u \le \phi \cdot P_n$$

## 3.7.1 EJERCICIOS PROPUESTOS



**3.1** Determinar la resistencia de diseño LRFD, si este esta sometido a compresión, A572 $F_y$ = 60 ksi.

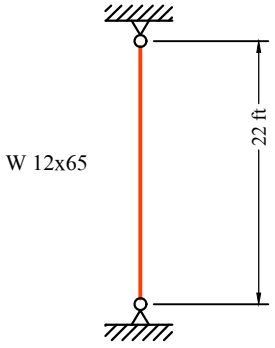



Figura 3.32

**3.2** Determinar la resistencia de diseño LRFD, si este esta sometido a compresión, A36 $F_y$ = 36 ksi.

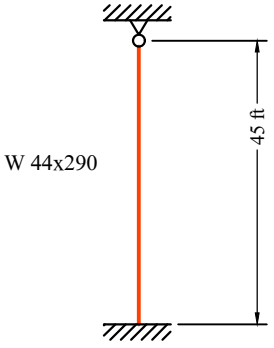



Figura 3.33

**3.3** Determinar la resistencia de diseño LRFD, si el perfil esta sometido a compresión, A992 $F_y$ = 65 ksi..

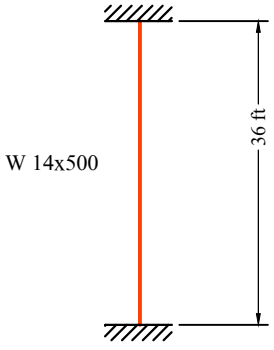



Figura 3.34

**3.4** Determinar la resistencia de diseño LRFD, para la siguiente columna sometida a compresión, $F_y$=60ksi (A913).

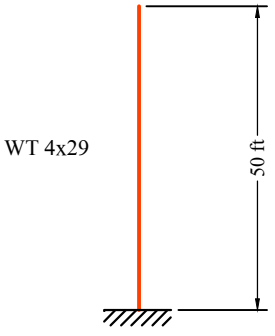



Figura 3.35

**3.5** Determinar $\phi_c P_n$, para la siguiente columna sometida a compresión, A501 ($F_y$=36ksi)

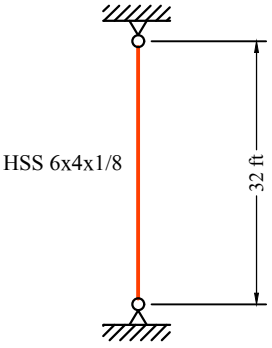



Figura 3.36

**3.6** Detemina la resistencia de diseño LRFD, para la siguiente columna sometida a compresion, A500 ($F_y$=46ksi).

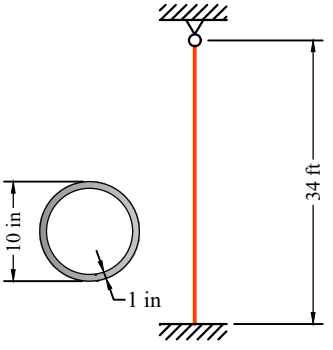



Figura 3.37

# 4 MIEMBROS EN FLEXIÓN SIMPLE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 4. MIEMBROS EN FLEXION SIMPLE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 4.1 INTRODUCCIÓN.

Para el diseño de estructuras de acero se presentan los conceptos fundamentales del diseño de miembros en flexión o vigas: se definen este tipo de elementos estructurales, se ilustran sus principales usos en estructuras de acero; se describe su comportamiento básico, se clasifican las secciones de acuerdo con sus relaciones *ancho / espesor* y según las Especificaciones AISC-2010; se indican sus modos de falla, los requisitos de diseño conforme a las especificaciones referidas y varios ejemplos típicos de diseño de vigas.

Los miembros en flexión son elementos estructurales de sección prismática, colocados normalmente en posición horizontal y que soportan cargas perpendiculares al eje longitudinal (en cualquiera de sus dos sentidos) y producen preponderantemente solicitaciones de flexión y cortante.

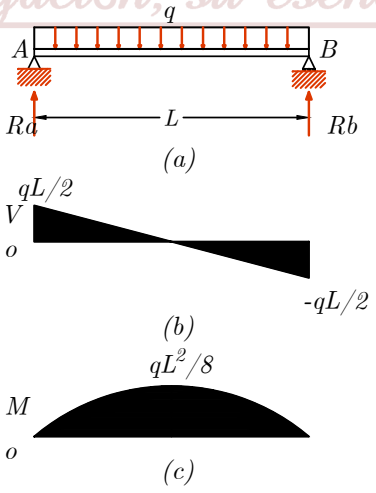



Figura 4.1: Solicitaciones de una viga típica con carga uniformemente distribuida. (a) Carga, (b) Cortante y (c) M. Flector.

Generalmente se dice que las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales; sin embargo, existen excepciones, por ejemplo, el caso de los cabios.

Entre los muchos tipos de vigas cabe mencionar las siguientes: viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puente y vigas de piso. Las viguetas son vigas estrechamente separadas para soportar los pisos y techos de edificios; los dinteles se colocan sobre aberturas en muros de mampostería como puertas y ventanas. Las vigas de fachada soportan las paredes exteriores de edificios y también parte de las cargas de los pisos y corredores. Se considera que la capacidad de las vigas de acero para soportar muros de mampostería (junto con la invención de los elevadores) como parte de un marco estructural, permitió la construcción de los rascacielos actuales. Los largueros de puente son las vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento, en tanto que las vigas de piso son las vigas más grandes que en muchos pisos de puentes corren perpendicularmente a la superficie de rodamiento y se usan para transferir las cargas del piso, de los largueros de puente a las vigas o armaduras sustentantes. El término viga se usa en forma algo ambigua, pero usualmente denota una viga grande a la que se conectan otras de menor tamaño. Éstos y otros tipos de viga se analizan en las siguientes secciones.

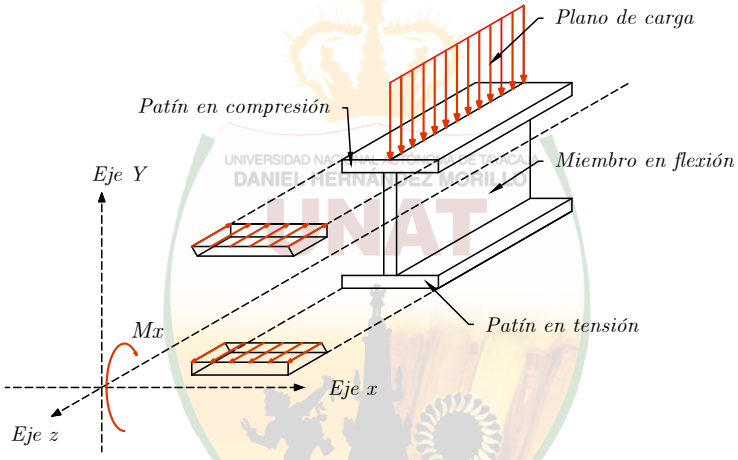



Figura 4.2: Definición esquemática de miembros en flexión.

UNIVERSIDAD NACIONAL TECNOLÓGICA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

## 4.2 USO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN.

La flexión es una de las acciones internas más comunes en las estructuras de todo tipo. Generalmente se presenta en las vigas de los sistemas de piso, pero también en las vigas y largueros de pared y de cubierta de edificios industriales (Esguerra 2003).

Las secciones más apropiadas para resistir flexión son las secciones “W, I” laminadas. Para vigas sometidas a flexión producida por cargas moderadas se utilizan perfiles estructurales laminados Gerdau Corsa, mientras que para momentos flexionantes de gran magnitud se recurre a miembros armados fabricados con tres placas soldadas y eventualmente al uso de vigas armadas provistas de atiesadores (Crisafulli 2011).
En la flexión simple sujeta a carga uniformemente distribuida, la carga se aplica en el plano del alma del perfil, produciéndose así, flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia de la sección transversal de la viga. La carga pasa por el centro de cortante de la sección, por lo que no produce torsión y las secciones planas permanecen planas después de la flexión. En tales condiciones los esfuerzos se obtienen con las fórmulas siguientes:

El problema de flexión aparentemente es muy sencillo de resolver, si no fuera por la posibilidad de que se presente el pandeo lateral o pandeo lateral por flexo-torsión, ocasionado por la baja esbeltez de las secciones ?I? en la dirección perpendicular al alma y por la ocurrencia de esfuerzos de compresión en uno de los patines de la sección (patín comprimido), lo que ocasiona un problema de inestabilidad similar al de una columna sometida a compresión axial.

Figura 4.3: Vigas de un sistema de piso de un mezanine. Vigas de gran claro, auditorio en Irapuato, Gto. Se muestran los atiesadores.

$$\sigma_b = \frac{M_x}{I_x} y$$

Esfuerzos de flexión

$$\tau_v = \frac{V_y Q_x}{I_x t} = t$$

Esfuerzos cortante

En el caso de una viga, el planteamiento y la solución del pandeo lateral por flexo- torsión es complejo, pues involucra a la torsión, lo que da lugar a expresiones que contienen una gran cantidad de variables.

En vigas de gran peralte, aparecen problemas de pandeo local en los patines sometidos a compresión y, el alma puede arrugarse lo que da lugar eventualmente a la necesidad de rigidizar la sección transversal con placas denominadas atiesadores.

## 4.3 SECCIONES TRANSVERSALES ESTRUCTURALES.

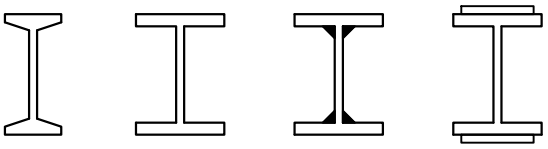
Como el eje de flexión de las vigas es siempre el de mayor momento de inercia (eje X- X), se requieren secciones estructurales de mayor peralte que el de las utilizadas como columnas flexo-comprimidas. Las vigas están sujetas preponderantemente a flexión uniaxial y cuando se utilizan perfiles IR se cargan en el plano de simetría que corresponde al de menor momento de inercia (Esguerra 2003).

En la siguiente figura se muestran los perfiles de uso frecuente en vigas, siendo el más popular los perfiles IR laminados, ya que resisten momentos flexionantes importantes.

Las secciones armadas de sección transversal distinta a la de los perfiles I se utilizan en vigas que soportan cargas de gran magnitud que producen momentos flexionantes elevados y que pueden causar pandeo lateral por flexo-torsión. Las secciones de alma abierta (armaduras) se utilizan eventualmente cuando se necesita espacio para canalizar las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias o de aire acondicionado a través del alma de la viga, o para cargas ligeras y grandes claros, como las cubiertas de naves industriales.

Los perfiles $W$ generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones $S$. Las canales se usan a veces como largueros cuando las cargas son pequeñas y en lugares en donde se requieren patines estrechos. Éstas tienen muy poca resistencia a fuerzas laterales y requieren soporte lateral. Los perfiles $W$ tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso. Éstos son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral apreciable. (El poco espacio dedicado a las vigas S en el Manual del AISC evidencia claramente cómo ha disminuido su uso con respecto a años anteriores. Hoy en día se usan principalmente para situaciones especiales, como cuando se requieren anchos pequeños de patines, cuando las fuerzas cortantes son muy grandes o cuando son convenientes mayores espesores de patín en la cercanía del alma por motivos de flexión lateral, como ocurre quizás con los rieles de guía para grúas o los monorrieles) Giedion y Boada (1982)

DANIEL HERNANDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.



Simetría doble, secciones W lamiando y armado.

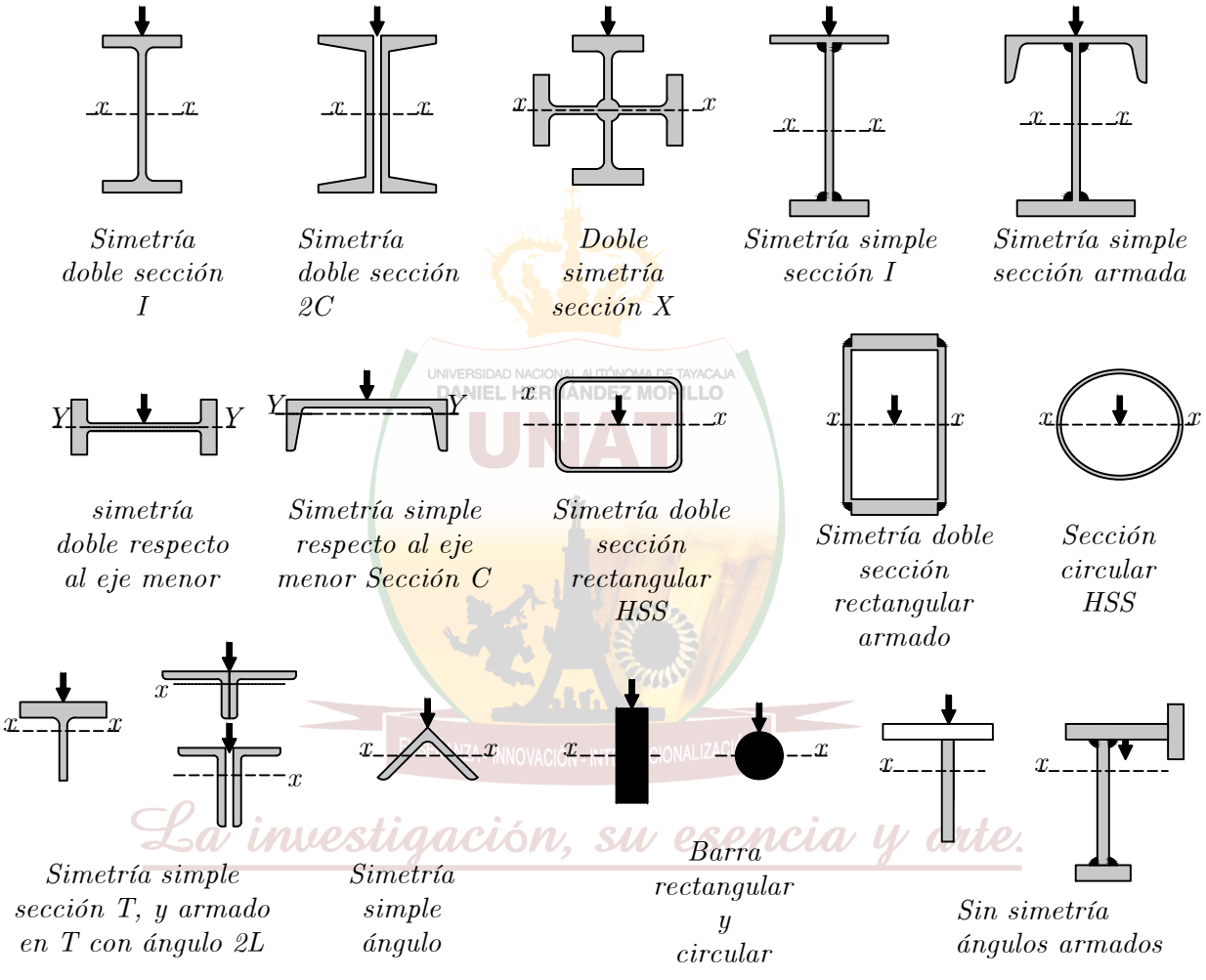



Figura 4.4: Secciones transversales típicas de miembros en flexión.

## 4.4 USO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN.

Consideremos una viga de sección rectangular y los diagramas de esfuerzos de la Figura 4.5, para estudiar los esfuerzos de flexión. (Para este análisis inicial supondremos que el patín a compresión de la viga está completamente soportado contra el pandeo lateral. Si la viga está sujeta a momento de flexión, el esfuerzo en cualquier punto se puede calcular con la fórmula de la flexión:

$$f_b = \frac{M_c}{I_x}$$

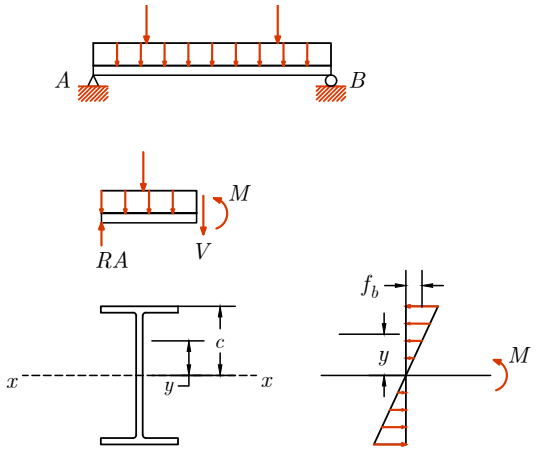



Figura 4.5: Momento respecto al eje mayor, con esfuerzo supuesto uniforme a través del ancho de la viga.

Debe recordarse que esta expresión es aplicable solamente cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el límite elástico. La fórmula se basa en las hipótesis elásticas usuales: el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, una sección plana antes de la flexión permanece plana después de la aplicación de las cargas, etc. El valor $I/c$ es una constante para una sección específica y se denomina módulo de sección (S). La fórmula de la flexión puede escribirse entonces de la manera siguiente:

$$f_b = f_{mx} = \frac{M}{S_x}$$

Si el momento en una viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo este mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarán las fibras más cercanas al eje neutro. Este proceso continuará con más y más partes de la sección transversal de la viga, alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en los diagramas de esfuerzos Figura 4.6, hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica total mostrada en el punto e. Observe que la variación de deformación del eje neutro hacia las fibras externas permanece lineal en todos estos casos. Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado esta etapa, se dice que se ha formado una articulación plástica, porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causará una rotación en la viga con poco incremento del esfuerzo Al Nageim y MacGinley (2005).

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, su esencia y arte.

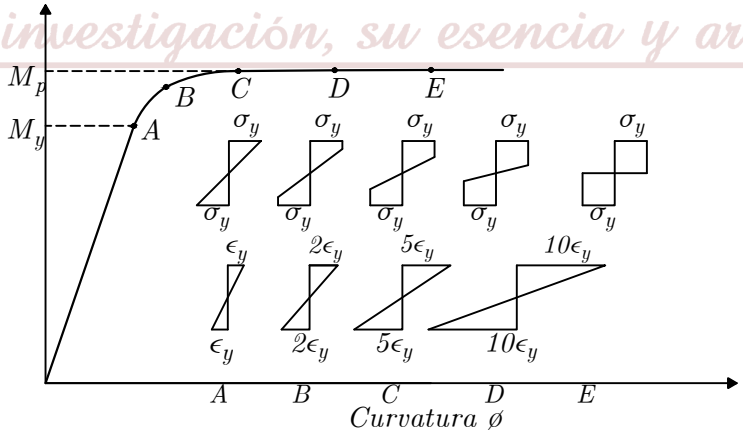



Figura 4.6: Variación de esfuerzos de flexión debidas a incremento de momento alrededor del eje x.

El momento plástico es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro creándose ahí mismo una articulación plástica. La relación del momento plástico $M_p$ al momento de fluencia $M_y$ se

denomina factor de forma. Los factores de forma son iguales a 1.50 en las secciones rectangulares y varían entre 1.10 y 1.20 en las secciones laminadas estándar.

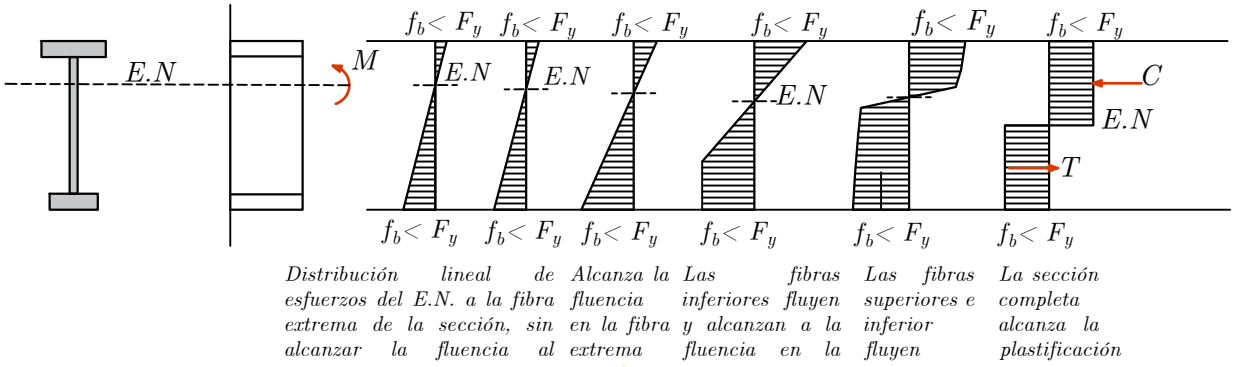



Figura 4.7: Variación de esfuerzos de flexión debida a incremento de momento alrededor del eje x, hasta alcanzar la fluencia o momento plástico.

$$C = T$$
$$A_c F_y = A_t F_y$$
$$M_p = F_y Z$$

Dónde:

$M_p = Momento\ plástico$ $F_y = Fluencia\ del\ acero$ $Z = Módulo\ de\ sección\ plástico$

Se debe de entender que el lector debe de saber calcular e interpretar las propiedades geométricas de las secciones, con las que trabaja el AISC - 2016. Para mayor facilidad se adjunta en la información magnética las tablas de AISC en Excel.

## 4.5 ARTICULACIÓN PLÁSTICA.

La articulación plástica en la viga simple que se muestra en la Figura 4.8. La carga mostrada que se aplica a la viga crece en magnitud hasta que se alcanza el momento de fluencia con las fibras extremas sometidas al esfuerzo de fluencia. La magnitud de la carga continúa incrementándose y las fibras extremas empiezan a fluir. La plastificación se extiende hacia otras fibras fuera de la sección de momento máximo cono se indica en la figura 4.7. La longitud en donde se presenta esta plastificación hacia ambos lados de la sección considerada, depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro. Para una carga concentrada aplicada en el centro del claro de una viga simplemente apoyada con sección rectangular, la plastificación en las fibras extremas se forma cuando la articulación plástica se extenderá sobre un tercio del claro. En un perfil W en circunstancias similares, la fluencia se extenderá aproximadamente sobre un octavo del claro Paikowsky (2004). Durante este mismo periodo las fibras interiores en la sección de momento máximo fluirán gradualmente hasta que todas alcancen el esfuerzo de fluencia y se forme una articulación plástica.

Aunque el efecto de una articulación plástica se extiende sobre un cierto tramo a lo largo de la viga, se supone que la articulación está concentrada en una sola sección para propósitos de análisis. Para el cálculo de deflexiones y para el diseño del soporte lateral, la longitud sobre la cual se extiende la fluencia es de gran importancia. Para que se forme una articulación plástica, las secciones deben ser compactas. Este término se introdujo anteriormente en el capítulo 3. Ahí se define a una sección compacta como aquella que tiene un perfil suficientemente robusto, de modo que tenga la capacidad de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plastificada antes de que se pandee localmente.

## 4.6 MODOS DE FALLA EN MIEMBROS A FLEXIÓN

### 4.6.1 MODOS DE FALLA DE MIEMBROS A FLEXIÓN

Los modos de falla en miembros a flexión se dan por plastificación de la sección, pandeo lateral torsional y pandeo local (en el alma y/o aleta).

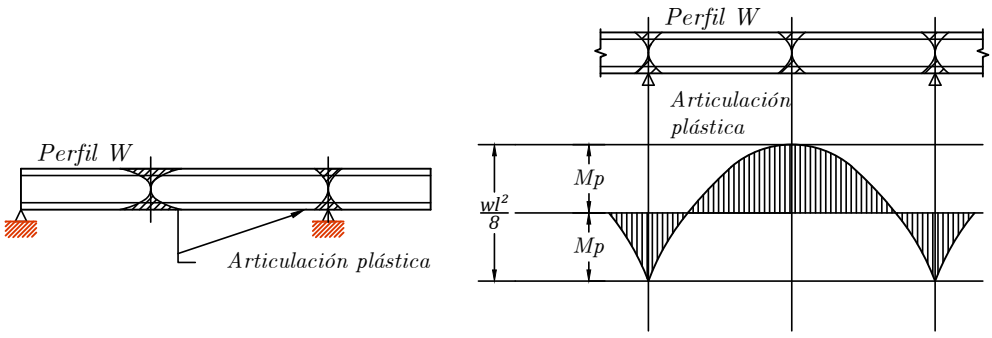



Figura 4.8: Redistribución de momentos flexionantes en una viga continúa.

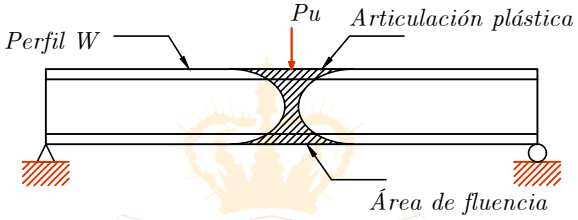



Figura 4.9: Redistribución de momentos flexionantes en una viga simplemente apoyada.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA, INNOVACIÓN, INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte

### 4.6.1.1 Fluencia o plastificación de la sección

El primer modo de falla representa un estado límite de la sección transversal del miembro en flexión. Los aceros dúctiles se pueden idealizar, antes de la zona de endurecimiento por deformación, como un material elástico que al llegar a la fluencia se comporta plásticamente. Para que el material se comporte de esta manera en un miembro estructural en flexión, es necesario que no ocurran fenómenos de inestabilidad, fractura frágil o fatiga.

### 4.6.1.2 Pandeo lateral torsional

El segundo modo de falla en flexión a considerar es el pandeo lateral por flexo-torsión de la viga. Es un modo de pandeo de un miembro en flexión que incluye deflexión lateral y torsión, de ahí su nombre.

Para explicar este tipo de falla, se considera una viga libremente apoyada de longitud L sometida a un momento uniforme M, cuyos patines están impedidas de desplazarse lateralmente exclusivamente en los apoyos.

En estas condiciones, puede considerarse la parte comprimida de la sección como un miembro en compresión. A medida que aumenta el momento flexionante, la compresión en este miembro se incrementa, hasta alcanzar la carga de pandeo. Si consideramos que la longitud de pandeo es la misma para los ejes 1-1 y 2-2 figura 4.10, el patín comprimido debería pandearse alrededor del eje 1-1, ya que es el de menor momento de inercia. Sin embargo, la parte en tensión de la sección restringe ese movimiento y, por tanto, el patín comprimido se pandea alrededor del eje 2-2. Debido, nuevamente, al efecto de la parte en tensión, el pandeo del patín comprimido no se produce libremente y la sección gira además de desplazarse. Este fenómeno de inestabilidad es lo que se conoce como pandeo lateral por flexo-torsión de la viga.
Cuando se utilizan perfiles estructurales armados esbeltos en vigas, es muy probable que la falla se presente por inestabilidad antes de que la viga desarrolle su resistencia en flexión. La forma de inestabilidad adopta la forma de pandeo lateral acompañado de torsión. Este tipo de falla puede ocurrir en vigas o vigas que carecen de soporte lateral adecuado, cuando la rigidez a la flexión en el plano de la misma es muy grande con relación a su rigidez lateral.

En efecto, en vigas o vigas que tienen una longitud considerable y poco espesor, el esfuerzo que corresponde a la falla, es menor que el necesario para agotar la resistencia del material. Esto indica que en este caso, como en el de columnas esbeltas, la falla se ha producido por inestabilidad del miembro.

De la analogía del miembro en compresión, es posible ver que la resistencia al pandeo lateral por flexo-torsión de una viga depende del tipo y espaciamiento de los soportes laterales del patín comprimido de la sección.

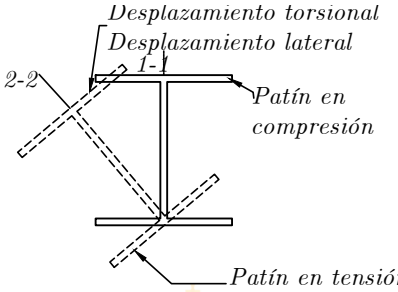



Figura 4.10: Pandeo lateral torsional de vigas sometidas a flexión pura.

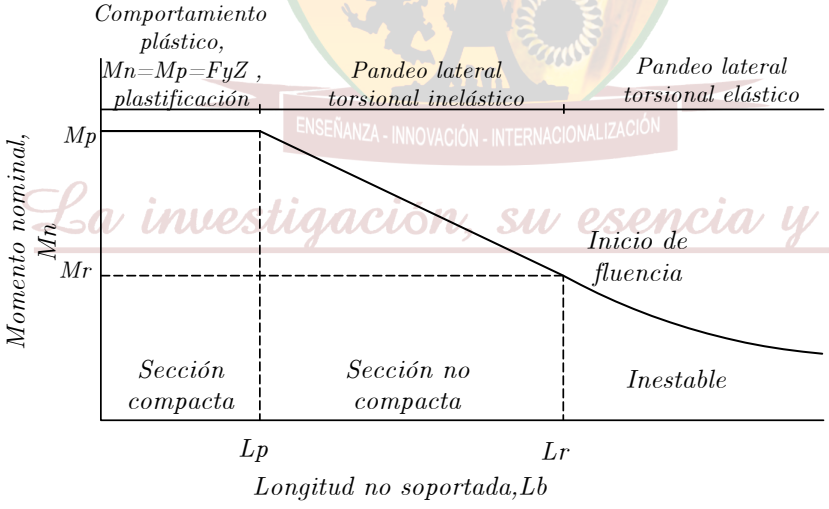



Figura 4.11: Momento nominal respecto a la longitud no soportada o arriostrada longitudinalmente, del patín de compresión.

La figura 4.11, muestra que las vigas tienen tres dimensiones de pandeo, dependiendo de sus condiciones de soporte lateral. A continuación se describe los tipos de pandeo a los cuales está sometido una viga según su longitud no soportada o arriostrada.

**a) Comportamiento plástico (Momento plástico)**

Si experimentáramos con una viga compacta con soporte lateral continuo en su patín de compresión, descubriríamos que es posible cargarla hasta que alcance su momento plástico $M_p$ en algún punto o puntos; una carga mayor produciría una redistribución de momentos. En otras palabras, los momentos en esas vigas pueden alcanzar $M_p$ y luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para que se redistribuyan los momentos.

Si ensayamos ahora una vigas compactas y suministramos soporte lateral estrechamente espaciado en su patín de compresión, encontraremos que a un podemos cargarla hasta que se alcance el momento plástico y se redistribuyan los momentos, siempre que la separación entre los soportes laterales no exceda un cierto valor llamado $L_p$. (El valor de $L_p$ depende de las dimensiones de la sección transversal de la viga y de su esfuerzo de fluencia.) La mayoría de las vigas fallan por plastificación en la sección.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

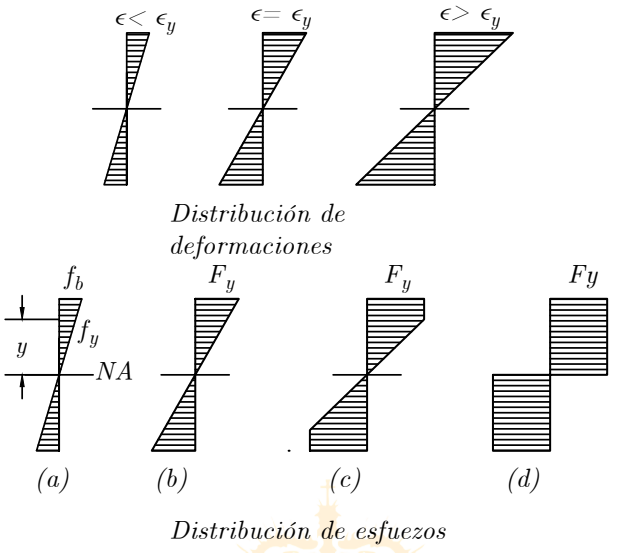



Figura 4.12: Variación de esfuerzos de flexión debidas a incremento de momento alrededor del eje x.

**b) Pandeo lateral torsional – inelástico)**

Si incrementamos la distancia entre los puntos de soporte lateral o torsional aún más, la sección puede cargarse hasta que algunas, pero no todas, de las fibras comprimidas estén bajo el esfuerzo $F_y$. La sección tendrá una capacidad de rotación insuficiente para permitir la redistribución total de momentos y no se podrá efectuar un análisis plástico. En otras palabras, en esta zona podemos flexionar el miembro hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no en todos, sus elementos a compresión, antes de que ocurra el pandeo. Éste se denomina pandeo inelástico.

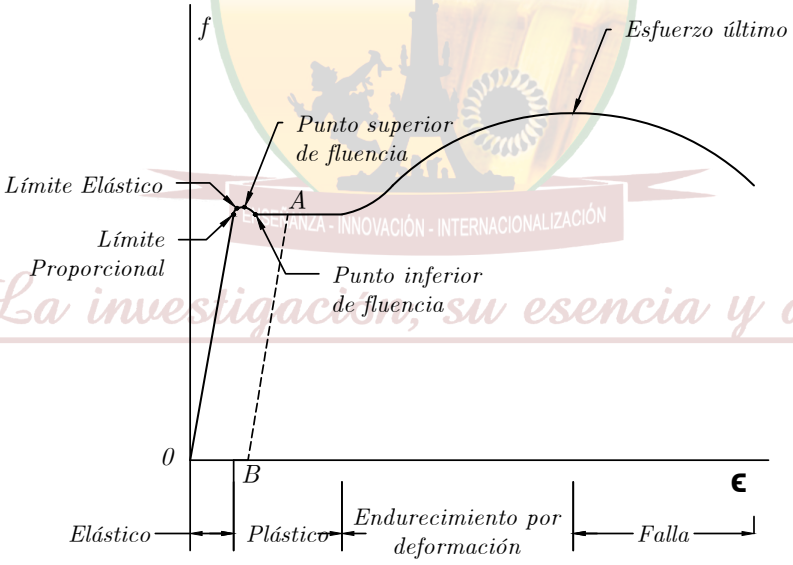



Figura 4.13: Diagrama esfuerzo deformación del acero.

Conforme incrementemos la longitud no soportada lateralmente, encontraremos que el momento que la sección resiste disminuirá, hasta que finalmente la viga falle antes de que se alcance en cualquier punto el esfuerzo de fluencia en la sección transversal. La longitud máxima sin soporte lateral con la que aún se puede alcanzar $F_y$ en un punto es el extremo del intervalo inelástico. Se denota con $L_r$; su valor depende de las propiedades de la sección transversal de la viga, del esfuerzo de fluencia del material y de los esfuerzos residuales presentes en la viga. En este punto, tan pronto como se presente un momento que teóricamente produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier

parte de la viga (en realidad, es un valor menor que $F_y$, debido a la presencia de esfuerzos residuales), la sección se pandeará.

**c) Pandeo lateral torsional – elástico.)**
Si la longitud no soportada lateralmente es mayor que $Lr$, la sección se pandeará elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto. Al aumentar esta longitud, el momento de pandeo se vuelve cada vez más pequeño. Al incrementar el momento en una viga tal, ésta se deflexionará transversalmente más y más hasta que se alcance un valor crítico para el momento $(Mcr)$. En este punto la sección transversal de la viga girará y el patín de compresión se moverá lateralmente. El momento $Mcr$ lo proporcionan la resistencia torsional y la resistencia al alabeo de la viga.

### 4.6.1.3 Pandeo local

El tercer modo de falla es el pandeo local, es un fenómeno de inestabilidad en el estado elástico o inelástico que afecta los elementos planos que forman la sección transversal de un miembro estructural (viga o columna) comprimidos en sus planos. Produce deformaciones importantes que tienen la forma de arruga. A medida que una viga fabricada con perfiles estructurales laminados de sección transversal se deforma más allá del límite elástico, puede ocurrir eventualmente el pandeo local de los patines o del alma Salmon et al. (1980).

Este modo de falla afecta a vigas y columnas. Dependiendo de la relación de esbeltez de los elementos que componen la sección transversal, es posible que aquellos elementos que están en compresión debido a la flexión fallen por inestabilidad local, ocasionando la falla del miembro completo Gorenc et al. (2005).

Debido a la incapacidad de la viga para mantener la forma de su sección transversal, su resistencia a la flexión se reducirá; el pandeo local de patines y del alma evitará que la sección soporte el momento plástico, durante un tiempo suficiente para que se formen en alguna otra sección las articulaciones plásticas. En consecuencia, para satisfacer el requisito de la capacidad de deformación (rotación adecuada bajo momento plástico), los elementos en compresión de la viga (patines) deben tener una relación *ancho/espesor* suficiente para impedir el pandeo local prematuro.

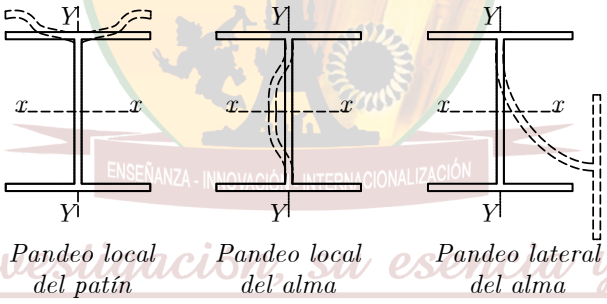



Figura 4.14: Pandeo local de miembros en flexión.

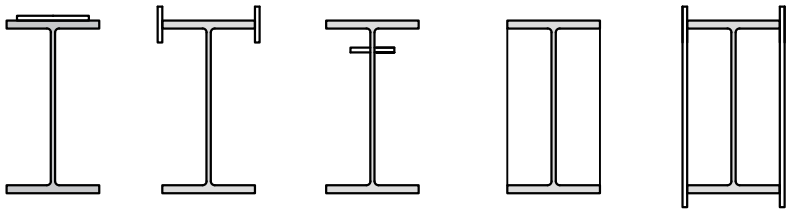
De igual manera, para evitar el pandeo local del alma, las especificaciones de diseño estipulan relaciones peralte/espesor del alma que deben tener los perfiles utilizados como vigas.

Cabe señalar que la mayoría de los perfiles estructurales laminados comerciales satisfacen el requisito de relaciones ancho/espesor patines y alma (criterio de sección compacta). Las secciones estructurales fabricadas con placas soldadas que no cumplan con las relaciones ancho espesor de patines pueden atiesarse localmente en la región donde se forman eventualmente las articulaciones plásticas.

En la siguiente figura se muestran algunas recomendaciones para lograr lo anterior.

## 4.6.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESITENCIA AL PANDEO LATERAL POR FLEXO-TORSIÓN DE UNA VIGA

Existen varios factores que afectan la resistencia al pandeo lateral por flexo-torsión elástico de una viga. Entre los más importantes pueden mencionarse los siguientes:



*a) Cubre placa* *b) Placa en los centro de los patines* *c) Atiesador longitudinal* *d) Atiesador vertical* *e) Atiesador de cajón*

Figura 4.15: Formas de rigidizar perfiles para evitar inestabilidad local.

a. Condiciones de apoyo de la viga: Influyen tanto para flexión como para torsión.
b. Soportes laterales intermedios: La presencia de soportes laterales intermedios disminuye la longitud de pandeo de la viga, con lo que el momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión aumenta.
c. Relación de inercias: Es posible demostrar que cuando la inercia del eje de flexión es menor o igual a la inercia del otro eje principal, el pandeo lateral por flexo-torsión no ocurre. De esta manera, para flexión respecto al eje de menor momento de inercia, el estado límite de pandeo lateral por flexo-torsión no es aplicable.
d. Tipo de cargas aplicadas: La deducción de la ecuación de resistencia nominal fue hecha para el caso de una viga sometida a momento uniforme, que es el caso más desfavorable, ya que todo el patín comprimido está sometido a la misma compresión en toda la longitud de la viga. Para casos en que el diagrama de momentos no es constante, se puede demostrar que el momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión es mayor.
e. Punto de aplicación de la carga: El momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión será diferente dependiendo de si la carga es aplicada en el patín superior, el centroide o el patín inferior de la sección.

Una viga puede fallar por pandeo lateral por flexo-torsión inelástico debido a varias causas. Si la longitud no soportada lateralmente de la viga es menor que un determinado valor que establecen las Especificaciones AISC-2010, el momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión elástico va a ser mayor que el momento de plastificación. Por lo tanto, no ocurre pandeo lateral por flexo-torsión elástico y la viga comienza a plastificarse. Al plastificarse parcialmente, la rigidez a flexión y a la torsión se reduce, lo que puede generar el pandeo lateral por flexo-torsión de la sección. El momento crítico en este caso es menor que el momento crítico elástico.

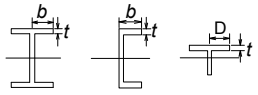
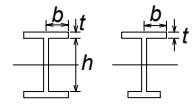
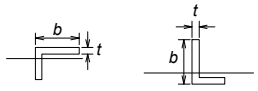
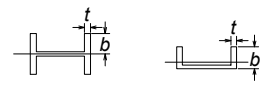
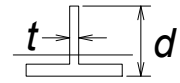
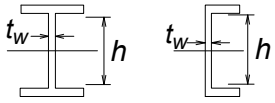
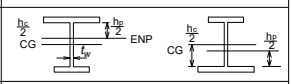
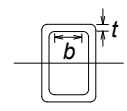
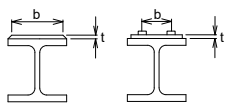
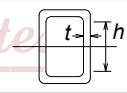
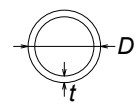
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte

## 4.7 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES PARA PANDEO LOCAL

### 4.7.1 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES PARA PANDEO LOCAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN EN MIEMBROS A FLEXIÓN

Las secciones solicitadas a flexión se clasifican como secciones compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección se clasifica como compacta si sus aletas se conectan continuamente al alma o las almas y la relación ancho a espesor no excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 4.1 (TABLE B4.1b - AISC), en ninguno de sus elementos a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 4.1, en alguno de los elementos a compresión, sin que se exceda el límite $\lambda_r$ de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección se clasifica como sección no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento a compresión excede el límite $\lambda_r$ de la tabla 4.1, se clasifica como una sección con elementos esbeltos.

Tabla 4.1: Valores límite de la relación ancho a espesor para elementos de miembros a compresión axial (TABLE B4.1b – AISC)

| | caso | Descripción del Elemento | Relación Ancho a Espesor | Valores Limites de la Relación ancho/espesor | | Ejemplos |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $\lambda p$ (compactado/ no compactado) | $\lambda r$ (no compactado / esbelto) | |
| Elementos No Atiesados | 10 | Aletas de perfiles laminados en I, Canales y secciones en T | $\frac{b}{t}$ | $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 11 | Aletas de perfiles laminados en I, de simetría doble y simple | $\frac{b}{t}$ | $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $0.95\sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}(a)(b)$ |  |
| | 12 | Aletas de ángulos sencillos | $\frac{b}{t}$ | $0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 13 | Aletas de todo tipo de perfiles en I y canales en flexión sobre su eje menor | $\frac{b}{t}$ | $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| Elementos Atiesados | 14 | Aletas de perfiles laminados en I, Canales y secciones en T | $\frac{d}{t}$ | $0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 15 | Almas de perfiles en I de simetría doble y canales | $\frac{h}{t_w}$ | $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 16 | Almas de perfiles en I de simetría simple | $\frac{h_c}{t_w}$ | $\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09)^2} \leq \lambda_r$ | $5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 17 | Aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme | $\frac{b}{t}$ | $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 18 | Cubre placas de aletas y platinas de diafragma entre lineas de conectores o soldaduras | $\frac{b}{t}$ | $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 19 | Almas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular | $\frac{b}{t}$ | $2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 20 | Perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular | $\frac{D}{t}$ | $0.07\frac{E}{F_y}$ | $0.31\frac{E}{F_y}$ |  |

a) $K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$, pero tomara menor que 0.35 ni mayor que 0.76

b) $F_L = 0.7F_y$, para flexion sobre el eje de menor inercia, flexion sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma esbelta, y flexion sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma compacta o no compata con $\frac{S_x t}{S_x c} < 0.7$

$F_l = F_y(\frac{S_x t}{S_x c}) \geq 0.5F_y$, para flexion sobre el eje de mayor inercia en perfiles en I armados de alma compacta o no compacta con $\frac{S_x t}{S_x c} < 0.7$

c) My : momentos de fluencia determinado con el modulo elástico mínimo de la sección (N-mm).
Mp : momento plástico de la sección (N-mm).
E : modulo de elasticidad del acero (MPa).
Fy : resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE HUAYCAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte

## 4.8 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN SIMPLE (AISC 2016).

Como se mencionó, se aplica a miembros solicitados por flexión simple con respecto a uno de sus ejes principales. Esta condición se da cuando las cargas actúan en un plano que es paralelo a uno de los ejes principales y dicho plano pasa por el centro de corte de la sección o, alternativamente, cuando el miembro está restringido contra la torsión en los puntos de aplicación de las cargas y en los apoyos.

### 4.8.1 PROVISIONES GENERALES

La resistencia de diseño a la flexión será igual a $\phi_b M_n$ , donde para todas las provisiones de este numeral:

$$\text{Requisito de resistencia } M_u \leq \phi_b M_n \text{ (LRFD)}$$

(1) El factor se reducción de resistencia será:

$$\phi_b = 0.90$$

y la resistencia nominal a la flexión $M_n$ , se determinará de acuerdo con los numerales 4.8.2, a 4.8.7.

(2) Se parte de la premisa de que los puntos de apoyo de las vigas están restringidos contra la rotación alrededor de su eje longitudinal.

(3) Las expresiones básicas de la resistencia nominal corresponden a una condición de momentos uniformes sobre la longitud sin soporte lateral. Para tener en cuenta condiciones de momentos no uniformes sobre esta longitud, se introduce el factor $C_b$:
$C_b$ = Factor de modificación para pandeo lateral-torsional, aplicable cuando sobre el segmento de viga comprendido entre dos puntos arriostrados se tiene un diagrama de momentos no uniforme:

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3 \tag{4.1}$$

Donde:

$M_{máx}$ = Valor absoluto del momento máximo en el segmento comprendido entre puntos arriostrados, $N \cdot mm$.

$M_A$ = Valor absoluto del momento a un cuarto de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados, $N \cdot mm$.

$M_B$ =Valor absoluto del momento en el punto medio del segmento comprendido entre puntos arriostrados,$N \cdot mm$.

$M_C$ =Valor absoluto del momento a los tres cuartos de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados, $N \cdot mm$

$R_m$ = Parámetro de monosimetría de la sección transversal
$= 1.0$ para miembros de doble simetría.
$= 1.0$ para miembros de simetría simple flexionados en curvatura simple.
$= 0.5 + 2(I_{YC}/I_Y)^2$ para miembros de simetría simple flexionados en curvatura doble.

$I_Y$ = Momento de inercia alrededor del eje principal " y ", $mm^4$.

$I_{YC}$ = Momento de inercia de la aleta a compresión, o de la aleta más pequeña cuando la curvatura es doble, alrededor del eje "y", $mm^4$.

En general se permite suponer conservadoramente un valor de $C_b = 1.0$ . En voladizos con el extremo libre sin arriostrar, $C_b = 1.0$ .

Para miembros de simetría doble sin cargas transversales entre los puntos arriostrados, la EC. 4.1, resulta en un valor de 1.0 para momentos de extremo de igual magnitud y sentido contrario (diagrama de momentos uniforme), de 2.27 para momentos de extremo de igual magnitud y sentido (doble curvatura) y de 1.67 cuando el momento es nulo en uno de los extremos.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

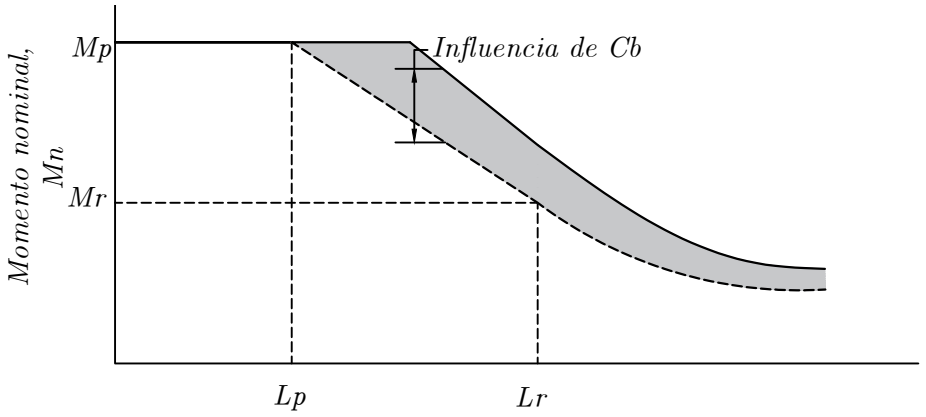



Figura 4.16: Factor de modificación para pandeo lateral-torsional - gradiente de momento.

(4) En miembros de simetría simple flexionados en curvatura doble, se deberá evaluar la resistencia al pandeo lateral-torsional para ambas aletas. La resistencia de diseño a la flexión deberá ser mayor o igual que la máxima solicitación a flexión que produzca esfuerzos de compresión en la aleta bajo consideración.

## 4.8.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA DOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR

Este numeral se aplica a miembros de sección en I de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas según se definen en el numeral 3.4.1.

La resistencia nominal a la flexión $M_n$, se tomará como el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

### 4.8.2.1 Plastificación de la sección (Momento Plástico)

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{4.2}$$

Donde:

$F_y$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero usado, $Ksi$ $(MPa)$
$Z_x$ = modulo plástico de la sección alrededor del eje x, $mm^3$

### 4.8.2.2 Pandeo Lateral - Torsional

a) Cuando $L_b \leq L_p$ , no se aplica el estado límite de pandeo lateral−torsional.
b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.75 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \tag{4.3}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \tag{4.4}$$

Donde:

$L_b$ = longitud comprendida entre dos puntos que están arriostrados ya sea contra el desplazamiento lateral de la aleta a compresión o contra la torsión de la sección transversal, mm

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{JC}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \tag{4.5}$$

Donde:

$E$ = modulo de elasticidad del acero =200.000 $MPa$
$J$ = constante torsional, $mm^4$
$S_x$ = módulo elástico de sección alrededor del eje x, $mm^3$
$h_o$ = distancia entre centroides de aletas,$mm$.

El término radical de la Ec. 4.5, puede tomarse conservadoramente igual a 1.0. Los límites de longitud $L_p$ y $L_r$ se calculan como sigue:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.6}$$

$$F_{cr} = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{JC}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{JC}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \tag{4.7}$$

Donde:

$$r_{ts}{}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \tag{4.8}$$

y el factor $C$ se determina como sigue:

(a) Para perfiles en I de doble simetría:

$$C = 1 \tag{4.9}$$

(b) Para canales:

$$C = \frac{h_o}{2}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \tag{4.10}$$

Para secciones en I de simetría doble, con aletas rectangulares, $C_w = \frac{I_y h_o{}^2}{4}$ y así la fórmula F.2.6.2-7 se convierte en:

$$r_{ts}{}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

$r_{ts}$, puede aproximarse de manera conservadora al radio de giro de la sección conformada por la aleta a compresión más un sexto del alma:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1 + \frac{ht_w}{6b_f t_f}\right)}}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación su esencia y arte

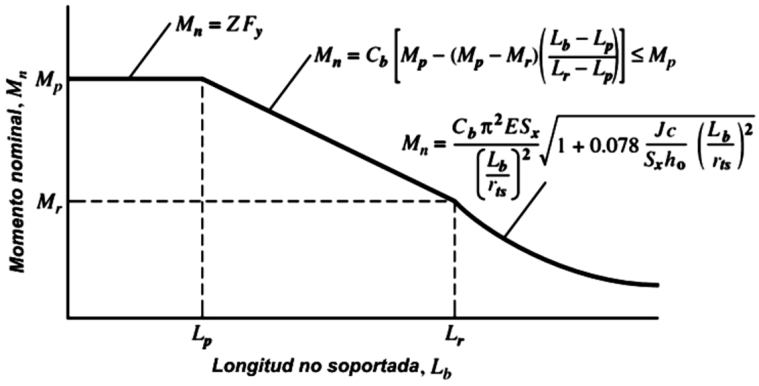



Figura 4.17: Curva de momento resistente nominal - longitud no soportada (arriostrada) lateralmente.

## 4.8.3 MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON SIMETRÍA DOBLE CON ALMA COMPACTA Y ALETAS NO COMPACTAS O ESBELTAS SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR

Este numeral se aplica a miembro de sección en I con simetría doble, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas no compactas o esbeltas según las definiciones del numeral 3.4.1.1, para flexión.

La resistencia nominal a la flexión $M_n$, será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de pandeo lateral - torsional y pandeo local de la aleta a compresión.

### 4.8.3.1 Pandeo lateral - torsional

para pandeo lateral - torsional se deben aplicar las provisiones del numeral 4.8.2.2.

### 4.8.3.2 Pandeo local de la aleta a compresión

**a)** Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_s)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \tag{4.11}$$

**b)** Para secciones con aletas esbeltas

$$M_n = \frac{0.90K_c S_x}{\lambda^2} \tag{4.12}$$

Donde:

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

$\lambda_{pf}$, Límite de esbeltez para una aleta compacta, tabla 4.1

$\lambda_{rf}$, Límite de esbeltez para una aleta no compacta, tabla 4.1

$K_c = \dfrac{4}{\sqrt{(h/t_w)}}$, pero se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76.

$h =$ distancia definida en el numeral 3.4.2.3, *mm*

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

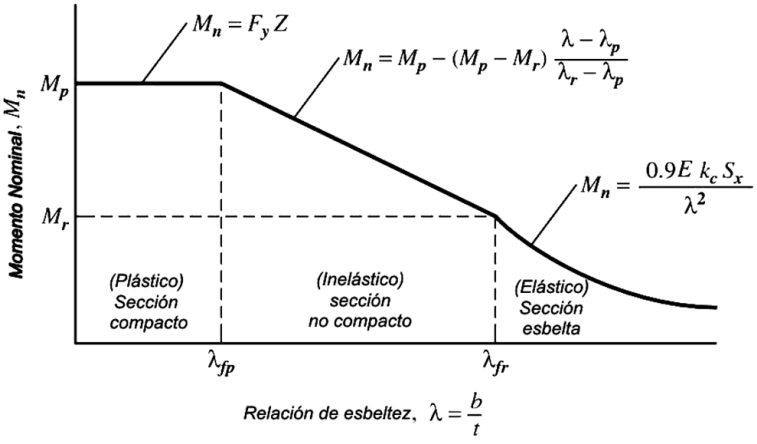



Figura 4.18: Resumen para miembros de sección compacta en I con alma compacta y aletas no compactas..

### 4.8.4 OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON ALMA COMPACTA O NO COMPACTA, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR

Este numeral se aplica a: a) miembros de sección en I de simetría doble con alma no compacta, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor; y (b) miembros de sección en I de simetría a simple, con alma compacta o no compacta según se define en el numeral 3.4.1, y conectada a las aletas por sus líneas medias, solicitados por flexión alrededor se su eje mayor.

Los miembros de sección en I a los cuales es aplicable esa sección pueden diseñarse conservadoramente usando el numeral 4.8.5.

La resistencia nominal a la flexión $M_n$, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia en la aleta a compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local en la aleta a compresión y fluencia en la aleta a tensión.

#### 4.8.4.1 Fluencia en la aleta a compresión

$$M_n = R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc} \tag{4.13}$$

#### 4.8.4.2 Pandeo lateral - torsional

a) Cuando $L_b \leq L_p$ , no se aplica el estado límite de pandeo lateral−torsional.

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b\left[R_{pc}M_p - (R_{pc}M_p - 0.75F_LS_{xc})\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq R_{pc}M_{yc} \tag{4.14}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr}S_x \leq R_{pc}M_{yc} \tag{4.15}$$

Donde

$$M_{yc} = F_yS_{xc} \tag{4.16}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{(L_b/r_t)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{JC}{S_xh_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)} \tag{4.17}$$

$I_{yc}/Iy \leq$, J se tomará igual a cero

Donde:

$I_{yc}$ = Momento de inercia de la aleta a compresión con respect al eje $y$, $mm^4$.

El esfuerzo $F_L$ se determina como sigue:

Para $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$

$$F_L = 0.7F_y \tag{4.18}$$

Para $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \leq 0.5F_y \tag{4.19}$$

El límite de la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia en la aleta a compresión $L_p$, es:

$$L_p = 1.1 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.20}$$

El límite de la longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral - torsional en el rango inelástico $L_r$, es:

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{JC}{S_{xc}h_o} + \sqrt{\left(\frac{JC}{S_{xc}h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \tag{4.21}$$

El factor de plastificación del alma $R_{pc}$, se calcula como sigue:

Cuando $I_{yc}/Iy > 0.23$

I) Para $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{4.22}$$

II) Para $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{4.23}$$

Cuando $I_{yc}Iy \leq 0.23$

$$R_{pc} = 1.0$$

Donde:

$$M_n = F_y Z_x \leq 1.6 S_{xc} F_y$$

$S_{xt}$, $S_{xc}$ Módulo elástico de la sección referido a las aletas a tensión y a compresión, respectivamente, $mm^3$.

$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ = Límite de esbeltez par un alma compacta, tabla 4.1.

$\lambda_{rw} = \lambda_r$ = Límite de esbeltez par un alma no compacta, tabla 4.1.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

$h_c$ = para perfiles laminados, dos veces la distancia entre el centroide de la sección y la cara interna de la aleta a compresión menos el filete o radio de la esquina; para perfiles armados, dos veces la distancia desde el centroide de la sección hasta la línea más próxima de pernos en la aleta a compresión, o hasta la cara interior de la aleta a compresión cuando se usa soldadura, *mm*.

El radio de giro efectivo para pandeo lateral - torsional $r_t$, se calcula como sigue:

i) Para secciones en I con su aleta a compresión de sección rectangular:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6}a_w\frac{h^2}{h_o d}\right)}} \tag{4.24}$$

Donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{ft}} \tag{4.25}$$

$b_{fc}$ = ancho de la aleta a compresión, *mm*.
$t_{ft}$ = Espesor de la aleta a compresión, *mm* .

ii) Para secciones en I con canales o cubreplacas sobrepuestas a la aleta a compresión:

$r_t$ = Radio de giro alrededor del eje "y" de los componentes de la aleta a compresión por flexión más un tercio de la zona del alma que trabaja a compresión cuando se aplica únicamente un momento flector alrededor del eje mayor, *mm* .

$a_w$ = Relación entre el doble del área de la zona del alma que trabaja a compresión cuando se aplica únicamente un momento flector alrededor del eje mayor y el área de los componentes de la aleta a compresión.

Para secciones en I con aleta a compresión rectangular, $r_t$ puede aproximarse de manera conservadora como el radio de giro de la sección conformada por la aleta a compresión más un tercio de la zona del alma a compresión, esto es:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}a_w\right)}}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 4.8.4.3 Pandeo local de la aleta a compresión

(a) Para secciones con aletas compactas, no se aplica el estado límite de pandeo local.

(b) Para secciones con aletas no compactas.

$$M_n = \left[R_{pc}M_p - (R_{pc}M_p - F_L S_{xc})\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \tag{4.26}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$M_n = \frac{0.90EK_cS_{xc}}{\lambda^2} \tag{4.27}$$

Donde:

$F_L$, se define en las Ec. 4.18 y Ec. 4.19.
$R_pc$, es el factor de plastificación de alma, determinado por las Ec. 4.22 y Ec. 4.23.
$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76.
$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$.
$\lambda_pf = \lambda_p$, límite de esbeltez para una aleta compacta, tabla 4.1.
$\lambda_rf = \lambda_r$, límite de esbeltez para una aleta no compacta, tabla 4.1.

#### 4.8.4.4 Fluencia de la aleta a tensión

(a) Para $S_{xt} \geq S_{xc}$, no se aplica el estado límite de fluencia de la aleta a tensión.

(b) Para $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \tag{4.28}$$

Donde:
$M_{yt} = F_y S_{xt}$
El factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia de la aleta a tensión $R_pt$, se calcula como sigue:

(i) Para $\dfrac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$:

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{4.29}$$

(ii) Para $\dfrac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right)\right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \tag{4.30}$$

Donde:
$\lambda = \dfrac{h_c}{t_w}$
$\lambda_{pw} = \lambda_p =$ límite de esbeltez para un alma compacta, tabla 4.1.
$\lambda_r w = \lambda_r =$ límite de esbeltez para un alma no compacta, tabla 4.1.

### 4.8.5 MIEMBROS DE SECCIÓN EN I CON SIMETRÍA DOBLE O SIMPLE, CON ALMA ESBELTA, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR

Este numeral se aplica a miembros de sección en I de simetría doble o simetría simple, con alma esbelta según se define en el numeral 3.4.1.1, y conectada a las aletas por sus líneas medias, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor.

La resistencia nominal a la flexión $M_n$, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia de la aleta a compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local de la aleta a compresión y fluencia de la aleta a tensión.

#### 4.8.5.1 Fluencia de la aleta a compresión

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \tag{4.31}$$

#### 4.8.5.2 Pandeo lateral-torsional

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \tag{4.32}$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$.

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq F_y \tag{4.33}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$.

$$F_{cr} = \frac{C_b pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \leq F_y \tag{4.34}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

Donde:
$L_p$ se calcula según la Ec. 4.20.

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.70Fy}} \tag{4.35}$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 1300a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \leq 1.0 \tag{4.36}$$

(Factor de reducción de la resistencia a flexión).

$a_w$ se define por la Ec. 4.25, pero no debe exceder de 10, y

$r_t$ es el radio de giro efectivo para pandeo lateral según se define en el numeral 4.8.4.

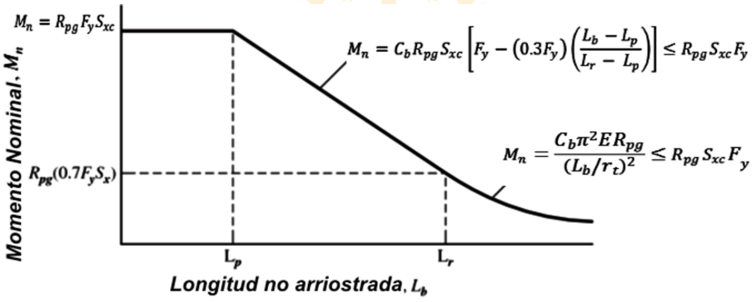



Figura 4.19: Resumen miembros de sección en i con simetría doble o simple, con alma esbelta.

### 4.8.5.3 Pandeo local de la aleta a compresión

$$M_n = R_{pg}F_{cr}S_{xc} \tag{4.37}$$

(a) Para secciones con aletas compactas no se aplica el estado límite de pandeo local de la aleta a compresión.
(b) Para secciones con aletas no compactas

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3F_y)\left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \tag{4.38}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.9EK_c}{(b_f/2t_f)^2} \tag{4.39}$$

Donde:
$K_c = \dfrac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no se tomará menor que 0.35 ni mayor que 0.76
$\lambda = \dfrac{b_f}{2t_f}$.
$\lambda_{pf} = \lambda_p$, límite de esbeltez para una aleta compacta, tabla 4.1.
$\lambda_{rf} = \lambda_r$, límite de esbeltez para una aleta no compacta, tabla 4.1.

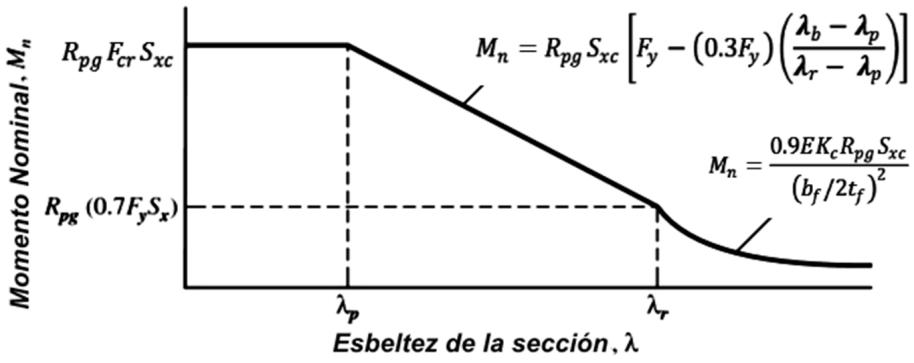



Figura 4.20: Resumen miembros de sección en I con simetría doble o simple, con alma esbelta ? pandeo local de la aleta a compresión

#### 4.8.5.4 Fluencia de la aleta a tensión

(a) Para $S_{xt} \geq S_{xc}$, no se aplica el estado límite de fluencia de la aleta a tensión.

(b) Para $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = F_y S_{xt} \tag{4.40}$$

### 4.8.6 MIEMBROS DE SECCIÓN EN I Y CANALES SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MENOR

Este numeral se aplica a miembros de sección en I y canales solicitados por flexión alrededor de su eje menor.

La resistencia nominal a la flexión $M_n$, se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico) y pandeo local de la aleta.

#### 4.8.6.1 Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \tag{4.41}$$

#### 4.8.6.1 Pandeo local de la aleta

(a) Para secciones con aletas compactas no se aplica el estado límite de pandeo local de la aleta a compresión.

(b) Para secciones con aletas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] \tag{4.42}$$

(c) Para secciones con aletas esbeltas.

$$M_n = F_{cr} S_y \tag{4.43}$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{(b_f/t_f)^2} \tag{4.44}$$

$\lambda = \dfrac{b_f}{t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, límite de esbeltez para una aleta compacta, tabla 4.1.

$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, límite de esbeltez para almas no compacta, tabla 4.1.
$b$ = para aletas de perfiles en I, la mitad del ancho total de la aleta $b_f$; para aletas de canales, el ancho total de la aleta, *mm*.
$t_f$= espesor de la aleta, *mm*.
$S_y$= módulo de sección elástico respecto al eje y, $mm^3$. Para una canal se tomará como el módulo de sección mínimo.

## 4.8.7 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

### 4.8.6.1 Reducción de la resistencia para miembros con agujeros en la aleta a tensión

Este numeral se aplica a perfiles laminados o armados y a vigas con cubreplacas, que tengan perforaciones y sean dimensionados con base en la resistencia a la flexión de la sección bruta.

Además de los estados límites especificados en otras secciones de este numeral, la evaluación de la resistencia nominal a la flexión $M_n$, considerará el estado límite de rotura por tensión de la aleta a tensión.

(a) Para $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$, no se aplica el estado límite de rotura por tensión.

(b) Para $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$, la resistencia nominal a la flexión $M_n$, en una sección que contenga agujeros en la aleta a tensión, no se tomará mayor que:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \tag{4.45}$$

Donde:
$A_fg$= área bruta de la aleta a tensión, calculada de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.2.4.3.1, $mm^2$.
$A_fn$= área neta de la aleta a tensión, calculada de acuerdo con los requisitos del numeral F.2.2.4.3.2, $mm^2$.
$Y_t$ = 1.0 para $F_y/F_u \geq 0.8$.
= 1.1 en caso contrario.

### 4.8.6.1 Límites para el dimensionamiento de miembros de sección en I

Los miembros de sección en I de simetría simple deberán satisfacer el siguiente límite:

$$0.10 \geq \frac{I_{yc}}{I_y} \geq 0.90 \tag{4.46}$$

La investigación, su esencia y arte.

Los miembros de sección en I con almas esbeltas deberán satisfacer además los siguientes límites:

(a) Para $a/h \geq 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{máx} = 12.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.47}$$

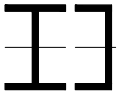
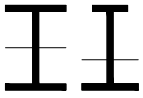
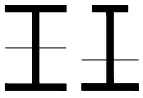
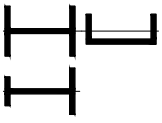
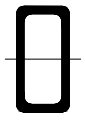
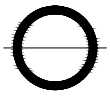
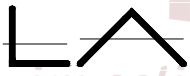
(b) Para $a/h > 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{máx} = \frac{0.40E}{F_y} \tag{4.48}$$

Donde:
$a$ = distancia libre entre rigidizadores transversales, *mm*.
En vigas no rigidizadas $h/t_w$, no debe exceder de 260. La relación del área del alma al área de la aleta a compresión no debe exceder de 10.

La tabla 4.2, sirve como guía para determinar el numeral apropiado a ser aplicado para cada caso.

Tabla 4.2: Selección de los numerales aplicables para el diseño a Flexión (TABLE USER NOTE F1.1 – AISC)

| Numeral Aplicable | Sección Transversal | Esbeltez de la aleta | Esbeltez de la alma | Estados Limites |
|---|---|---|---|---|
| 4.8.2 |  | C | C | F, PLT |
| 4.8.3 | | NC, E | C | PLT, PLA |
| 4.8.4 |  | C, NC, E | NC | F, PLT, PLA, FAT |
| 4.8.5 |  | C, NC, E | E | F, PLT, PLA, FAT |
| 4.8.6 |  | C, NC, E | N/A | F, PLA |
| 4.8.7 |  | C, NC, E | C, NC | F, PLA, PLa |
| 4.8.8 |  | N/A | N/A | F, PL |
| 4.8.9 | | C, NC, E | N/A | F, PLT, PLA |
| 4.8.10 |  | N/A | N/A | F, PLT, PLAL |
| 4.8.11 | | N/A | N/A | F, PLT |
| 4.8.12 | Formas no Simétricas | N/A | N/A | Todos los Estados Limites |

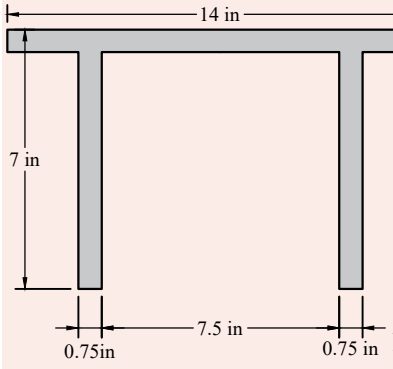
Nomenclatura:
$PF$ = Pandeo por Flexion
$PT$ = Pandeo por Torsion
$PFT$ = Pandeo por Flexo-Torsion
$PL$ = Pandeo local

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

## 4.9 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determinar el momento plástico de una viga cuya sección transversal se muestra en la figura, el material de la viga es un Acero A992




(a)

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades Geométricas

$L := 7\ in$ $\quad t := 0.75\ in$

$h := L - t = 6.25\ in$ $\quad b := 14\ in$

$b_1 := 2.5\ in$ $\quad b_2 := b - 2\ b_1 - 2\ t = 7.5\ in$

$t_w := 0.75\ in$ $\quad t_f := 0.75\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$

**2. Determinación de Momentos**

a) Calculo en el rango elástico: Área del elemento

$$A := 2 \cdot h \cdot t_w + b \cdot t_f \qquad A = 19.875\ in^2$$

Centro de gravedad respecto a "y"

$$y := \frac{2 \cdot h \cdot t_w \cdot \left(t + \frac{h}{2}\right) + b \cdot t \cdot \left(\frac{t}{2}\right)}{A} = 2.026\ in$$

Momento de inercia del elemento

$$I_x := 2 \cdot \frac{t_w \cdot h^3}{12} + 2 \cdot t_w \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} + t - y\right)^2 + \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left(y - \frac{d}{2}\right)^2 = 82.173\ in^4$$

Distancia a la fibra mas lejana $H := 7\ in$ $\quad c := H - y = 4.974\ in$

Modulo de sección elástica $S_x := \frac{I_x}{c}$ $\quad S_x = 16.52\ in^3$

Momento Resistente $M_y := F_y \cdot S_x$ $\quad M_y = 68.834\ kip \cdot ft$

b) Calculo en el rango plástico: Eje neutro plástico

$$y_1 := \frac{\left(\frac{A}{2}\right)}{2 \cdot t_w} = 6.625\ in \qquad Z_x := 2 \cdot h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + y_1 - h\right) + b \cdot \frac{t}{2} \cdot \frac{t}{4} \cdot 2 = 34.781\ in^3$$

Momento Plástico $M_n := F_y \cdot Z_x$ $\quad M_n = 144.922\ kip \cdot ft$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Diseñe la viga mostrada en la figura, para un acero A992, Según la recomendaciones del AISC

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades Material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**2. Carga ultima y momento ultimo**

$$W_D := 0.25\ \frac{kip}{ft} \qquad W_L := 0.045\ \frac{kip}{ft}$$

$$Wu := 1.2 \cdot W_D + 1.6\ W_L = 0.372\ \frac{kip}{ft} \qquad L := 50\ ft$$

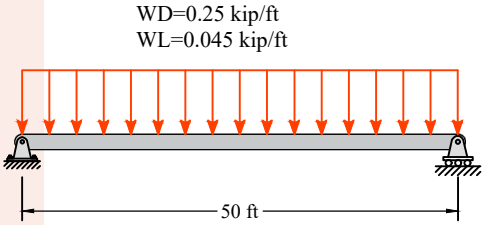
$$Mu := \frac{Wu \cdot L^2}{8} = 116.25\ kip \cdot ft$$

**3. Condiciones de diseño**

**4. Deflexión máxima**

$$\Delta_{max} \leq \frac{L}{360} \qquad \Delta := \frac{L}{360} = 1.667\ in$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot Wu \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \qquad I := \frac{5 \cdot Wu \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot \Delta} = 1082.328\ in^4$$




(d)

Figura 4.21

Tabla 3-3 del AISC

**Table 3–3 (continued)**
**W Shapes**
**Selection by $I_x$**

| Shape | $I_x$ in.⁴ | Shape | $I_x$ in.⁴ | Shape | $I_x$ in.⁴ | Shape | $I_x$ in.⁴ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| W21×101 | 2420 | W21×57 | 1170 | **W16×40** | **518** | W10×26 | 144 |
| W12×230[h] | 2420 | W18×71 | 1170 | | | | |
| W14×193 | 2400 | | | **W18×35** | **510** | **W12×19** | **130** |
| | | **W21×55** | **1140** | W14×48 | 484 | W8×35 | 127 |
| **W24×84** | **2370** | W16×77 | 1110 | W12×58 | 475 | W10×22 | 118 |
| W18×119 | 2190 | W14×99 | 1110 | W10×77 | 455 | W8×31 | 110 |
| W14×176 | 2140 | W18×65 | 1070 | W16×36 | 448 | | |
| W12×210 | 2140 | W12×120 | 1070 | W14×43 | 428 | **W12×16** | **103** |
| | | W14×90 | 999 | W12×53 | 425 | W8×28 | 98.0 |

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Deflexión máxima $I_x := 11100\ in^4$

Table 3–2 (continued)
**W Shapes**
Selection by $Z_x$
$F_y$ = 50 ksi

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.$^4$ | ASD | LRFD |
| **W24×68** | **177** | **442** | **664** | **269** | **404** | **14.1** | **21.2** | **6.61** | **18.8** | **1830** | **197** | **295** |
| W16×89 | 175 | 437 | 656 | 271 | 407 | 7.74 | 11.6 | 8.80 | 30.2 | 1300 | 176 | 264 |
| W14×99[f] | 173 | 430 | 646 | 274 | 412 | 4.89 | 7.35 | 13.5 | 45.3 | 1110 | 137 | 206 |
| W21×73 | 172 | 429 | 645 | 264 | 396 | 12.9 | 19.4 | 6.39 | 19.2 | 1600 | 193 | 290 |
| W12×106 | 164 | 409 | 615 | 253 | 381 | 3.93 | 5.90 | 11.0 | 50.7 | 933 | 157 | 236 |
| W18×76 | 163 | 407 | 611 | 255 | 383 | 8.49 | 12.8 | 9.22 | 27.1 | 1330 | 155 | 232 |
| **W21×68** | **160** | **399** | **600** | **245** | **368** | **12.5** | **18.8** | **6.36** | **18.7** | **1480** | **182** | **273** |
| W14×90[f] | 157 | 382 | 573 | 250 | 375 | 4.80 | 7.22 | 15.2 | 42.6 | 999 | 123 | 185 |
| **W24x62** | **153** | **382** | **574** | **229** | **344** | **16.0** | **24.1** | **4.87** | **14.4** | **1550** | **204** | **306** |
| W16×77 | 150 | 374 | 563 | 234 | 352 | 7.34 | 11.0 | 8.72 | 27.8 | 1110 | 150 | 225 |
| W12×96 | 147 | 367 | 551 | 229 | 344 | 3.87 | 5.81 | 10.9 | 46.6 | 833 | 140 | 210 |
| W10×112 | 147 | 367 | 551 | 220 | 331 | 2.68 | 4.02 | 9.47 | 64.3 | 716 | 172 | 257 |
| W18×71 | 146 | 364 | 548 | 222 | 333 | 10.5 | 15.7 | 6.00 | 19.6 | 1170 | 183 | 274 |

$Z_x := 150\ in^3$ $\phi Mn := 563\ kip \cdot ft$

**6. Plastificación de la sección (Momento Plástico)**

$Mp := F_y \cdot Z_x$ $Mp := 635\ kip \cdot ft$

Figura 4.22

**7. Pandeo lateral - torsional**

De la tabla 3-3 del AISC los valores comprendidos a Lp y Lr

La inves

Table 3–2 (continued)
**W Shapes**
Selection by $Z_x$
$F_y$ = 50 ksi

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.$^4$ | ASD | LRFD |
| **W24×68** | **177** | **442** | **664** | **269** | **404** | **14.1** | **21.2** | **6.61** | **18.8** | **1830** | **197** | **295** |
| W16×89 | 175 | 437 | 656 | 271 | 407 | 7.74 | 11.6 | 8.80 | 30.2 | 1300 | 176 | 264 |
| W14×99[f] | 173 | 430 | 646 | 274 | 412 | 4.89 | 7.35 | 13.5 | 45.3 | 1110 | 137 | 206 |
| W21×73 | 172 | 429 | 645 | 264 | 396 | 12.9 | 19.4 | 6.39 | 19.2 | 1600 | 193 | 290 |
| W12×106 | 164 | 409 | 615 | 253 | 381 | 3.93 | 5.90 | 11.0 | 50.7 | 933 | 157 | 236 |
| W18×76 | 163 | 407 | 611 | 255 | 383 | 8.49 | 12.8 | 9.22 | 27.1 | 1330 | 155 | 232 |

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **W21×68** | **160** | **399** | **600** | **245** | **368** | **12.5** | **18.8** | **6.36** | **18.7** | **1480** | **182** | **273** |
| W14×90[f] | 157 | 382 | 573 | 250 | 375 | 4.80 | 7.22 | 15.2 | 42.6 | 999 | 123 | 185 |
| **W24x62** | **153** | **382** | **574** | **229** | **344** | **16.0** | **24.1** | **4.87** | **14.4** | **1550** | **204** | **306** |
| W16×77 | 150 | 374 | 563 | 234 | 352 | 7.34 | 11.0 | 8.72 | 27.8 | 1110 | 150 | 225 |
| W12×96 | 147 | 367 | 551 | 229 | 344 | 3.87 | 5.81 | 10.9 | 46.6 | 833 | 140 | 210 |
| W10×112 | 147 | 367 | 551 | 220 | 331 | 2.68 | 4.02 | 9.47 | 64.3 | 716 | 172 | 257 |
| W18×71 | 146 | 364 | 548 | 222 | 333 | 10.5 | 15.7 | 6.00 | 19.6 | 1170 | 183 | 274 |

$Lp := 8.72\ ft \qquad Lr := 27.8\ ft \qquad Lb := \frac{L}{3} = 16.667\ ft$

Se cumple que

$Lp < Lb < Lr \qquad 8.72\ ft < 16.17 \leq 27.8$

factor de modificación para pandeo lateral - torsional, se tomara en propuesto por el AISC

**Table 3–1**
**Values for $C_b$ for Simply Supported Beams**

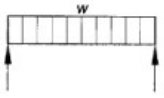
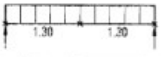
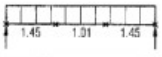
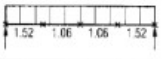
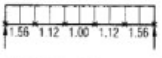
| Load | Lateral Bracing Along Span | $C_b$ |
|---|---|---|
|  | None | |
| | At midpoint |  |
| | At third points |  |
| | At quarter points |  |
| | At fifth points |  |

Figura 4.23

$Cb := 1.01 \qquad Sx := 134\ in^3$ Para la sección W16x77

$$Mn := Cb \cdot \left[ Mp - \left(Mp - 070 \cdot F_y \cdot Sx\right) \cdot \left( \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right]$$

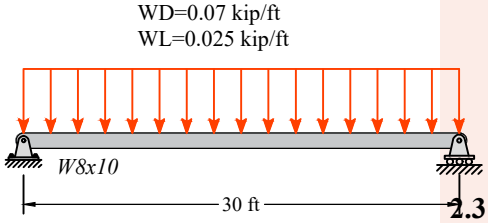
$Mn = \left[ 1.681 \cdot 10^4 \right]\ kip \cdot ft$

$\phi := 0.90$

$Mn = \left[ 1.681 \cdot 10^4 \right]\ ft \cdot kip \qquad \phi \cdot Mn = \left[ 1.513 \cdot 10^4 \right]\ kip \cdot ft$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine el momento nominal para la sección mostrada en la figura de una W8x10, con acero A992




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$b_f := 3.94\ in$ $\quad \frac{h}{t_w} = 0.45$

$t_f := 0.205\ in$

$r_y := 0.841\ in$ $\quad t_w := 0.17\ in$

$C_w := 30.9\ in^6$ $\quad J := 0.043\ in^4$

$S_x := 7.81\ in^3$ $\quad I := 2.09\ in^4$

$Z_x := 8.87\ in^3$ $\quad h_o := 7.69\ in$

**2.3 Propiedades del material**

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$ $\quad E := 29000\ ksi$

2. Carga ultima y momento ultimo

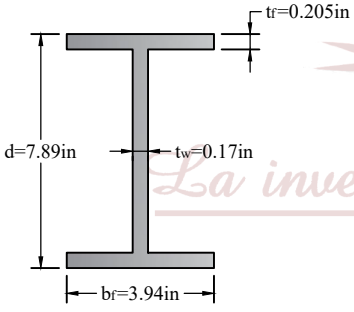
$W_D := 0.07\ \frac{kip}{ft}$ $\quad W_L := 0.025\ \frac{kip}{ft}$

$Wu := 1.2 \cdot W_D + 1.6\ W_L = 0.124\ \frac{kip}{ft}$ $\quad L := 30\ f$

$Mu := \frac{Wu \cdot L^2}{8} = 13.95\ kip \cdot ft$

**3. Pandeo Local**

a. Aletas




W8x10

Figura 4.24

$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 9.61$ $\quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.152$

$\lambda_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.083$ $\quad \lambda_p < \lambda < \lambda_r$ Aleta no compa

**4. Longitud no arriostrada**

$L_b := \frac{L}{3} = 10\ ft$ $\quad L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.971\ ft$

$C := 1$ Para perfiles en I de doble simetría

$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I \cdot C_w}}{S_x}} = 1.014\ in$

$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \left( \sqrt{\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left( \frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{0.7 \cdot F_y}{E} \right)^2}} \right)$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$L_r = 8.567\ ft$

**5. Miembros de sección en I con simetría doble, con alma compacta y aletas no compactas, solicitados por flexión**

a. Plastificación de la sección (Momento plástico)

$M_p := F_y \cdot Z_x \qquad M_p = 36.958\ kip \cdot ft$

b. Pandeo lateral torsional

$L_b > L_r \qquad 10\ ft > 8.55\ ft \qquad C_b := 1 \qquad \phi := 0.90$

$Mn = Fcr \cdot Sx$

$$Fcr := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)} = \left(9.694 \cdot 10^3\right) \frac{1}{m} \cdot \frac{kip}{ft}$$

**Table 3–1**
**Values for $C_b$ for Simply Supported Beams**

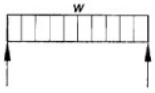
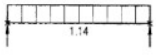
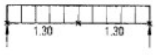
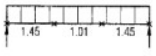
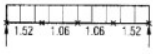
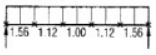
| Load | Lateral Bracing Along Span | $C_b$ |
|---|---|---|
|  | None |  |
| | At midpoint |  |
| | At third points |  |
| | At quarter points |  |
| | At fifth points |  |

Figura 4.25

$\phi := 0.90 \qquad Mn := Fcr \cdot S_x = 13.355\ kip \cdot ft$

C. Pandeo local de la aleta a compresión: Para secciones con aletas no compactas

$$Mn := \left(M_p - \left(M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right) = 36.523\ kip \cdot ft$$

$Mn = 36.523\ kip \cdot ft \qquad \phi := 0.90 \qquad \phi \cdot Mn = 32.871\ kip \cdot ft$

Domina pandeo lateral torsional $\qquad \phi Mn = 16.117\ kip \cdot ft$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño para la viga armada, con una longitud de $L := 100\ ft$ y arriostrada a cada $Lb := 20\ ft$, asumir $Cb := 1.0$ y un acero A36

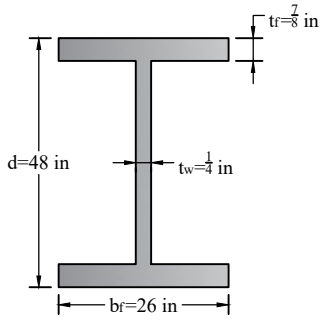



Figura 4.26

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades Geométricas

$b_f := 26\ in$ $\quad h := 48\ in$

$t_f := \frac{7}{8}\ in$ $\quad t_w := \frac{1}{4}\ in$

$A_g := b_f \cdot t_f \cdot 2 + h \cdot t_w = 57.5\ in^2$

$I_x := 2 \cdot \frac{b_f \cdot t_f^{\,3}}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{t_w \cdot h^3}{12} = \left(2.948 \cdot 10^4\right)$

$I_y := 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^{\,3}}{12} + \frac{h \cdot t_w^{\,3}}{12} = \left(2.563 \cdot 10^3\right)\ in^4$

$y_{elastico} := \frac{b_f \cdot t_f \cdot \frac{t_f}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(t_f + \frac{t_f}{2} + h\right) + h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + t_f\right)}{A_g} =$

$c := \frac{h + 2 \cdot t_f}{2} = 24.875\ in$ $\quad S_x := \frac{I_x}{c} = \left(1.185 \cdot 10^3\right)\ in^3$

$y_{plastico} := \frac{\frac{A_g}{2} - b_f \cdot t_f}{t_w} = 24\ in$

$Z_x := 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2}\right) + 2 \cdot t_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \left(1.256 \cdot 10^3\right)\ in^3$

$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 6.677\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 36\ ksi$ $\quad F_u := 58\ ksi$ $\quad E := 29000\ ksi$

**2. Pandeo Local**

$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 14.857$ $\quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$Kc := \text{if}\left(Kc < 0.35, 0.35, Kc\right) = 0.35$

$\lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Kc}{F_y}} = 15.952$ $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ Aleta no compacta

Alma

$\lambda := \frac{h}{t_w} = 192$ $\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$ $\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.779$

$\lambda > \lambda_r$ Alma Esbelta

**3. Miembro de sección en I con simetría doble o simple, con alma esbelta**

a). Fluencia de aleta a compresión

$in^4$

$Mn = R_{pg} \cdot F_y \cdot S_{xc}$ $a_w := \frac{h \cdot t_w}{b_f \cdot t_f} = 0.527$ $R_{pg} := 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 \cdot a_w}\left(\frac{h}{t_w} - 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}\right.$

$Mn := R_{pg} \cdot F_y \cdot S_x = 3513.544\ kip \cdot ft$

b). Pandeo lateral torsional

4.875 $in$

$Mn = R_{pg} \cdot Fcr \cdot Sx$ $L_r = \phi r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{0.70 \cdot F_y}}$ $r_t := \frac{b_f}{\sqrt{12 + \left(1 + \frac{1}{6}\, a_w\right)}} = 7.187\ in$

$\phi := 0.9$

$L_r := \phi \cdot r_t \cdot \left(\sqrt{\frac{E}{0.70 \cdot F_y}}\right) = 18.285\ ft$ $L_p := 1.1 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18.698\ ft$

Figura 4.27

$L_p < L_b < L_r$ $L_b := 20\ ft$ $F_{cr} := Cb \cdot \left(F_y - 0.3 \cdot F_y\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) = -79.446\ ksi$

$Mn := R_{pg} \cdot F_{cr} \cdot S_x = -1.525 \cdot 10^3\ L \cdot ksi$

**c) Pandeo local de la aleta a compresión**

Para secciones con aletas compactas

$F_{cr} = \left(F_y - 0.3 \cdot F_y\right)\left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)$ $F_{cr} = 30.69\ ksi$

$Mn = R_{pg} \cdot F_{cr} \cdot S_x$ $Mn = 2995\ kip \cdot ft$

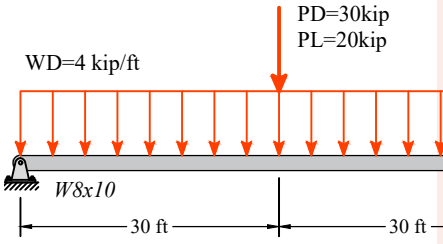
d) Fluencia de la aleta en tensión

$4$

$c := \text{No aplica}0.289$

$\sqrt{\frac{h}{t_w}}$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1




Una viga se encuentra sometida a las siguientes solicitaciones

a) Una carga mueta uniformemente distribuida de $W_D := 4\ \frac{kip}{ft}$ + peso propio de la sección

b) Una carga muerta concentrada $P_D := 20\ kip$

c) Una carga viva concentrada $P_L := 30\ kip$

La carga concentrada se ubica en el centro de la luz de $L := 60\ ft$. Considerando que la viga esta arriostrada lateralmente en toda su longitud, obtenga la sección W de menor peso, que se adecua para soportar las cargas actuantes usando las tablas del manual ASIC

**1. Propiedades del material**

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**2. Solicitaciones actuantes**

$P_u := 1.2\ P_D + 1.6 \cdot P_L$

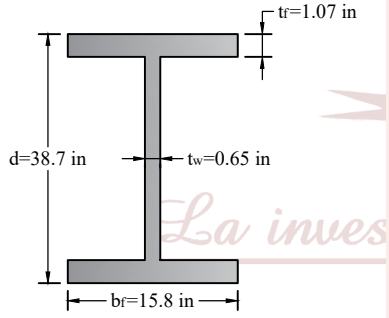
$P_u = 72\ kip$

$w_D := 4\ \frac{kip}{ft}$

$w_u := 1.2\ w_D = 4.8\ \frac{kip}{ft}$

$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} + \frac{P_u \cdot L}{4} = (3.24 \cdot 10^3)\ kip \cdot ft$

0.988




W40x199

Figura 4.28

Si se considera que el perfil esta arriostrado lateralmente en toda su longitud, la capacidad flexión estará dominada por la plastificación

$\phi := 0.90$ $M_p = Z_x \cdot F_y$ $\phi \cdot Mp = Mu$

$M_p := \frac{M_u}{\phi} = (3.6 \cdot 10^3)\ kip \cdot ft$ $Z_x := \frac{M_p}{F_y} = 864\ in^3$

De la tabla del AISC elegimos una sección

**Table 3–2 (continued)**
**W Shapes**
**Selection by Z**

$F_y$ = 50 ksi

$Z_X$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Selection by $Z_x$

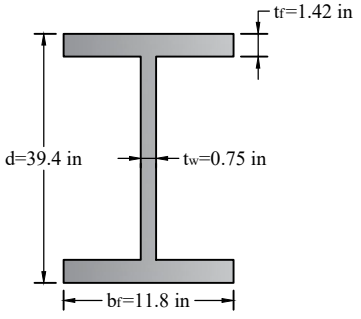
| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips | |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.$^4$ | ASD | LRFD |
| W40×199 | 869 | 2170 | 3260 | 1340 | 2020 | 37.2 | 55.9 | 12.2 | 34.3 | 14900 | 503 | 754 |
| W14×426[h] | 869 | 2170 | 3260 | 1230 | 1850 | 6.09 | 9.16 | 15.3 | 169 | 6600 | 700 | 1050 |
| W33×221 | 857 | 2140 | 3210 | 1330 | 1990 | 31.8 | 47.8 | 12.7 | 38.2 | 12900 | 526 | 789 |
| W27×258 | 852 | 2130 | 3200 | 1300 | 1960 | 24.2 | 36.4 | 11.9 | 45.9 | 10800 | 568 | 852 |
| W30×235 | 847 | 2110 | 3180 | 1310 | 1960 | 28.3 | 42.5 | 12.4 | 40.9 | 11700 | 520 | 779 |
| W24×279[h] | 835 | 2080 | 3130 | 1250 | 1880 | 19.7 | 29.6 | 11.2 | 53.4 | 9600 | 620 | 930 |
| W36×210 | 833 | 2080 | 3120 | 1260 | 1890 | 42.5 | 63.8 | 9.11 | 28.5 | 13200 | 609 | 914 |
| W14×398[h] | 801 | 2000 | 3000 | 1150 | 1720 | 5.96 | 8.96 | 15.2 | 158 | 6000 | 647 | 971 |

La mas adecuada w40x109

$$\phi \cdot Mp = 3260\ kip \cdot ft \qquad w_{peso} := 199\ \boldsymbol{plf}$$

$$M_{uw} := M_u + \frac{1.2 \cdot w_{peso} \cdot L^2}{8} = \left(1.02 \cdot 10^3\right)\ \boldsymbol{m \cdot kip}$$

$M_{uw} < \phi Mp$ Cambiar sección




W40x211

Figura 4.29

Intentemos con otra sección

$Z_X$

Table 3–2 (continued)
**W Shapes**
Selection by $Z_x$

$F_y$ = 50 ksi

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips | |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.$^4$ | ASD | LRFD |
| W40×211 | 906 | 2260 | 3400 | 1370 | 2060 | 48.5 | 73.0 | 8.87 | 27.2 | 15500 | 591 | 886 |

| ASD | LRFD |
|---|---|
| $\Omega_b$ = 1.67<br>$\Omega_v$ = 1.50 | $\phi_b$ = 0.90<br>$\phi_v$ = 1.00 |

[h] Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.
[v] Shape does not meet the $h/t_w$ limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y$ = 50 ksi, $\Omega_v$ = 1.67, $\phi_v$ = 0.90.

la mas adecuada w40x211

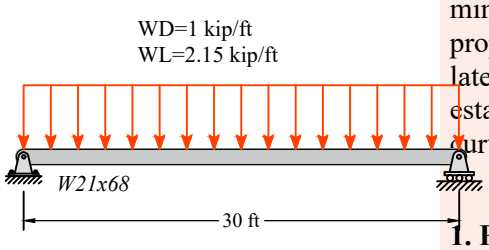
$$\phi \cdot Mp = 3260\ kip \cdot ft \qquad w_{peso} := 211\ \boldsymbol{plf}$$

$$M_{uw} := M_u + \frac{1.2 \cdot w_{peso} \cdot L^2}{8} = \left(1.022 \cdot 10^3\right)\ \boldsymbol{m \cdot kip}$$

$M_{uw} < \phi Mp$ ok!

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Una viga w21x68, de acero A992, es usada para soportar una carga muerta uniformente distribuida de $W_D := 1\ \frac{kip}{ft}$ + el peso propio del miembro, y una carga viva de $W_L := 2.15\ \frac{kip}{ft}$. La luz de la viga es de $L := 30\ ft$, asumiendo un valor de $C_b := 1.01$, determine la máxima luz libre no arriostrada que se puede tener para que el mimbro sea capaz de tomar esta carga una vez determinada esa luz, proponga un valor lógico par ala localización de los arriostramientos laterales, calcule el momento resistente de diseño del miembro para esta condición y compara este resultado con el obtenido usando las curvas del AISC




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$A_g := 20\ in^2$
$S_y := 15.7\ in^3$
$r_y := 1.8\ in$
$Cw := 6760\ in^6$
$h_o := 20.4\ in$
$Z_x := 160\ in^3$
$b_f := 8.27\ in$

$\frac{h}{t_w} = 43.6$
$S_x := 140\ in^3$
$r_x := 8.6\ in$
$J := 2.45\ in^4$
$r_{ts} := 2.17\ in$
$t_f := 0.685\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$
$E := 29000\ ksi$

$F_u := 65\ ksi$
$G := 11200\ ksi$

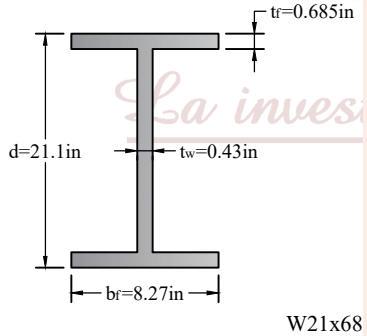



Figura 4.30

2. Solicitaciones de cargas

$W_u := 1.2\ W_D + 1.6\ W_L = 4.64\ \frac{kip}{ft}$

$Mu := \frac{W_u \cdot L^2}{8} = 522\ kip \cdot ft$

**3. Pandeo local** Aleta

$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.152$ Aleta compacta

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Alma

$$\frac{h}{t_w} < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.553 \qquad \text{Alma compacta}$$

**Sección Compacta**

**4. Miembro de sección compacta en I con simetría doble**

a) Plastificación de la sección (Momento Plástico)

$$Mp := F_y \cdot Z_x = 666.667 \ kip \cdot ft$$

$$\phi := 0.90 \qquad \phi \cdot Mp = 600 \ kip \cdot ft$$

b) Determinación de longitud no arriostrada

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 666.667 \ kip \cdot ft$$

$$\phi := 0.90 \qquad \phi \cdot Mp = 600 \ kip \cdot ft$$

$$Lp := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.358 \ ft$$

$C := 1$ Para perfiles en I de doble simetría

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \left( \sqrt{\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \right) = 18.733 \ ft$$

Figura 4.31

Asumimos que Lp<Lb<Lr

$$\phi Mn = \phi Cb \cdot \left( M_p - \left(M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x\right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$L_b := \left( - \frac{\left( \frac{Mu}{\phi \cdot Cb} - M_p \right)}{Mp - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x} \right) \cdot \left(L_r - Lp\right) + Lp = ?$$

$Cb := 1$

La longitud de la viga sera dividia cada 130 in, pero tomaremos el valor de $Lb := \frac{L}{3} = 120 \ in$, por tener menos distancia

c) Momento por pandeo torsional

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$$\phi Mn := \phi Cb \cdot \left( Mp - \left( Mp - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x \right) \left( \frac{L_b - Lp}{L_r - Lp} \right) \right)$$

$$\phi Mn = 536.891 \ kip \cdot ft$$

**5. Comparamos con la tabla 3-10 del AISC**

Valor de la tabla

$$\phi Mn := 535 \ \boldsymbol{kip \cdot ft}$$

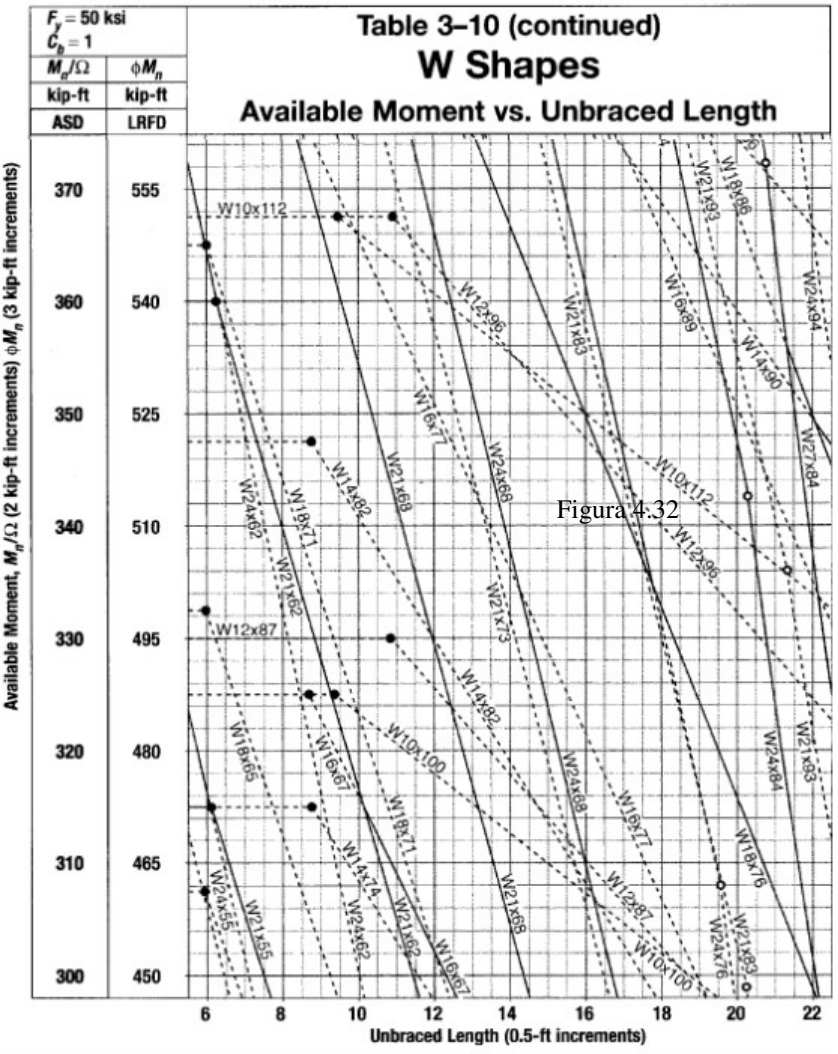



Figura 4.32

La inves

## 4.9.1 EJERCICIOS PROPUESTOS



**4.1** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

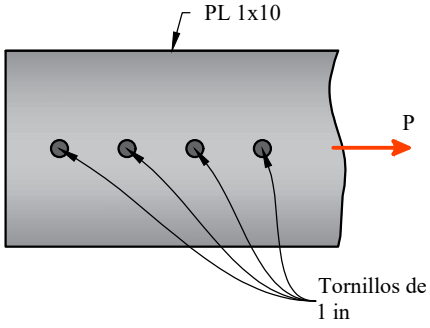



Figura 4.33

**4.2** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

Figura 4.34

**4.3** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

Figura 4.35

**4.4** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

Figura 4.36

**4.5** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

Figura 4.37

**4.6** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

Figura 4.38

# MIEMBROS A CORTANTE

5

# 5. MIEMBROS A CORTANTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 5.1 INTRODUCCIÓN

En la mayoría de los casos de diseño de vigas, la flexión se presenta acompañada de fuerzas de corte que pueden alcanzar cierta relevancia en la resistencia de la viga (sobre todo en vigas cortas). Por esta razón se determinar la influencia que estas puedan tener en el comportamiento de la viga. En el caso de secciones tipo I, la mayor parte del corte se concentra en el alma.

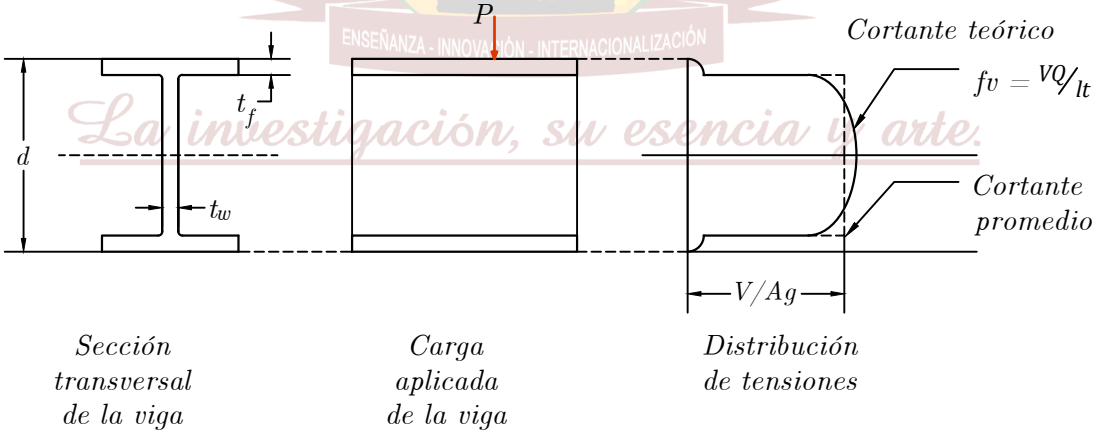



Figura 5.1: Esfuerzos de corte en vigas tipo W y I.

Estos valores se han seleccionado para asegurar que la resistencia a esfuerzos cortantes de un perfil laminado en las especificaciones AISC-2010 resulte la misma que se utilizaba en las Especificaciones ASD1989. En términos de esfuerzos permisibles, resulta un valor para el esfuerzo cortante de $0.4f_y$, que es el valor tradicional, lo cual se traduce en un pequeño aumento en la resistencia LRFD 2010 respecto de las disposiciones LRFD 1999.

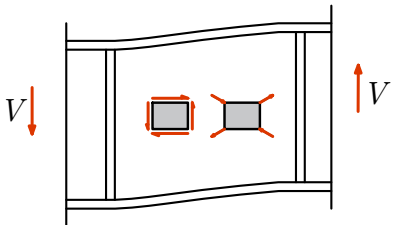



Figura 5.2: Esfuerzo cortante en el alma

## 5.2 CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS

### 5.2.1 CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS (MIEMBROS EN FLEXIÓN)

En estructuras convencionales regulares, el cortante no suele ser una condición crítica en el diseño de las vigas; a no ser que estos miembros soporten cargas de magnitud elevada o que las cargas estén próximas a sus apoyos Salmon et al. (1980).

Las deflexiones o flechas son un estado límite de servicio que debe verificarse en cualquier estructura, especialmente en las vigas o vigas de gran claro.

El claro de las vigas o vigas es el parámetro que más influye en el valor de la deflexión. Las flechas dependen del claro de la viga, el cual está elevado a la tercera y cuarta potencia. Los otros parámetros son el módulo de elasticidad del material con que está construida la viga y la forma de su sección transversal, con la que se determina el momento de inercia de la sección transversal respecto al eje de mayor resistencia Salmon et al. (1980).

Las vibraciones, ocasionadas por el tránsito de las personas, constituyen un estado límite de servicio que se alcanza cuando se efectúa un diseño inadecuado de las vigas o vigas que forman parte de los sistemas de piso compuestos acero-concreto, y pueden afectar el funcionamiento correcto de la estructura durante su vida útil (Salmon et al. (1980); McCormac y Nelson (1989)).

Las vibraciones dependen de las características dinámicas del sistema de piso: frecuencia natural, amortiguamiento, masa y rigidez.Deberán tomarse las precauciones necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

### 5.2.2 FUERZA Y ESFUERZO CORTANTE

Para el análisis siguiente consideraremos la viga de la figura 5.3(a). Al flexionarse la viga aparecen esfuerzos cortantes debido al cambio de la longitud de sus fibras longitudinales. En la zona de momento positivo, las fibras inferiores se alargan y las superiores se acortan, en tanto que en algún lugar intermedio habrá un plano neutro en el que las fibras no cambian de longitud. Debido a esas deformaciones variables, una fibra específica tiende a deslizarse sobre las fibras situadas arriba o abajo de ella.

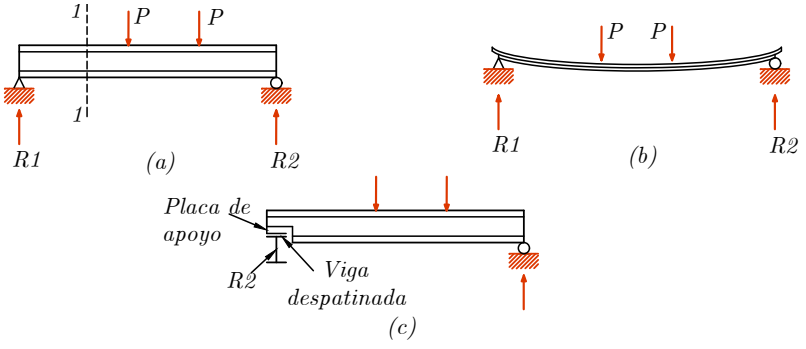



Figura 5.3: Esfuerzo cortante debido a la aplicación de cargas.

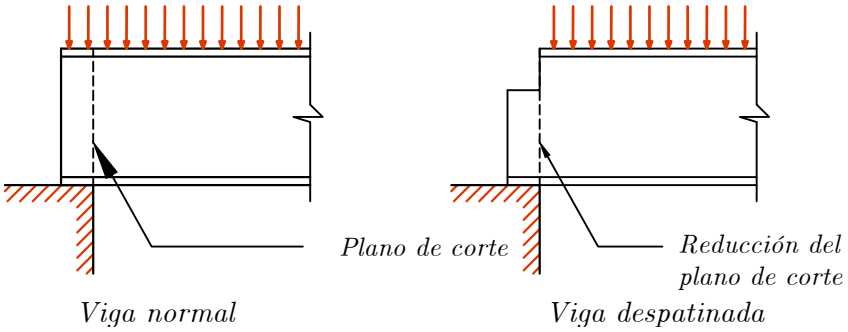



Figura 5.4: Puntos de generación de esfuerzos cortantes. Posible falla por bloque cortante a lo largo de la línea punteada.

## 5.3 MODOS DE FALLA A CORTANTE

Los modos de falla que se presentan son de dos tipos:

- Falla por fluencia del alma.
- Falla por pandeo en el alma.

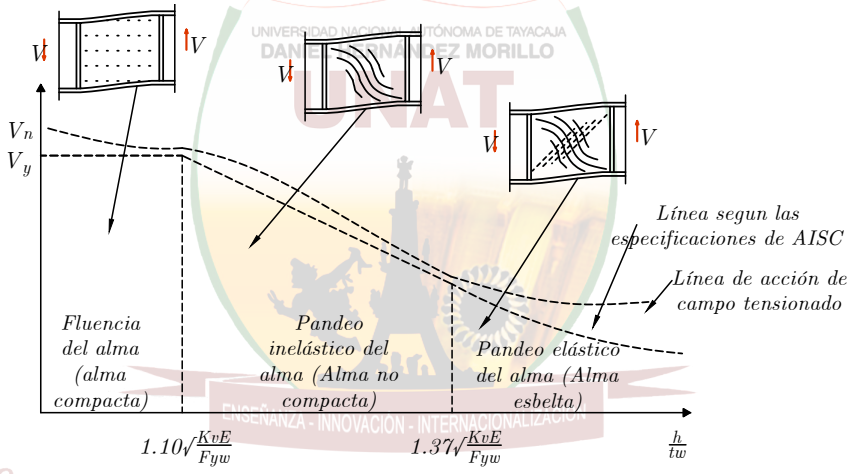



Figura 5.5: Límite de los modos de falla en el alma.

Acción de campo tensionado ocurre cuando el alma de la sección falla por pandeo debido a los esfuerzos de cortante. Cuando se asume acción de campo tensionado debe de cumplir ciertos requisitos y tener rigidizadores. Donde los rigidizadores trabajan transmitiendo la compresión y el alma de la sección la tensión.

## 5.4 DISEÑO DE ELEMENTOS POR CORTANTE

Este numeral se aplica al diseño del alma para miembros de simetría doble o simple sujetos a cortante en el plano del alma, al diseño a cortante de ángulos sencillos y perfiles tubulares estructurales (PTE), y al diseño para cortante en la dirección débil en perfiles de simetría doble o simple.

### 5.4.1 PROVISIONES GENERALES

Se presentan a continuación dos métodos para el cálculo de la resistencia a cortante. El método presentado en el numeral 5.4.2, no utiliza la resistencia post-pandeo del miembro (acción del campo tensionado). El método presentado en el numeral 5.3.3, utiliza la acción del campo tensionado (AISC).

La resistencia de diseño a cortante será $\phi_v V_n$, donde para todas las provisiones del numeral 5.4, excepto el numeral

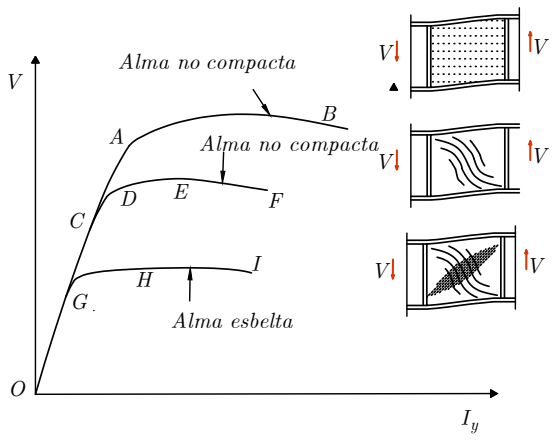



Figura 5.6: Relación de resistencia a cortante según los modos de falla.

5.4.2.1a, se tomará:

$$\phi_v = 0.90$$

Requisito de resistencia AISC:

$$V_u \leq \phi_v V_n \qquad (LRFD)$$

## 5.4.2 MIEMBROS CON ALMAS RIGIDIZADAS O NO RIGIDIZADAS

### 5.4.2.1 Resistencia nominal a cortante.

Este numeral se aplica a las almas de miembros de simetría doble o simple y a canales solicitados por cortante en el plano del alma.

La resistencia nominal a cortante $V_n$, de almas rigidizadas o no rigidizadas, para los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante, se tomará igual a:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_V \tag{5.1}$$

(a) Para almas de miembros en perfiles laminados de sección en I con $h/t_w \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ :

$$\phi_v = 1.0$$

Y

$$C_V = 1.0 \tag{5.2}$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y de canales, sin incluir los perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección circular, el coeficiente de cortante del alma $C_V$, se determina como sigue:

(i) Para $\frac{h}{t_w} \leq 1.10\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$

$$C_V = 1.0 \tag{5.3}$$

*a)* Para $1.10\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$

$$C_V = \frac{1.10\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \tag{5.4}$$

*b*) Para $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$

$$C_V = \frac{1.51 K_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \tag{5.5}$$

Donde:

$A_w$ = área del alma, producto del peralte de la sección por el espesor del alma $dt_w$, $mm^2$.

$h$ = para perfiles laminados, la distancia libre entre aletas menos el filete o radio en la unión alma-aleta, *mm*.

= para perfiles armados con soldadura, la distancia libre entre aletas, *mm*.

= para perfiles armados con pernos, la distancia entre líneas de conectores, *mm*.

= para secciones en T, el peralte, *mm*.

$t_w$ = espesor del alma, *mm*.

El coeficiente de pandeo del alma $K_v$, se determina como sigue:

(i) Para almas sin rigidizadores transversales y con $h/t_w < 260$ :

$$K_v = 5$$

Excepto para almas de perfiles en T en cuyo caso $K_v = 1.2$.

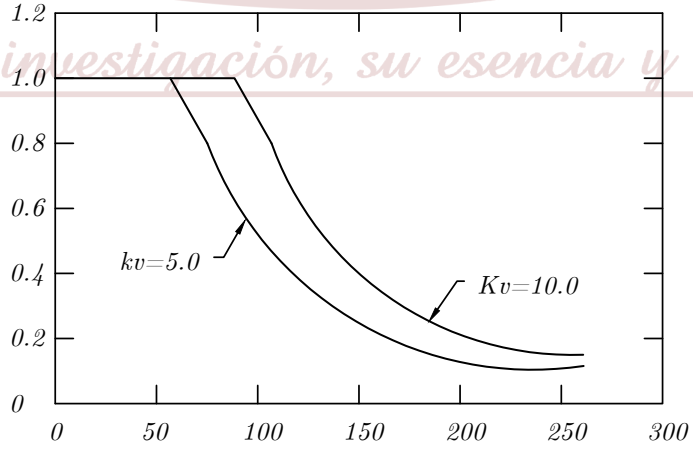
(ii) Para almas con rigidizadores transversales:

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \tag{5.6}$$

$K_v = 5$, cuando $a/h > 3.0$ *ó* $a/h > \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2$

Donde: $a$ = distancia libre entre rigidizadores transversales, *mm*.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.




Esbeltez del alma, $4\lambda_{wv} = h/_w$, $Fy = 50ksi = 3.51tn/m^2$

Figura 5.7: Relación de coeficiente de cortante del alma $C_V$ con la esbeltez.

### 5.4.2.2 Rigidizadores transversales

No se requieren rigidizadores transversales cuando $h/t_w \leq 2.46\sqrt{(E/F_y)}$, o cuando la resistencia requerida a cortante es menor o igual que la resistencia de diseño a cortante calculada de acuerdo con el numeral 5.3.2.1, para $K_v = 5$.

Los rigidizadores transversales empleados para desarrollar en el alma la resistencia de diseño a cortante, tal como se requiere en el numeral 5.4.2.1, deberán cumplir la siguiente condición:

$$I_s t \geq b t_w^3 j \tag{5.7}$$

Donde:
$I_s t$= momento de inercia del rigidizador transversal con respecto a un eje ubicado en el plano medio del alma para el caso de un par de rigidizadores, y con respecto a la cara en contacto con el alma para el caso de rigidizadores simples.

$b$= la menor entre las dimensiones $a$ y $h$ y:

$$j = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \geq 0.50 \tag{5.8}$$

Los rigidizadores transversales se pueden interrumpir antes de llegar a la aleta a tensión siempre y cuando no deban transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura que conecta un rigidizador transversal al alma deberá terminar a una distancia, desde del borde cercano de la soldadura que une el alma y la aleta, no menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor del alma. Cuando se usan rigidizadores simples, y la aleta a compresión consiste en una platina rectangular, aquellos deberán conectarse a dicha aleta para resistir cualquier tendencia al levantamiento debida a torsión en la aleta.

$$I_{st} = \frac{b_{st} h^3}{12}$$

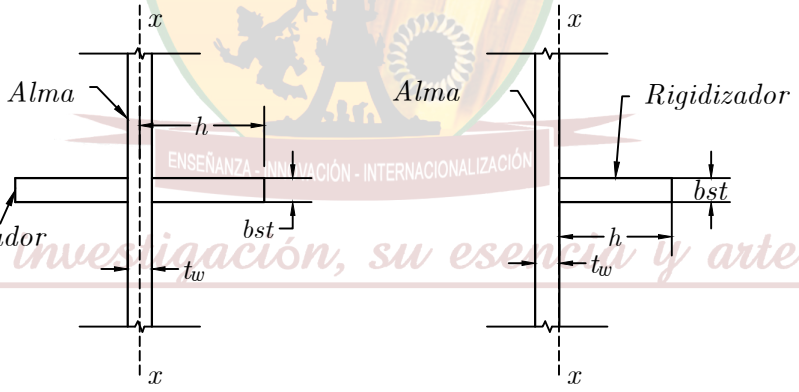



Figura 5.8: Acción del rigidizado

Cuando se usen pernos para conectar los rigidizadores al alma de la viga, ellos deberán espaciarse a no más de 305 mm centro a centro. Si se usan soldaduras de filete intermitentes, la distancia libre entre soldaduras deberá ser menor o igual que 16 veces el espesor del alma, sin exceder de 250 mm.

## 5.4.3 ACCIÓN DEL CAMPO TENSIONADO

### 5.4.3.1 Limitaciones para el uso de la Acción del Campo Tensionado

Se permite contar con la acción del campo tensionado para miembros con aletas cuando el tablero del alma está soportado en sus cuatro lados por aletas o rigidizadores. No se permite contar con esta acción en los siguientes casos:

**(a)** tableros extremos en miembros con rigidizadores transversales;

RAFAEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INVESTIGACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

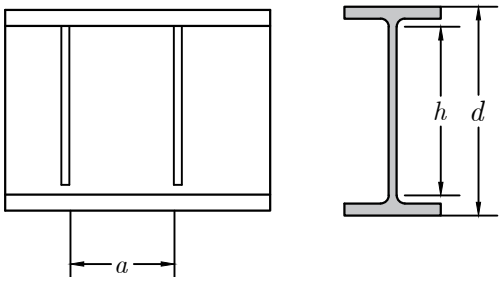



Figura 5.9: Modos de acción del alma con los rigidizadores.

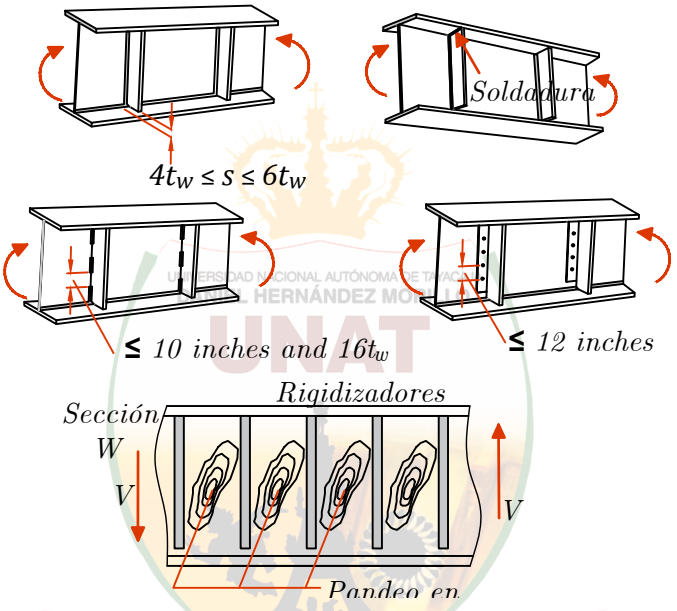



Figura 5.10: Diseño sin acción de campo tensionado.

**(b)** miembros con $a/h > 3a/h > \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2$;

**(c)** miembros con $2A_w/(A_{fc}+A_{ft}) > 2.5$;

**(d)** miembros con $h/b_{fc}$ ó $h/b_{ft} > 6.0$

Donde:

$A_{fc}$ = área de la aleta a compresión, $mm^2$.

$A_{ft}$ = área de la aleta a tensión, $mm^2$.

$b_{fc}$ = ancho de la aleta a compresión, $mm$.

$b_ft$ = ancho de la aleta a tensión, $mm$.

En estos casos la resistencia nominal a cortante $V_n$, se determinará de acuerdo con las provisiones del numeral 5.4.2.

**a)** Los paneles de los extremos deben ser diseñados sin tener en cuenta la acción de campo tensionado.

**b)** Proporciones de los paneles para lograr un ángulo que permita tomar las cargas verticales.

UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

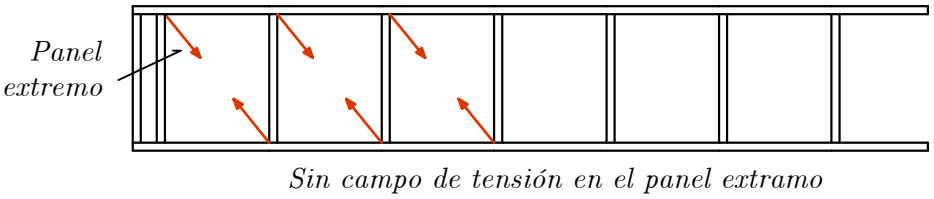



Figura 5.11: —-

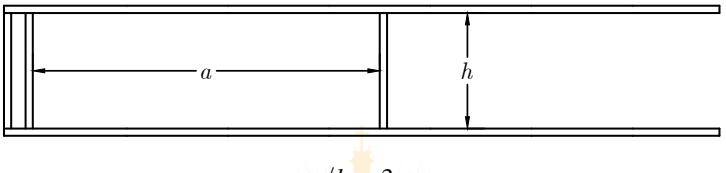



Figura 5.12: —

**c)** Proporción $Aw/Af$, para que las aletas sean capaces de tomar las reacciones de las tensiones diagonales.

Figura 5.13: —-

**d)** Proporción de la altura del alma al ancho de la aleta para mantener la capacidad de resistir el pandeo lateral debido a las fuerzas de compresión presentes en la aleta.

### 5.4.3.2 Resistencia nominal a cortante con Acción del Campo Tensionado

Cuando, según el numeral 5.4.3.1, se permite considerar la acción del campo tensionado, la resistencia nominal a cortante con acción del campo tensionado $V_n$, para el estado límite de fluencia por tensión, será:

**(a)** Para $\dfrac{h}{t_w} \leq 1.10\sqrt{\dfrac{K_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \tag{5.9}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación su esencia y arte.

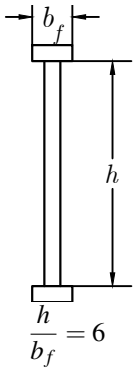
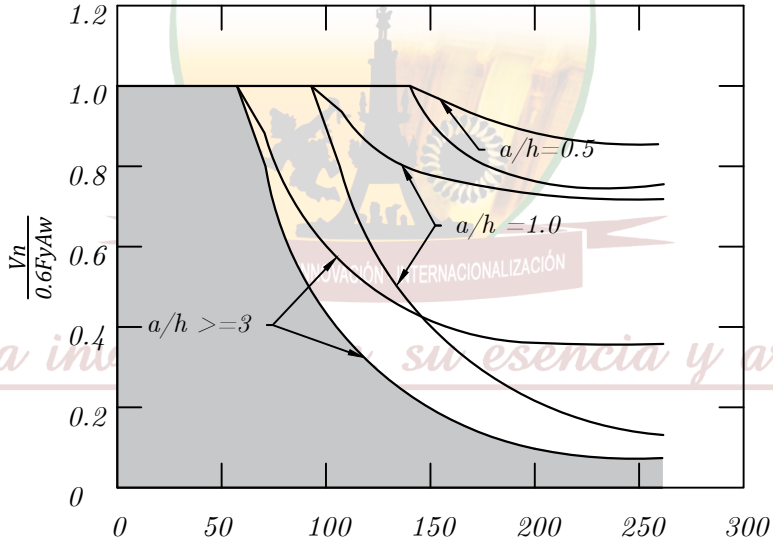



Figura 5.14: —

**(b)** Para $\frac{h}{t_w} > 1.10\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left( C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \tag{5.10}$$

Donde $K_v$ y $C_v$ son los definidos en el numeral 5.3.2.1.




Esbeltez del alma, $4\lambda_{wv} = h/_w$, $Fy = 50ksi = 3.51tn/m^2$

Figura 5.15: Resistencia nominal a cortante con acción del campo tensionado.

### 5.4.3.3 Rigidizadores transversales

Los rigidizadores transversales sujetos a la acción del campo tensionado deberán cumplir los requisitos del numeral 5.4.2.2, además de las siguientes limitaciones:

$$(b/t)_{st} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \tag{5.11}$$

$$I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \left[ \frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}} \right] \tag{5.12}$$

Donde:

- $(b/t)_{st}$ = relación ancho espesor del rigidizador.
- $F_{yst}$= esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del rigidizador, *MPa*
- $I_{st}$ = momento de inercia del rigidizador transversal con respecto a un eje ubicado en el plano medio del alma para el caso de un par de rigidizadores, y con respecto a la cara en contacto con el alma para el caso de rigidizadores simples, $mm^4$.
- $I_{st1}$ = mínimo momento de inercia requerido en el rigidizador transversal para desarrollar la resistencia del alma al pandeo por cortante según el numeral 5.4.2.2, $mm^4$.
- $I_{st2}$ = mínimo momento de inercia requerido en el rigidizador transversal para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante en el alma más la resistencia asociada a la acción del campo tensionado $V_r = V_c2$, $mm^4$.

$$= \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \tag{5.13}$$

- $V_r$ = la mayor entre las resistencias requeridas a cortante en los paneles del alma adyacentes al rigidizador, $N$.
- $V_{c1}$ = la menor entre las resistencias disponibles a cortante en los paneles del alma adyacentes al rigidizador, con $V_n$ calculada según el numeral 5.4.2.2, $N$.
- $V_{c2}$ = la menor entre las resistencias disponibles a cortante en los paneles del alma adyacentes al rigidizador, con $V_n$ calculada según el numeral 5.4.3.2, $N$.
- $(\rho_{st}) = (F_{yw}/F_{yst}) \geq 1.0$
- $F_{yw}$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el material del alma, *MPa*.

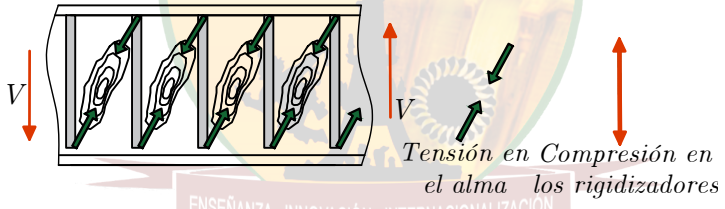



Figura 5.16: Diseño con acción de campo tensionado.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

### 5.4.4 ÁNGULOS SENCILLOS

La resistencia nominal a cortante $V_n$, de la aleta de un ángulo sencillo, se debe determinar usando la Ec. 5.1, y el numeral 5.4.2.1(b) con $A_w = bt$ , donde:

$b$ = ancho de la aleta que resiste la fuerza cortante, *mm*.
$t$= espesor de la aleta del ángulo, *mm*.
$h/t_w = b/t$
$k_v = 1.2$

## 5.5 DEFLEXIONES.

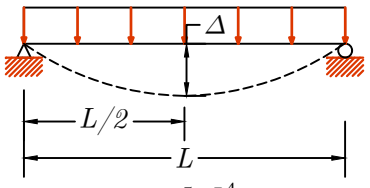
Las deflexiones de las vigas de acero generalmente se limitan a ciertos valores máximos. Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

**a.** Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por la viga considerada. Las grietas en los plafones ocasionadas por grandes deflexiones en los largueros que los soportan son un ejemplo.

**b.** La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.

**c.** Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia.

**d.** Puede ser necesario que diferentes vigas que soportan la misma carga, tengan las mismas deflexiones.




$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Figura 5.17: Deflexión de una viga sometida a carga distribuida uniforme.

La práctica Standard Americana para edificios ha sido limitar las deflexiones por carga viva de servicio a aproximadamente 1/360 de la longitud del claro. Se supone que esta deflexión es la que toleran las vigas con el fi n de que los aplanados o los plafones que soportan no presenten grietas. La deflexión de $1/360$ es sólo uno de los muchos valores de la deflexión máxima en uso para las diferentes condiciones de carga, por distintos ingenieros, y diferentes especificaciones. Para los casos donde se soporta maquinaria delicada y de precisión, las deflexiones máximas pueden quedar limitadas a $1/1500$ o $1/2000$ de la longitud del claro.

Las Especificaciones AASHTO 2010, fijan las deflexiones de las vigas y vigas de acero por efecto de cargas vivas e impacto a 1/800 del claro. (Para los puentes en áreas urbanas y que usan también los peatones, las Especificaciones AASHTO recomiendan un valor máximo de 1/1 000 de la longitud del claro.)

La Especificación del AISC no especifica exactamente deflexiones máximas permisibles. Existen tantos materiales diferentes, tipos de estructuras y cargas que no es aceptable un solo grupo de deflexiones máximas para todos los casos. Por ello el proyectista debe establecer los valores máximos basándose en su experiencia y buen juicio.

El lector deberá observar que las limitaciones de las deflexiones se sitúan en el área de la capacidad de servicio. Por lo tanto, las deflexiones se determinan para las cargas de servicio, y de este modo los cálculos son idénticos para ambos diseños LRFD y ASD. Antes de sustituir a ciegas en la fórmula que da la deflexión de una viga para determinada condición de carga, el estudiante deberá entender completamente los métodos teóricos para calcular deflexiones. Entre estos métodos se incluyen los procedimientos de áreas de momentos, los de la viga conjugada y del trabajo virtual. Con estos métodos pueden obtenerse varias expresiones como la del final de este párrafo para la deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartida.

$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI} \tag{5.14}$$

Tabla 5.1: límite de deflexiones.

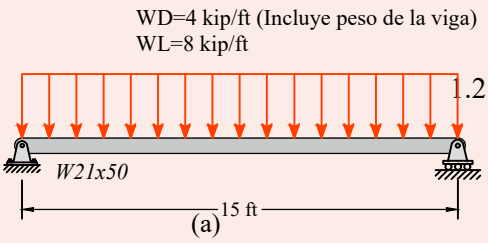
| Tipo de miembro | carga viva Max. Deflexión | Carga muerta Max. Deflexion | carga de nieve o viento |
|---|---|---|---|
| viga de techo | $L/360$ | $L/240$ | $L/360$ |
| Construcción enyesado | $L/240$ | $L/180$ | $L/240$ |
| Construcción con piso no enyesado | $L/180$ | $L/120$ | $L/180$ |
| Construcción de techo no enyesado | $L/360$ | $L/240$ | $---$ |

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 5.6 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Se usa una W21x50 con $F_y := 50\ ksi$, para la viga y las cargas que se muestra en la figura revise si esta es adecuada para cortante.




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$A_g := 14.7\ in^2$ $\quad d := 20.8\ in$

$t_w := 0.38\ in$ $\quad \frac{h}{t_w} = 49.4$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$

$E := 290000\ ksi$ $\quad G := 11200\ ksi$

$w_D := 4\ \frac{kip}{ft}$ $\quad w_L := 8\ \frac{kip}{ft}$

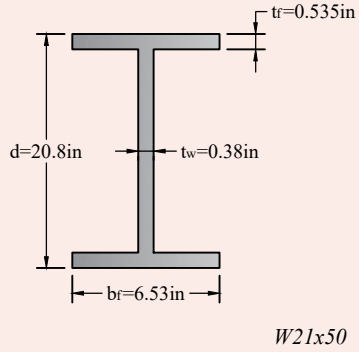
**2. Resistencia requerida**

$w_u := 1.2\ w_D + 1.6\ w_L = 17.6\ \frac{kip}{ft}$ $\quad L := 15\ ft$

$V_u := \frac{w_u \cdot L}{2} = 132\ kip$

**3. Resistencia nominal a cortante**

Miembro sin alma rigidizada




$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Para almas de miembros en perfiles laminados de sección en I con:

$\frac{h}{t_w} \le 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\quad 49.4 \le 53.946$

$C_v := 1$ $\quad A_w := d \cdot t_w = 7.904\ in^2$

Resistencia a cortante

$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$ $\quad V_n = 237.12\ kip$

$\phi_v := 1$

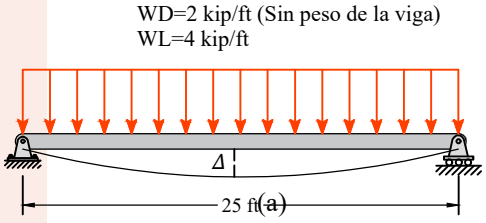
$\phi_v \cdot V_n = 237.12\ kip$

**4. Verificación**

$\phi_v \cdot V_n > V_u$ $\quad 237.12\ kip > 132\ kip$ $\quad ok!$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Seleccione una sección mas ligera disponible con, para soportar una carga muerta de servicio de $W_D := 2\ \frac{kip}{ft}$ y una carga viva de servicio de $W_L := 4\ \frac{kip}{ft}$ en un claro simple de $L := 25\ ft$, la sección tendrá soporte lateral a todo lo largo de su patín de compresión y la deflexión máxima por carga total de servicio no debe exceder de $\Delta_{permisible} := \frac{L}{360}$




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$

$E := 290000\ ksi$ $\quad G := 11200\ ksi$

$w_D := 2\ \frac{kip}{ft}$ $\quad w_L := 4\ \frac{kip}{ft}$

**2. Determinación de momento Ultimo** $\quad L := 25\ ft$

$$w_u := 1.2\ w_D + 1.6\ w_L = 8.8\ \frac{kip}{ft}$$

$$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 687.5\ kip \cdot ft$$

Intentemos con una $W18x86$

$Z_X$

**Table 3–2 (continued)**
**W Shapes**
**Selection by $Z_x$**

$F_y$ = 50 ksi

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips | |
| | in.³ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.⁴ | ASD | LRFD |
| W24×84 | 224 | 559 | 840 | 342 | 515 | 16.2 | 24.3 | 6.89 | 20.3 | 2370 | 227 | 340 |
| W21×93 | 221 | 551 | 829 | 335 | 504 | 14.6 | 21.9 | 6.50 | 21.3 | 2070 | 251 | 376 |
| W12×136 | 214 | 534 | 803 | 325 | 488 | 4.01 | 6.03 | 11.2 | 63.3 | 1240 | 212 | 318 |
| W14×120 | 212 | 529 | 795 | 332 | 499 | 5.09 | 7.64 | 13.2 | 52.0 | 1380 | 171 | 256 |
| W18×97 | 211 | 526 | 791 | 328 | 494 | 9.45 | 14.2 | 9.36 | 30.3 | 1750 | 199 | 298 |
| W24×76 | 200 | 499 | 750 | 307 | 462 | 15.0 | 22.5 | 6.78 | 19.6 | 2100 | 210 | 316 |
| W16×100 | 198 | 494 | 743 | 306 | 459 | 7.90 | 11.9 | 8.87 | 32.7 | 1490 | 199 | 298 |
| W21×83 | 196 | 489 | 735 | 299 | 449 | 13.8 | 20.8 | 6.46 | 20.2 | 1830 | 221 | 331 |
| W14×109 | 192 | 479 | 720 | 302 | 454 | 5.02 | 7.54 | 13.2 | 48.4 | 1240 | 150 | 226 |
| W18×86 | 186 | 464 | 698 | 290 | 436 | 9.04 | 13.6 | 9.29 | 28.5 | 1070 | 177 | 265 |
| W12×120 | 186 | 464 | 698 | 285 | 428 | 3.95 | 5.93 | 11.1 | 56.5 | 1530 | 186 | 279 |

$\phi M_p := 698\ kip \cdot ft$ $\quad w := 86\ \frac{lbf}{ft}$

Tabla 3-3 del ASIC para determinar el momento de inercia

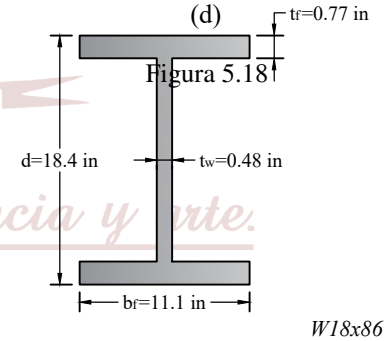
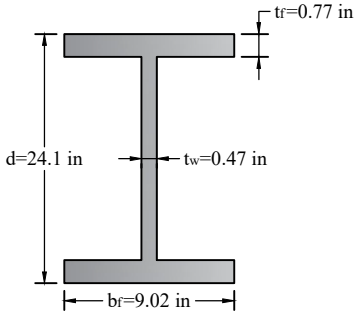



Figura 5.18

*W18x86*

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1




*W24x84*

**Table 3–3 (continued)**
**W Shapes**
**Selection by $I_x$**

| Shape | $I_x$ in.⁴ | Shape | $I_x$ in.⁴ | Shape | $I_x$ in.⁴ | Shape | $I_x$ in.⁴ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **W30×90** | **3610** | **W24×68** | **1830** | **W21×44** | **843** | **W16×26** | **301** |
| W12×305[h] | 3550 | W21×83 | 1830 | W12×96 | 833 | W14×30 | 291 |
| W24×117 | 3540 | W18×97 | 1750 | W18×50 | 800 | W12×35 | 285 |
| W18×175 | 3450 | W14×145 | 1710 | W14×74 | 795 | W10×49 | 272 |
| W14×257 | 3400 | W12×170 | 1650 | W16×57 | 758 | W8×67 | 272 |
| W27×94 | 3270 | W21×73 | 1600 | W12×87 | 740 | W10×45 | 248 |
| W21×132 | 3220 | | | W14×68 | 722 | | |
| W12×279[h] | 3110 | **W24×62** | **1550** | W10×112 | 716 | **W14×26** | **245** |
| W24×104 | 3100 | W18×86 | 1530 | W18×46 | 712 | W12×30 | 238 |
| W18×158 | 3060 | W14×132 | 1530 | W12×79 | 662 | W8×58 | 228 |
| W14×233 | 3010 | W16×100 | 1490 | W16×50 | 659 | W10×39 | 209 |
| W24×103 | 3000 | W21×68 | 1480 | W14×61 | 640 | | |
| W21×122 | 2960 | W12×152 | 1430 | W10×100 | 623 | **W12×26** | **204** |
| | | W14×120 | 1380 | | | | |

$$I_x := 1530\ in^4$$

Determinemos el momento ultimo incluyendo el peso del perfil

$$w_u := 1.2 \cdot (w_D + w) + 1.6 \cdot w_L \qquad w_u = 8.903\ \frac{kip}{ft}$$

$$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 695.563\ kip \cdot ft$$

Verificación del momento máximo requerido

Figura 5.19

$$\phi Mp > Mu \qquad 698\ kip \cdot ft > 695.563\ kip \cdot ft$$

Verificación de deflexión por carga de servicio

$$\Delta_{permisible} := \frac{L}{360} = 0.833\ in \qquad w_u := (w_D + w) + w_L = 6.086\ \frac{kip}{ft}$$

$$\Delta := \frac{5}{384}\ \frac{w_u}{E} \cdot \frac{L^4}{I_x} = 0.121\ in$$

$\Delta_{permisible} < \Delta$ No cumple, cambiar sección

Determinamos el momento de inercia mínimo

$$I_{xminimo} := \frac{5}{384 \cdot E} \cdot \frac{w_u \cdot L^4}{\Delta_{permisible}} = 221.339\ in^4$$

Volvemos a escoger otra sección con el momento de inercia de las tablas del AISC

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Table 3–3 (continued)
**W Shapes**
Selection by $I_x$

$I_X$

| Shape | $I_x$ in.$^4$ | Shape | $I_x$ in.$^4$ | Shape | $I_x$ in.$^4$ | Shape | $I_x$ in.$^4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **W21×55** | **1140** | W14×48 | 484 | W8×35 | 127 |
| **W24×84** | **2370** | W16×77 | 1110 | W12×58 | 475 | W10×22 | 118 |
| W18×119 | 2190 | W14×99 | 1110 | W10×77 | 455 | W8×31 | 110 |
| W14×176 | 2140 | W18×65 | 1070 | W16×36 | 448 | | |
| W12×210 | 2140 | W12×120 | 1070 | W14×43 | 428 | **W12×16** | **103** |
| | | W14×90 | 999 | W12×53 | 425 | W8×28 | 98.0 |
| **W24×76** | **2100** | | | W10×68 | 394 | W10×19 | 96.3 |
| W21×93 | 2070 | **W21×50** | **984** | W12×50 | 391 | | |
| W18×106 | 1910 | W18×60 | 984 | W14×38 | 385 | **W12×14** | **88.6** |
| W14×159 | 1900 | | | | | W8×24 | 82.7 |
| W12×190 | 1890 | **W21×48** | **959** | **W16×31** | **375** | W10×17 | 81.9 |

$I_x := 2370\ in^4$ De la sección W24x84

Table 3–2 (continued)
**W Shapes**
Selection by $Z_x$
$F_y$ = 50 ksi

$Z_X$

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips | |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.$^4$ | ASD | LRFD |
| **W24×84** | **224** | **559** | **840** | **342** | **515** | **16.2** | **24.3** | **6.89** | **20.3** | **2370** | **227** | **340** |
| W21×93 | 221 | 551 | 829 | 335 | 504 | 14.6 | 21.9 | 6.50 | 21.3 | 2070 | 251 | 376 |
| W12×136 | 214 | 534 | 803 | 325 | 488 | 4.01 | 6.03 | 11.2 | 63.3 | 1240 | 212 | 318 |
| W14×120 | 212 | 529 | 795 | 332 | 499 | 5.09 | 7.64 | 13.2 | 52.0 | 1380 | 171 | 256 |
| W18×97 | 211 | 526 | 791 | 328 | 494 | 9.45 | 14.2 | 9.36 | 30.3 | 1750 | 199 | 298 |

$\phi M_p := 840\ kip \cdot ft$ $w := 84\ \frac{lbf}{ft}$ Peso del perfil

Figura 5.20

Determinemos el momento ultimo incluyendo el peso del perfil

$$w_u := 1.2 \cdot (w_D + w) + 1.6 \cdot w_L$$

$$w_u = 8.901\ \frac{kip}{ft} \qquad M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 695.375\ kip \cdot ft$$

Verificación de momento máximo requerido

$\phi M_p > Mu$ $840\ kip \cdot ft > 695.375\ kip \cdot ft$

Verificación de deflexión por carga de servicio

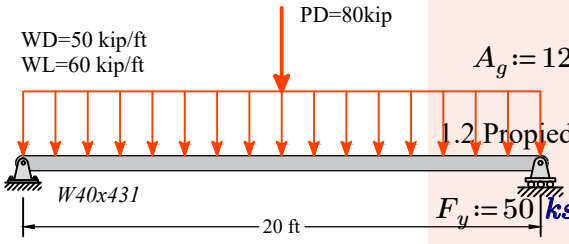
$$\Delta_{permisible} := \frac{1}{360} \cdot L = 0.833\ in$$

$$w_u := (w_D + w) + w_L = 6.084\ \frac{kip}{ft} \qquad \Delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_u}{E} \cdot \frac{L^4}{I_x} = 0.078\ in$$

$\Delta_{permisible} > \Delta$ $ok$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia al corte de la viga W40x431 ASTM A992 usando el manual AISC con que soporta una carga muerta de $w_D := 50\ \frac{kip}{ft}$ y una carga viva de $w_L := 60\ \frac{kip}{ft}$ y una carga puntual de $P_D := 80\ kip$




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$A_g := 127\ in^2$ $d := 41.3\ in$ $t_w := 1.34\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$ $G := 11200\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**2. Carga ultima requerida**

$$w_u := 1.2\ w_D + 1.6\ w_L = 156\ \frac{kip}{ft}$$

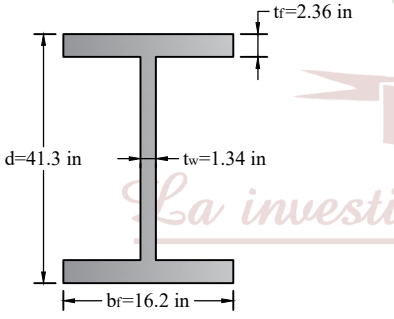
$P_u := 1.2 \cdot P_D = 96\ kip$ $L := 20\ ft$

$$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = \left(7.8 \cdot 10^3\right)\ kip \cdot ft$$

**3. Determinación de cortante en la viga**

$$V_u := \frac{w_u \cdot L}{2} + \frac{P_u}{2} = \left(1.608 \cdot 10^3\right)\ kip$$

Figura 5.21




**4. Verificación con la tabla 3-2 del AISC**

$\phi Vn := 1660\ kip$ $\phi Vn > Vu$ $ok!$

Table 3–2
W Shapes
Selection by $Z_x$

$F_y$ = 50 ksi

$Z_x$

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.$^4$ | ASD | LRFD |
| W40×431[h] | 1960 | 4890 | 7350 | 2950 | 4440 | 53.6 | 80.6 | 12.9 | 49.0 | 34800 | 1110 | 1660 |
| W36×441[h] | 1910 | 4770 | 7160 | 2880 | 4330 | 45.2 | 68.0 | 13.8 | 55.5 | 32100 | 1060 | 1590 |
| W27×539[h] | 1890 | 4720 | 7090 | 2740 | 4120 | 26.1 | 39.2 | 12.9 | 88.6 | 25600 | 1280 | 1920 |

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Determine la resistencia al corte de la viga W14x120 ASTM A992

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$A_g := 35.3\ in^2$ $t_w := 0.59\ in$ $\frac{h}{t_w} = 19.3$ $d := 14.5\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $G := 11200\ ksi$

**2. Resistencia nominal a cortante**

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Área del alma

$A_w := d \cdot t_w$ $A_w = 8.555\ in^2$

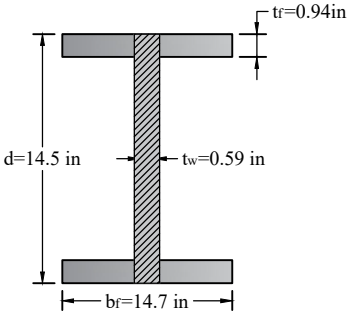
Coeficiente de cortante del alma

$$\frac{h}{t_w} \le 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad 19.3 \le 53.946$$

$C_v := 1$ $\phi_v := 1$

$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 256.65\ kip$ $\phi_v \cdot V_n = 256.65\ kip$

Verificación con la tabla 3-2 del manual




*W14x120*

Figura 5.22

$Z_x$

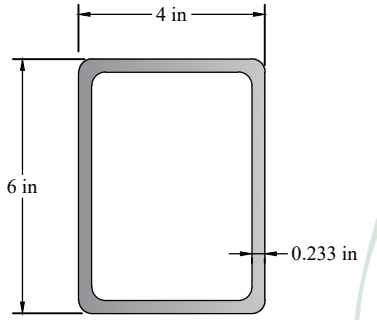
Table 3–2 (continued)
**W Shapes**
Selection by $Z_x$

$F_y$ = 50 ksi

| Shape | $Z_x$ | $M_{px}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{px}$ | $M_{rx}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{rx}$ | BF | | $L_p$ | $L_r$ | $I_x$ | $V_{nx}/\Omega_v$ | $\phi_v V_{nx}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kip-ft | kips | kips | | | | kips | kips |
| | in.³ | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ft | ft | in.⁴ | ASD | LRFD |
| W14×120 | 212 | 529 | 795 | 332 | 499 | 5.09 | 7.64 | 13.2 | 52.0 | 1380 | 171 | 256 |
| W18×97 | 211 | 526 | 791 | 328 | 494 | 9.45 | 14.2 | 9.36 | 30.3 | 1750 | 199 | 298 |

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia al corte de un perfil de HSS6x4x1/4 utilizando como viga y a esta se le aplican cargas de corte, carga muerta de $P_D := 11\ kip$ y una carga viva de $P_L := 30\ kip$, con un acero A9992




*HSS6x4x1/4*

**1. Propiedades del elemento**

1.2 Propiedades geométricas

$A_g := 4.3\ in^2$ $b := 4\ in$ $t := 0.233\ in$

$H := 6\ in$ $h := H - 3\ t = 5.301\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$ $G := 11200\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**2. Resistencia requerida**

$V_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 61.2\ kip$

**3. Resistencia nominal a cortante**

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot Cv$$

Área del alma $A_w := 2\ h \cdot t = 2.47\ in^2$

Coeficiente de pandeo del alama Kv, para almas sin rigidizadores transversales

Figura 5.23

$\frac{h}{t} < 260$ $22.751 < 260$ *ok* $k_v := 5$

Coeficiente de cortante del alma $Cv$

$$\frac{h}{t} \qquad 1.10\sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} = 59.237$$

$C_v := 1.0$ $V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$ $V_n = 74.108\ kip$

Resistencia nominal a cortante

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot V_n = 66.697\ kip$

4. Verificación con resistencia requerida

$\phi \cdot V_n = 66.697\ kip$ $\phi V_n > Vu$ *ok*!

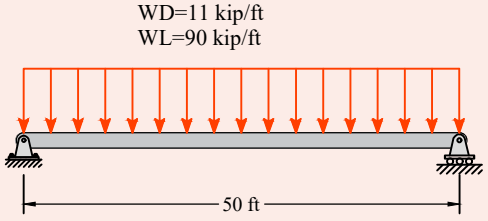
EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Verifique la resistencia a cortante, mostrado en la figura, los atiesadores están colocados a 40in el primer panel y el segundo panel a 80in, a esta se le aplican una carga muerta de $w_D := 11\ \frac{kip}{ft}$ y una carga viva de $w_L := 30\ \frac{kip}{ft}$, con un acero A36

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$h := 32\ in$ $d := 34\ in$ $t_w := \frac{5}{16}\ in$




1.2 Propiedades del material:

$F_y := 36\ ksi$ $F_u := 58\ ksi$

**2. Resistencia requerida**

$w_u := 1.2\ w_D + 1.6\ w_L = 61.2\ \frac{kip}{ft}$ $L := 50\ ft$

$V_u := \frac{w_u \cdot L}{2} = (1.53 \cdot 10^3)\ kip$ $E := 29000\ ksi$

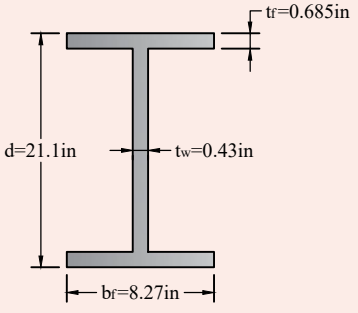
**3. Resistencia a cortante del primer panel**

Coeficiente de pandeo del alma $k_v$, para almas rigidizadores transversales

$a := 40\ in$ $k_v := 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 8.2$

Figura 5.24

Coeficiente de cortante del alma Cv




$$1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 1.37 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$$

$1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} = 89.402$ $1.37 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} = 111.346$

$$C_v := \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 0.873$$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Área del alma

$$A_w := d \cdot t_w = 10.625 \ in^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 200.369 \ kip$$

**4. Resistencia a cortante del segundo panel**

Coeficiente de pandeo del alama Kv, para almas con rigidizadores transversales

$$a := 80 \ in \qquad k_v := 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.8$$

Coeficiente de cortante del alma Cv

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} \qquad \frac{h}{t_w} = 102.4 \qquad 1.37 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} = 93.645$$

$$c_v := \frac{1.51 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 1.008$$

Área del alma

Figura 5.25

$$A_w := d \cdot t_w = 10.625 \ in^2$$

Calculo de resistencia a cortante con acción del campo tensionado

$$\frac{h}{t_w} > 1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} \qquad 1.10 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}} = 75.189$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot \left( C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right) = 209.777 \ kip$$

$$\phi := 0.90$$

$$\phi \cdot V_n = 188.799 \ kip$$

### 5.6.1 EJERCICIOS PROPUESTOS

5 Ejercicios

**5.1** Se emplea una W12x65 con ASTM A 36, para la vigas y una carga muerta de WD=10kip/ft y una carga viva de WL=12kip/ft. verfique si es adecuda para cortante.

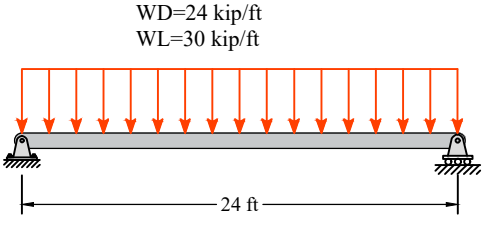



Figura 5.26

**5.2** Seleccione una seccion mas ligera disponible que se capaz de soportar una carga muerta de $12kip/ft$ y una carga viva de $15kip/ft$, que tiene una luz de 50ft, cuya deflexion maxima no debe exceder $\Delta = \frac{L}{420}$ .

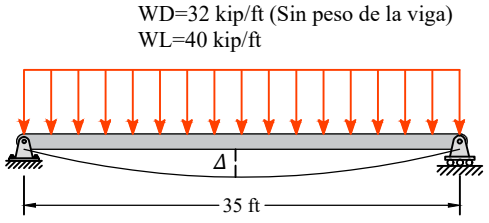



Figura 5.27

**5.3** Determinar la resistencia al corte de una viga W 6x15 ASTM A36, Soporta una carga muerta de $WD = 45kip/ft$ y una carga viva de $WL = 50kip/ft$ y cargas puntuales de $PD = 10kip$ y $PL = 15ft$

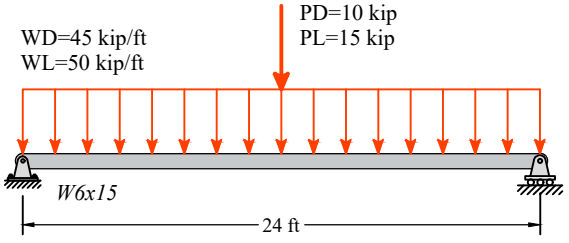



Figura 5.28

**5.4** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

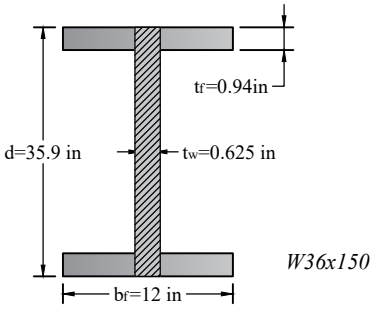
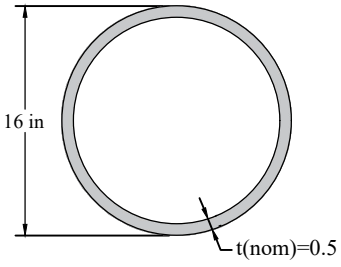



Figura 5.29

**5.5** Determine la resistencia al corte de un perfil de HSS16x0.500, utilizado como viga y a esta se le aplican las siguientes cargas $P_D = 24kip$ y $P_L = 30kip$, con un acero A576.




*HSS 16x0.500*

Figura 5.30

**5.6** Verifique la resistencia a cortante, cada atiesador esta ubicado a 50in en el primer panel y a 100in en el segundo, a esta se le aplican las siguientes cargas $W_D = 30kip/ft$ y una carga viva de $W_L = 50, conunaceroA992kip/ft$

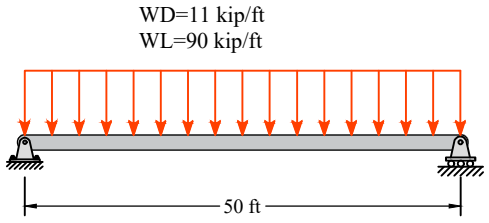



Figura 5.31

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

MIEMBROS
DE SECCIÓN
COMPUESTA
6
SECCIÓN
COMPUESTA
COMPUESTA
ACAB
C.N.C.A.

# 6. MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, su ciencia y arte.

## 6.1 INTRODUCCIÓN.

El diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto armado, o con recubrimientos o rellenos de este material. Se dice columnas compuestas, formadas por perfiles de acero, laminados o hechos con secciones o placas, atornilladas o soldadas, o por tubos o miembros de sección transversal rectangular hueca de acero, ahogados en concreto armado o rellenos de este material, y vigas, armaduras o largueros de alma abierta, denominados “joist”, de acero, ahogados en concreto armado o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

El objetivo de este tema es presentar los conceptos básicos de la construcción compuesta utilizando acero estructural y concreto armado. Según las disposiciones de diseño, basadas en las Especificaciones AISC-2010.

## 6.2 USOS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.

El término “Construcción compuesta” es aplicable tanto al caso de elementos estructurales compuestos de acero y concreto armado en que ambos materiales trabajan conjuntamente, como sistemas estructurales que están compuestos de elementos de acero y elementos de concreto armado que trabajan juntos para resistir las solicitaciones aplicadas a la estructura.

Uns sistema de losa de concreto apoyada sobre vigas de acero puede funcionar de dos maneras: si no existe conexión entre ambas partes para transmitir las tensiones de cortante, cada una funcionara aparte, de modo que al producirse flexión por la acción de las cargas, la losa asumirá una porción tan pequeña de estas que puede despreciarse; si existe la conexión adecuada de modo que el cortante puede transmitirse en la interface de los dos materiales, el concreto podrá aportar su eficiencia para soportar tensiones de compresión, mientras que el acero puede aprovecharse también más eficientemente para soportar la tracción. El efecto de la acción compuesta puede llegar a proporcionar aumentos hasta de un tercio en la resistencia del sistema, mientras que las deflexiones bajan hasta ser solo de alrededor del 25 dado el aumento de rigidez (Morales Aristizábal 2003).

### 6.2.1 VENTAJAS PRINCIPALES DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

El uso de la construcción compuesta tiene varias ventajas respecto a la construcción convencional en acero o concreto. Entre estas ventajas se pueden mencionar:

- **Optimización del material:** al complementar las ventajas del acero estructural y el concreto armado se logran estructuras más ligeras, en las que todo el material se aprovecha óptimamente.
- **Claros libres mayores:** la alta relación resistencia/peso del acero combinada con la rigidez adicional proporcionada por el concreto armado permiten que para el mismo miembro estructural de acero, el elemento compuesto cubre mayores claros que el elemento de acero estructural o de concreto armado por separado.
- **Mayor resistencia a la corrosión:** el concreto armado, en el caso de elementos estructurales consistentes en una sección de acero recubierta en concreto, constituye una protección adicional a la corrosión.
- **Mayor resistencia a incendios:** el concreto armado actúa como protección contra el fuego y/o como disipador de calor, y proporciona al elemento compuesto una mayor resistencia a altas temperaturas.
- **Rapidez de construcción:** es posible avanzar con el montaje de la estructura de acero sin necesidad de esperar el fraguado del concreto armado.
- **Menor costo de construcción:** es el resultado de la mayor rapidez de construcción, además del posible ahorro de cimbra. Por otro lado, el uso de elementos de menor peralte permite reducir la altura de los entrepisos, con el consiguiente ahorro en elementos no estructurales y acabados.

### 6.2.2 DESVENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.

Existen también algunas desventajas de la construcción compuesta que deben mencionarse:

- Lograr que el concreto y el acero trabajen en conjunto requiere normalmente del uso de conectores especiales y trabajo adicional respecto al caso de la construcción convencional en acero o de concreto armado por separado.
- Durante el proyecto, la resistencia despreciable a la tensión del concreto agrega un grado de complejidad a la hora de determinar la rigidez de los elementos estructurales. Además, el efecto de fenómenos como la fluencia lenta o creep y la retracción del concreto puede ser mayor que en el caso de estructuras de concreto armado con varilla solamente.
- Durante la construcción, es necesario combinar dos especialidades (construcción en concreto armado y construcción en acero) trabajando al mismo tiempo, lo que implica la programación y ejecución de la obra.
- La construcción compuesta implica dos materiales que conforman un elemento estructural o dos elementos de diferente naturaleza que están conectados.

La característica fundamental que define a la construcción compuesta es la acción simultánea de los dos materiales de características y comportamiento totalmente diferentes. Esto quiere decir, en el caso de elementos compuestos, que ambos materiales responden como uno solo, y en el caso de sistemas estructurales, los elementos de concreto armado y elementos de acero estructural trabajan conjuntamente para resistir las solicitaciones. Para ilustrar este concepto se considera la siguiente figura. La figura 6.1 representa una viga en la que el acero estructural y el concreto armado actúan independientemente, es decir, no hay acción compuesta.

Se puede ver que parte del concreto no será aprovechado debido a que se encuentra en tensión, mientras que sólo la mitad de la sección de acero está en tensión, el esfuerzo para el que el acero es más eficiente. En contraste, la figura 6.1 muestra una viga en que sí hay acción compuesta. En este caso, todo el concreto se encuentra en compresión y está, por tanto, siendo aprovechado, a la vez que la sección de acero se encuentra preponderantemente a tensión. Para que ocurra acción compuesta es necesario que haya transmisión de esfuerzos entre el acero y el concreto y viceversa. Los mecanismos típicos de transmisión son:

- Adherencia: el vínculo por fricción entre una superficie de acero y una de concreto. Su resistencia es limitada.
- Unión mecánica: se logra a través de pernos conectores de cortante de barra con cabeza, embebidos en el concreto armado y soldados a la viga de acero. Es la solución cuando la adherencia no es suficiente.
- Viga de acero que soporta una losa de concreto armado, interconectadas de manera que los dos materiales trabajan en conjunto.

UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

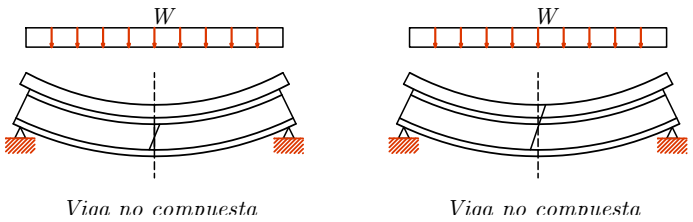



Figura 6.1: Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta.

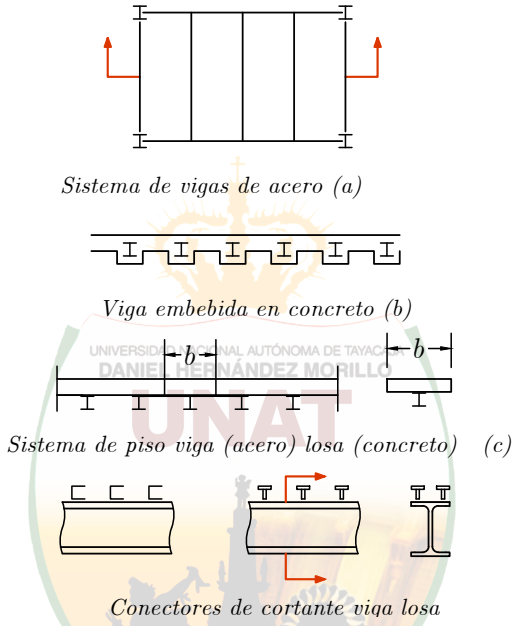



Figura 6.2: Adherencia y anclaje mecánico entre el acero y el concreto armado. (a) Piso de puente compuesto con conectores de cortante. (b) Sección embebida para pisos de edificio. (c) Pisos de edificio con conectores de cortante. (d) conectores de cortante.

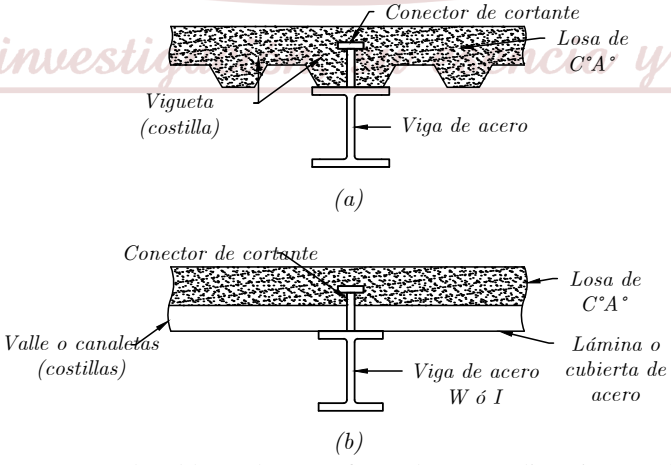



Figura 6.3: Secciones compuestas usando tableros de acero formado, (a) en dirección paralela a la viga, (b) en dirección perpendicular a la viga.

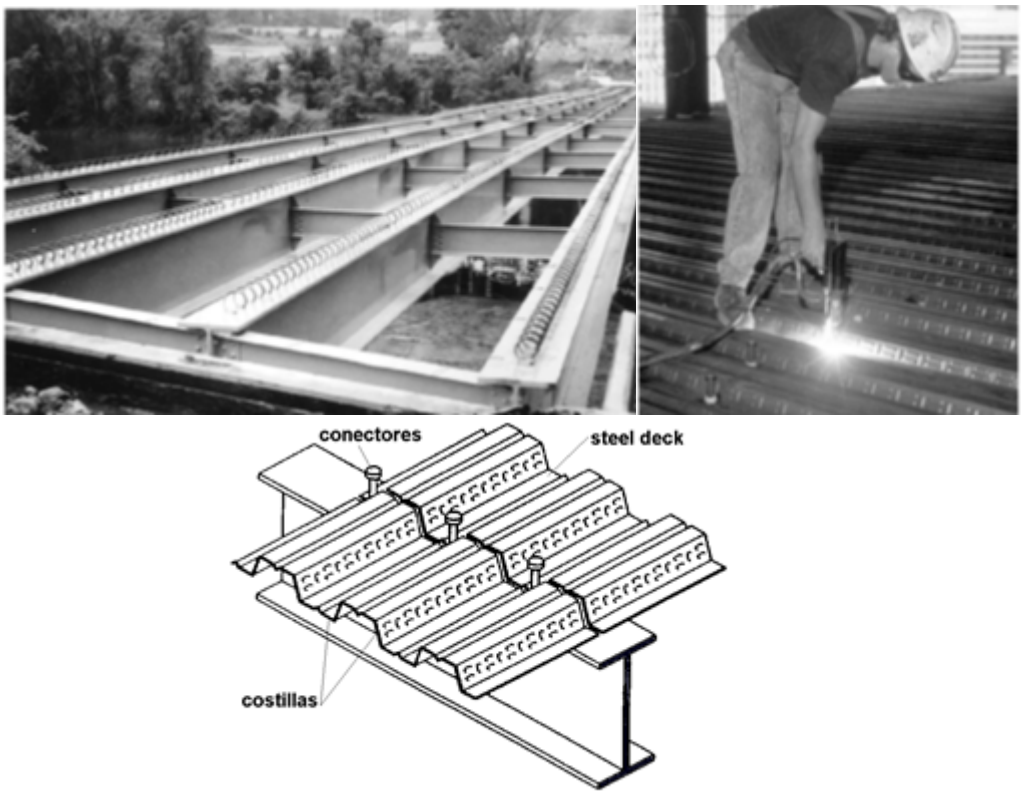



Figura 6.4: Colocación de conectores de cortante.

La construcción de puentes fue la primera en comenzar a utilizar construcción compuesta. Las figuras muestran cortes transversales de estructuras de puentes, donde normalmente las secciones anteriores de acero en conjunto con la losa de concreto armado se consideran como un solo elemento.

La construcción compuesta se utiliza cada vez más en edificios urbanos, normalmente combinando elementos estructurales convencionales y compuestos Giedion y Boada (1982).

### 6.2.3 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La construcción compuesta puede dividirse en dos tipos principales Chen y Kim (1997). El primer tipo consiste en la utilización de elementos compuestos hechos de acero y concreto armado, en que ambos materiales responden como uno solo ante solicitaciones externas. En este caso, es necesario asegurar que las cargas pueden transmitirse del acero al concreto armado y viceversa.

El segundo tipo corresponde a sistemas estructurales que combinan elementos estructurales de acero, de concreto, e incluso compuestos, los que se conectan entre sí para resistir las solicitaciones que obran en la estructura. Sistemas mixtos combinados con sistemas compuestos. En este caso, es necesario asegurar la transmisión de cargas entre los distintos elementos que conforman el sistema estructural.

a. **De acuerdo con su configuración.**
   - ▷ Viga de acero que soportan una losa de concreto armado
   - ▷ Viga de acero que soportan una losa de concreto armado

b. **De acuerdo con su configuración:**
   - ▷ Miembros de sección rectangular hueca de acero, ahogados en concreto armado
   - ▷ Perfiles tubulares de acero (tubos, HSS) rellenos de concreto

- ▷ Perfiles de acero embebidos en concreto: un perfil de acero o una lámina de acero acanalada que está total o parcialmente rodeada de concreto armado. Puede estar adherida o no al concreto circundante. El concreto restringe el pandeo local del perfil de acero y provee protección contra el fuego.
- ▷ Perfiles tubulares de acero rellenos de concreto: perfiles rectangulares, cuadrados o circulares que se rellenan de concreto. No requieren cimbra y si bien no están recubiertos por el concreto, el relleno les da una mayor resistencia al fuego al actuar como disipador del calor.

c. **De acuerdo con su función:**
- ▷ Vigas compuestas: Perfiles IR que soportan una losa de concreto armado, interconectados de manera que los dos materiales trabajan en conjunto.
- ▷ Columnas compuestas
- ▷ Losas compuestas acero-concreto armado
- ▷ Contraventeos compuestos
- ▷ Marco con diagonales de contraventeo de pandeo restringido

d. **De resistencia:**
- ▷ Falla por compresión del concreto armado
- ▷ Plastificación del acero
- ▷ Pérdida de acción compuesta

A continuación se describen las características de los elementos compuestos a través de la ocurrencia de los posibles estados límite o modos de falla. Para efectos de claridad, se ilustrará cada estado límite para el caso de vigas que soportan una losa de concreto armado, haciendo notar cuando algo no sea aplicable a los otros tipos de elementos compuestos.

### 6.2.4 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Los posibles estados límite para la sección transversal son:

- Falla del concreto armado en compresión
- Fluencia del acero en tensión
- Pérdida de acción compuesta entre el acero y el concreto
- Falla por compresión del concreto armado

La falla del concreto armado en compresión ocurre cuando la tensión en la fibra extrema del concreto, iguala el esfuerzo de ruptura en la zona de compresión $f'c$, antes de que el perfil de acero haya experimentado fluencia significativa. Es una falla repentina que se caracteriza porque se desprende el concreto en el área de falla. La capacidad del elemento se ve reducida a la capacidad de la viga de acero. Este estado límite se presenta cuando el área de compresión del concreto es reducida, de modo que la resultante de esa compresión es significativamente menor que la resultante de la tensión en el perfil de acero.

La investigación, su esencia y arte.

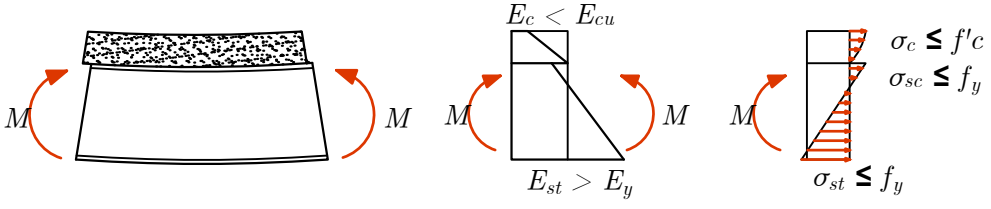



Figura 6.5: Falla por compresión del concreto reforzado.

**a) Falla por compresión del concreto armado**

En el caso de perfiles tubulares rellenos de concreto, el concreto en la zona extrema de compresión está confinado, ya que se encuentra limitado por la pared del perfil y el concreto circundante, por lo que se puede tomar ventaja de una mayor capacidad de deformación a la hora de determinar el estado último de la sección, si la especificación de diseño en uso así lo permite.

**b) Plastificación del acero**

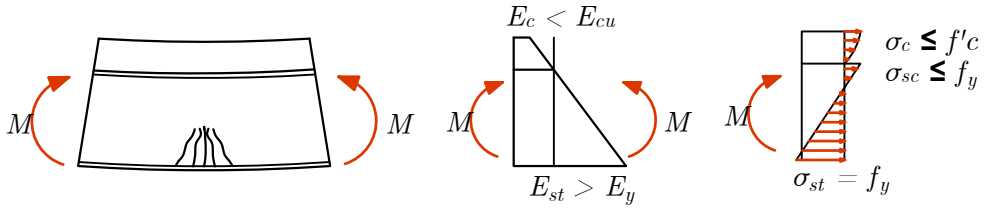



Figura 6.6: Distribución de deformaciones y esfuerzos en la sección plastificada.

Este estado límite se presenta cuando una porción significativa del perfil de acero ha fluido antes de que el concreto alcance el esfuerzo de ruptura en compresión $f'c$. Este estado límite ocurre cuando hay un área de compresión significativa, de modo que casi todo el perfil de acero está en tensión. Este estado límite se presenta cuando una porción significativa del perfil de acero ha fluido antes de que el concreto alcance el esfuerzo de ruptura en compresión $f'c$. Este estado límite ocurre cuando hay un área de compresión significativa, de modo que casi todo el perfil de acero está en tensión.

**c) Pérdida de acción compuesta**

El tercer estado límite de la sección transversal ocurre cuando la capacidad de transmitir cortante en la interfaz entre el acero y concreto es menor a la resultante de la compresión en el concreto o la resultante de los esfuerzos en el perfil de acero. Cuando esto ocurre se produce un deslizamiento en dicha interfase y se pierde la acción compuesta, con lo que ambos materiales comienzan a actuar por separado, lo que redunda en una pérdida significativa de capacidad.

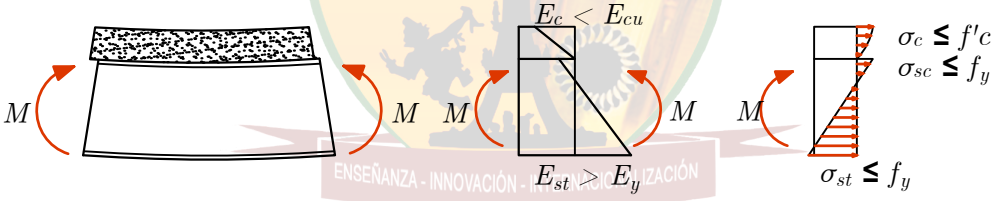



Figura 6.7: Pérdida de acción compuesta.

Se habla de “acción compuesta completa” si los elementos encargados de transmitir esfuerzos entre el concreto y el acero están diseñados para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al determinar distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Se refiere a “acción compuesta parcial”, si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa. Son los conectores de cortante los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa de concreto y el perfil de acero.

- Criterio de resistencia:
  - ▷ Estados límite de sección
  - ▷ Inestabilidad global (pandeo, pandeo lateral-torsional)
  - ▷ De servicio:
  - ▷ Agrietamiento excesivo
  - ▷ Deformación excesiva

UNAT UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INVESTIGACIÓN - PROYECCIÓN La investigación, su esencia y arte.

- ▷ Vibración excesiva

Se considera el elemento completo, se tienen estados límite a nivel de resistencia y estados límite a nivel de servicio. En cuanto a los estados límite de resistencia, a los ya vistos, asociados a la sección, es necesario agregar la inestabilidad global del elemento, ya sea en compresión (pandeo) o en flexión (pandeo o pandeo lateral por flexotorsión). Como estados límite de servicio se deben considerar la fisuración, deformación y vibración excesivas.

- Criterio de resistencia:
  - ▷ Inestabilidad global

## 6.3 DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA (AISC-2010)

Este numeral se aplica a miembros compuestos, conformadas por perfiles laminados, perfiles armados o perfiles tubulares estructurales (PTE) que actúan conjuntamente con una sección de concreto estructural, y a vigas de acero que soportan una losa de concreto armado estando las vigas y la losa interconectadas de tal forma que actúan en conjunto para resistir la flexión. Se incluyen vigas compuestas simplemente apoyadas o continuas con conectores y vigas tipo perfil relleno o revestido de concreto, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

### 6.3.1 PROVISIONES GENERALES

Para determinar los efectos de carga en miembros y conexiones de una estructura que incluye miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva para cada instante de incremento de carga aplicada.

#### 6.3.1.1 Concreto y Acero de Refuerzo

El diseño, detallamiento y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto armado y barras de refuerzo estipuladas por la normativa de edificación aplicable. Adicionalmente podrán aplicarse las disposiciones del Código ACI 318 con las siguientes excepciones y limitaciones:

(1) ACI 318. Secciones 7.8.2 y 10.13, y el Capítulo 21 serán excluidos en su totalidad.
(2) Las limitaciones sobre concreto y el acero de refuerzo serán las especificadas en la numeral 6.3.1.3.
(3) Las limitaciones de Refuerzo transversal serán las especificadas en la el numeral 6.4.1.1 (b), como complemento a las especificadas en ACI 318.
(4) La mínima razón de refuerzo longitudinal para miembros embebidos en concreto será la especificada en la sección 6.4.1.1(c).

Los componentes de Concreto y de Acero de Refuerzo diseñados de acuerdo con ACI 318 deberán estar basados en el nivel de carga correspondiente a las combinaciones de carga LRFD.

**Nota:** El intento de la Especificación es que las porciones de concreto y de acero de refuerzo en miembros compuestos de concreto sean detallados empleando las disposiciones para elementos no compuestos de ACI 318 siendo modificadas por la Especificación.

Todos los requerimientos específicos para miembros compuestos son cubiertos en la Especificación. Nótese que la base de diseño para ACI 318 es el diseño por resistencia. Los diseñadores que empleen ASD en acero deben ser conscientes de los diferentes factores de carga.

#### 6.3.1.2 Resistencia Nominal de Secciones Compuestas

Para determinar la resistencia nominal de las secciones compuestas, se debe usar el método plástico de distribución de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, como se presentan a continuación.

Al determinar la resistencia nominal de los miembros compuestos se despreciará la resistencia del concreto a tensión.

Para miembros tipo perfil relleno a compresión deberán tenerse en cuenta los efectos de pandeo local según se establece en el numeral 6.3.1.4. No se requiere la consideración de los efectos de pandeo local para miembros tipo perfil revestido.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

#### 6.3.1.2.1 Método Plástico de Distribución de Esfuerzos

Para el método plástico de distribución de esfuerzos, la resistencia nominal se calculará suponiendo que los componentes de acero han alcanzado un esfuerzo igual a $F_y$ bien sea a tensión o a compresión, y que los componentes de concreto bajo esfuerzos de compresión debidos a solicitaciones de carga axial o flexión han alcanzado un esfuerzo de $0.85f'c$ . Para perfiles tubulares estructurales (PTE) circulares rellenos de concreto, el efecto del confinamiento permite usar un esfuerzo de $0.95f'c$ en los componentes de concreto bajo esfuerzos de compresión debidos a solicitaciones de carga axial o flexión.

#### 6.3.1.2.2 Método de Compatibilidad de Deformaciones

Para este método se supondrá una distribución lineal de deformaciones a través de la sección, con una deformación unitaria máxima de 0.003 $mm/mm$ en el concreto a compresión. Las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para el acero y el concreto se obtendrán a partir de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.

**Nota:** El método de compatibilidad de las deformaciones debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y para casos donde el acero no exhibe un comportamiento elasto-plástico. Guías generales para el método de compatibilidad de deformaciones para columnas embebidas sujetas a fuerza axial, flexión o a ambas se presentan en la Guía de Diseño 6 AISC y en ACI 318.

### 6.3.1.3 Limitaciones del Material

El concreto y las barras de refuerzo que se utilicen en los sistemas compuestos estarán sujetos a las siguientes limitaciones, excepto cuando mediante ensayos o análisis se justifique otro criterio:

(1) Para efectos de cálculo de la resistencia de diseño, se tomará para el concreto una resistencia de diseño a compresión $f'c$, no menor que 21 MPa ni mayor que 70 MPa si se trata de concreto de peso normal y no menor que 21 MPa ni mayor que 42 MPa para concreto aligerado.

**Nota:** El concreto de alta resistencia puede ser utilizado para cálculos de rigidez pero no se puede contar con él para cálculos de resistencia a menos que sea justificado mediante ensayos o análisis.

(2) Al calcular la resistencia de una columna compuesta, los esfuerzos de fluencia mínimos especificados para el acero estructural y para las barras de refuerzo no deben tomarse mayores que 525 MPa.

### 6.3.1.4 Clasificación de Secciones Compuestas Tipo perfil relleno para Pandeo Local

Para efectos de diseño a compresión, las secciones compuestas tipo perfil relleno se clasifican como compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección compuesta tipo perfil relleno se clasifica como compacta si la relación ancho a espesor no excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 6.1a en ninguno de sus elementos de acero a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 6.1a en alguno de los elementos de acero a compresión, sin que se exceda el límite $\lambda_r$ de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección compuesta se clasifica como no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento de acero a compresión excede el límite $\lambda_r$ de la tabla 6.1a, la sección se clasifica como una sección con elementos esbeltos. Los valores de la relación ancho a espesor se limitarán a los máximos especificados en la misma tabla.

Para efectos de diseño a compresión, las secciones compuestas tipo perfil relleno se clasifican como compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección compuesta tipo perfil relleno se clasifica como compacta si la relación ancho a espesor no excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 6.1b en ninguno de sus elementos de acero a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite $\lambda_p$ de la tabla 6.1b en alguno de los elementos de acero a compresión, sin que se exceda el límite $\lambda_r$ de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección compuesta se clasifica como no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento de acero a compresión excede el límite $\lambda_r$ de la tabla 6.1b, la sección se clasifica como una sección con elementos esbeltos. Los valores de la relación ancho a espesor se limitarán a los máximos especificados en la misma tabla.

Las definiciones del ancho (b o D) y el espesor (t) para PTE rectangulares y circulares se presentan en las tablas 6.1a y 6.1b.

Tabla 6.1: Valores de la relación ancho a espesor para elementos de acero a compresión en miembros de construcción compuesta solicitados por carga axial de compresión (Para aplicar en el numeral 6.4.2)

| **Descripción del Elemento** | **Relación Ancho a Espesor** | **Valores limites** | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $\lambda p$ **(Compacto /No compactado)** | $\lambda r$ **(No compactado/esbelto)** | **Máximo Permitido** |
| Paredes de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajon , de seccion rectangular y espesor uniforme | $\frac{b}{t}$ | $2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| Secciones circulares | $D/t$ | $0.15E/F_y$ | $0.19E/F_y$ | $0.31E/F_y$ |

Tabla 6.2: Valores de la relación ancho a espesor para elementos de acero a compresión en miembros de construcción compuesta solicitados por flexión (Para aplicar en el numeral 6.5.4)

| **Descripción del Elemento** | **Relación Ancho a Espesor** | **Valores limites** | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $\lambda p$ **(Compacto /No compactado)** | $\lambda r$ **(No compactado/esbelto)** | **Máximo Permitido** |
| Aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme | $\frac{b}{t}$ | $2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| Almas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme | $\frac{h}{t}$ | $3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| Secciones circulares | $D/t$ | $0.09E/F_y$ | $0.31E/F_y$ | $0.31E/F_y$ |

## 6.4 FUERZA AXIAL - COLUMNAS COMPUESTAS.

Este numeral se aplica a dos tipos de miembros compuestos solicitados por fuerza axial: perfiles revestidos de concreto y perfiles rellenos de concreto.

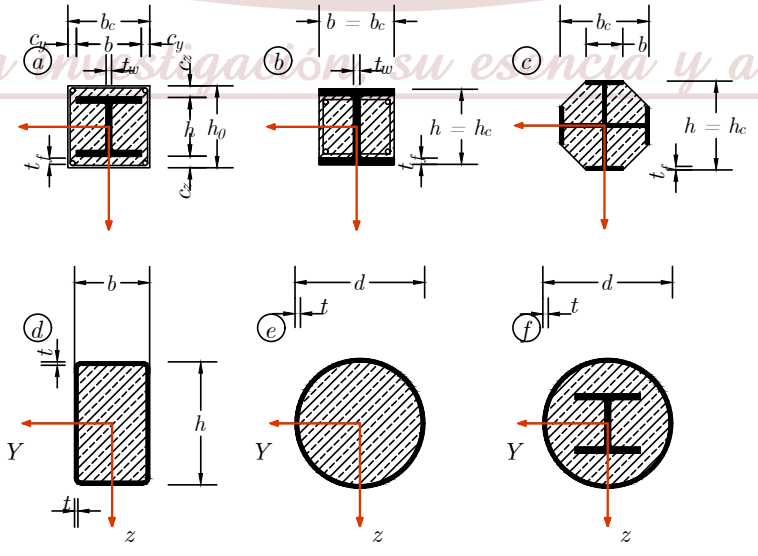



Figura 6.8: Columnas compuesto revestidos con concreto (a, b y c) y rellenos con concreto (d, e y f).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación su esencia y arte.

## 6.4.1 COLUMNAS COMPUESTAS TIPO PERFIL REVESTIDO

### 6.4.1.1 Limitaciones

Para que un miembro califique como columna compuesta tipo perfil revestido, se deben cumplir las siguientes limitaciones:

(a) El área de la sección transversal del núcleo del acero debe comprender al menos el 1 % de la sección transversal compuesta total.

(b) El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.
Cuando se usen estribos, se suministrarán como mínimo varillas de 9.5 mm de diámetro espaciadas 305 mm a centros, o varillas de 12.7 mm de diámetro o mayores espaciadas a 406 mm a centros. Se permite el uso de alambre corrugado o malla electrosoldada con un área equivalente. En ningún caso el espaciamiento de los estribos debe ser superior a 0.5 veces la menor dimensión de la columna.

(c) La mínima relación de áreas para el refuerzo longitudinal continuo $\rho_s r$, será de 0.004, donde $\rho_{sr}$, está dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \tag{6.1}$$

Donde:
$A_{sr}$ = área de las barras de refuerzo continuo, $cm^2$ $(mm^2)$
$A_g$= área bruta de la sección compuesta, $cm^2$ $(mm^2)$

### 6.4.1.2 Resistencia de diseño a compresión

La resistencia de diseño a compresión $\phi_c P_n$, para miembros compuestos tipo perfil revestido de simetría doble cargados axialmente, se determinará para el estado límite de pandeo por flexión con base en la esbeltez de la columna, tomando: $\phi_c = 0.75$ y con $P_n$ calculado como sigue:

(a) Cuando $P_e \geq 0.44 P_{no}$

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{P_{no}/P_e}\right] \tag{6.2}$$

(b) Cuando $P_e < 0.44 P_n o$

$$P_n = 0.877 P_e \tag{6.3}$$

Donde:

$$P_{no} = A_s + F_y + A_{sr} F_{ysr} + 0.85 A_c f'_c \tag{6.4}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \tag{6.5}$$

(Carga crítica de pandeo elástico, calculada de acuerdo con el numeral 7.6, y:

$A_c$ = área del concreto, $mm^2$
$A_s$= área de la sección de acero, $mm^2$
$A_s r$ = área de las barras del refuerzo longitudinal continuo, $mm^2$.
$Ec$= modulo de elasticidad del concreto $=0.136(w_c)^{1.5}\sqrt{f'_c}\, Kg/cm^2$ $\quad (0.043 w_c{}^{1.5}\sqrt{f'_c}\, MPa)$
$EI_{eff}$= rigidez efectiva de la sección compuesta, $N \cdot mm^2$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \tag{6.6}$$

Donde:

$$C_1 = 0.10 + 2\left(\frac{A_s}{(A_s + A_c)}\right) \leq 0.30 \tag{6.7}$$

(coeficiente para calcular la rigidez efectiva de un miembro compuesto tipo perfil revestido a compresión)

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

$E_s$ = modulo de elasticidad del acero = 200.000 $MPa$.
$f'c$ = resistencia especificada a compresión del concreto, $MPa$.
$F_y$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la sección de acero, $MPa$.
$F_{ysr}$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para las barras de refuerzo, $MPa$.
$I_c$ = momento de inercia de la sección de concreto con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, $mm^4$.
$I_s$ = momento de inercia del perfil de acero con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, $mm^4$.
$I_{sr}$ = momento de inercia de las barras de refuerzo con respecto al eje neutro elástico de la sección compuesta, $mm^4$.
$K$ = factor de longitud efectiva.
$L$ = longitud del miembro sin soporte lateral, $mm$.
$w_c$ = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \leq w_c \leq 2500)\ kg/m^3$

Al calcular la resistencia de diseño a compresión se puede tomar como mínimo la obtenida para la sección de acero sin revestir con base en el capítulo 3, numeral 3.5.

Las Ec. 6.6, y Ec.6.14, fueron desarrolladas con base en datos de secciones compuestas de simetría doble. En los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 se suministran criterios sobre el efecto de las desviaciones de la simetría al aplicar estas ecuaciones.

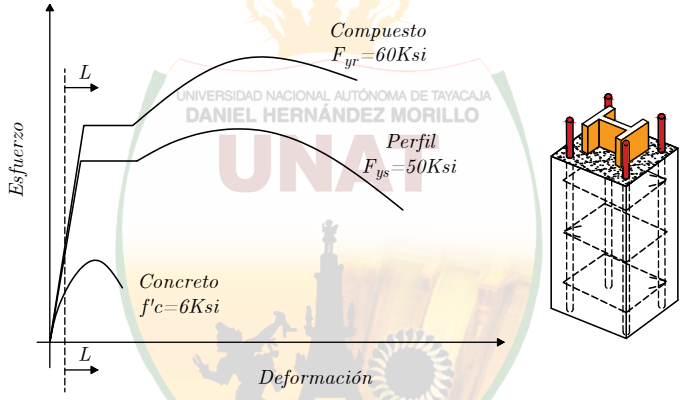



Figura 6.9: Comparación esfuerzo deformación según su composición.

### 6.4.1.3 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño a tensión $\phi_t P_n$, para miembros compuestos tipo perfil revestido, se determinará para el estado límite de fluencia tomando:

$$\phi_t = 0.90$$

Y

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \tag{6.8}$$

### 6.4.1.4 Transferencia de carga

Las cargas aplicadas a los miembros compuestos tipo perfil revestido cargados axialmente se transferirán entre el acero y el concreto de acuerdo con los requerimientos establecidos en el numeral 6.8.

### 6.4.1.5 Requisitos de Detallado

La separación mínima entre la sección de acero y las varillas de refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las varillas, con 38 $mm$ como mínimo. Si la sección transversal compuesta incluye dos o más perfiles e acero revestidos, éstos deben conectarse entre sí por medio de una celosía, presillas o componentes similares para evitar que ocurra pandeo en los perfiles individuales como resultado de la aplicación de cargas antes de que el concreto haya fraguado.

## 6.4.2 MIEMBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL RELLENO

### 6.4.2.1 Limitaciones

El área de la sección transversal del perfil de acero debe comprender al menos el 1 % de la sección transversal compuesta total. Los miembros compuestos tipo perfil relleno deben clasificarse de acuerdo con el numeral 6.3.1.4, para efectos de pandeo local.

### 6.4.2.2 Resistencia de diseño a compresión

La resistencia de diseño a compresión $\phi_c P_n$, para miembros compuestos tipo perfil relleno de simetría doble cargados axialmente se determinará para el estado límite de pandeo por flexión con base en el numeral 6.4.1.2, aplicando las siguientes modificaciones: Para secciones compactas:

$$P_{no} = P_P \tag{6.9}$$

Donde:

$$P_P = A_s F_y + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{6.10}$$

$C_2$= 0.85 para secciones rectangulares y 0.95 para secciones circulares.

**Para secciones no compactas:**

$$P_{no} = P_P - \frac{P_P - P_y}{(\lambda_r - \lambda_y)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \tag{6.11}$$

donde:

$\lambda, \lambda_p$ y $\lambda_r$, son las relaciones de esbeltez determinadas según la tabla 6.1a, y $P_P$ se obtiene de la Ec. 6.10

$$P_y = A_s F_y + 0.7 f'_c \left( A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{6.12}$$

**Para secciones esbeltas:**

$$P_{no} = A_s F_{cr} + 0.7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{6.13}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \qquad \textit{para secciones rectangulares rellenas} \tag{6.14}$$

$$F_{cr} = \frac{0.72 F_y}{\left[ (D/t) \frac{F_y}{E_s} \right]^2} \qquad \textit{para secciones circulares rellenas} \tag{6.15}$$

La rigidez efectiva de la sección compuesta $EI_{eff}$, se tomará como sigue para todo tipo de secciones:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \tag{6.16}$$

Donde:

$$C_1 = 0.6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9 \tag{6.17}$$

(Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos tipo perfil relleno a compresión)

Puede tomarse como valor mínimo para la resistencia de diseño a compresión el calculado para el miembro de acero sin revestir de acuerdo con el capítulo 3, numeral 3.5.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

#### 6.4.2.3 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño a tensión $\phi_t P_n$, para miembros compuestos tipo perfil relleno, se determinará para el estado límite de fluencia tomando:

$$\phi_t = 0.90$$

Y

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \tag{6.18}$$

#### 6.4.2.4 Transferencia de carga

Las cargas aplicadas a los miembros compuestos tipo perfil relleno cargados axialmente se transferirán entre el acero y el concreto de acuerdo con los requerimientos establecidos en el numeral 6.8.

## 6.5 FLEXIÓN - VIGAS COMPUESTAS.

Este numeral se aplica a tres tipos de miembros compuestos a flexión: vigas compuestas con conectores de acero que pueden ser tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal, miembros tipo perfil revestido de concreto, y miembros tipo perfil relleno de concreto.

### 6.5.1 GENERALIDADES

#### 6.5.1.1 Ancho Efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto será la suma de los anchos efectivos a lado y lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

**(a)** octavo de la luz de la viga, medida entre centros de apoyos;
**(b)** La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente; o
**(c)** la distancia al borde de la losa de concreto

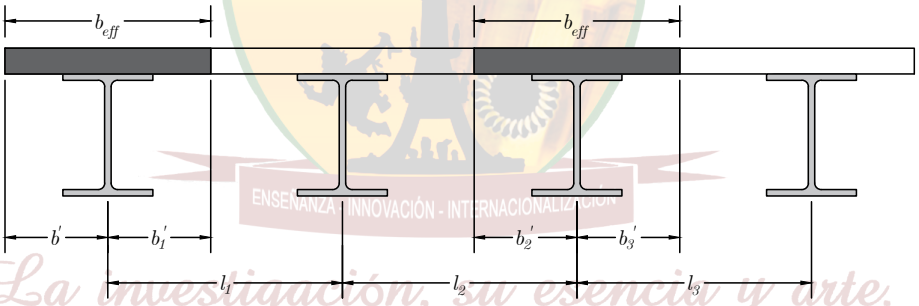



Figura 6.10: Ancho efectivo $b_{eff}$.

#### 6.5.1.2 Resistencia durante la Construcción.

Cuando no se use apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección de acero considerada aisladamente deberá tener la resistencia adecuada para soportar todas las cargas que se apliquen antes de que el concreto alcance el 75 % de su resistencia especificada fc'. La resistencia de diseño a la flexión de la sección de acero se determinará de acuerdo con el capítulo 4, numeral 4.8.

### 6.5.2 VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES TIPO ESPIGO CON CABEZA, TIPO PERNO O TIPO CANAL

#### 6.5.2.1 Resistencia a Momento Positivo

La resistencia de diseño a momento positivo $\phi_b M_n$, se determinará para el estado límite de fluencia con base en:

$$\phi_b = 0.90$$

y $M_n$ calculado como sigue:

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

**(a)** Para $h/t_w \leq 3.76\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$

$M_n$, se determinará a partir de la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico).

**(b)** Para $h/t_w > 3.76\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$

$M_n$, se determinará mediante la superposición de los esfuerzos elásticos, considerando los efectos del apuntalamiento, para el estado límite de fluencia en la fibra extrema (momento de fluencia)

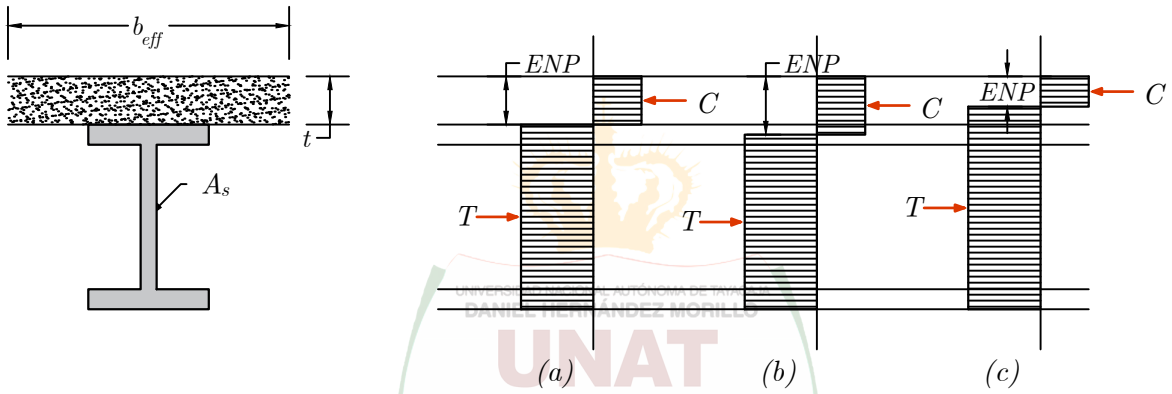



Figura 6.11: Distribución de esfuerzos en la sección del perfil de acero y losa de concreto.

### 6.5.2.2 Resistencia a Momento Negativo

La resistencia de diseño a momento negativo $\phi_b M_n$, se determinará para la sección de acero considerada aisladamente, de acuerdo con los requerimientos del capítulo 4, numeral 4.8.

Alternativamente, la resistencia de diseño a momento negativo podrá determinarse a partir de la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta, para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico), con:

$$\phi_b = 0.90$$

dadas las siguientes condiciones:

**(a)** La viga de acero es compacta y está arriostrada adecuadamente de acuerdo con el capítulo 4, numeral 4.8.

**(b)** Se tienen conectores tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal que unen la losa de concreto a la viga de acero en la región de momento negativo

**(c)** el refuerzo de la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, está desarrollado adecuadamente.

### 6.5.2.3 Vigas Compuestas con Losa sobre Tablero Metálico

**(a) Generalidades**

La resistencia de diseño a la flexión de un sistema compuesto conformado por una losa de concreto vaciada sobre un tablero metálico, con la losa conectada a las vigas de acero, se determinará con ajuste a las disposiciones aplicables de los numerales 6.5.2.1 y 6.5.2.2, cumpliendo los siguientes requerimientos:

- Las nervaduras del tablero metálico no deben tener un peralte mayor que 76 *mm*. El ancho promedio de la nervadura de concreto $w_r$, no deberá ser menor que 50 *mm*, y para efectos de cálculo no se tomará mayor que el ancho libre mínimo en la parte superior del tablero metálico.

UNAT
La investigación, su esencia y arte.

- ◇ La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores tipo espigo con cabeza soldados, de diámetro menor o igual que 19 *mm* (AWS D1.1). Los espigos pueden soldarse ya sea a través de la lámina o directamente a la viga de acero. Los espigos, una vez instalados, deberán extenderse por lo menos 38 *mm* por encima del nivel superior del tablero metálico, y deberán quedar con un recubrimiento en concreto de 13 *mm* como mínimo por encima de su extremo superior.
- ◇ El espesor de la losa por encima del tablero metálico no será menor que 50 *mm*.
- ◇ El tablero metálico estará anclado a todos los miembros de soporte a espacios no superiores a 460 mm. Tal anclaje será proporcionado mediante conectores tipo espigo con cabeza, una combinación de conectores tipo espigo y arandelas con soldaduras de tapón, u otro sistema especificado por el diseñador.

En la figura 6.12 se indican algunos de estos límites dimensionales.

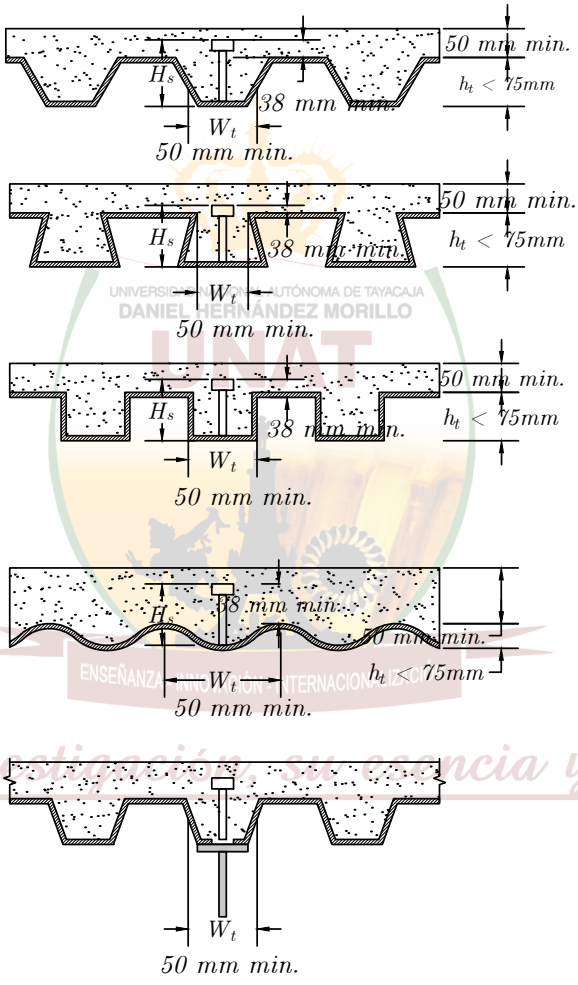



Figura 6.12: Límites dimensionales para vigas compuestas con tablero metálico.

**(b) Nervaduras del Tablero Metálico perpendiculares a la Viga de Acero**

Cuando las nervaduras están orientadas perpendicularmente a las vigas de acero, el concreto que queda por debajo del nivel superior del tablero metálico no se tendrá en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta ni para calcular $A_c$.

**(c) Nervaduras del Tablero Metálico Paralelas a la Viga de Acero.**

El concreto que queda por debajo del nivel superior del tablero de acero puede incluirse al determinar las propiedades de la sección compuesta, y debe incluirse al calcular $A_c$.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA INVESTIGACIÓN PROYECCIÓN INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

Sobre las vigas de soporte, las nervaduras del tablero metálico podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

Cuando el peralte nominal del tablero metálico sea de 38 mm o mayor, el ancho promedio del capitel o nervadura soportado por la viga $w_r$, no deberá ser menor que 50 mm por el primer espigo más 4 diámetros de espigo por cada espigo adicional en la hilera transversal.

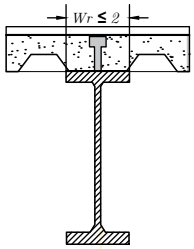



Figura 6.13: Peralte nominal.

#### 6.5.2.4 Transferencia de carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto

##### 6.5.2.4.1 Transferencia de Carga para Momento Positivo.

Se supondrá que la totalidad de la fuerza cortante horizontal en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto se transfiere a través de los conectores, excepto para vigas tipo perfil revestido según se definen en el numeral 6.5.3. Para una viga de sección compuesta donde el concreto está sujeto a compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal total $V_r'$, entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de aplastamiento del concreto, fluencia por tensión de la sección de acero y resistencia de los conectores a cortante, calculados como sigue:

**(a)** Aplastamiento del Concreto.

$$V_r' = 0.85 f_c' A_c \tag{6.19}$$

**(b)** Fluencia de la sección de acero.

$$V_r' = F_y A_s \tag{6.20}$$

**(c)** Resistencia de los conectores.

$$V_r' = \Sigma Q_n \tag{6.21}$$

Donde:

$A_c$ = área de la sección de la losa de concreto comprendida dentro del ancho efectivo, $mm^2$.
$A_s$ = área de la sección transversal del perfil de acero $mm^2$
$\Sigma Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero, $N$.

UNAT
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

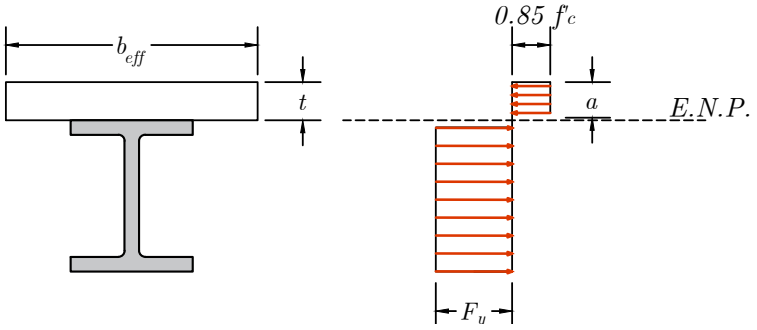



Figura 6.14: Distribución de la fluencia total de tensión del acero y compresión parcial de concreto, con eje neutro plástico (ENP), en la losa.

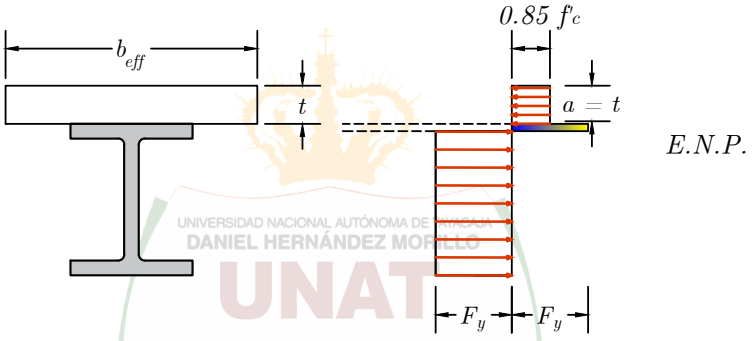



Figura 6.15: El bloque de esfuerzos del concreto en toda la profundidad de la losa y el ENP, está en la aleta del perfil de acero. Parte del patín esta en compresión, entonces incrementa la resistencia a compresión en la losa.

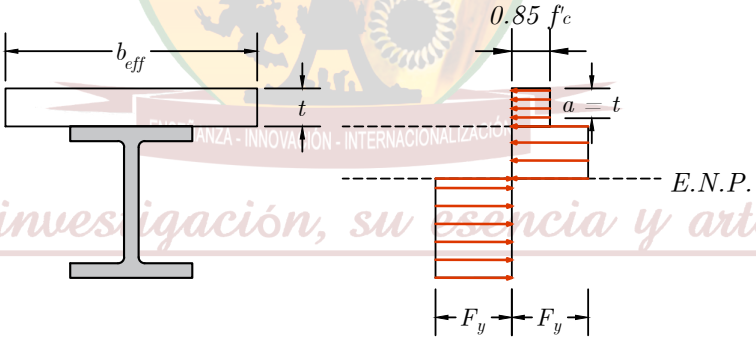



Figura 6.16: La tercera posibilidad, es que el ENP, se encuentra en el alma del perfil de acero.

### 6.5.3.4.2 Transferencia de Carga para Momento Negativo

En vigas compuestas continuas donde se considera que el acero de refuerzo longitudinal actúa conjuntamente con la viga de acero en las regiones de momento negativo, la fuerza cortante horizontal total entre el punto de momento negativo máximo y el punto de momento cero no debe ser mayor que el menor entre los valores de la resistencia de diseño correspondientes a los siguientes estados límites:

**(a)** Fluencia a tensión del refuerzo de la losa.

$$V'_r = F_{ysr} A_{sr} \tag{6.22}$$

Donde:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA
DANIEL HERNÁNDEZ MORALES
UNAT
INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

$A_{sr}$ = área del acero de refuerzo longitudinal desarrollado adecuadamente dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, $mm^2$.

$F_{ysr}$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero de refuerzo, $MPa$.

**(b)** Resistencia al corte de los conectores tipo espigo con cabeza o tipo canal

$$V_r' = \Sigma Q_n \tag{6.23}$$

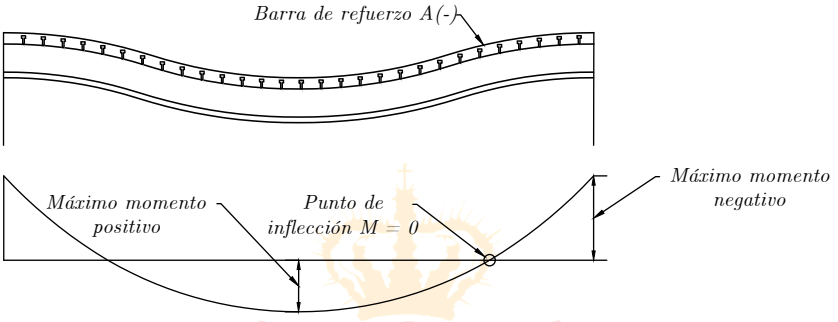



Figura 6.17: —

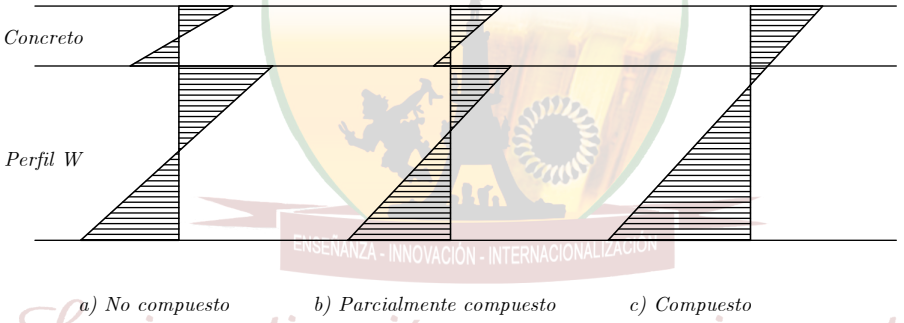



Figura 6.18: —

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 6.5.3 MIEMBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL REVESTIDO.

La resistencia de diseño a flexión de miembros tipo perfil revestido en concreto $\phi_b M_n$, se determinará con base en:

$$\phi_b = 0.90$$

y $M_n$ calculado usando uno de los siguientes métodos:

**(a)** La superposición de esfuerzos elásticos en la sección compuesta, considerando los efectos del apuntalamiento, para el estado límite de fluencia en la fibra extrema (momento de fluencia).

**(b)** La distribución plástica de esfuerzos en la sección de acero, tomada aisladamente, para el estado límite de plastificación de la sección (momento plástico).

**(c)** La distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta, o el método de compatibilidad de deformaciones, para el estado límite de plastificación (momento plástico) de la sección compuesta, siempre y cuando se usen conectores de acero.

### 6.5.4 MIEMBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL RELLENO

#### 6.5.4.1 Limitaciones.

Los miembros compuestos tipo perfil relleno se clasificarán para efectos de pandeo local de acuerdo con el numeral 6.3.1.4.

#### 6.5.4.2 Resistencia a Flexión.

La resistencia de diseño a flexión de un miembro compuesto tipo perfil relleno $\phi_b M_n$, se determinará con base en:

$$\phi_b = 0.90$$

y $M_n$ calculado como sigue:

**(a)** Para secciones compactas:

$$M_n = M_p \tag{6.24}$$

Donde:

$M_p$ = momento correspondiente a la distribución plástica de esfuerzos sobre la sección transversal compuesta, $N \cdot mm$.

**(b)** Para secciones no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)(\lambda - \lambda_p)(\lambda_r - \lambda_p) \tag{6.25}$$

Donde:

$\lambda, \lambda_p$ y $\lambda_r$, son las relaciones de esbeltez obtenidas de la tabla 6.1b.

$M_y$= momento de fluencia, correspondiente a la fluencia de la aleta a tensión y al inicio de la fluencia en la aleta a compresión, $N \cdot mm$. La capacidad al inicio de la fluencia se calculará suponiendo una distribución lineal y elástica de los esfuerzos, limitando el máximo esfuerzo de compresión en el concreto a $0.7 f'_c$ y el máximo esfuerzo en el acero a $Fy$.

**(c)** Para secciones esbeltas, $Mn$ se obtendrá como el momento para el cual se inicia la fluencia. El esfuerzo en la aleta a compresión estará limitado al valor del esfuerzo de pandeo local $F_c r$, determinado usando las Ec. 6.14 y 6.15. La distribución de esfuerzos en el concreto será lineal y elástica, con el esfuerzo máximo de compresión limitado a $0.7 f'_c$.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 6.6 CORTANTE

### 6.6.1 MIEBROS COMPUESTOS TIPO PERFIL RELLENO O REVESTIDO

La resistencia de diseño se determinará con base en uno de los siguientes criterios:

**(a)** La resistencia de diseño a cortante de la sección de acero tomada aisladamente, según se especifica en el capítulo 5, numeral 5.4.

**(b)** La resistencia de diseño a cortante de la sección de concreto armado (concreto más acero de refuerzo) tomada aisladamente, según se especifica en el Título C de este Reglamento, usando un factor combinado de resistencia $\phi_v$, igual a 0.75.

**(c)** La resistencia nominal a cortante de la sección de acero según se especifica en el capítulo 5, numeral 5.4. más la resistencia nominal del acero de refuerzo calculada según se especifica RNE E-070, multiplicadas por un factor combinado de resistencia $\phi_v$, igual a 0.75.

### 6.6.2 VIGAS COMPUESTAS CON LOSA SOBRE TABLERO METÁLICO

La resistencia de diseño a cortante de vigas compuestas con conectores de acero tipo espigo con cabeza o tipo canal se determinará con base en las propiedades de la sección de acero tomada aisladamente, de acuerdo con el capítulo 5, numeral 5.4.

## 6.7 COMBINACION DE FUERZA AXIAL Y FLEXION

Debe considerarse la interacción entre las fuerzas axiales y de flexión en miembros compuestos para efectos del análisis de la estabilidad según se requiere en el numeral 7.6. La resistencia de diseño a compresión $\phi_c P_n$, y la resistencia de diseño a la flexión $\phi_b M_b$, se determinarán según se define en los numerales 6.4 y 6.5., respectivamente. Para tener en cuenta los efectos de longitud en la resistencia del miembro a carga axial, la resistencia nominal se obtendrá de acuerdo con el numeral 6.4.

Para miembros compuestos tipo perfil revestido o perfil relleno con secciones compactas, la interacción entre la fuerza axial y la flexión se evaluará con base en las ecuaciones de interacción del numeral 7.8.2.1, o mediante uno de los métodos definidos en el numeral 6.3.1.2.

Para miembros compuestos tipo perfil relleno con secciones no compactas o esbeltas, la interacción entre la fuerza axial y la flexión se evaluará con base en las ecuaciones de interacción del numeral 7.8.2.1.

En los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 se presentan métodos para determinar la capacidad de viga columnas de sección compuesta.

## 6.8 TRANSFERENCIA DE FUERZAS

### 6.8.1 Requisitos Generales

Cuando se apliquen fuerzas externas a un miembro compuesto tipo perfil revestido o perfil rellenos cargados axialmente, la introducción de tales fuerzas al miembro y la transferencia de cortantes longitudinales a través del miembro se evaluarán de acuerdo con los requisitos de asignación de la fuerza que se presentan en este numeral.

La resistencia de diseño para los mecanismos de transferencia de cargas aplicables $\phi R_n$, determinada de acuerdo con el numeral 6.8.3, deberá ser igual o superior a la fuerza cortante longitudinal que se requiera transferir $V'r$, determinada de acuerdo con el numeral 6.8.2.

### 6.8.2 Asignación de la fuerza

La fuerza se asignará con base en la distribución de la fuerza externa, de acuerdo con los siguientes requerimientos:

Las provisiones para la resistencia al aplastamiento bajo la aplicación de fuerzas externas se establecen en el numeral 10.7. Para miembros compuestos tipo perfil relleno, el término $\sqrt{A_1/A_2}$ de la Ec. 10.2, puede tomarse igual a 2.0, teniendo en cuenta el efecto del confinamiento.

#### 6.8.2.1 Fuerza externa aplicada a la sección de acero

Cuando la fuerza externa se aplica en su totalidad a la sección de acero, la fuerza que requiere ser transferida al concreto $V'r$, se determinará como sigue:

$$V'_r = P_r \left(1 - \frac{A_s F_y}{P_{no}}\right) \tag{6.26}$$

Donde:

$P_r$ = fuerza externa aplicada al miembro compuesto, $N$.
$P_{no}$= resistencia nominal a carga axial, sin considerar los efectos de longitud, calculada según la Ec. 6.4, para miembros compuestos tipo perfil revestido, y según la Ec. 6.9, para miembros compuestos tipo perfil relleno, $N$.

#### 6.8.2.1 Fuerza externa aplicada al concreto

Cuando la fuerza externa se aplica en su totalidad al revestimiento o relleno de concreto, la fuerza que se debe transferir al acero $V'r$, se determina como sigue:

$$V'_r = P_r \left(\frac{A_s F_y}{P_{no}}\right) \tag{6.27}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA DANIEL HERNÁNDEZ MORALES UNAN ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación su esencia y arte

#### 6.8.2.1 Fuerza externa aplicada simultáneamente al acero y al concreto.

Cuando la fuerza externa se aplica simultáneamente a la sección de acero y al revestimiento o relleno de concreto $V'r$ se determinará como la fuerza requerida para establecer el equilibrio en la sección transversal.

Un método aceptable para determinar la fuerza de cortante longitudinal requerida para establecer el equilibrio en la sección transversal se presenta en los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360.

### 6.8.3 Mecanismos de transferencia de fuerzas

La resistencia nominal $R_n$, suministrada por los mecanismos de adherencia directa, conectores y apoyo directo se determinará de acuerdo con esta sección. Se permite el uso del mecanismo de transferencia de fuerzas que suministre la mayor resistencia nominal, pero no se permite la superposición de los distintos mecanismos.

Para miembros compuestos tipo perfil revestido no se permite el uso del mecanismo de transferencia de fuerzas por adherencia directa.

#### 6.8.3.1 Apoyo Directo

Cuando en un miembro compuesto tipo perfil revestido o relleno la fuerza se transfiere por apoyo directo a través de mecanismos internos de apoyo, la resistencia de diseño al aplastamiento del concreto $\phi_B R_n$, se determinará con base en:

$$\phi_B = 0.65$$

y

$$R_n = 1.7 f'_c A_1 \tag{6.28}$$

Donde:

- $A_1$ = área del concreto que recibe la carga, $mm^2$.
- Un ejemplo de transferencia de fuerzas a través de un mecanismo de apoyos internos es el uso de platinas de acero en el interior de un miembro compuesto tipo perfil relleno.

#### 6.8.2.2 Conexión a cortante

Cuando en un miembro compuesto tipo perfil revestido o relleno la fuerza se transfiere a través de un mecanismo de cortante, la resistencia de diseño a cortante suministrada por los conectores tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal $R_a$, se determinará como sigue:

$$R_a = \Sigma Q_{cv} \tag{6.29}$$

Donde:

$\Sigma Q_c v$ = suma de las resistencias de diseño de los conectores de acero tipo espigo con cabeza, tipo perno o tipo canal, determinadas de acuerdo con el numeral 6.10.3, Los conectores considerados deben estar instalados dentro de la "longitud de introducción de la carga" definida en el numeral 6.8.4, $N$.

#### 6.8.2.3 Adherencia Directa

Cuando en un miembro compuesto tipo perfil relleno la fuerza se transfiere a través de adherencia directa, la resistencia de diseño por adherencia entre el acero y el concreto $R_n$, se obtendrá con base en:

$$\phi = 0.45$$

y $R_n$ calculado como sigue:

- Para secciones de acero rectangulares rellenas de concreto:

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in} \tag{6.30}$$

- Para secciones de acero circulares rellenas de concreto:

$$R_n = 0.25\pi D^2 C_{in} F_{in} \tag{6.31}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INVESTIGACIÓN - PROFESIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte

Donde:

$C_{in}$ = 2, si el miembro compuesto tipo perfil relleno se extiende solamente a un lado del punto de transferencia de la fuerza.

= 4, si el miembro compuesto tipo perfil relleno se extiende a ambos lados del punto de transferencia de la fuerza.

$R_n$ = resistencia nominal por adherencia, $N$.

$F_{in}$ = esfuerzo nominal de adherencia = 0.40 $MPa$.

$B$ = ancho total de la sección rectangular de acero a lo largo de la cara sobre la cual se transfiere la fuerza, $mm$.

$D$ = diámetro del perfil tubular estructural (PTE) circular, $mm$.

### 6.8.4 REQUISITOS DE DETALLADO

#### 6.8.4.1 Miembros compuestos tipo perfil revestido

Los conectores de acero utilizados para transferir la fuerza cortante longitudinal deberán quedar distribuidos sobre la "longitud de introducción de la carga", que no deberá extenderse más allá de dos veces la dimensión transversal mínima del miembro compuesto tipo perfil revestido por encima y por debajo de la zona de transferencia de la carga. Los conectores utilizados para transferir el cortante longitudinal deberán instalarse sobre por los menos dos de las caras del perfil de acero con una disposición aproximadamente simétrica en relación con los ejes del perfil.

El espaciamiento de los conectores de acero, tanto dentro de la "longitud de introducción de la carga" como por fuera de ella, deberá cumplir con lo dispuesto en el numeral 6.10.3.5.

#### 6.8.4.2 Miembros compuestos tipo perfil relleno

Cuando se requieran, los conectores de acero utilizados para transferir la fuerza cortante longitudinal deberán quedar distribuidos sobre la "longitud de introducción de la carga", que no deberá extenderse más allá de dos veces la dimensión transversal mínima en el caso de un perfil rectangular, o dos veces el diámetro en el caso de un perfil circular, por encima y por debajo de la zona de transferencia de la carga.

El espaciamiento de los conectores de acero dentro de la "longitud de introducción de la carga" deberá cumplir con lo dispuesto en el numeral 6.10.3.5.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte

## 6.9 DIAFRAGMAS Y VIGAS COLECTORAS DE SECCIÓN COMPUESTA

Las losas de diafragma y las vigas colectoras se diseñarán y detallarán para transferir las cargas entre el diafragma, los miembros de borde y miembros colectores del diafragma, y los elementos del sistema de resistencia a cargas laterales.

En los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360 se presentan guías de diseño para los diafragmas y las vigas colectoras de sección compuesta.

## 6.10 CONECTORES DE ACERO

### 6.10.1 REQUISITOS GENERALES

El diámetro de los espigos no será mayor que 2.5 veces el espesor de la aleta de la viga a la cual se sueldan, a menos que estén situados sobre el alma. El numeral 6.10.2, se aplica a miembros a flexión de sección compuesta en los cuales los conectores de acero están embebidos en una losa de concreto maciza o vaciada sobre un tablero metálico. El numeral 6.10.3, se aplica a todos los otros casos.

### 6.10.2 CONECTORES DE ACERO EN VIGAS COMPUESTAS

La longitud de los conectores tipo espigo con cabeza o tipo perno, medida desde su base hasta el extremo superior de la cabeza después de instalados, no será inferior a cuatro diámetros del espigo.

### 6.10.2.1 Resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza

La resistencia nominal de un conector de acero tipo espigo con cabeza embebido en una losa de concreto maciza o vaciada sobre un tablero metálico se tomará como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u \tag{6.32}$$

Donde:

$A_sc$ = área de la sección transversal del conector de espigo, $mm^2$

$f'_c$ = resistencia especificada a compresión del concreto, $MPa$.

$E_c$ = módulo de elasticidad del concreto = $0.043w_c^1.5\sqrt{(f'_c}$, $MPa$.

$F_u$ = resistencia a tensión mínima especificada de los conectores tipo espigo con cabeza, $MPa$.

$R_g$ = 1.0 para:

- **(a)** un conector de acero tipo espigo con cabeza soldado en una nervadura del tablero metálico, con las nervaduras orientadas perpendicularmente al perfil de acero;
- **(b)** cualquier número de conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una hilera directamente al perfil de acero;
- **(c)** cualquier número de conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una hilera a través del tablero metálico, con las nervaduras paralelas al perfil de acero y la relación entre el ancho promedio y el peralte de la nervadura $\geq$ 1.5.

$R_g$ = 0.85 para:

- **(a)** dos conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una nervadura del tablero metálico, con las nervaduras orientadas perpendicularmente al perfil de acero;
- **(b)** un conector de acero tipo espigo con cabeza soldado a través del tablero metálico, con las nervaduras paralelas al perfil de acero y la relación entre el ancho promedio y el peralte de la nervadura <1.5.

$R_g$ = 0.70 para:

- **(a)** Para tres o más conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una nervadura del tablero metálico, con las nervaduras orientadas perpendicularmente al perfil de acero

$R_g$ = 0.75 para:

- **(a)** conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados directamente al perfil de acero;
- **(b)** conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una losa compuesta con el tablero metálico orientado perpendicularmente a la viga y $e_{mid-ht} \geq 50mm$;
- **(c)** conectores de acero tipo espigo con cabeza embebidos en una losa compuesta con el tablero metálico orientado paralelamente a la viga, soldados a través del tablero metálico, o a través de una lámina usada como ajuste entre el tablero metálico y la aleta de la viga.

$R_g = 0.6$ para conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados en una losa compuesta con el tablero metálico orientado perpendicularmente a la viga y $e_{mid-ht} \geq 50mm$.

$e_{mid-ht}$ = distancia entre el borde del vástago del espigo y el alma del tablero metálico, tomada a la mitad de la profundidad de la nervadura y en dirección de la fuerza ejercida por el conector (es decir, en dirección al momento máximo para una viga simplemente apoyada), $mm$.

$w_c$ = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \leq w_c \leq 2500\, kg/m^3)$

En la figura 6.19, se ilustran los conceptos de $e_{mid-ht}$ y de localización del conector en posición débil y en posición fuerte.

UNAT
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAMAULIPAS
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
La investigación, su esencia y arte.

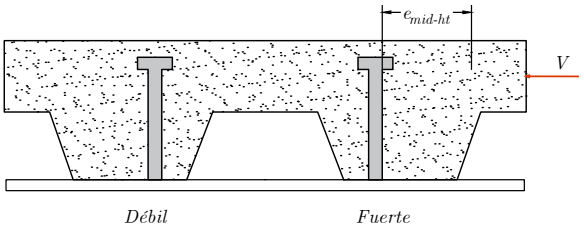



Figura 6.19: Conceptos de $e_{mid-ht}$ y de localización del conector en posición débil y en posición fuerte.

La siguiente tabla presenta los valores de $R_g$ y $R_p$ para varios casos.

Tabla 6.3: —

| condición | $R_g$ | $R_g$ |
|---|---|---|
| Sin tablero * | 1 | 1.75 |
| Tablero metálico orientado paralelamente al perfil de acero | | |
| $w_r/h_r \geq 1.5$ | 1 | 0.75 |
| $w_r/h_r < 1.5$ | 0.85** | 0.75 |
| Tablero metálico orientado perpendicularmente al perfil de acero | | |
| Numero de espigo que ocupa el mismo valle del tablero metálico | | |
| 1 | 1.0 | 0.6+ |
| 2 | 0.85 | 0.6+ |
| 3. o mas | 0.7 | 0.6+ |
| $h_r$ = peralte nominal de la nervadura, mm | | |
| $w_r$ = ancho promedio de la nervadura o capitel (según se define en el numeral 6.5.2.3),mm | | |
| ** para un espigo sencillo | | |
| + este valor puede aumentarse a 0.75 cuando $e_{mid} - h_t \geq 50$mm | | |

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

### 6.10.2.2 Resistencia de los conectores tipo perno

El uso de conectores tipo perno estará limitado a losas macizas de concreto sobre perfiles de acero. La resistencia nominal de un conector tipo perno embebido en una losa de concreto se tomará como:

$$Q_n = 0.14 A_{cp} \sqrt{f'_c E_c} \left(\frac{S}{d_{cp}}\right)^{0} .25 \leq A_{cp} F_u \tag{6.33}$$

La investigación, su esencia y arte.

Donde:

$d_{cp}$ = diámetro nominal de un conector tipo perno, $mm$.

$A_{cp}$ = área de la sección transversal del conector tipo perno, $mm^2$.

$F_u$ = resistencia a tensión mínima especificada para los conectores tipo perno, $MPa$.

$S$ = separación longitudinal centro a centro entre los conectores tipo perno, $mm$.

$f'_c$ = resistencia especificada a compresión del concreto, $MPa$.

$E_c$ = módulo de elasticidad del concreto = $0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$, $MPa$.

$w_c$ = peso del concreto por unidad de volumen $(1500 \leq w_c \leq 2500\ kg/m^3)$

Los pernos deberán tener como mínimo una resistencia equivalente a la de los pernos SAE J429 Grado 2, y deben soldarse con un filete a todo alrededor de acuerdo con las normas AWS D1.1

### 6.10.2.3 Resistencia de los conectores de acero tipo canal

La resistencia nominal de un conector tipo canal embebido en una losa maciza de concreto se calculará como sigue:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) l_c \sqrt{(f'_c E_c} \tag{6.34}$$

donde:

$l_c$ = longitud del conector en canal, *mm*.

$t_f$ = espesor de aleta del conector en canal, *mm*.

$t_w$ = espesor del alma del conector en canal, *mm*.

La resistencia del conector tipo canal debe desarrollarse soldándolo a la aleta de la viga, para una fuerza igual a $Q_n$ y considerando la excentricidad.

### 6.10.2.4 Número requerido de conectores de acero

El número de conectores requeridos entre la sección de máximo momento flector, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento cero debe obtenerse dividiendo la fuerza cortante horizontal, determinada según los numerales 6.5.2.4.1 y 6.5.2.4.2, entre la resistencia nominal de un conector, determinada según el numeral 6.10.2.1, o el numeral 6.10.2.2. El número de conectores de acero requeridos entre el punto de aplicación de una carga concentrada y el punto de momento cero más cercano deberá ser suficiente para desarrollar el momento máximo requerido en el punto de aplicación de dicha carga.

### 6.10.2.5 Requisitos del Detallado

Los conectores requeridos a cada lado de un punto de máximo momento flector, positivo o negativo, se distribuirán uniformemente entre aquel punto y los puntos adyacentes de momento cero, excepto cuando el diseño indique algo diferente.

Excepto para conectores instalados en las nervaduras de un tablero metálico, los conectores de acero tendrán como mínimo 25 *mm* de recubrimiento lateral de concreto en dirección perpendicular a la dirección de la fuerza cortante. La distancia mínima desde el centro de un conector hasta un borde libre en dirección de la fuerza cortante será de 200 *mm* cuando de use concreto de peso normal y de 250 *mm* cuando se use concreto aligerado.

El mínimo espaciamiento centro a centro entre conectores tipo espigo será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta, y de 4 diámetros en dirección transversal al eje longitudinal de la viga, excepto en las nervaduras de un tablero metálico orientado perpendicularmente a la viga, en cuyo caso el espaciamiento centro a centro puede reducirse a 4 diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo centro a centro de los conectores de acero no deberá exceder de 8 veces el espesor total de la losa ni de 900 *mm*.

## 6.10.3 Conectores de acero en componentes de sección compuesta

Este numeral se aplica al diseño de conectores de acero tipo espigo con cabeza y tipo canal en miembros de sección compuesta.

En lugar de las disposiciones que aquí se presentan, se permite aplicar las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento.

Las provisiones para el cálculo de la resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza que se presentan en este numeral son aplicables a conectores localizados básicamente en la zona de transferencia de carga (conexión) de columnas y viga-columnas, vigas tipo perfil revestido y vigas tipo perfil relleno, y muros de sección compuesta, donde hay una acción compuesta entre el acero y el concreto. Estas provisiones no están orientadas a construcciones híbridas donde el acero y el concreto no trabajan en acción compuesta.

En el numeral 6.10.2, se especifica la resistencia de los conectores de acero embebidos en una losa de concreto sólido o en una losa de concreto sobre tablero metálico, para vigas de sección compuesta.

Los estados límites para el vástago de acero del conector y para el desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante se tratan directamente en este numeral. Adicionalmente, el espaciamiento y las tolerancias dimensionales que se suministran en estas provisiones previenen la ocurrencia de los estados límites de efecto de palanca en el concreto para conectores solicitados por cortante y de rotura del concreto para conectores cargados a tensión.

- **Para concreto de peso normal:** los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados únicamente por cortante tendrán una longitud no menor que cinco veces el diámetro del espigo. Los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión o bajo la interacción de fuerzas cortantes y de tensión tendrán una longitud no menor que ocho veces el diámetro del espigo. Para estos efectos, la longitud se mide desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el espigo instalado,

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA, INNOVACIÓN, INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

- **Para concreto aligerado:** los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados únicamente por cortante tendrán una longitud no menor que siete veces el diámetro del espigo. Los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión tendrán una longitud no menor que diez veces el diámetro del espigo. Para estos efectos, la longitud se mide desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el espigo instalado, La resistencia nominal de los conectores de acero tipo espigo con cabeza bajo la interacción de fuerzas cortantes y de tensión en una construcción compuesta con concreto aligerado.

El diámetro de la cabeza en los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión, o bajo la interacción de fuerzas cortantes y de tensión, deberá ser mayor o igual que 1.6 veces el diámetro del vástago.

La siguiente tabla presenta los valores mínimos de la relación $h/d$ para conectores de acero tipo espigo con cabeza, correspondientes a distintas condiciones.

Tabla 6.4: —

| Condición de Carga | Concreto de Peso Normal | Concreto Aligerado |
|---|---|---|
| Cortante | $h/d \geq 5$ | $h/d \geq 7$ |
| Tensión | $h/d \geq 8$ | $h/d \geq 10$ |
| Cortante + Tensión | $h/d \geq$ | $N.A.*$ |
| $h/d =$ relación entre la longitud del conector tipo espigo con cabeza, medida desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el perno instalado, y el diámetro del espigo. $*$ Véanse las provisiones del Apéndice C-D del Titulo C del presente Reglamento para el Calculo de los efectos de interacción en los conectores embebidos en concreto aligerado. | | |

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

### 6.10.3.1 Resistencia a cortante de conectores de acero tipo espigo con cabeza en Componentes de Construcción Compuesta

Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante no sea un estado límite aplicable, la resistencia de diseño a cortante de un conector de acero tipo espigo con cabeza $\phi_v Q_{nv}$, se calculará tomando:

$$\phi_v = 0.65$$

y

$$Q_{nv} = A_{sc} F_u \tag{6.35}$$

Donde:

$Q_{nv}$ = resistencia nominal a cortante del conector tipo espigo con cabeza, $N$.

$A_{sc}$ = sección transversal del conector tipo espigo con cabeza, $mm^2$.

$F_u$ = resistencia a tensión mínima especificada, $MPa$.

Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante sea un estado límite aplicable, la resistencia de diseño a cortante de un conector de acero tipo espigo con cabeza $\phi_v Q_n v$, se calculará con base en uno de los siguientes métodos:

**(a)** Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo RNE E-070 a ambos lados de la superficie de desprendimiento del concreto, se tomará como resistencia nominal a cortante para el conector $Q_n v$, el mínimo entre la resistencia nominal a cortante del acero, según la Ec. 3.24, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje.

**(b)** Si la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante es un estado límite aplicable (por ejemplo, cuando el volumen que puede desprenderse no está restringido por una platina, aleta o alma de acero adyacente), la aplicación de las provisiones de este numeral supone la existencia de un refuerzo de anclaje adecuado.

### 6.10.3.2 Resistencia a tensión de conectores de acero tipo espigo con cabeza en Componentes de Construcción Compuesta

Cuando la distancia desde el centro de un conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea mayor o igual que 1.5 veces la altura del conector, medida hasta el nivel superior de la cabeza, y el espaciamiento centro a centro entre conectores sea mayor o igual que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia de diseño a tensión para un conector de acero tipo espigo con cabeza, $\phi_t Q_{nt}$ , se calculará tomando:

$$\phi_t = 0.75$$

y

$$Q_{nt} = A_{sc} F_u \tag{6.36}$$

Donde:

$Q_n t$ = resistencia nominal a tensión del conector, $N$.

Cuando la distancia desde el centro de un conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea menor que 1.5 veces la altura del conector, medida hasta el nivel superior de la cabeza, o el espaciamiento centro a centro entre conectores sea menor que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia nominal a tensión para un conector de acero tipo espigo con cabeza $Q_{nt}$, se calculará con base en uno de los siguientes métodos:

**(a)** Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo con el RNE - E-070 a ambos lados de la superficie de desprendimiento del concreto, se tomará como resistencia nominal a tensión para el conector $Q_{nt}$, el mínimo entre la resistencia nominal a tensión del acero, según la Ec. 6.35, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje.

Se recomienda suministrar refuerzo de confinamiento suplementario alrededor del refuerzo de anclaje para los conectores de acero tipo espigo con cabeza solicitados por tensión o por la combinación de cortante y tensión, para evitar efectos de borde o efectos causados por espaciamientos reducidos entre los conectores. Véanse los Comentarios a la Especificación ANSI/AISC 360.

### 6.10.3.3 Resistencia de conectores de acero tipo espigo con cabeza a cortante y tensión combinadas en Componentes de Construcción Compuesta

Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante no sea un estado límite que controle el diseño, y la distancia desde el centro del conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea mayor o igual que 1.5 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, y el espaciamiento centro a centro entre conectores sea mayor o igual que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia nominal para la interacción de cortante y tensión en un conector de acero tipo espigo con cabeza se calculará con base en la siguiente ecuación:

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{\phi_t Q_{nt}}\right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{\phi_v Q_{nv}}\right)^{5/3}\right] \leq 1.0 \tag{6.37}$$

Donde:

$Q_{rt}$ = resistencia requerida a tensión,$N$

$Q_{nt}$ = resistencia nominal a tensión, calculada según el numeral 6.10.3.2, $N$.

$Q_{rv}$ = resistencia requerida a cortante, $N$.

$Q_{nv}$ = resistencia nominal a cortante, calculada según el numeral 6.10.3.1, $N$.

$\phi_t$ = factor de resistencia para tensión = 0.75.

$\phi_v$ = factor de resistencia para cortante = 0.65.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA INNOVACIÓN INTERACCIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

Cuando la resistencia al desprendimiento de un bloque de concreto bajo fuerza cortante sea un estado límite que controle el diseño, o la distancia desde el centro del conector hasta un borde libre del concreto, medida en dirección perpendicular a la altura del conector, sea menor que 1.5 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, o el espaciamiento centro a centro entre conectores sea menor que 3 veces la altura del conector medida hasta el nivel superior de la cabeza, la resistencia nominal para la interacción de cortante y tensión en un conector de acero tipo espigo con cabeza se calculará con base en uno de los siguientes métodos:

**a)** Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo con el RNE E-070 a ambos lados de la superficie de desprendimiento del concreto, aplicar la Ec. 6.37 tomando:

- Para la resistencia nominal a cortante del conector $Q_{nv}$, el mínimo entre la resistencia nominal a cortante del acero, según la Ec. 6.35, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje , y
- Para la resistencia nominal a tensión del conector $Q_{nt}$, el mínimo entre la resistencia nominal a tensión del acero, según la Ec. 6.36, y la resistencia nominal del refuerzo de anclaje.

### 6.10.3.3 Resistencia a cortante de conectores de acero tipo canal en Componentes de Construcción Compuesta

La resistencia de diseño a cortante para los conectores de acero tipo canal se calculará con base en las provisiones del numeral 6.10.2.3, tomando el factor de resistencia $\phi_v$, igual a 0.75.

### 6.10.3.3 Requisitos de Detallado para Componentes de Construcción Compuesta

Los conectores de acero deberán tener al menos 25 *mm* de recubrimiento lateral de concreto. El espaciamiento mínimo centro a centro entre conectores de acero tipo espigo con cabeza será de cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo centro a centro entre conectores de acero tipo espigo con cabeza será de 32 veces el diámetro del vástago. El espaciamiento máximo centro a centro entre conectores de acero tipo canal será de 600 mm. Los requerimientos de detallado que se presentan en este numeral son límites absolutos. Véanse los numerales 6.10.3.2 y 6.10.3.3, para limitaciones adicionales que tienen en cuenta los efectos de borde y de grupo.

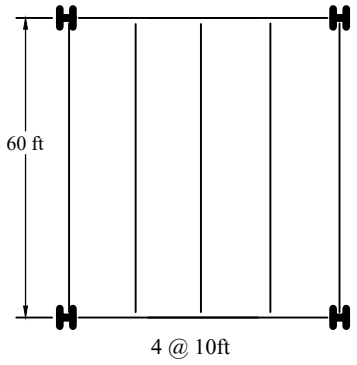
UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 6.11 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determinar la resistencia de diseño a momento con acción compuesta al 10%, 75%, 50%, 40% de un perfil w8x24




(a)

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$A_g := 7.08\ in^2$ $\quad \frac{h}{t_w} = 25.9$ $\quad L_t := 10\ ft$

$d := 7.93\ in$

$Ll := 60\ ft$ $\quad t_f := 0.4\ in$ $\quad t_1 := 4\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$ $\quad f'c := 4\ ksi$ $\quad E := 29000\ ksi$

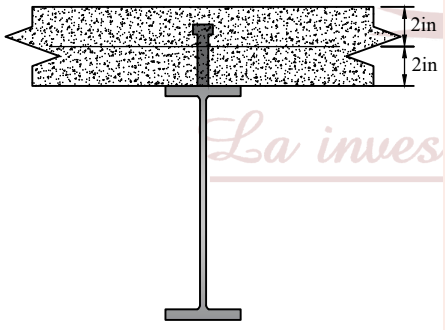
**2. Resistencia a momento positivo**

$\frac{h}{t_w} \le 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\quad 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.553$

$25.9 \le 90.553$ Usar distribución plástica de esfuerzos

**3. Determinación de ancho efectivo**

$b_{eff} := \frac{2 \cdot Ll}{8} = 15\ ft$




(b)

$b_{eff} := 15\ ft$ $\quad b_{eff} := \frac{2 \cdot L_t}{2} = 10\ ft$

$b_{eff} := 10\ ft$

$b_{eff} := 10\ ft$ tomar el menor

**4. Determinamos momento resistente**

1. Acción compuesta total (100%)

a). Resistencia de diseño a momento E.N.P por equilibrio T=C, Donde

$T := A_g \cdot F_y$ $\quad C = 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot a$

$a := \frac{A_g \cdot F_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff}} = 0.868\ in$

$a < 1$ E.N.P Recae en la losa

b. Resistencia de diseño a momento $t := 0.25\ in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$Mn := A_g \cdot F_y \cdot \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = \left(1.339 \cdot 10^3\right)\ kip \cdot in$$

$$Mn = 111.545\ kip \cdot ft$$

$$\phi := 0.90 \qquad \phi \cdot Mn = 100.39\ kip \cdot ft$$

c. Diseño de conectores

$$V'r := F_y \cdot A_g = 354\ kip$$
$$V'r := 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot 2\ in = 816\ kip$$
$$V'r := 354\ kip$$

Donde la resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza individual (a)

$$diametro := \frac{7}{8}\ in \qquad A := diametro^2 \cdot \frac{\phi}{4} = 0.172\ in^2$$

$$F_u := 65\ ksi \qquad E_c := 36000\ ksi$$
$$R_g := 0.85 \qquad R_p := 0.62 \quad \text{Conectores por valle}$$

$$Q_n := 0.5 \cdot A \cdot \sqrt{f'c \cdot E_c} = 32.685\ kip$$
$$Q_{n1} := R_p \cdot R_g \cdot A \cdot F_u = 5.901\ kip$$
$$Q_n := 19.934\ kip$$

(d)

Figura 6.20

Numero de conectores

$$N_{conectores} = \frac{\Sigma Q_n}{Q_n} \qquad N_{conectores} := \frac{354\ kip}{19.934\ kip} = 17.759$$

2 conectores por valle

$$Total_{conectores} := 36$$

Espaciamiento de conectores

$$e := \frac{Ll}{N_{conectores}} = 40.544\ in$$ 36 conectores 02 filas a 40in

**5. Acción compuesta total (50%)**

a). Resistencia de diseño a momento E.N.P por equilibrio T=C, Donde

$$T := A_g \cdot F_y \qquad C = 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot a$$

$$a := \frac{0.5\ A_g \cdot F_y}{} = 0.434\ in$$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff}$

$a < t1$ E.N.P Recae en la losa

b. Resistencia de diseño a momento $t := 0.25\ in$

$$Mn := A_g \cdot F_y \cdot \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = 1415.323\ kip \cdot in$$

$Mn = 117.944\ kip \cdot ft$

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot Mn = 106.149\ kip \cdot ft$

**5. Acción compuesta total (75%)**

a). Resistencia de diseño a momento E.N.P por equilibrio T=C, Donde

$T := A_g \cdot F_y$ $C = 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot a$

$$a := \frac{0.75\ A_g \cdot F_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff}} = 0.651\ in$$

$a < t1$ E.N.P Recae en la losa

b. Resistencia de diseño a momento $t := 0.25\ in$

$$Mn := A_g \cdot F_y \cdot \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = 1376.93\ kip \cdot in$$

$Mn = 114.744\ kip \cdot ft$

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot Mn = 103.27\ kip \cdot ft$

Figura 6.21

**5. Acción compuesta total (25%)**

a). Resistencia de diseño a momento E.N.P por equilibrio T=C, Donde

$T := A_g \cdot F_y$ $C = 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot a$

$$a := \frac{0.25\ A_g \cdot F_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff}} = 0.217\ in$$

$a < t1$ E.N.P Recae en la losa

b. Resistencia de diseño a momento $t := 0.25\ in$

$$Mn := A_g \cdot F_y \cdot \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = 1453.717\ kip \cdot in$$

$Mn = 121.143\ kip \cdot ft$

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot Mn = 109.029\ kip \cdot ft$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Determine la capacidad a compresión de una columna compuesta, con dimensiones cuadradas de 30x30", y una longitud efectiva de $L := 20\ ft$. El concreto, reviste un perfil W10x100 (A992), y ocho barras #8 grado 60. Cada cara de la columna posee tres barras cuyo centro individual esta localizado a de la cara exterior de concreto r=2.5 in (recubrimiento)

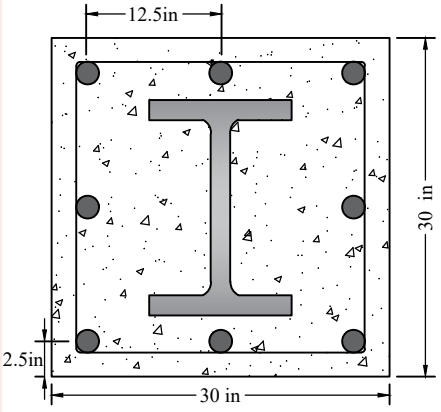



Figura 6.22

1.1 Propiedades del elemento:
1.1 Propiedades geométricas del perfil

$A_g := 29.4\ in^2$ $I_y := 207\ in^4$ $b := 30\ in$ $h := 30\ in$

Sección compuesta

$A_t := b \cdot h = 900\ in^2$ $Le := 20\ ft$
$KL := L = 20\ ft$ $\phi := \frac{3}{4}\ in$

$$A_{sr} := \left(\frac{8}{8}\right)^2 \cdot 8 \cdot \frac{\phi}{4}\ in = 1.5\ in^2$$

$$radio := \frac{8}{8}\ in \cdot \frac{1}{2} = 0.5\ in$$

$$rec := 2.5\ in$$

$$d := \frac{b}{2} - rec = 12.5\ in$$

$$I_{sr} := 8 \cdot \left(\phi \cdot \frac{radio^4}{4} + A_{sr} \cdot \frac{d^2}{8}\right) = ?$$ $I_{sr} := 982.14\ in^4$

$f'c := 5\ ksi$

$A_c := A_t - A_{sr} - A_g = 869.1\ in^2$

$I_c := b \cdot \frac{h^3}{12} - I_y - I_{sr} = 66310.86\ in^4$

$E_c := 39000\ ksi$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 36\ ksi$ $F_u := 58\ ksi$
$E_s := 29000\ ksi$ $F'_s := 4\ ksi$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$F_{ysr} := 60\ ksi$ $E_{sr} := E_s = (2.9 \cdot 10^4)\ ksi$

**2. Limitaciones**

$20\ MPa \le f'c \le 55\ MPa$ *ok!*

$F_y \le 525\ MPa$ *ok!*

$\frac{A_g}{A_t} \ge 0.01$ *ok!*

$\frac{A_{sr}}{A_t} \ge 0.004$ *ok!*

$rec \ge 38\ mm$ *ok!*

**3. Resistencia de diseño a compresión**

$P_{no} := A_g \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{ysr} + 0.85\ A_c \cdot f'c = 4842.075\ kip$

$c1 := 0.1 + 2 \cdot \left( \frac{A_g}{A_g + A_c} \right)$

$c1 \le 3$ *ok!*

$EI_{eff} := E_s \cdot I_y + 0.5 \cdot I_{sr} \cdot E_{sr} + c1 \cdot E_c \cdot I_c$ Figura 6.23 $\phi := 0.75$

$EI_{eff} := 6.132 \cdot 10^7\ kip \cdot in^2$

$Pe := \phi^2 \cdot \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} = 598.828\ kip$

$Pe \ge 0.44 \cdot Pno$

$P_n := \left( 0.658^{\frac{P_{no}}{Pe}} \right) \cdot P_{no} = 164.142\ kip$

$P_n := 4196\ kip$

$\phi := 0.75$

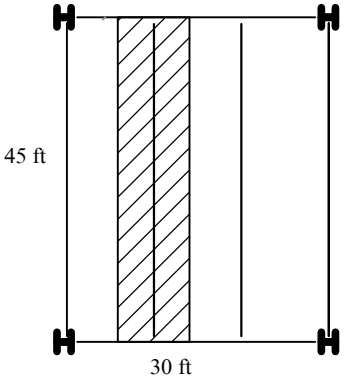
$\phi \cdot P_n = (3.147 \cdot 10^3)\ kip$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Diseñe la viga mostrada en la figura, con un acero ASTM A992, $f'c := 4\ ksi$, $F_y := 50\ ksi$, $F_u := 65\ ksi$, $AT := 10\ ft$, $Lx := 10\ ft$, $t_{losa} := 7\ in$ y esta sometido a las siguientes cargas

A) Carga muerta

$$losa := 0.08\ \frac{kip}{ft^2} \qquad w_{vigas} := 0.02\ \frac{kip}{ft^2} \qquad w_{acabados} := 0.01\ \frac{kip}{ft^2}$$




b) Procesos Constructivos

$$w_D := 0.090\ \frac{kip}{ft} \qquad w_L := 0.030\ \frac{kip}{ft}$$

c) Carga Viva

$$W_{viva} := 0.415\ \frac{kip}{ft^2}$$

**1. Propiedades de elemento**

1.1 Propiedades del material

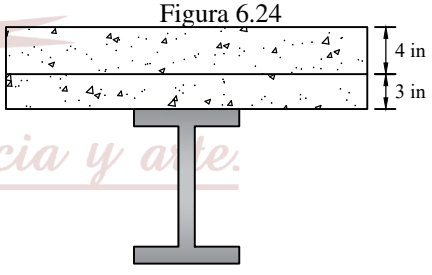
$F_y := 50\ ksi$ $\qquad F_u := 65\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $\qquad f'c := 4\ ksi$

**2. Determinación de Cargas**

$$W_D := (losa + w_{vigas} + w_{acabados}) \cdot AT = 1.1\ \frac{kip}{ft}$$

Figura 6.24




**3. Determinación de carga y momento ultimo**

$$W_u := 1.2\ w_D + 1.6\ w_L = 0.156\ \frac{kip}{ft} \qquad L := 45\ ft$$

$$M_u := \frac{W_u \cdot L^2}{8} = 39.488\ kip \cdot ft$$

**4. Determinación de ancho efectivo**

$L_y := 45\ ft$ $\qquad L_x := 30\ ft$

$$b_{eff} := 2 \cdot \frac{L_y}{8} = 11.25\ ft \qquad b_{eff} := \frac{2 \cdot L_x}{2} = 30\ ft$$

**5. Calculo de momento y eje neutro plástico Y2: Asumimos** $a := 1\ in$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$$y_2 := t_{losa} - \frac{a}{2} = 6.5 \ in$$

De la tabla 3–19 seleccionamos una $W21x62$

Table 3–19 (continued)
**Composite W Shapes**
**Available Strength in Flexure, kip-ft**

$F_y$ = 50 ksi — W24–W21

| Shape | Y2[b], in. | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 4 | | 4.5 | | 5 | | 5.5 | | 6 | | 6.5 | | 7 | |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| W21×62 | 660 | 992 | 683 | 1030 | 706 | 1060 | 728 | 1090 | 751 | 1130 | 774 | 1160 | 797 | 1200 |
| | 634 | 953 | 654 | 983 | 674 | 1010 | 693 | 1040 | 713 | 1070 | 732 | 1100 | 752 | 1130 |
| | 608 | 913 | 624 | 938 | 641 | 963 | 657 | 987 | 673 | 1010 | 690 | 1040 | 706 | 1060 |
| | 580 | 872 | 593 | 892 | 607 | 912 | 620 | 932 | 633 | 952 | 646 | 972 | 660 | 992 |
| | 551 | 829 | 561 | 844 | 571 | 859 | 582 | 874 | 592 | 889 | 602 | 905 | 612 | 920 |
| | 527 | 792 | 535 | 804 | 543 | 816 | 551 | 828 | 559 | 840 | 567 | 852 | 574 | 863 |
| | 493 | 741 | 499 | 749 | 504 | 758 | 510 | 767 | 516 | 775 | 521 | 784 | 527 | 792 |

| ASD | LRFD |
|---|---|
| $\Omega_b$ = 1.67 | $\phi_b$ = 0.90 |

[a] Y1 = distance from top of the steel beam to plastic neutral axis.
[b] Y2 = distance from top of the steel beam to concrete flange force.
[c] See Figure 3–3c for PNA locations.

Además se encuentra ubicada el eje neutro plástico en la posición 5

$$\phi Mn := 905 \ kip \cdot ft \qquad \phi Mn > Mu \qquad ok!$$

6 Limitaciones de deflexión $\Delta := 2.5 \ in$

$$\Delta = \frac{5 \cdot W_D \cdot L^4}{384 \ E \cdot I} \qquad I = \frac{5 \cdot W_D \cdot L^4}{384 \ E \cdot \Delta} \qquad I := 1145 \ in^4$$

Figura 6.25

Del manual del AISC:

Table 3–20 (continued)
**Lower Bound Elastic Moment of Inertia, $I_{LB}$, for Plastic Composite Sections**

$I_{LB}$ — W24–W21

| Shape[d] | PNA[c] | Y1[a] | $\Sigma Q_e$ | Y2[b], in. | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | in. | kip | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 | 5.5 | 6 | 6.5 | 7 |
| W21×62 (1330) | TFL | 0 | 913 | 2760 | 2870 | 2990 | 3120 | 3250 | 3380 | 3520 | 3670 | 3810 | 3970 | 4120 |
| | 2 | 0.154 | 786 | 2650 | 2760 | 2870 | 2980 | 3100 | 3230 | 3360 | 3490 | 3630 | 3770 | 3920 |
| | 3 | 0.308 | 659 | 2520 | 2620 | 2720 | 2830 | 2940 | 3050 | 3170 | 3290 | 3410 | 3540 | 3670 |
| | 4 | 0.461 | 533 | 2380 | 2470 | 2560 | 2650 | 2740 | 2840 | 2950 | 3050 | 3160 | 3270 | 3390 |
| | BFL | 0.615 | 406 | 2210 | 2280 | 2350 | 2430 | 2510 | 2590 | 2680 | 2770 | 2860 | 2950 | 3050 |
| | 6 | 2.57 | 317 | 2060 | 2120 | 2190 | 2250 | 2320 | 2390 | 2460 | 2530 | 2610 | 2680 | 2770 |
| | 7 | 4.79 | 228 | 1900 | 1950 | 1990 | 2040 | 2100 | 2150 | 2210 | 2260 | 2320 | 2380 | 2450 |

[a] Y1 = distance from top of the steel beam to plastic neutral axis.
[b] Y2 = distance from top of the steel beam to concrete flange force.
[c] See Figure 3–3c for PNA locations.
[d] Value in parentheses is $I_x$ (in.$^4$) of non-composite steel shape.

$$I := 1330 \ in^4 \qquad I_x > I \qquad \text{La sección es Adecuada}$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Calcule $\phi Mn$, para la sección compuesta mostrada en la figura si se usa acero A992, $F_y := 50\ ksi$ y $f'c := 4\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**1 Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas

$A_g := 26.4\ in^2$ $d := 29.5\ in$ $\frac{h}{t_w} = 57.5\ in$

$t_w := 0.47\ in$ $t_1 := 4\ in$

$t_f := 0.61\ in$ $b_f := 10.4\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$ $f'c = 4\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**2. Resistencia a momento positivo**

$$\frac{h}{t_w} \le 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad 57.5 \le 90.553$$

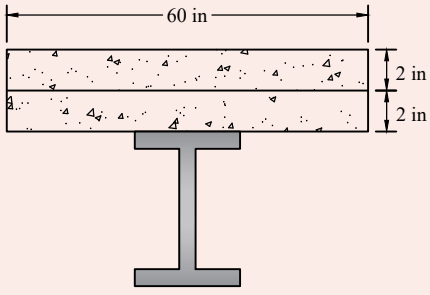



Figura 6.26

**3. Determinamos ancho efectivo**

$b_{eff} := 60\ in$

**4. Determinamos momento resistente**

Para una acción compuesta total (100%), Resistencia de diseño a momento ENP, suponiendo C=T

$T := A_g \cdot F_y$ $C = 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot a$

$a := \frac{A_g \cdot F_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff}} = 0.164\ m$ $a := 6.471\ in$

$a > t_1$ E.N.P Recae en el perfil

Eje neutro plástico esta en el perfil

$C := 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot t_1 + F_y \cdot b_f \cdot t_f$

$C = \left(1.133 \cdot 10^3\right)\ kip$

$T := F_y \cdot \left(A_g - b_f \cdot t_f\right) = \left(1.003 \cdot 10^3\right)\ kip$

$C > T$ el E.N.P Se encuentra en el patín del acero

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$$y := \frac{F_y \cdot A_g - 0.85\ f'c \cdot b_{eff} \cdot t_1}{2 \cdot F_y \cdot b_f} = 0.485\ in$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot t_1 \cdot \left(\frac{t_1}{2} + y\right) + 2\ F_y \cdot b_f \cdot y \cdot \frac{y}{2} + F_y \cdot A_s \cdot \left(\frac{d}{2} - y\right) = ?$$

$$\phi := 0.90$$
$$\phi \cdot Mn = 1573\ kip \cdot ft$$

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Determine si la columna compuesta mostrada en la figura es la adecuada, para soportar las solicitaciones de carga, la sección es una HSS10x60x1/4 con acero A992, la columna es de concreto de peso normal de 145 lb/ft3 y una resistencia a compresión

**1 Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas- Perfil

$A_s := 7.1\ in^2$ $\quad t := 0.233\ in$
$H := 10\ in$ $\quad B := 6\ in$
$I_{sx} := 96.9\ in^4$ $\quad I_{sy} := 44.1\ in^4$
$h := H - 2\ t = 0.242\ m$ $\quad b := B - 2\ t = 5.534\ in$

1.2 Propiedades de la sección compuesta

$$\phi := \frac{3}{4}\ in = 0.019\ m$$

$$A_c := b \cdot h - t \cdot (4\ in - \phi) = 52.004\ in^2$$
$$A_g := A_s + A_c = 59.104\ in^2$$

$$I_{cx} := \frac{(B - 4\ t)\ h^3}{12} + \frac{t \cdot (H - 4\ t)^3}{t} + \frac{(9 \cdot \phi^2 - 64) \cdot t^4}{36\ \phi} + \phi \cdot t^2 \left(\frac{H - 4\ t}{2} + \frac{4\ t}{3\ \phi}\right)^2$$

$$I_{cx} := 398.617\ in^4$$

$$I_{cy} := \frac{(H - 4\ t)\ b^3}{12} + \frac{t\,(B - 4\ t)^3}{t} + \frac{(9 \cdot \phi^2 - 64) \cdot t^4}{36\ \phi} + \phi \cdot t^2 \left(\frac{B - 4\ t}{2} + \frac{4\ t}{3\ \phi}\right)^2$$

$$I_{cx} := 134.308\ in^4$$

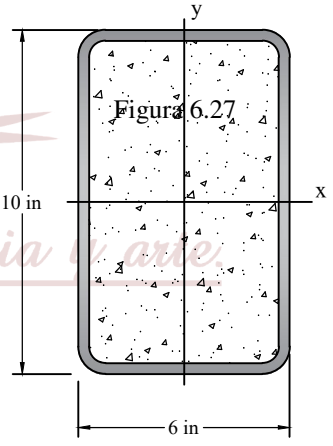


Figura 6.27

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

1.3 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$

$E := 29000\ ksi$ $f'c := 5\ ksi$

**2. Resistencia requerida a compresión**

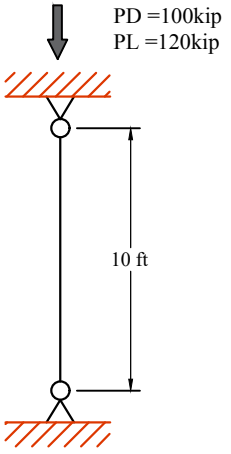



Figura 6.28

$P_D := 100\ kip$ $P_L := 120\ kip$

$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 312\ kip$

Table 4–14 (continued)
**Available Strength in Axial Compression, kips**
**Concrete Filled Rectangular HSS**
$F_y$ = 46 ksi
$f'_c$ = 5 ksi
COMPOSITE HSS10

| Shape | | HSS10×6× | | | | | | | | HSS10×5× | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3/8 | | 5/16 | | 1/4 | | 3/16 | | 3/8 | | 5/16 | |
| $t_{design}$, in. | | 0.349 | | 0.291 | | 0.233 | | 0.174 | | 0.349 | | 0.291 | |
| Steel Wt/ft | | 37.6 | | 31.8 | | 25.8 | | 19.7 | | 35.1 | | 29.7 | |
| Design | | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD |
| | 0 | 343 | 515 | 310 | 464 | 275 | 413 | 239 | 359 | 307 | 461 | 276 | 414 |
| | 6 | 320 | 480 | 289 | 434 | 257 | 385 | 222 | 334 | 279 | 418 | 251 | 376 |
| | 7 | 312 | 468 | 282 | 423 | 250 | 375 | 217 | 325 | 269 | 404 | 242 | 363 |
| | 8 | 303 | 455 | 274 | 411 | 243 | 364 | 210 | 315 | 258 | 388 | 233 | 349 |
| | 9 | 294 | 441 | 265 | 398 | 235 | 352 | 203 | 304 | 247 | 370 | 222 | 333 |
| | 10 | 283 | 425 | 256 | 383 | 226 | 339 | 195 | 293 | 234 | 352 | 211 | 317 |

$\phi Pn := 339\ kip \cdot ft$

**3. Determinación de resistencia compresión para miembros compuestos tipo perfil relleno**

a) Limitación del AISC

$3\ ksi < f'c < 10\ ksi$ ok!

$F_y \le 75\ ksi$ ok!

$As \ge 0.01 \cdot Ag$ ok!

b) Pandeo Local

$\lambda_p := 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\frac{b}{t} = 23.751$ $\frac{h}{t} = 40.918$

$\frac{b}{t} \wedge \frac{h}{t} < \lambda_p$ ok! Compacto

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

c) Resistencia de diseño a compresión

$P_{no} = P_p \qquad C_2 := 0.85 \qquad A_{sr} := 0\ in^2 \qquad E_s := E$

$$P_p := A_s \cdot F_y + C_2 + f'c\left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c}\right)$$

$P_{no} := 550.637\ kip$

$$C_3 := 0.45 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g}\right) = 0.81$$

$C_3 \leq 1.0$

$$E_c := 145 \cdot 5 \cdot \sqrt{f'c} = 0.617\ \frac{m^{\frac{1}{2}} \cdot s}{kg^{\frac{1}{2}}} \cdot ksi$$

$Isr := 0\ in^4$

$EI_{eff} := E_s \cdot Isy + E_s \cdot I_{sr} + C3 \cdot E_c \cdot I_{cy} \qquad EI_{eff} := 1.698 \cdot 10^6$

$$P_e := \frac{\phi \cdot EI_{eff}}{K \cdot L^2} \qquad P_e \geq 0.44 \cdot Pno$$

Figura 6.29

$$P_n = P_{no} \cdot \left(0.658^{\frac{Pno}{Pe}}\right)$$

$\phi := 0.75$

$\phi Pn := 338.799\ kip$

d) Verificación con la carga requerida

$\phi Pn > Pu$

## 6.11.1 EJERCICIOS PROPUESTOS



**6.1** Determinar la resistencia de diseño a momento con acción compuesta al 15 %, 25 %, 35 %, 65 % y 90 % de un perfil de W6x12.

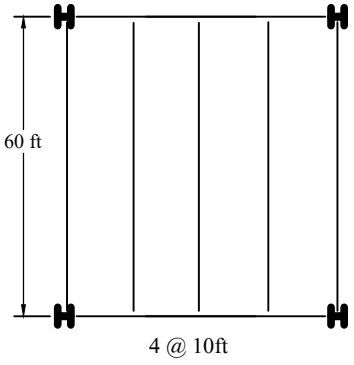



Figura 6.30

**6.2** Determine la capacidad a compresión de una columna compuesta, las dimesiones cuadradas de 30x30, y una longitud efectiva de L=12ft. El concreto, reviste un perfil W8x12(A36), y 8 barras de grado 60. Cada cara de la columna posee tres barras. (r=2.5in)

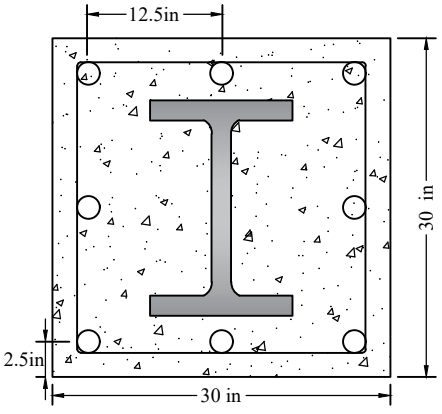



Figura 6.31

**6.3** DDiseñe la viga mostrada en la figura, con acero A36, f'c=4ksi, Fy=65ksi, Fu=75ksi, AT=15FT, Lx=5ft, tlosa=5in y sometido a cargas

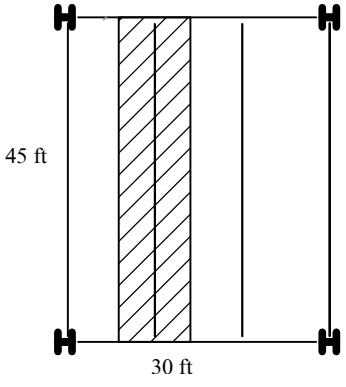



Figura 6.32

**6.4** Calcule $\phi Mn$, para la seccion compuesta mostrada en la figura si se usa acero A36, Fy=36ksi, f'c=4ksi y E=29000ksi.

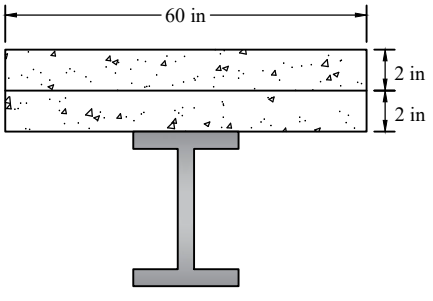



Figura 6.33

**6.5** Determine si la columna compuesta mostrada en la figura es la adecuada, para soportar las solicitaciones de carga, la seccion es HSS10x60x1/4 con acero A36, la columna es de concreto de peso normal de 60lb/ft3 y una resistencia a compresion

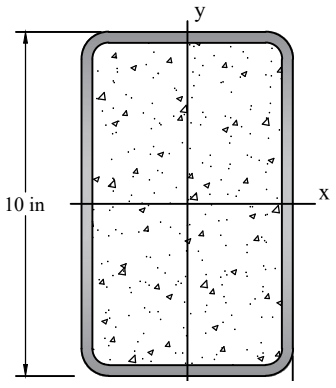



Figura 6.34

**6.6** Determine el momento que producen las fuerzas con respecto al punto A, vectorialmente.

Figura 6.35

UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 7 ESFUERZOS COMBINADOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 7. ESFUERZOS COMBINADOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

## 7.1 INTRODUCCIÓN

Los miembros estructurales sujetos a una combinación de esfuerzo por flexión y carga axial son muy comunes. Esta sección se dedica a presentar algunos de los casos más obvios. Las columnas que forman parte de una estructura de acero deben soportar, casi siempre, momentos de flexión, además de sus cargas usuales de compresión.

La acción, de fuerzas laterales tales como sismo y viento, hacen que incluso en una estructura que normalmente soporta solo cargas verticales, se generen momentos flectores en los miembros verticales. Aun sin la acción de fuerzas laterales, la flexión la puede estar generando la excentricidad con la que llegan las misma cargas verticales desde los miembros horizontales a las columnas, dado que es prácticamente imposible en una estructura real aplicar las cargas en el centro de gravedad del miembro para eliminar por completo la excentricidad.

La investigación, su esencia y arte.

## 7.2 DEFINICIÓN.

Son elementos estructurales de eje recto y sección prismática, que se colocan normalmente en posición vertical o en diagonal y que soportan las cargas verticales y accidentales (sismo, viento, etc) en una estructura de un edificio, constituida por una familia de Pórticos ortogonales.

Además, es casi imposible montar y centrar exactamente las cargas axiales sobre las columnas, aun en los casos de pruebas de laboratorio, y en las construcciones dicha dificultad es aún mayor. Aunque las cargas en un edificio pudieran centrarse perfectamente en un momento dado, no permanecerían estacionarias. Además, las columnas pueden tener defectos iniciales o tener otras fallas, dando como resultado el que se produzcan flexiones laterales. Las vigas generalmente se ligan a las columnas mediante ángulos o ménsulas colocadas a un lado.

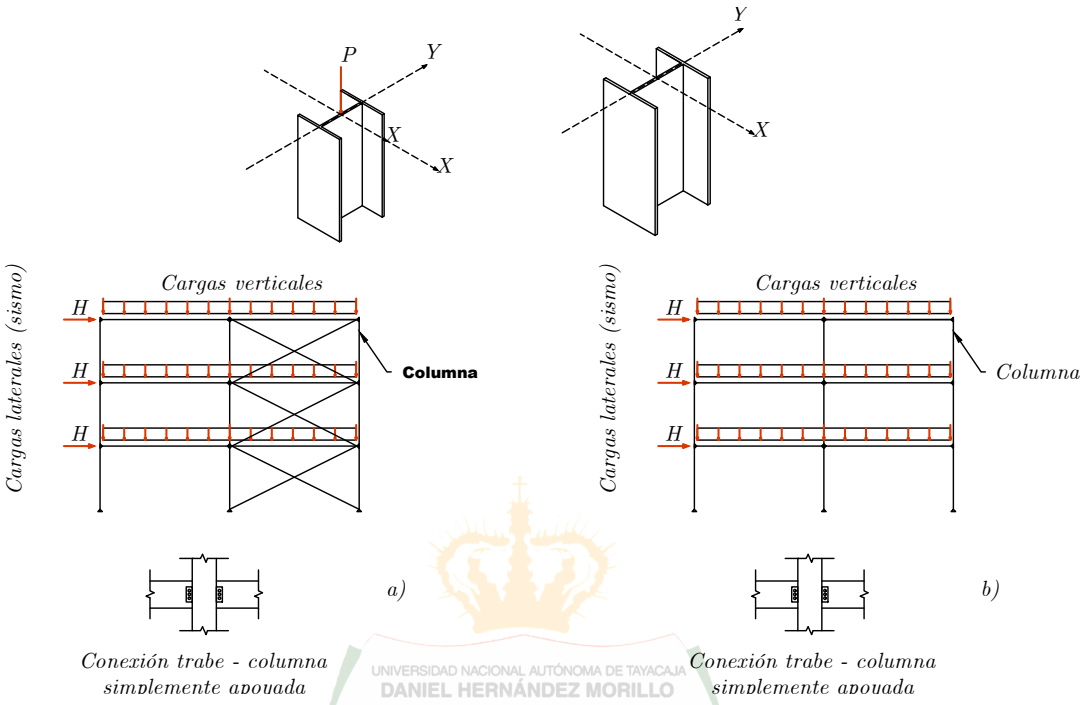



Figura 7.1: a) Compresión axial, b) Compresión axial y momentos.

En estos elementos estructurales (vigas y columnas), actúan simultáneamente, fuerzas normales de compresión axial y momentos flexionantes, aplicados alrededor de uno o de los dos ejes centroidales y principales de la sección transversal de la columna. El diseño es más difícil debido a que se requiere efectuar un análisis de segundo orden.

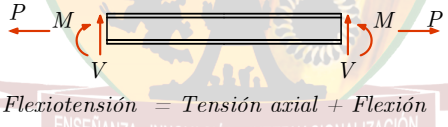



Figura 7.2: Miembro en flexotensión.

El diseño es sencillo para miembros en flexotensión, no se necesita realizar un análisis de segundo orden.

Un elemento esbelto sujeto a flexocompresión tiene la característica de presentar menor resistencia que una columna corta fabricada con el mismo material y sección transversal. Esto se debe fundamentalmente a que, bajo la acción de carga axial y momento flexionante, aparecen deformaciones del elemento, cualquiera que sea su longitud. No obstante, este efecto es importante solamente en los elementos esbeltos ya que en una columna corta las deformaciones son tan pequeñas que pueden ignorarse. Para entender este comportamiento, se considera una columna de longitud L, en equilibrio interno y externo, simplemente apoyada en sus extremos y sometida a una carga excéntrica, localizada en un sistema de ejes convencionales (x, y) como se ilustra en la fig. 7.4.
Cuando la carga P, es demasiado pequeña o se trata de una columna corta, el diagrama de momento flexionante de primer orden es como el indicado en la fig. 7.4b. Se define como momentos de primer orden los que se evalúan sin considerar las deformaciones de la columna. Ahora bien, en el caso de una columna larga sometida a una carga de compresión axial P, se presentan deformaciones que aumentan la distancia de la línea de acción de la carga al eje de la columna, lo que equivale a que se incremente la excentricidad de la carga un valor "x" en cualquier punto de ordenada "y" como se ilustra en la fig. 7.4c, por lo tanto, el momento flexionante en cualquier sección de la columna es $M = P_q + P_x$, donde $P_x$ es un momento de segundo orden que se define como un momento flexionante adicional debido a la deformación de la columna.

Existen dos aspectos importantes que influyen notablemente en la reducción de la resistencia por esbeltez de una columna sujeta a flexocompresión, éstos son: el efecto de los momentos flexionantes en los dos extremos de la columna y la forma

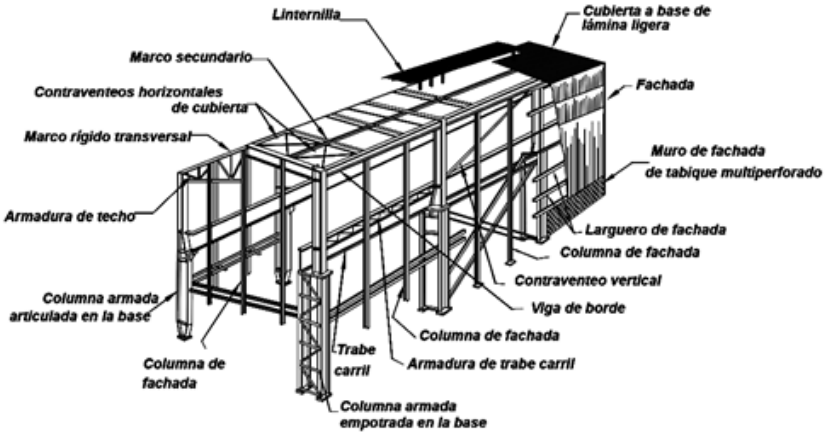



Figura 7.3: Elementos estructurales constitutivos de estructuras industriales de acero con grúas móviles de alta capacidad de cargaflexocompresión = compresión axial + flexión.

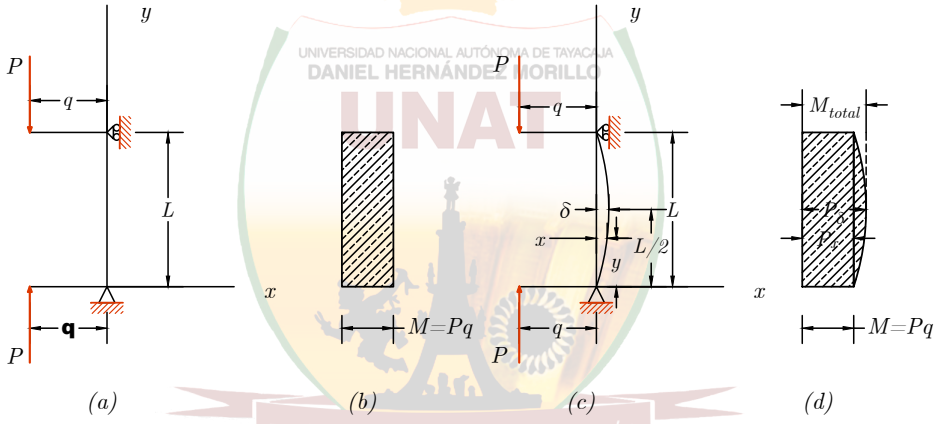



Figura 7.4: Columna esbelta sujeta a flexocompresión.

de la curvatura del eje de la columna, así como el desplazamiento lateral relativo entre los dos extremos de la columna, efectos de los cuales se hará una breve descripción.

El efecto de los momentos flexionantes en los dos extremos de la columna tiene influencia en la magnitud de las deformaciones y, consecuentemente, en los momentos de segundo orden. Se considera por ejemplo, el caso de la columna de la fig. 7.4, en la que los momentos en los extremos son iguales y de signo contrario. Se puede observar que el momento de primer orden es constante a lo largo del eje de la columna, fig. 7.4.b, y la columna se deforma en curvatura simple, fig. 7.4.c. El momento máximo de segundo orden, $P$, que se presenta a la media altura de la columna se suma al momento de primer orden para obtener el momento total. En estas columnas siempre hay reducción de resistencia por efectos de esbeltez ya que como se puede apreciar, el momento total obtenido es la suma de los momentos máximos de primero y segundo orden.

Se considera ahora que la columna de la figura anterior está sometida a la acción de una carga de compresión axial P y momentos flexionantes del mismo signo aplicados en sus secciones extremas. El diagrama de momentos de primer orden es como el indicado en la fig. 7.4.c.

La columna deformada se flexiona en curvatura doble como se muestra en la fig. 7.4.c y el diagrama de momentos totales, obtenido como la suma de momentos de primer orden de la fig. 7.4.b y los momentos de segundo orden, se ilustran

en la fig. 7.4.d. En este caso es muy importante observar que los momentos máximos de primero y segundo orden no se presentan en la misma sección, por lo que el momento máximo total no será la suma de los momentos máximos de primero y segundo orden; por lo tanto, si observamos los diagramas de momentos flexionantes totales en la fig 7.4b y 7.4d , se puede concluir que el efecto de esbeltez es más crítico en los casos en que la columna tiene momentos flexionantes de signo contrario en sus extremos y le producen a ésta curvatura simple.

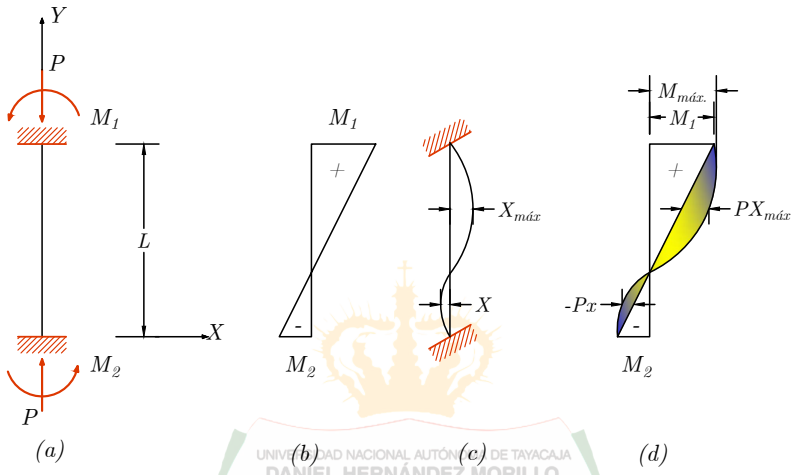



Figura 7.5: Columna esbelta sometida a momentos flexionantes del mismo signo en sus extremos.

## 7.3 COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO

El desplazamiento lateral relativo entre los extremos de la columna se presenta generalmente en miembros que forman parte de Pórticos carentes de arriostramiento, es decir, en aquellos Pórticos que no tienen elementos que impidan el desplazamiento en su plano.

En la fig. 7.6. a se muestra un Pórtico de este tipo. La columna del eje A tiene un diagrama de momentos de primer orden como se indica en la fig. 7.6.b y tomando en cuenta las deformaciones de la fig. 7.6.c se presentan en la columna los momentos flexionantes de segundo orden indicados en la fig. 7.6.d.

Como se puede observar en la fig. 7.4.b, los momentos flexionantes en los extremos de la columna le producen a ésta una deformación con curvatura doble, pero por efecto del desplazamiento lateral de los extremos, los momentos máximos de primero y segundo orden se presentan en la misma sección a diferencia del caso tratado en la fig. 7.4, por lo que se puede asegurar que el efecto de esbeltez de una columna es más crítico cuando existen desplazamientos laterales relativos entre sus extremos que cuando éstos últimos están restringidos contra tal desplazamiento.

### 7.3.1 COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES E IRREGULARES

Para los fines de este artículo, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en “regulares” e “irregulares”. Una estructura “regular” se caracteriza porque está formada por un conjunto de Pórticos planos, que son parte de dos familias, frecuentemente perpendiculares entre sí, provistos o no de arriostramiento vertical, con o sin muros de rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los Pórticos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales y de inestabilidad bajo acciones verticales y horizontales combinadas.

Además, todos los Pórticos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera “irregular” cuando los elementos que la componen no constituyen Pórticos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuada, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los Pórticos planos

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

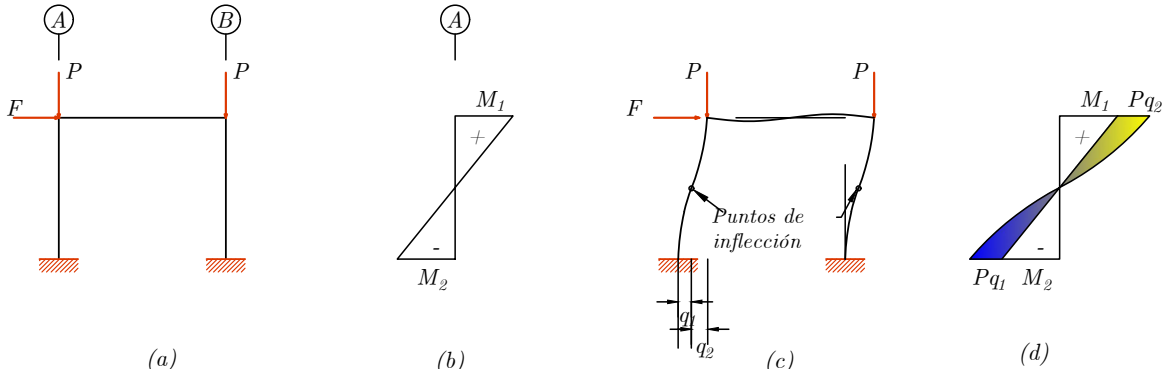



Figura 7.6: Momento de segundo orden en una columna de Pórtico por efecto del desplazamiento lateral relativo en sus extremos.

difiere substancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.
Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra, y algunos entrepisos pueden ser regulares y otros no. La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. Son irregulares las estructuras de muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y de buena parte de las construcciones industriales.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

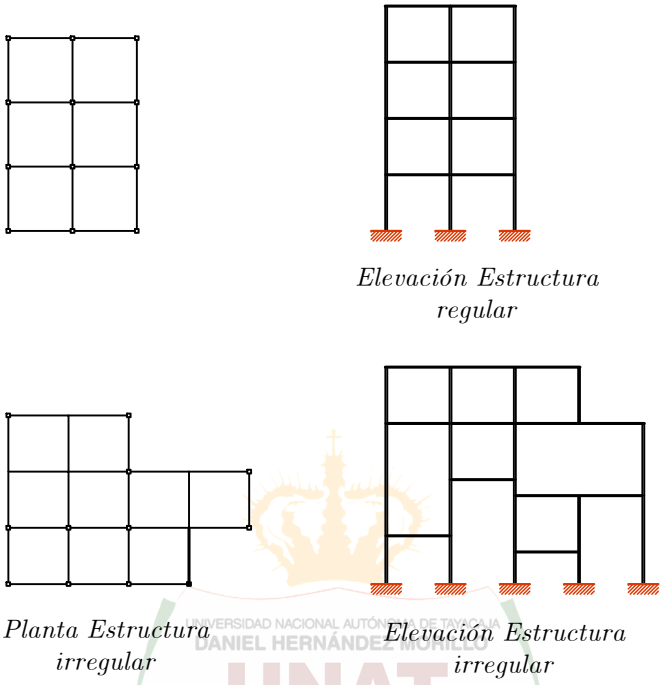



Figura 7.7: Estructuras regulares e irregulares.

### 7.3.2 USO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRIMIDOS

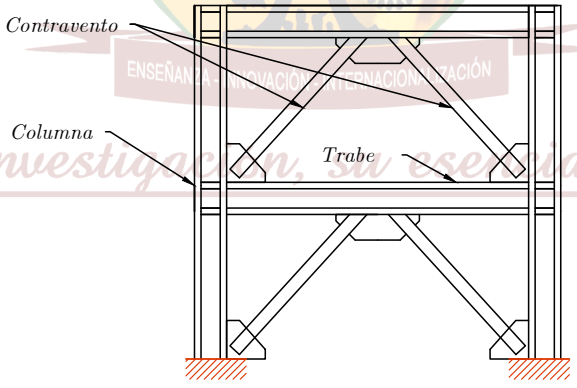
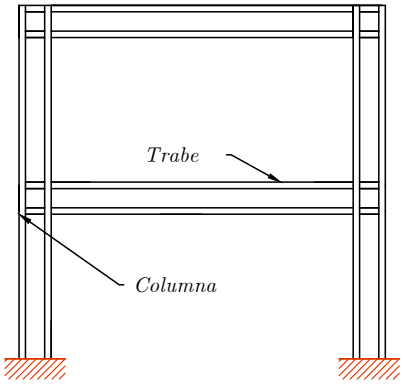



Figura 7.8: Pórtico rígido arriostrado.

La flexión se origina por cargas excéntricas paralelas al eje del miembro, por momentos aplicados en el miembro, o por fuerzas normales aplicadas al eje del miembro. En las columnas de edificios no suele haber cargas transversales intermedias, por lo que la flexión se debe a los momentos flexionantes aplicados en las secciones extremas de la columna.

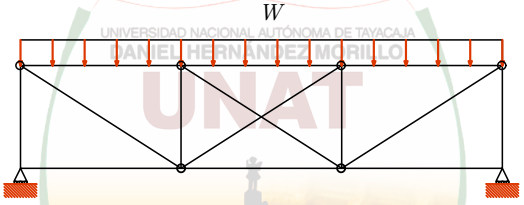
- Las columnas de eje recto constituyen la mayor parte de las estructuras de edificios.
- Debido a la continuidad entre los diversos miembros que forman la estructura, la compresión se presenta acompañada por flexión.




*Todos los miembros del Pórtico trabajan como miembros*

Todos los miembros del Pórtico trabajan como miembros flexocomprimidos.

Figura 7.9: Pórtico rígido sin contraventear.




*La cuerda superior de la armadura es un miembro flexocomprimido.*

La cuerda superior de la armadura es un miembro flexocomprimido

Figura 7.10: Armadura con carga uniformemente repartida

- El elemento está restringido contra desplazamiento lateral y giro alrededor de sus ejes centroidales y contra torsión en las secciones extremas.

Como las columnas reales forman parte, casi siempre, de estructuras reticulares compuestas por un número más o menos grande de barras unidas entre sí, su comportamiento no depende sólo de sus características, sino también de las propiedades del resto de los elementos que forman la estructura. La figura 7.11. representa el caso general de un miembro flexocomprimido cuando se toma en cuenta la estabilidad contra desplazamiento lateral de la estructura de la que forma parte. El miembro está sometido a momentos flexionantes alrededor de los ejes centroidales y principales de la sección y por cargas laterales entre sus apoyos, está restringido contra desplazamiento lateral e impedido de girar.

## 7.4 SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE COLUMNAS

En la figura 7.12, se muestra una gran variedad de secciones que se emplean como columnas; no todas son convenientes, especialmente para hacer las conexiones con las vigas que reciben por la forma de su sección, sin embargo, tienen otras características que las hacen adecuadas para este tipo de miembros estructurales.

Las secciones laminadas o fabricadas con placas soldadas, son muy eficientes porque tienen características geométricas similares alrededor de sus dos ejes principales y centroidales, las secciones H, de patines ancho semejante al peralte de la sección, son las que más se utilizan en las columnas de edificios de mediana altura.

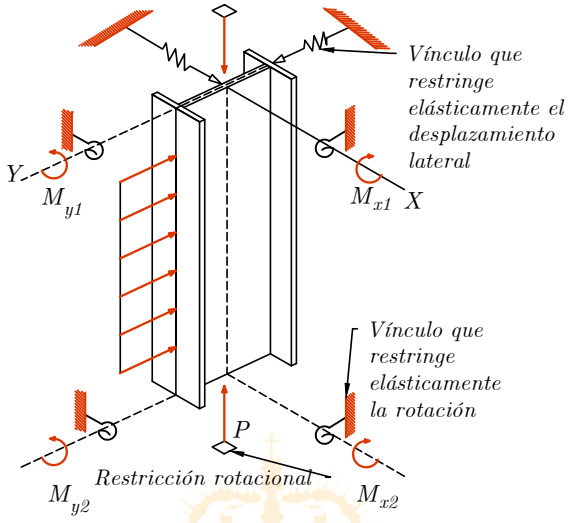



Figura 7.11: Caso general de un miembro flexocomprimido

## 7.5 COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRIMIDOS

Modos de falla de columnas

**a)** Pandeo de conjunto de un entrepiso.

**b)** Pandeo individual de una columna, Falla individual de una columna, Pandeo local.

**c)** Inestabilidad de conjunto.

**Posibles modos de falla en miembros flexocomprimidos**

**a) Por fluencia o plastificación:** Se forman articulaciones plásticas en las secciones donde el momento flexionante es máximo.

**b) Por inestabilidad en el plano de los momentos:** Puede presentarse en barras flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia y en el plano de mayor resistencia, pero el pandeo lateral está impedido por las características geométricas de las secciones transversales o por la presencia de elementos exteriores de arriostramiento.

**c) Por pandeo lateral por flexotorsión:** Se presenta en miembros que carecen de soportes laterales. La falla se caracteriza por deformación lateral en un plano perpendicular al de aplicación de la carga, acompañada por torsión alrededor de su eje longitudinal.

**d) Por pandeo debido a compresión axial, alrededor de los ejes de menor momento de inercia:** Ocurre cuando la fuerza axial es mucho más importante que la flexión.

**e) Por pandeo local:** Se manifiesta cuando los elementos planos que constituyen la sección transversal del miembro tienen relaciones ancho/grueso mayores que las admisibles estipuladas en las normas de diseño.

**NOTA:** Los modos de falla indican que el comportamiento de un elemento flexocomprimido o columna incluye el comportamiento de vigas y columnas, de ahí que en la literatura se denominen también como "vigas-columnas."

## 7.6 DISEÑO POR ESTABILIDAD

Este numeral presenta los requisitos para el diseño de estructuras por estabilidad, según AISC - 2010. El enfoque que aquí se presenta es el del método de análisis directo.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

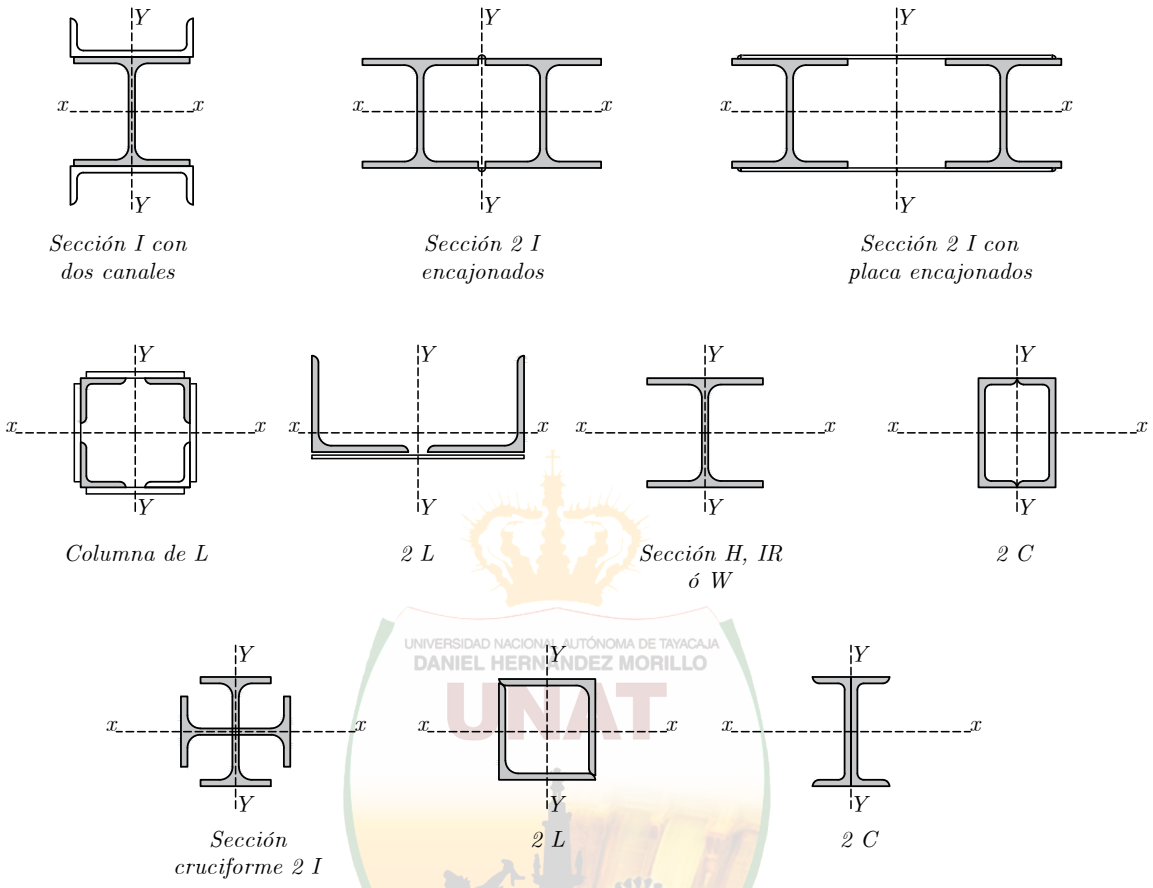



Figura 7.12: Secciones transversales típicas de miembros flexocomprimidos.

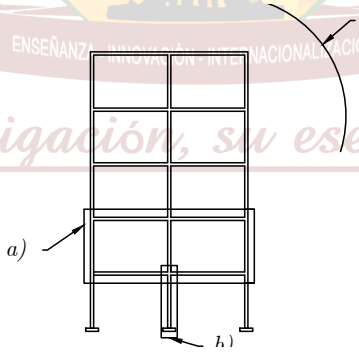


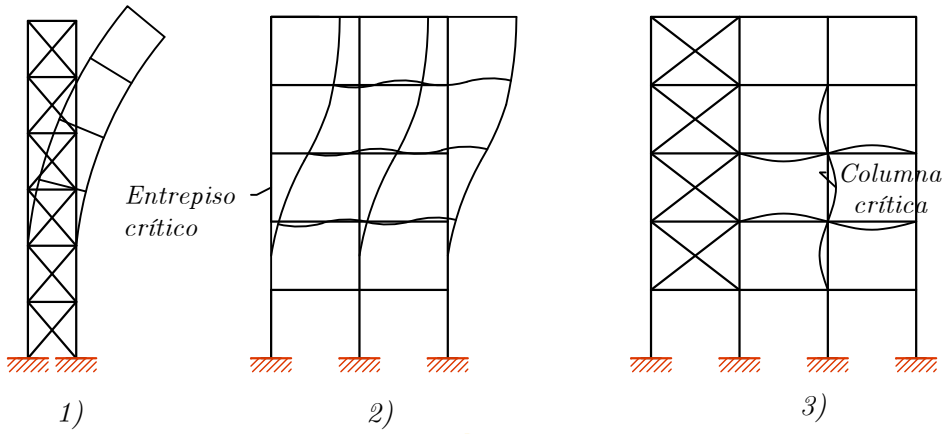

Figura 7.13: Modos de falla de miembros flexocomprimidos.

### 7.6.1 REQUISITOS PARA EL DISEÑO POR ESTABILIDAD

Se debe asegurar la estabilidad para la estructura como un todo y para cada uno de sus elementos. El análisis deberá considerar los efectos que sobre la estabilidad de la estructura y sus elementos tiene cada uno de los siguientes factores:

(1) las deformaciones por flexión, cortante y carga axial en los miembros, y cualesquier otras deformaciones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura;

(2) los efectos de segundo orden (incluyendo los efectos P $-\Delta$ y $P-\delta$ );




*1) Pandeo del conjunto.*
*2) Pandeo lateral de un entrepiso.*
*3) Pandeo de una columna individual.*

Figura 7.14: Modos de falla de Pórticos rígidos.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

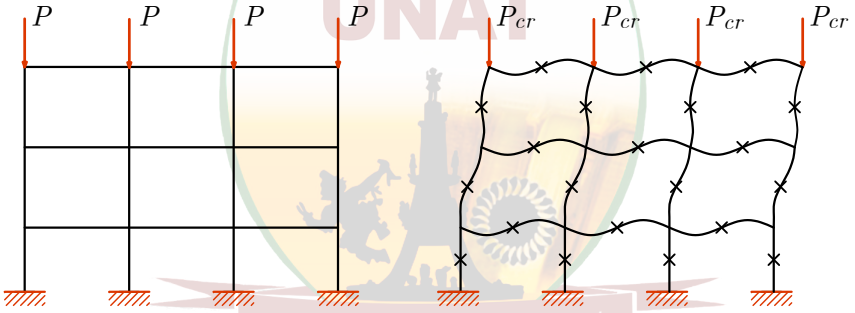



Figura 7.15: Pandeo lateral de los entrepisos de un Pórtico rígido sin arriostramiento.

La investigación, su esencia y arte.

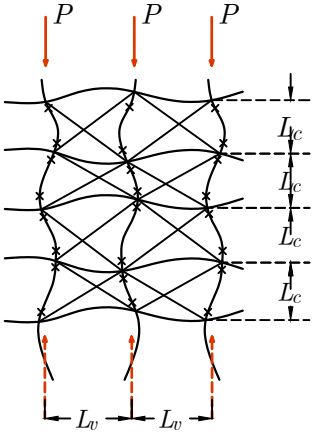



Figura 7.16: Pandeo de un Pórtico rígido con arriostramiento.

(3) las imperfecciones geométricas;

(4) la reducción de la rigidez de los miembros por efectos de comportamiento inelástico; y

(5) las incertidumbres en la rigidez y la resistencia. Todos los efectos dependientes de las cargas deberán ser calculados para las combinaciones de cargas mayoradas.

Se permite cualquier método racional de diseño por estabilidad que considere todos los factores enumerados arriba; incluyendo los métodos que se describen en los numerales 7.6.1.1. y 7.6.1.2.

### 7.6.1.1 Método de Análisis Directo

El método de diseño por análisis directo, que consiste en el cálculo de las resistencias requeridas de acuerdo con el numeral 7.6.2. y el cálculo de las resistencias de diseño de acuerdo con el numeral 7.6.3, se considera válido para todo tipo de estructuras.

El método de la longitud efectiva fue usado durante muchos años, pero a partir del 2005, la tendencia de los códigos actuales es la de utilizar el método directo. Ventajas del método directo:

- Su aplicación no tiene ningún tipo de limitaciones.
- Determina las fuerzas internas de la estructura de manera más precisa.
- El factor de longitud efectiva no debe ser calculado (K = 1.0). El cálculo de este factor es tedioso y confuso en estructuras complejas.
- Las imperfecciones geométricas (desplome) son tenidas en cuenta directamente durante el análisis mediante la utilización de una carga ficticia, Ni (también se usa en MLE).
- Los efectos por esfuerzos residuales, el comportamiento inelástico y la incertidumbre en la rigidez y resistencia, se tienen en cuenta directamente mediante la reducción de la rigidez de los miembros.

### 7.6.1.2 Métodos Alternos

El método de la longitud efectiva y el método de análisis de primer orden, son métodos alternos, son válidos como métodos alternos en lugar del método de análisis directo para estructuras que satisfagan las limitaciones que en dicho numeral se establecen.

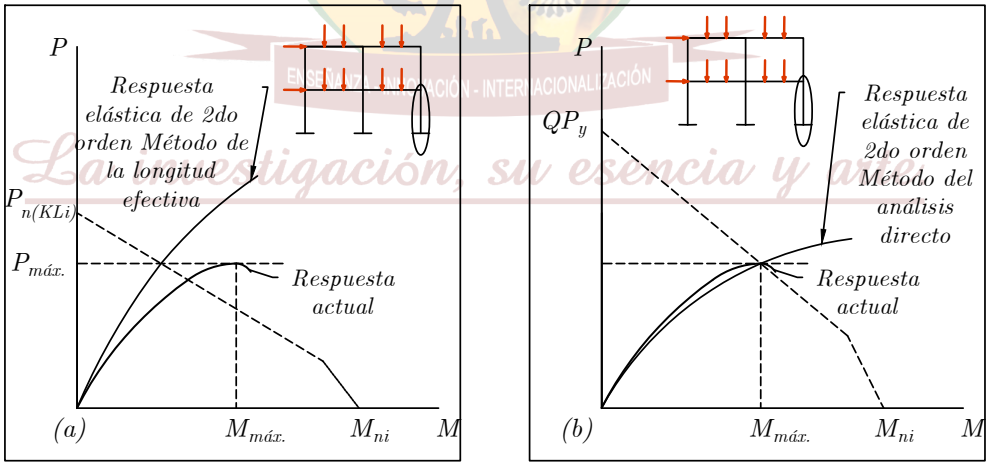



Figura 7.17: (a) Método de la longitud Efectiva, (b) Método análisis Directo.

## 7.6.2 CALCULO DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS

Para el método de diseño por análisis directo, las resistencias requeridas de los componentes de la estructura se determinarán a partir de un análisis realizado de acuerdo con el numeral 7.6.2.1. Este análisis deberá incluir la consideración de imperfecciones iniciales de acuerdo con el numeral 7.6.2.2, y ajustes de la rigidez de acuerdo con el numeral 7.6.2.3.

### 7.6.2.1 Requisitos Generales del Análisis

El análisis de la estructura deberá ajustarse a los siguientes requerimientos:

(1) El análisis tendrá en cuenta deformaciones por flexión, cortante y carga axial en los miembros, y cualesquier otras deformaciones en los componentes y conexiones que puedan contribuir a los desplazamientos de la estructura. El análisis incorporará las reducciones aplicables en todas las rigideces que se considere contribuyan a la estabilidad de la estructura, según se especifica en el numeral 7.6.2.3.

(2) Se ejecutará un análisis de segundo orden que considere tanto los efectos P-$\delta$ como los efectos P-$\gamma$ , excepto que se permite despreciar los efectos P-$\gamma$ en la respuesta de la estructura cuando se satisfacen las siguientes condiciones: (a) La estructura soporta las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales; (b) la relación entre la máxima deriva del análisis de segundo orden y la máxima deriva del análisis de primer orden (ambas obtenidas usando cargas mayoradas, con las rigideces ajustadas según se especifica en el numeral 8.2, es menor o igual que 1.7 para todos los pisos; y (c) no más de un tercio del total de las cargas de gravedad sobre la estructura está soportado por columnas que forman parte de pórticos resistentes a momento en la dirección de desplazamiento en consideración. Es necesario considerar en todos los casos los efectos $P-\delta$ para la evaluación de los miembros individuales bajo solicitaciones de compresión y flexión.

Se permite un análisis de segundo orden con efectos P-$\Delta$ únicamente (o sea despreciando los efectos P-$\delta$ en la respuesta de la estructura) bajo las condiciones enumeradas. El requerimiento de considerar los efectos P-$\delta$ al evaluar los miembros individuales puede ser satisfecho mediante la aplicación del factor $B_1$ definido en el numeral 7.7.1.

Se permite el uso del método aproximado de análisis de segundo orden que se presenta en el numeral 7.7.1, como método alterno en lugar de un análisis riguroso de segundo orden.

(3) El análisis considerará todas las cargas de gravedad y otras cargas aplicadas que tengan influencia en la estabilidad de la estructura.

Es importante incluir en el análisis todas las cargas de gravedad, incluyendo las cargas que actúan sobre columnas dependientes y sobre otros elementos que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

(4) El análisis de segundo orden se ejecutará para las combinaciones de cargas mayoradas.

### 7.6.2.2 Consideración de las Imperfecciones Iniciales

El efecto de las imperfecciones iniciales en la estructura se tendrá en cuenta ya sea introduciendo directamente dichas imperfecciones en el modelo para el análisis según se especifica en el numeral 7.6.2.2.1, o aplicando cargas ficticias según se especifica en la sección 7.6.2.2.2.

Las imperfecciones que se consideran en este numeral son aquellas relativas a los puntos de intersección de miembros. En estructuras de edificios típicas, la imperfección más importante de este tipo es el desplome de las columnas. En este numeral no se trata la desviación de la rectitud inicial de los miembros individuales; ella se tiene en cuenta en las provisiones de diseño para miembros a compresión del numeral 3.5, y no necesita ser considerada explícitamente en el análisis siempre y cuando esté dentro de los límites definidos en el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas (ICONTEC).

#### 7.6.2.2.1 Modelado Directo de las Imperfecciones

En todos los casos, es permisible incorporar el efecto de las imperfecciones iniciales a través de la inclusión directa de dichas imperfecciones en el análisis. La estructura se analizará con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones nominales. La magnitud de los desplazamientos iniciales será la máxima considerada en el diseño; el patrón de los desplazamientos iniciales será tal que produzca el máximo efecto desestabilizador.

Al modelar las imperfecciones se deben considerar desplazamientos iniciales que correspondan a una silueta deformada similar a la producida por las cargas aplicadas y a las siluetas asociadas a los modos de pandeo previstos. La magnitud de dichos desplazamientos iniciales se debe basar en las tolerancias de construcción, según se especifica en el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas (ICONTEC), o en las magnitudes reales de las imperfecciones cuando sean conocidas.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT La investigación, su esencia y arte

En el análisis de estructuras que soportan las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales, donde la relación entre la máxima deriva del análisis de segundo orden y la máxima deriva del análisis de primer orden (ambas obtenidas usando cargas mayoradas, con las rigideces ajustadas según se especifica en el numeral 7.6.2.3) es igual o menor que 1.7 para todos los pisos, se permite incluir las imperfecciones iniciales únicamente en el análisis de las combinaciones que incluyen exclusivamente cargas de gravedad y no incluirlas en el análisis de las combinaciones que incluyen cargas laterales aplicadas.

### 7.6.2.2.2 Uso de Cargas Ficticias para Representar las Imperfecciones

Para estructuras que soportan las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales, se permite usar cargas ficticias para representar los efectos de las imperfecciones iniciales, de acuerdo con los requisitos de esta sección. Las cargas ficticias se aplicarán a un modelo basado en la geometría nominal de la estructura.

El concepto de carga ficticia es aplicable a todo tipo de estructuras, pero los requisitos específicos de los numerales 7.6.2.2.2(1) a 7.6.2.2.2(4) son aplicables únicamente a estructuras de las características particulares descritas arriba.

(1) Las cargas ficticias se aplicarán como cargas laterales en todos los niveles, en adición a otras cargas laterales cuando las haya. Estas cargas se aplicarán en todas las condiciones de carga, excepto como se indica en el punto (4) abajo. La magnitud de la carga ficticia será:

$$N_i = 0.002 Y_i \tag{7.1}$$

Donde:

$N_i$ = carga lateral ficticia aplicada en el nivel i, $N$.

$Y_i$ = carga gravitacional aplicada en el nivel i para el caso de carga en consideración, $N$.

Las cargas ficticias pueden generar cortantes ficticios adicionales en la base de la estructura, usualmente de magnitud pequeña. Los valores correctos de las reacciones horizontales en las fundaciones pueden obtenerse aplicando en la base de la estructura una fuerza horizontal adicional, de igual magnitud y sentido contrario a la suma de todas las cargas ficticias aplicadas, y distribuida entre los elementos que resisten las cargas verticales en proporción a las cargas de gravedad soportadas por dichos elementos. Las cargas ficticias pueden igualmente generar efectos de volcamiento adicionales, que en este caso no son ficticios.

(2) En cualquier nivel, la carga virtual Ni, se distribuirá de la misma manera que las cargas de gravedad en dicho nivel. Las cargas ficticias se aplicarán en la dirección en que produzcan el máximo efecto desestabilizador. Para la mayoría de las estructuras de edificios, el requisito relativo a la dirección de aplicación de las cargas ficticias se puede satisfacer como sigue:

- ▷ para las combinaciones de cargas que no incluyan cargas laterales, considerar dos direcciones ortogonales alternativas, y para cada una de estas direcciones considerar la acción de las cargas ficticias en uno y otro sentido, tomando simultáneamente la misma dirección y sentido en todos los niveles;
- ▷ para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, aplicar todas las cargas ficticias en la dirección

(3) El coeficiente usado en la expresión de la carga virtual, Ec. 7.1, igual a 0.002, se basa en la suposición de que existe un desplome inicial de $1/500$ en cada nivel. Cuando de manera justificada se pueda suponer un desplome más pequeño, el coeficiente de carga ficticia se puede ajustar proporcionalmente.

El valor de $1/500$ corresponde al máximo desplome de una columna permitido por el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas, ICONTEC. En algunos casos pueden controlar otras tolerancias especificadas, como las relativas a la posición de las columnas en planta, y pueden requerirse tolerancias más estrechas en la verticalidad de las columnas.

(4) En estructuras donde la relación entre la máxima deriva del análisis de segundo orden y la máxima deriva del análisis de primer orden (ambas obtenidas usando cargas mayoradas, con las rigideces ajustadas según se especifica en el numeral 8.2.) es igual o menor que 1.7 para todos los pisos, se permite aplicar las cargas ficticias $N_i$, para las combinaciones de cargas gravitacionales únicamente, y no aplicarlas en combinación con otras cargas laterales.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT
La investigación, su esencia y arte

### 7.6.2.2 Reducción de la Rigidez

En el análisis de la estructura para obtener las resistencias requeridas de los componentes se usarán rigideces reducidas, como sigue:

(1) Se aplicará un factor de 0,8 a los valores de todos los parámetros de rigidez que se considere contribuyan a la estabilidad de la estructura. Es aceptable extender la aplicación de este factor de reducción a todos los parámetros de rigidez de la estructura.

El aplicar la reducción de la rigidez a unos miembros y no aplicarla a otros puede, en algunos casos, resultar en una distorsión artificial de la estructura bajo carga y llevar a una redistribución no deseada de las fuerzas. Esto puede evitarse mediante la aplicación de la reducción a todos los miembros, incluyendo aquéllos que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.

(2) Un factor adicional $\tau_b$ , se aplicará a la rigidez flexional de todos los miembros cuyas rigideces flexionales se considere contribuyan a la estabilidad de la estructura.

I.) Cuando $P_u/P_y \leq 0.5$

$$\tau_b = 1.0 \tag{7.2}$$

II.) Cuando $P_u/P_y > 0.5$

$$\tau_b = 4\left[\frac{P_u}{P_y}\left(1-\frac{P_u}{P_y}\right)\right] \tag{7.3}$$

Donde:

$P_cr$ = resistencia requerida a compresión axial, $N$.

$P_y = AF_y$, resistencia a la fluencia del miembro, $N$.

Tomadas conjuntamente, las condiciones (1) y (2) requieren usar en el análisis 0.8?b veces la rigidez flexional elástica nominal, y 0.8 veces las otras rigideces elásticas nominales, para los miembros estructurales de acero.

(3) En estructuras en las cuales sea aplicable el numeral 7.6.2.2.2, en lugar de usar $\tau_b < 1.0$, donde se tenga $P_u/P_y > 0.5$, se permite usar $\tau_b = 1.0$, para todos los miembros $T_b < 1.0$, cuando $\alpha P_r/P_y > 0.5$ siempre y cuando se aplique en todos los niveles una carga ficticia igual a $0.001Y_i$ , con $Y_i$ como se define en el numeral 7.6.2.2.2(1), y con la dirección especificada en la sección 7.6.2.2.2(2), en todas las combinaciones de cargas. Estas cargas ficticias se aplicarán en adición a aquéllas usadas para tener en cuenta las imperfecciones iniciales y no estarán sujetas a lo estipulado en el numeral 7.6.2.2.2(4).

(4) Donde se considere que algunos componentes en materiales distintos de acero estructural contribuyen a la estabilidad de la estructura y las respectivas secciones de este Reglamento requieran una mayor reducción en la rigidez para dichos materiales, deberán aplicarse tales reducciones de rigidez a esos componentes.

## 7.6.3 CALCULO DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO

Para el método de diseño por análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calcularán de acuerdo con las provisiones de los numerales 2.5, 3.5, 4.8, 5.4, 7.8, 6.3 y 8.2, según sean aplicables, sin otras consideraciones por estabilidad global de la estructura, El factor de longitud efectiva, K, se tomará igual a 1.0 para todos los miembros, excepto cuando a través de un análisis racional se pueda justificar un valor menor.

Cuando se tienen elementos diseñados para funcionar como riostras que determinan la longitud no arriostrada de vigas y columnas, el sistema de arriostramiento que ellos conforman debe tener rigidez y resistencia suficientes para controlar el desplazamiento del miembro en los puntos de arriostramiento.

## 7.7 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

- Los métodos comunes de análisis estructural suponen que las deformaciones que experimentan las estructuras son pequeños, por lo tanto las ecuaciones de equilibrio son formuladas para la configuración no deformada (Análisis de primer orden).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y valor

- Un análisis de segundo orden es necesario para tener en cuenta la influencia de las deformaciones que sufre la estructura.
- Un análisis de segundo orden geométrico tiene en cuenta las deformaciones de la estructura, modificando estas deformaciones y las fuerzas internas de la estructura.
- Un análisis de segundo orden del material tiene en cuenta que algunos de los miembros de la estructura pueden sobrepasar el límite elástico y por lo tanto ocurrirá una redistribución de esfuerzos en la estructura (comportamiento inelástico).
- Una metodología común y práctica, consiste en el uso de factores de amplificación que se aplican a los resultados obtenidos de un análisis de primer orden.

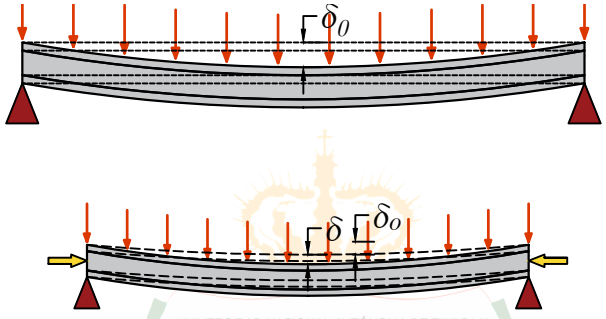



Figura 7.18: Deflexión por carga axial e incremento por momentos (amplificación de M) causados por $\delta$, en una viga. (efectos de P-Δ)

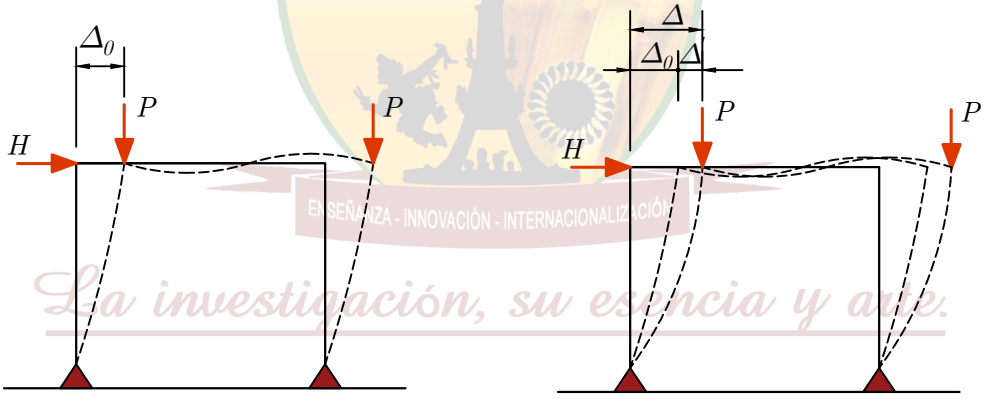



Figura 7.19: Desplazamientos por carga axial e incremento por momentos (amplificación de M) causados por Δ, en un pórtico no arriostrado. (efectos de $P-\delta$)

### 7.7.1 PROCEDIMIENTO APROXIMADO DE ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN (AISC - LRFD)

Este numeral presenta, como alternativa a un análisis riguroso de segundo orden, un procedimiento que tiene en cuenta los efectos de segundo orden a través de la amplificación de las resistencias requeridas que se obtienen de un análisis de primer orden.

#### 7.7.1.1 Limitaciones

El uso de este procedimiento se limita a estructuras que soportan cargas gravitacionales principalmente a través de columnas, vigas o pórticos nominalmente verticales, excepto que se permite su aplicación para la determinación de los efectos $P-\gamma$ para cualquier miembro individual a compresión.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 7.7.1.2 Procedimiento de cálculo

La resistencia requerida a flexión de segundo orden $M_u$ y la resistencia requerida a carga axial de segundo orden $M_u$, se determinarán como sigue:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \tag{7.4}$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \tag{7.5}$$

Donde:

$B_1$, es un coeficiente amplificador que tiene en cuenta los efectos de segundo orden debidos a desplazamientos intermedios entre nudos $(P-\gamma)$, calculado para cada miembro sujeto a compresión y flexión, para cada dirección de la flexión, de acuerdo con el numeral 7.7.1.2.1. $B_1$ se tomará igual a 1.0 para miembros no sujetos a compresión.

$B_2$, es un coeficiente amplificador que tiene en cuenta los efectos de segundo orden debidos a desplazamientos de los nudos $(P-\delta)$, calculado para cada piso de la estructura y en cada dirección de desplazamiento lateral del piso de acuerdo con el numeral 7.7.1.2.2.

$M_u$ = resistencia requerida a flexión por el análisis de segundo orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, $N \cdot mm$.

$M_nt$ = momento obtenido de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, suponiendo que no existe traslación lateral de la estructura, $N \cdot mm$.

$M_lt$ = momento asociado con el desplazamiento lateral del pórtico solamente, obtenido de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, $N \cdot mm$.

$P_u$ = resistencia requerida a carga axial por el análisis de segundo orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, $N$.

$P_nt$ = fuerza axial obtenida de un análisis de primer orden, para la combinación de cargas mayoradas en consideración y suponiendo que no existe traslación lateral de la estructura, $N$.

$P_lt$ = fuerza axial asociada al desplazamiento lateral del pórtico únicamente, obtenida de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, $N$.

Las Ec. 7.4 y 7.5, son aplicables a todos los miembros en cualquier tipo de estructura. Sin embargo, debe notarse que los valores de $B_1$, distintos de 1.0 se aplican solamente a los momentos en viga-columnas; mientras que el coeficiente $B_2$, se aplica a los momentos y fuerzas axiales en los componentes del sistema resistente a cargas laterales (incluyendo columnas, vigas, riostras y muros de cortante).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYABAMBA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación su esencia y arte.

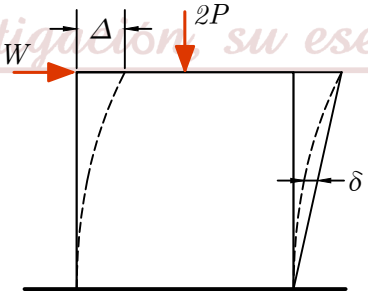



Figura 7.20: Amplificación de momentos donde: $\delta$ deformación del elemento estructural y $\Delta$ deformación del sistema estructural. $(efectos\ de\ P-\Delta)$

**Efectos P-Δ,** es un análisis no lineal que toma en cuenta la deformación inicial de una estructura al someterla a las cargas consideradas. Al sufrir deformaciones, las fuerzas originales actuando sobre la estructura deformada generan excentricidades y por lo tanto momentos y torsiones adicionales.

El análisis se considera hasta que la estructura converja a una deformación.

#### 7.7.1.2.1 Coeficiente amplificador $B_1$ para efectos $(P-\delta)$

El coeficiente amplificador $B_1$ se obtendrá para cada miembro sujeto a compresión y para cada dirección de la flexión como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \tag{7.6}$$

Donde:

$C_m$ = coeficiente asociado a una condición sin traslación lateral del pórtico, cuyo valor debe tomarse como sigue:

(a) Para viga-columnas sin carga transversal entre puntos de soporte en el plano de flexión,

$$C_m = 0.60 - 0.40\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \tag{7.7}$$

Donde $M_1$ y $M_2$, obtenidos de un análisis de primer orden, son respectivamente los momentos de menor y mayor magnitud en los extremos de la porción del miembro no arriostrada en el plano de flexión bajo consideración. $M_1/M_2$, es positivo cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro, y negativo cuando la curvatura es simple.

(b) Para viga-columnas con carga transversal entre los puntos de soporte, el valor de Cm podrá ser determinado mediante análisis o tomarse conservadoramente como 1.0 para todos los casos.

$P_e1$= Carga crítica de pandeo elástico del miembro en el plano de flexión, calculada suponiendo que no hay desplazamiento lateral, $N$.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \tag{7.8}$$

Donde:
$EI^*$ = rigidez flexional que se debe usar en el análisis (=$0.8\tau_b EI$ para uso con el método de análisis según se define en el numeral F.2.22; = EI para uso con los métodos de la longitud efectiva y de análisis de primer orden).

$E$ = módulo de elasticidad del acero (200.000 $MPa$).

$I$ = momento de inercia en el plano de flexión ($mm^4$)
$L$ = altura del piso, ($mm$).
$K_1$ = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado suponiendo que no existe traslación lateral de los extremos de los miembros, a tomarse como 1.0 a menos que un análisis indique que se puede usar un menor valor.

Se permite usar el estimativo de primer orden de $P_u$ (ésto es, $P_u = P_{nt} + P_{lt}$) en la Ec. 7.6.

#### 7.7.1.2.2 Coeficiente amplificador $B_2$ para efectos $P-\Delta$

El coeficiente amplificador $B_2$ se obtendrá para cada piso y para cada dirección de desplazamiento lateral como sigue:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_{piso}}{\Sigma P_{e-piso}}} \tag{7.9}$$

Donde:

$P_{piso}$ = carga vertical total soportada por el piso (cargas mayoradas), incluyendo las cargas que actúan en las columnas que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales, $N$.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

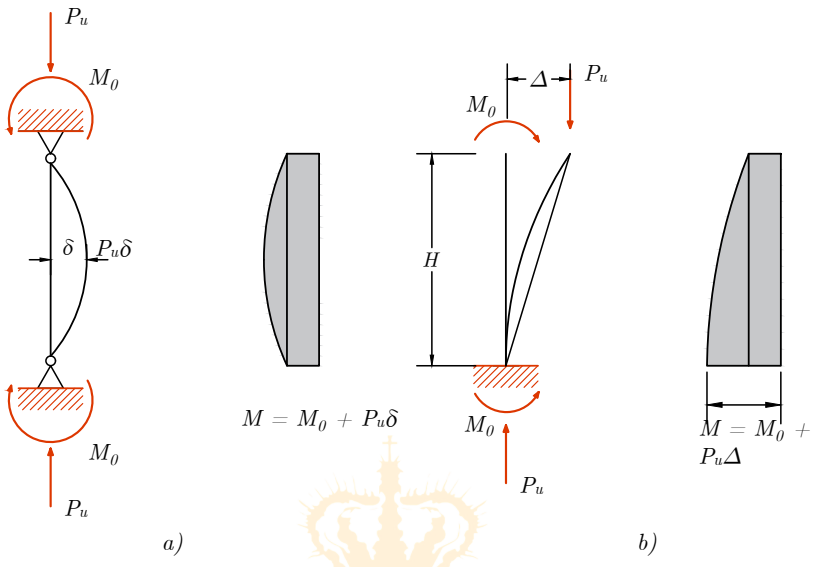



Figura 7.21: (a) Amplificación de momento de una columna arriostrada contra ladeo, por momento de segundo orden $P_u\gamma$. (b) Amplificación de momentos de una columna no arriostrada, por momento de segundo orden $P_u\delta$.

$P_{e-piso}$ = carga crítica de pandeo elástico para el piso en la dirección de desplazamiento en consideración, determinada por un análisis de pandeo con desplazamiento lateral, o calculada como sigue, $N$:

$$P_{e-piso} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \tag{7.10}$$

donde:

$$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{piso}}\right) \tag{7.11}$$

$L$ = altura del piso, ($mm$).

$P_{mf}$ = carga vertical total en las columnas del piso que forman parte de pórticos resistentes a momento en la dirección de desplazamiento considerada, cuando existen (=0 para sistemas de pórticos arriostrados), $N$.

$\Delta H$ = deriva de piso en la dirección de desplazamiento que se considera, producida por las cargas laterales y obtenida de un análisis de primer orden ($mm$) usando las rigideces aplicables (rigideces reducidas según el numeral 7.6.2.3, cuando se usa el método directo de análisis). Cuando $\Delta H$ varíe sobre la planta de la estructura, se tomará como $\Delta H$ la deriva promedio ponderada en proporción a la carga vertical o, alternativamente, la máxima deriva.

$H$ = cortante de piso resultante de las cargas laterales usadas para calcular $\Delta H$, $N$.

En la Ec. 7.10, H y $\Delta H$ pueden basarse en cualquier condición de cargas laterales que proporcione un valor representativo de la rigidez lateral de piso $H/\Delta H$.

DANIEL HERNÁNDEZ MOBILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación es esencia y arte.

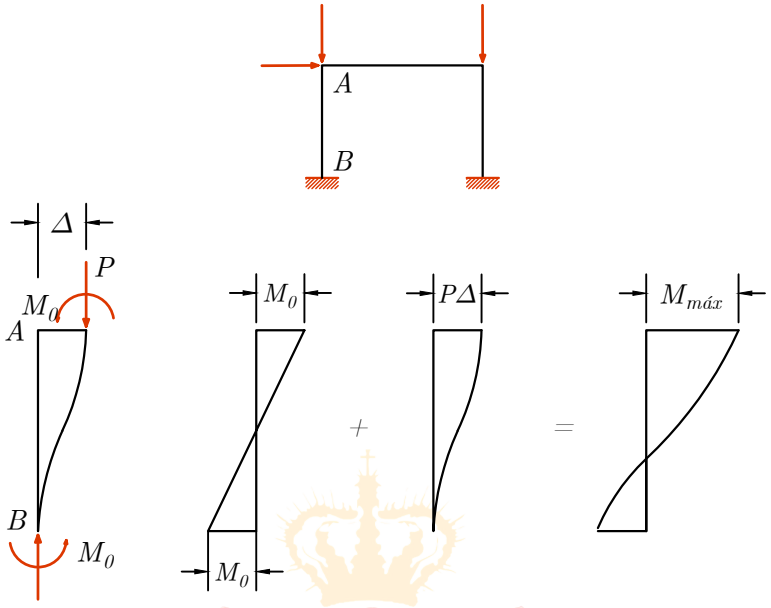



Figura 7.22: Amplificación de momentos en un pórtico no arriostrado.

## 7.8 DISEÑO DE MIEMBROS

### 7.8.1 DISEÑO DE MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y POR TORSION (AISC - 2010)

Los elementos mecánicos de diseño de una columna pueden obtenerse con un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con uno de segundo orden en el que se toman en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada y, cuando sean significativos, la influencia de la fuerza axial en las rigideces y factores de transporte de las columnas y en los momentos de empotramiento, así como los efectos de la plastificación parcial de la estructura.

### 7.8.2 DISEÑO DE COLUMNAS FLEXOCOMPRIMIDAS CONFORME A LAS ESPECIFICACIONES AISC-2010

Miembros bajo la combinación de flexión y compresión axial (miembros flexocomprimidos o columnas). Se cuenta con dos métodos prácticos para diseñar columnas flexocomprimidas de Pórtico rígidos; uno se basa en el empleo de longitudes efectivas; en el otro, se utilizan las fuerzas y momentos flexionantes obtenidos con un análisis elástico de segundo orden.

En el método más común para ese análisis se usan factores de amplificación, con los que se definen los casos en que los efectos de segundo orden pueden despreciarse con poca pérdida de precisión; se determina, así, cuando una estructura se considera adecuadamente contraventaeda.

Debido a que en el diseño de las columnas intervienen muchas variables en las ecuaciones de interacción, el problema es de revisión: se selecciona un perfil y se revisa si cumple con las ecuaciones de interacción correspondientes del Capítulo H de las Especificaciones AISC-2010.

(a) Estados límite

En el diseño de miembros flexocomprimidos deben investigarse los estados límite de falla los siguientes:

- Flexión
  1) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.
  2) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.

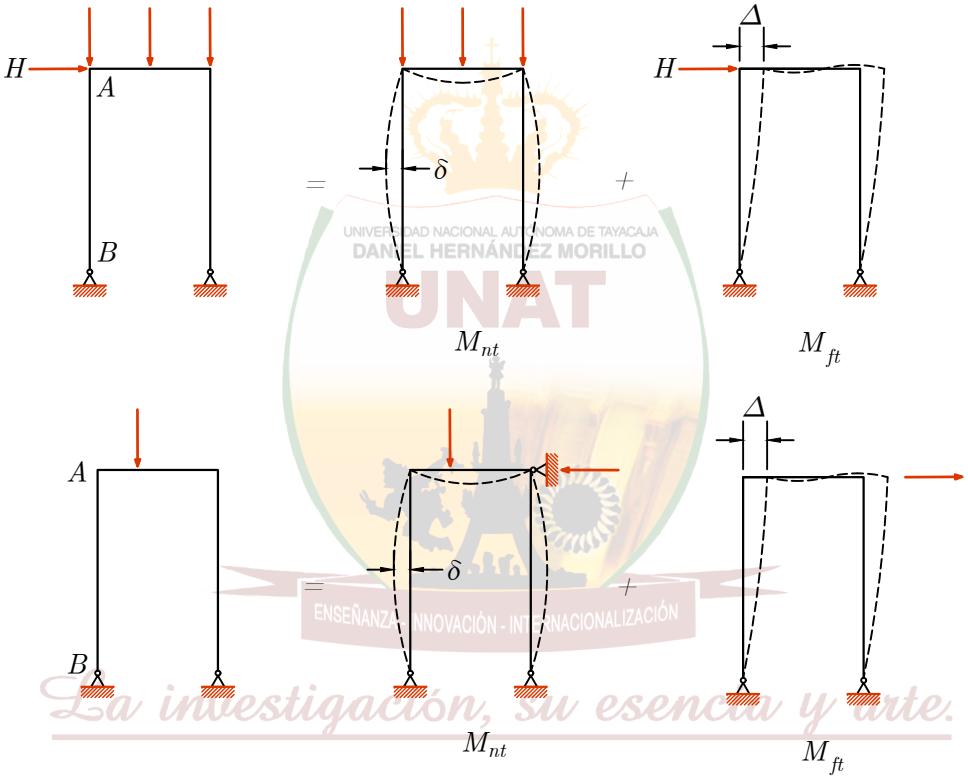



Figura 7.23: Efectos de primer y segundo orden en el análisis de pórticos rígidos.

3) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
4) Pandeo lateral por flexotorsión.
5) Pandeo local del patín comprimido.
6) Pandeo local del alma, producido por flexión.
7) Plastificación del alma por cortante.
8) Pandeo local del alma por cortante.
9) Tensión diagonal en el alma.
10) Flexión y fuerza cortante combinadas.
11) Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.
12) Fatiga.

- Miembros en flexotensión

  En el diseño de miembros en flexotensión deben investigarse los estados límite de falla los siguientes:

  Son los correspondientes a miembros en tensión, a miembros en flexión o a la combinación de las dos solicitaciones.

- Tensión
  1) Estados límite de flujo plástico en la sección total
  2) Fractura en el área neta

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación su esencia y arte.

## 7.8.3 MIEMBROS CON SIMETRÍA DOBLE O SIMPLE SOLICITADOS POR FLEXION Y FUERZA AXIAL

### 7.8.2.1 Miembros con simetría doble o simple solicitados por flexión y compresión

La interacción de la flexión y la compresión en miembros con simetría doble, y en miembros con simetría simple que satisfagan la relación $0.1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0.9$, restringidos de manera que la flexión se produzca alrededor de los ejes geométricos ("x" o "y"), estará limitada por las Ec. 7.12 y 7.13, donde $I_{yc}$ es el momento de inercia de la aleta a compresión con respecto al eje "y", $mm^4$.

Se permite usar el numeral 7.8.3, en lugar de las provisiones de este numeral.

(a) Para $\dfrac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.20$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \tag{7.12}$$

(b) Para $P_u/(\phi P_n) < 0.20$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \tag{7.13}$$

Donde:

$P_u$ = resistencia requerida a compresión, $N$.
$\phi P_n = \phi_c P_n$= resistencia de diseño a compresión, determinada de acuerdo con el numeral F.2.5, $N$.
$M_u$ = resistencia requerida a flexión, $N \cdot mm$.
$\phi_b M_n$ = resistencia de diseño a la flexión determinada de acuerdo con el numeral F.2.6, $N \cdot mm$.
$x$ = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor.
$y$ = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor.
$\phi_c$ = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90.
$\phi_b$ = coeficiente de reducción de resistencia para flexión = 0.90.

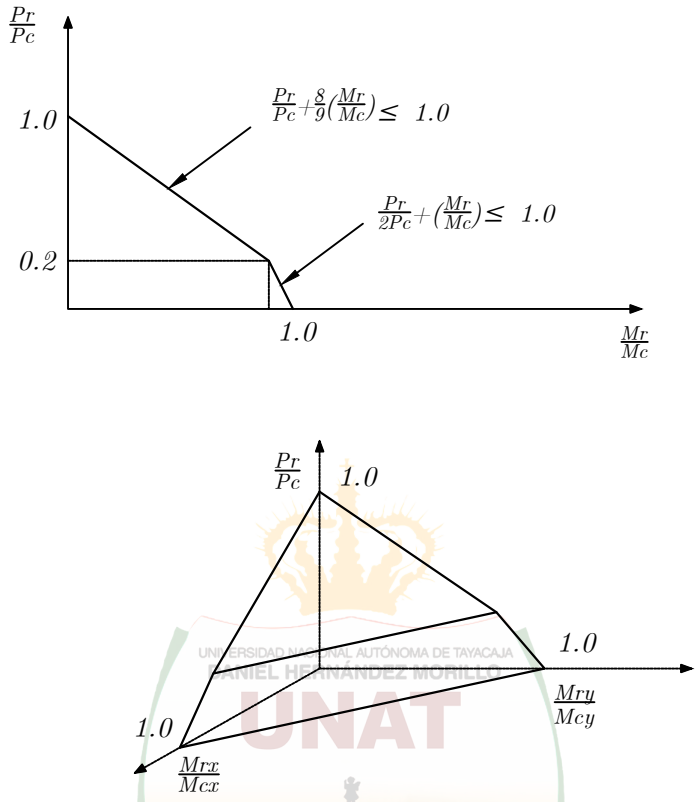



Figura 7.24: Interacción de esfuerzos axiales y de flexión.

### 7.8.2.2 Miembros con simetría doble o simple solicitados por Flexión y Tensión

La interacción de la flexión y la tensión en miembros con simetría doble o simple, restringidos de manera que la flexión se produzca alrededor de los ejes geométricos ("x" o "y"), estará limitada por las Ec. 7.12 y 7.13, tomando:

$P_u$ = resistencia requerida a tensión, $N$.
$\phi P_n = \phi_t P_n$= resistencia de diseño a tensión, determinada de acuerdo con el numeral 2.5, $N$.
$M_u$ = resistencia requerida a flexión, $N \cdot mm$.
$\phi_b M_n$ = resistencia de diseño a la flexión, determinada de acuerdo con el numeral 4.8, $N \cdot mm$.
$\phi_t$ = coeficiente de reducción de resistencia para tensión (véase el numeral 2.5.2).
$\phi_b$ = coeficiente de reducción de resistencia para flexión = 0.90

Para miembros con simetría doble, el coeficiente $C_b$ del numeral 4.8 puede multiplicarse por $\sqrt{(1+\frac{P_u}{P_{ey}}}$, cuando se tiene una fuerza de tensión axial actuando concurrentemente con la flexión,

Donde:

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2}$$

Se permite usar un análisis más detallado de la interacción de la flexión y la tensión en lugar de las Ec. 7.12 y 7.13.

#### 7.8.2.2 Miembros en perfiles laminados de simetría doble y sección compacta, solicitados por compresión y por flexión alrededor de un eje

Para miembros en perfiles laminados de simetría doble y sección compacta, con $(KL_z) \leq (KL_y)$, solicitados por flexión y compresión, donde el momento flector actúa básicamente sobre el eje mayor $M_{uy}/\phi M_{ny} < 0.05$ se pueden considerar separadamente los dos estados límites independientes (inestabilidad en el plano y pandeo fuera del plano o pandeo lateral-torsional), como se indica a continuación, en lugar de usar el enfoque combinado presentado en el numeral 7.8.2.1:

(a) Para el estado límite de inestabilidad en el plano, se usarán las Ec. 7.12 y 7.13, con $\phi P_n$, $M_{ux}$ y $\phi_b M_{nx}$ calculados en el plano de la flexión.

(b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano y pandeo lateral-torsional:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{ny}}\left(1.5 - 0.5\frac{P_u}{\phi_c P_{ny}}\right) + \left(\frac{M_u x}{C_b \phi_b M_n x}\right) \leq 1.0 \tag{7.14}$$

Donde:

$\phi_c P_{ny}$ = resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión, $N$. $C_b$ = coeficiente de modificación para el estado límite de pandeo lateral-torsional, calculado según el numeral 4.8.1.

$\phi_b M_{nx}$ = resistencia de diseño para el estado límite de pandeo lateral torsional, con flexión sobre el eje mayor, determinada de acuerdo con el Numeral 4.8, y usando $C_b = 1.0$, $N \cdot mm$.

Para miembros con momentos significativos sobre ambos ejes $(M_{uy}/\phi M_{ny} < 0.05)$, deben aplicarse las provisiones del numeral 7.8.2.1.

En la Ec. 7.14, $C_b \phi_b M_{nx}$ puede ser mayor que $\phi_b M_{px}$. La condición de plastificación de la sección de la viga columna está controlada por las Ec. 7.12 y 7.13.

### 7.8.4 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL

Este numeral se refiere a la interacción de esfuerzos axiales y de flexión para secciones no cubiertas en el numeral 7.8.2. Se permite usar las provisiones de este numeral en lugar de las provisiones del numeral 7.8.2, para cualquier sección transversal.

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\left|\frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}}\right| \leq 1.0 \tag{7.15}$$

donde:

$f_{ra}$ = resistencia requerida (esfuerzo axial debido a las cargas mayoradas aplicadas) en el punto en consideración, $MPa$. $F_{ca} = \phi_c F_{cr} o = \phi_t F_t$ = resistencia de diseño a carga axial en el punto en consideración, expresada en términos de esfuerzos, determinada de acuerdo con el numeral 3.5, para compresión y con el numeral 2.5.2, para tensión, $MPa$.

$f_{rbw}$, $f_{rbz}$ = resistencia requerida (esfuerzos de flexión debidos a las cargas mayoradas aplicadas) en un punto específico de la sección transversal, $MPa$.

$F_{cbw}$, $F_{cbz} = \phi_b M_n / SS$ = resistencia de diseño a flexión en el punto en consideración, expresada en términos de esfuerzos, determinada de acuerdo con el numeral 4.8, $MPa$. Se debe usar el módulo de sección correspondiente a la ubicación específica en la sección transversal y considerar el signo del esfuerzo.

$w$ = subíndice relativo a flexión alrededor del eje mayor.

$z$ = subíndice relativo a flexión alrededor del eje menor.

$\phi_c$ = coeficiente de reducción de resistencia para compresión = 0.90

$\phi_t$ = coeficiente de reducción de resistencia para tensión (numeral 2.5.2)

$\phi_b$ = coeficiente de reducción de resistencia para flexión =0.90

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
ENSEÑANZA - INVESTIGACIÓN - EXTENSIÓN
La investigación, su esencia y arte.

La Ec. 7.15 debe ser evaluada usando los ejes principales de flexión y considerando el sentido de los esfuerzos de flexión para los puntos críticos de la sección transversal. Los términos asociados a la flexión se suman o restan al término asociado a la carga axial según corresponda. Cuando la fuerza axial es de compresión, se deben incluir los efectos de segundo orden de acuerdo con las provisiones del Numeral 7.6.

Se permite usar un análisis más detallado de la interacción de la flexión y la tensión en lugar de la ecuación 7.15.

## 7.8.5 MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN O POR UNA COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTANTE O FUERZA AXIAL.

### 7.8.4.1 Resistencia a la Torsión de Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) Rectangulares y Circulares

La resistencia de diseño a la torsión $\phi_T T_n$, para PTE rectangulares y circulares, se determinará con base en:

$$\phi_T = 0.90$$

y la resistencia nominal a la torsión calculada como:

$$T_n = F_{cr} C \tag{7.16}$$

para los estados límites de fluencia por torsión y pandeo por torsión, donde:

C es la constante torsional para el PTE y el esfuerzo crítico $F_{cr}$ se determina como sigue:

(a) Para un PTE circular, $F_{cr}$ será el mayor valor entre

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}} \tag{7.17}$$

y

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \tag{7.18}$$

pero no debe tomarse mayor que $0.6F_y$,

donde:

$L$ = longitud del elemento, *mm*.
$D$ = diámetro exterior, *mm*.

(b) Para un PTE rectangular:

(I) Para $h/t \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.6F_y \tag{7.19}$$

(II) Para $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.6F_y \left(2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)/(h/t) \tag{7.20}$$

(III) Para $3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 260$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2} \tag{7.21}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

donde:

$h$ = ancho plano del lado mayor, según se define en el numeral 3.4.2.3, *mm*.
$t$ = espesor de diseño de la pared, *mm*.

La constante de cortante torsional C, puede tomarse conservadoramente como sigue:

Para un PTE circular: $C = \dfrac{\pi(D-t)^2 t}{2}$

Para un PTE rectangular: $C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$

### 7.8.4.2 Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) solicitados por una combinación de torsión, cortante, flexión y fuerza axial

Cuando la resistencia requerida a torsión $T_u$, sea menor o igual que el 20 % de la resistencia de diseño a torsión $\phi_T T_n$, la interacción de torsión, cortante, flexión o fuerza axial para un PTE se determinará según el numeral 7.8.2, y se despreciarán los efectos torsionales. Cuando $T_u$ exceda el 20 % de $\phi_T T_n$, la interacción de torsión, cortante, flexión y fuerza axial, en el punto en consideración, estará limitada por:

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n}\right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{T_u}{\phi_T T_n}\right) \leq 1.0 \tag{7.22}$$

donde:

$P_u$ = resistencia requerida a carga axial, $N$.
$\phi P_n$ = resistencia de diseño a tensión o a compresión, de acuerdo con los numerales 2.5 y 3.5, $N$.
$M_u$ = resistencia requerida a flexión, $N \cdot mm$.
$\phi_b M_n$ = resistencia de diseño a flexión de acuerdo con el numeral 4.8, $N \cdot mm$.
$V_u$ = resistencia requerida a cortante, $N$.
$\phi_v V_n$ = resistencia de diseño a cortante de acuerdo con el numeral 5.4, $N$.
$T_u$ = resistencia requerida a torsión, $N \cdot mm$.
$\phi_T T_n$ = resistencia de diseño a torsión de acuerdo con el numeral 7.8.4.1, $N \cdot mm$.

### 7.8.4.3 Resistencia de miembros distintos de Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) solicitados por Torsión y por Fuerzas Combinadas

La resistencia de diseño a la torsión $\phi_T T_n$, para miembros distintos de los PTE será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia bajo esfuerzos normales, fluencia por cortante bajo esfuerzos cortantes, y pandeo, usando:

$$\phi_T = 0.90$$

y con base en los siguientes esfuerzos de diseño:

(a) Para el estado límite de fluencia bajo esfuerzos normales

$$F_n = F_y \tag{7.23}$$

(b) Para el estado límite de fluencia por cortante bajo esfuerzos cortantes

$$F_n = 0.6F_y \tag{7.24}$$

(c) Para el estado límite de pandeo

$$F_n = F_{cr} \tag{7.25}$$

donde:

$F_{cr}$ = esfuerzo de pandeo para la sección determinado mediante análisis, *MPa*.

Se permite algún grado de fluencia local restringida en la vecindad de zonas que permanezcan elásticas.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT La investigación, su esencia y arte.

### 7.8.6 ROTURA DE ALETAS CON PERFORACIONES BAJO ESFUERZOS DE TENSIÓN

Donde se tengan perforaciones en una aleta bajo esfuerzos de tensión por la combinación de carga axial y flexión sobre el eje mayor, la resistencia a la rotura por tensión en la aleta estará limitada por la Ec. 7.26. Cada aleta solicitada por tensión bajo carga axial y flexión deberá ser verificada separadamente.

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0 \tag{7.26}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

Donde:

$P_u$ = resistencia requerida a carga axial para el miembro en la sección donde se encuentran las perforaciones, positiva para tensión, negativa para compresión, $N$.

$\phi_t P_n$ = resistencia de diseño a carga axial para el estado límite de rotura a tensión por el área neta en la sección donde se encuentran las perforaciones, determinada de acuerdo con el numeral 2.5.2(b), $N$.

$M_{ux}$ = resistencia requerida a la flexión en la sección donde se encuentran las perforaciones, positiva para tensión en la aleta bajo consideración, negativa para compresión, $N \cdot mm$.

$\phi_b M_{nx}$ = resistencia de diseño a flexión sobre el eje x para el estado límite de rotura por tensión de la aleta, determinada de acuerdo con el numeral 4.8.7.1. Cuando no sea aplicable el estado límite de rotura a tensión por flexión, se debe tomar como resistencia nominal $M_n$, el momento plástico $M_p$, calculado sin tener en cuenta las perforaciones, $N \cdot mm$.

$\phi_t$ = coeficiente de reducción de resistencia para rotura a tensión = 0.75

$\phi_b$ = coeficiente de reducción de resistencia para flexión =0.90

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

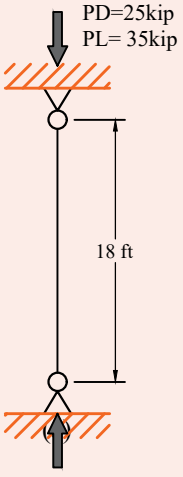
## 7.9 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Una columna W10x45 es sometida a las siguientes solicitaciones de carga

$P_D := 25\ kip$ $M_{Dx} := 10\ kip \cdot ft$ $M_{Dy} := 8\ kip \cdot ft$

$P_L := 35\ kip$ $M_{Lx} := 10\ kip \cdot ft$ $M_{Ly} := 15\ kip \cdot ft$




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas -Perfil

$A_s := 13.3\ in^2$ $r_y := 2.091\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

**2. Determinamos carga y momento ultimo**

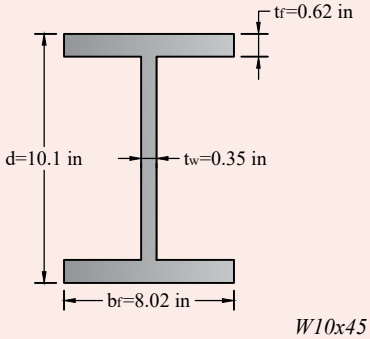
$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 86\ kip$

$M_{ux} := 1.2\ M_{Dx} + 1.6 \cdot M_{Lx} = 8.534\ m \cdot kip$

$M_{uy} := 1.2\ M_{Dy} + 1.6 \cdot M_{Ly} = 10.241\ m \cdot kip$

**3. Determinamos cargas Nominales**

Tabla 4-1. para una w10x45




*W10x45*

Table 4–1 (continued)
**Available Strength in Axial Compression, kips**
**W Shapes**
$F_y$ = 50 ksi
W10

| Shape | W10× | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Wt/ft | 54 | | 49 | | 45 | | 39 | | 33 | |
| Design | $P_n/\Omega_c$ | $\phi_c P_n$ | $P_n/\Omega_c$ | $\phi_c P_n$ | $P_n/\Omega_c$ | $\phi_c P_n$ | $P_n/\Omega_c$ | $\phi_c P_n$ | $P_n/\Omega_c$ | $\phi_c P_n$ |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| length KL (ft) with respect to 16 | 314 | 472 | 284 | 428 | 204 | 306 | 173 | 260 | 142 | 213 |
| 17 | 298 | 448 | 270 | 405 | 187 | 281 | 158 | 238 | 130 | 195 |
| 18 | 282 | 423 | 255 | 383 | 171 | 256 | 144 | 216 | 117 | 177 |
| 19 | 265 | 399 | 240 | 360 | 155 | 233 | 130 | 195 | 106 | 159 |
| 20 | 249 | 375 | 225 | 338 | 140 | 210 | 117 | 176 | 95.4 | 143 |
| 22 | 218 | 327 | 196 | 295 | 116 | 174 | 97.0 | 146 | 78.8 | 118 |
| 24 | 188 | 282 | 169 | 254 | 97.1 | 146 | 81.5 | 122 | 66.2 | 99.5 |
| 26 | 160 | 241 | 144 | 216 | 82.7 | 124 | 69.4 | 104 | 56.4 | 84.8 |
| 28 | 138 | 208 | 124 | 186 | 71.3 | 107 | 59.9 | 90.0 | 48.7 | 73.1 |
| 30 | 120 | 181 | 108 | 162 | 62.1 | 93.4 | 52.2 | 78.4 | 42.4 | 63.7 |

$\phi Pn = 256\ kip$

De la tabla 3-4

Table 3–4 (continued)
**W Shapes**
**Selection by $Z_y$**
$F_y$ = 50 ksi
$Z_y$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

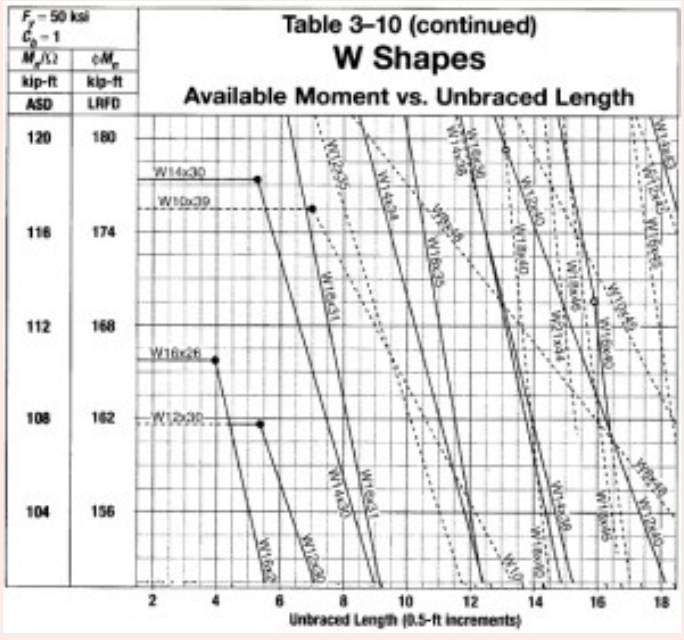
| Shape | $Z_y$ | $M_{py}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{py}$ | Shape | $Z_y$ | $M_{py}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{py}$ | Shape | $Z_y$ | $M_{py}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{py}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | in.³ | kip-ft ASD | kip-ft LRFD | | in.³ | kip-ft ASD | kip-ft LRFD | | in.³ | kip-ft ASD | kip-ft LRFD |
| W10×45 | 20.3 | 50.8 | 76.1 | W12×30 | 9.56 | 23.9 | 35.9 | | | | |
| W14×48 | 19.6 | 48.9 | 73.5 | W14×30 | 8.99 | 22.4 | 33.7 | | | | |
| W12×45 | 19.0 | 47.4 | 71.3 | W10×30 | 8.84 | 22.1 | 33.2 | | | | |
| W16×57 | 18.9 | 47.2 | 70.9 | | | | | | | | |
| W18×55 | 18.5 | 46.2 | 69.4 | | | | | | | | |

$$\phi Mny := 76.1\ kip \cdot ft$$

Determinamos $\phi M_{nx}$, de la tabla 3-2 si solo es plástico, sino cumple cumple con la tabla 3-10

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.386\ ft \qquad L_b := 18\ ft$$

$L_b > Lp$ Tabla 3-10

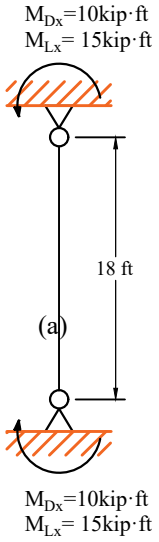



$$\phi M_{nx} := 163.5\ kip \cdot ft$$

4. Diseño de miembro solicitado por fuerzas combinadas: Flexión y compresión

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = 0.336 \qquad 0.336 \geq 0.20 \qquad ok!$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \qquad 0.924 \leq 1.0 \qquad Ok!$$




(d)

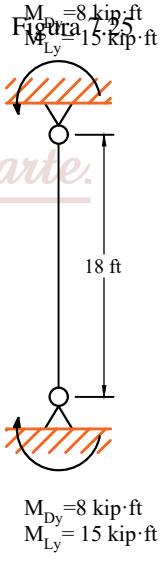



Figura 1.25

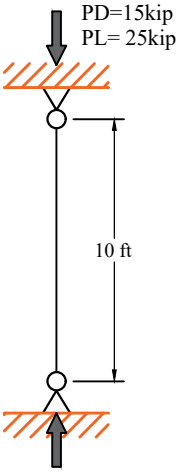
## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Verificar el perfil, están solicitados por flexión y una fuerza axial, el perfil es de acero A992, las fuerzas y los momentos son los siguientes

$P_D := 15\ kip$ $\quad M_{DY} := 4\ kip \cdot ft$

$P_L := 25\ kip$ $\quad M_{LY} := 8\ kip \cdot ft$

$M_{DX} := 5\ kip \cdot ft$ $\quad M_{LX} := 15\ kip \cdot ft$




**Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas $\quad Perfil$

$A_g := 11.7\ in^2$ $\quad S_y := 11\ in^3$ $\quad S_x := 51.5\ in^3$

1.2 Propiedades del material

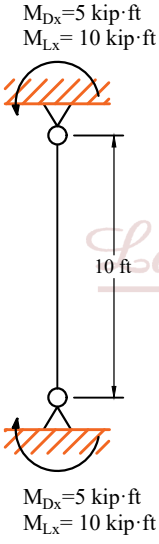
$F_y := 50\ ksi$ $\quad E := 29000\ ksi$

**2. Determinamos cargas y momento ultimo**

$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 58\ kip$

$M_{ux} := 1.2\ M_{DX} + 1.6\ M_{LX} = 30\ kip \cdot ft$

$M_{uy} := 1.2\ M_{DY} + 1.6\ M_{LY} = 17.6\ kip \cdot ft$




3. Determinamos cargas nominales

Tabla 4-1, para una $w10x45$ y $KLy := 10\ ft$

Table 4–1 (continued)
**Available Strength in Axial Compression, kips**
W Shapes

W12

$F_y$ = 50 ksi

Figura 7.26

| Shape | | W12× | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Wt/ft | | 58 | | 53 | | 50 | | 45 | | 40 | |
| Design | | $P_c/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_c/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_c/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_c/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_c/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD |
| least radius of gyration $r_y$ | 0 | 510 | 767 | 486 | 731 | 437 | 657 | 393 | 590 | 350 | 526 |
| | 6 | 481 | 722 | 438 | 659 | 396 | 595 | 358 | 534 | 316 | 475 |
| | 7 | 470 | 707 | 429 | 644 | 382 | 574 | 343 | 516 | 305 | 458 |
| | 8 | 459 | 689 | 418 | 628 | 367 | 551 | 329 | 495 | 292 | 439 |
| | 9 | 446 | 670 | 406 | 610 | 350 | 526 | 314 | 472 | 279 | 419 |
| | 10 | 432 | 649 | 393 | 590 | 332 | 499 | 298 | 448 | 264 | 397 |
| | 11 | 417 | 627 | 379 | 569 | 314 | 471 | 281 | 422 | 249 | 375 |
| | 12 | 401 | 603 | 364 | 547 | 294 | 443 | 264 | 396 | 234 | 351 |
| | 13 | 385 | 578 | 349 | 525 | 275 | 413 | 248 | 370 | 218 | 328 |
| | 14 | 368 | 553 | 333 | 501 | 255 | 384 | 228 | 343 | 202 | 304 |
| | 15 | 350 | 527 | 317 | 477 | 239 | 354 | 211 | 317 | 186 | 280 |

$\phi P_n := 397\ kip$

De la tabla 3-4

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$Z_y$

Table 3–4 (continued)
**W Shapes**
Selection by $Z_y$
$F_y$ = 50 ksi

| Shape | $Z_y$ | $M_{py}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{py}$ | Shape | $Z_y$ | $M_{py}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{py}$ | Shape | $Z_y$ | $M_{py}/\Omega_b$ | $\phi_b M_{py}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kip-ft | kip-ft | | | kip-ft | kip-ft | | | kip-ft | kip-ft |
| | in.$^3$ | ASD | LRFD | | in.$^3$ | ASD | LRFD | | in.$^3$ | ASD | LRFD |
| W10×60 | 35.0 | 87.3 | 131 | W8×40 | 18.5 | 46.2 | 69.4 | W8×24 | 8.57 | 21.4 | 32.1 |
| W30×90 | 34.7 | 86.6 | 130 | W21×55 | 18.4 | 45.9 | 69.0 | W12×26 | 8.17 | 20.4 | 30.6 |
| W21×93 | 34.7 | 86.6 | 130 | W14×43 | 17.3 | 43.2 | 64.9 | W18×35 | 8.06 | 20.1 | 30.2 |
| W27×84 | 33.2 | 82.8 | 125 | W10×39 | 17.2 | 42.9 | 64.5 | W10×26 | 7.50 | 18.7 | 28.1 |
| W14×61 | 32.8 | 81.8 | 123 | W12×40 | 16.8 | 41.9 | 63.0 | W16×31 | 7.03 | 17.5 | 26.4 |
| W8×67 | 32.7 | 81.6 | 123 | W18×50 | 16.6 | 41.4 | 62.3 | W10×22 | 6.10 | 15.2 | 22.9 |
| W24×84 | 32.6 | 81.3 | 122 | W16×50 | 16.3 | 40.7 | 61.1 | | | | |

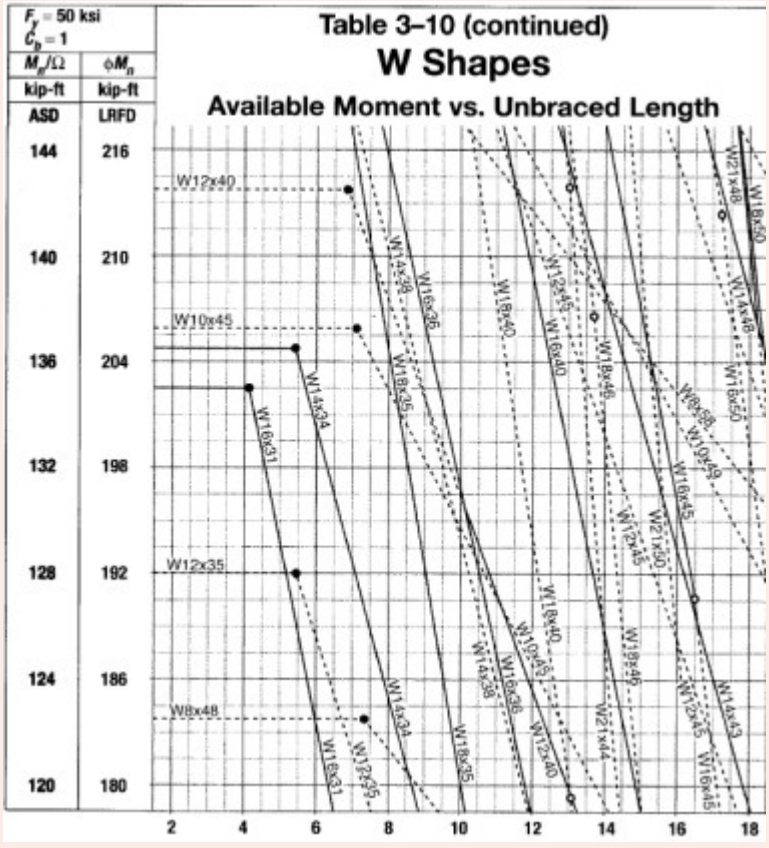
$\phi M_{ny} := 63\ kip \cdot ft$

Determinamos $\phi M_{nx}$, de la tabla 3-2 si solo es plastico, si no cumple tabla 3-10

$r_y := 2.01\ in$

$L_P := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.1\ ft$ $\qquad L_b := 10\ ft$

$L_b > L_p$



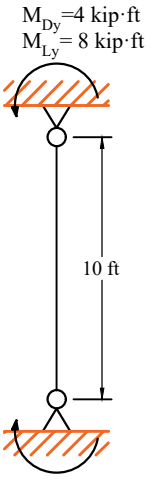
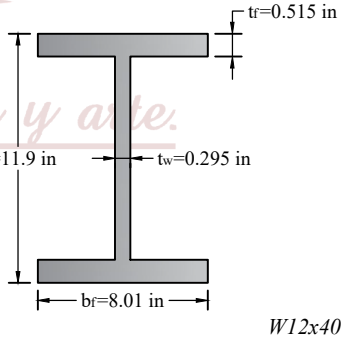




Figura 7.27




*W12x40*

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$$\phi M_{nx} := 196.5\ kip \cdot ft$$

4. Diseño del miembro solicitado por fuerzas combinadas: flexión y fuerza axial

$$\left|\frac{F_{ra}}{F_{ca}} + \frac{F_{rw}}{F_{cbw}} + \frac{F_{rbz}}{F_{cbz}}\right| \le 1$$

$$F_{ra} := \frac{P_u}{A_g} = 4.957\ ksi \qquad F_{ca} := \frac{\phi P_n}{A_g} = 33.932\ ksi$$

$$F_{rbw} := \frac{M_{ux}}{S_x} = 6.99\ ksi \qquad F_{cbw} := \frac{\phi M_{ny}}{S_y} = 68.727\ ksi$$

$$F_{rbz} := \frac{M_{uy}}{S_y} = 19.2\ ksi \qquad F_{cbz} := \frac{\phi M_{ny}}{S_y} = 68.727\ ksi$$

$$\left|\frac{F_{ra}}{F_{ca}} + \frac{F_{rw}}{F_{cbw}} + \frac{F_{rbz}}{F_{cbz}}\right| \le 1 \qquad \frac{F_{ra}}{F_{ca}} + \frac{F_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{F_{rbz}}{F_{cbz}} = 0.527$$

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Seleccionar una ASTM A992, con una profundidad nominal 14, y esta sometido a flexión y fuerza axial

$$P_D := 30\ kip \qquad M_{DY} := 15\ kip \cdot ft$$
$$P_L := 90\ kip \qquad M_{LY} := 35\ kip \cdot ft$$
$$M_{DX} := 35\ kip \cdot ft \qquad M_{LX} := 100\ kip \cdot ft$$

**1. Propiedades del elemento**

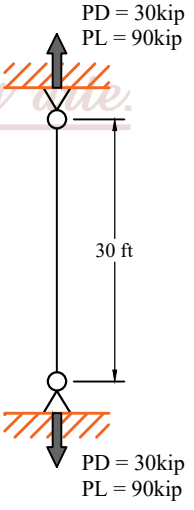
1.1 Propiedades del material

$$F_y := 50\ ksi \qquad E := 29000\ ksi \qquad F_u := 65\ ksi$$

**2. Determinamos carga y momento ultimo**

$$P_u := 1.2\ P_D + 1.6 \cdot P_L = 180\ kip$$
$$M_{ux} := 1.2\ M_{DX} + 1.6\ M_{LX} = 202\ kip \cdot ft$$
$$M_{uy} := 1.2\ M_{DY} + 1.6\ M_{LY} = 74\ kip \cdot ft$$

Figura 7.28



EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

**3. Probemos con una W14x90**

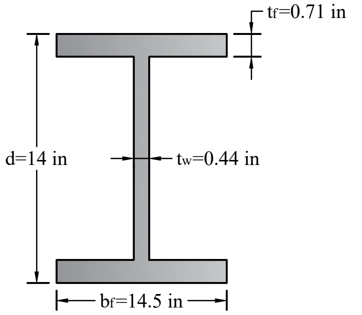
Propiedades geométricas

$A_g := 25.5\ in^2$ $\quad Z_x := 157\ in^3$ $\quad h_o := 13.3\ in$

$S_x := 143\ in^3$ $\quad Z_y := 75.6\ in^3$ $\quad I_y := 362\ in^4$

$S_y := 49.9\ in^3$ $\quad r_y := 3.7\ in$ $\quad rts := 4.11\ in$

$J := 4.06\ in^4$



*W14x40*

4. Miembro solicitado a tensión

$$P_n := F_y \cdot A_g = \left(1.275 \cdot 10^3\right)\ kip$$

5. Miembros solicitados por flexión

Plastificación de la sección

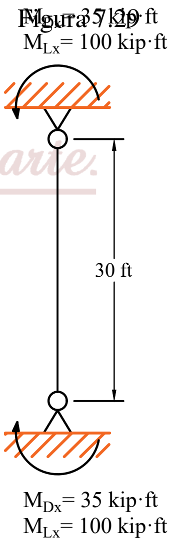
$$M_p := Z_x \cdot F_y = \left(7.85 \cdot 10^3\right)\ kip \cdot in \qquad M_n := 654\ kip \cdot ft$$

6. Pandeo lateral torsional

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.069\ ft$$

$C := 1$

$$L_r := 1.9 \cdot rts \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.70 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 41.521\ ft$$




$L_r := 42.614\ ft$

$L_b := 30\ ft$

$L_p < L_b < L_r$ $\qquad C_b := 1.14$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - \left(M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) = 590.867\ kip \cdot ft$$

cia y arte.

**Table 3-1**
**Values for $C_b$ for Simply Supported Beams**

| Load | Lateral Bracing Along Span | $C_b$ |
|---|---|---|
| | None | 1.14 |
| w | At midpoint | 1.30 1.30 |
| | At third points | |

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

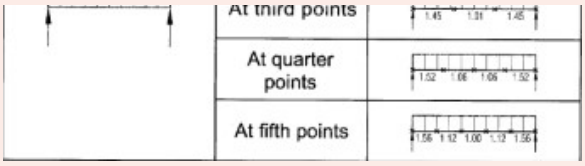
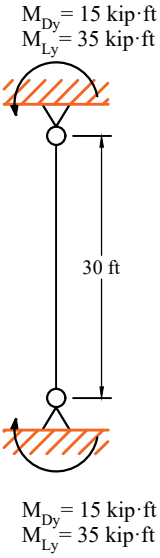



Figura 7.30




Sin considerar los efectos de fuerza de tensión, sin embargo por la especificación de AISC sección H1.2 Cb puede ser modificado por que la columna esta en flexión y fuerza axial

$$P_{cy} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^{\,2}} = 799.468 \ \textit{kip}$$

$$factor_{modificacion} := \sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{cy}}} = 1.107$$

$$C_b := C_b \cdot factor_{modificacion} = 1.262$$

$$M_n := C_b \cdot \left( M_p - \left( M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 654.01 \ \textit{kip} \cdot \textit{ft}$$

$$M_n = 654.01 \ \textit{kip} \cdot \textit{ft} \qquad M_{nx} := M_n = 654.01 \ \textit{kip} \cdot \textit{ft}$$

Resistencia a la flexión sobre el eje menor

$$M_{ny} := F_y \cdot Z_y = \left( 3.78 \cdot 10^3 \right) \ \textit{kip} \cdot \textit{in}$$

6. Diseño del miembro solicitado por fuerzas combinadas: Flexión y tensión

$$\phi := 0.90 \qquad \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = 0.157 \qquad 0.157 < 0.20 \qquad ok!$$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) = 0.683$$

$$0.68 \leq 1.0 \qquad ok!$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Seleccione una ASTM A992, w-con una profundidad nominal de 10 y también están sometidos a momentos debido a las cargas distribuidas, no incluir efectos de segundo orden, la longitud es de $L_b := 10\ ft$ y los extremos están sujetos

$P_D := 15\ kip$ $M_{Lx} := 30\ kip \cdot ft$
$P_L := 15\ kip$ $M_{Dy} := 4\ kip \cdot ft$
$M_{Dx} := 10\ kip \cdot ft$ $M_{Ly} := 8\ kip \cdot ft$

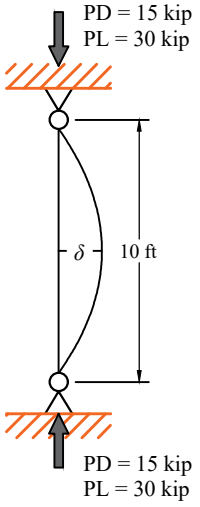



Figura 7.31

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$ $E := 29000\ ksi$

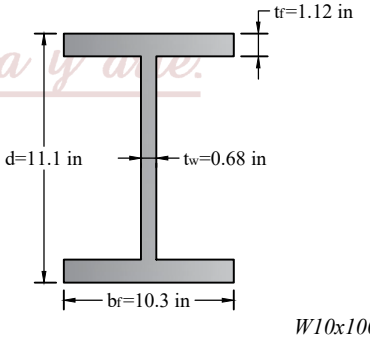
**2. Determinamos carga y momento ultimo**

$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 42\ kip$
$M_{ux} := 1.2\ M_{Dx} + 1.6\ M_{Lx} = 60\ kip \cdot ft$
$M_{uy} := 1.2\ M_{Dy} + 1.6\ M_{Ly} = 17.6\ kip \cdot ft$

**3. Probemos con una w10x100**

Propiedades geométricas

$A_g := 29.4\ in^2$ $Z_x := 130\ in^3$ $r_y := 2.65\ in$
$S_x := 112\ in^3$ $Z_y := 61\ in^3$ $h_o := 10\ in$
$S_y := 40\ in^3$ $J := 10.9\ in^4$ $I_y := 207\ in^4$
$rts := 3.03\ in$




*W10x100*

**4. Resistencia a la compresión**

Table 4–1 (continued)
**Available Strength in Axial Compression, kips**
**W Shapes**
$F_y$ = 50 ksi
W10

| Shape | | W10× | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Wt/ft | | 112 | | 100 | | 88 | | 77 | | 68 | | 60 | |
| Design | | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD |
| least radius of gyration $r_y$ | 0 | 986 | 1480 | 880 | 1320 | 775 | 1170 | 678 | 1020 | 598 | 899 | 528 | 794 |
| | 6 | 936 | 1410 | 834 | 1250 | 734 | 1100 | 641 | 963 | 565 | 850 | 499 | 750 |
| | 7 | 918 | 1380 | 818 | 1230 | 720 | 1080 | 628 | 944 | 554 | 833 | 489 | 734 |
| | 8 | 898 | 1350 | 800 | 1200 | 703 | 1060 | 614 | 922 | 541 | 813 | 477 | 717 |
| | 9 | 876 | 1320 | 780 | 1170 | 685 | 1030 | 598 | 898 | 527 | 792 | 464 | 698 |
| | 10 | 852 | 1280 | 758 | 1140 | 666 | 1000 | 580 | 872 | 511 | 768 | 450 | 677 |
| | 11 | 826 | 1240 | 734 | 1100 | 645 | 969 | 561 | 844 | 495 | 744 | 436 | 655 |
| | 12 | 799 | 1200 | 709 | 1070 | 623 | 936 | 542 | 814 | 477 | 717 | 420 | 631 |
| | 13 | 770 | 1160 | 683 | 1030 | 600 | 901 | 521 | 783 | 459 | 690 | 404 | 606 |
| | 14 | 740 | 1110 | 656 | 986 | 575 | 865 | 500 | 751 | 440 | 661 | 387 | 581 |

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$\phi P_n := 1140\ kip$

**5. Miembros solicitados por flexión**

Coeficiente amplificador B1 , para efectos $(P-\delta)$

$B_1 := \dfrac{C_m}{1-\dfrac{P_u}{P_{e1}}}$ $\qquad C_m := 1$ $\qquad KL := 10\ ft$

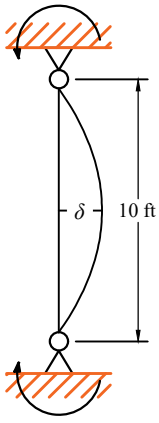
$P_{e1} := \dfrac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{KL^2} = ?\ kip$ $\qquad B_1 := \dfrac{C_m}{1-\dfrac{P_u}{P_{e1}}} = ?$

$M_{ux} := M_{ux} = 60\ kip \cdot ft$ $\qquad P_{e1} := \dfrac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{KL^2} = (4.114 \cdot 10^3)\ kip$

$B_1 := \dfrac{C_m}{1-\dfrac{P_u}{P_{e1}}} = 1.01$ $\qquad 1.016 \geq 1$

$M_{uy} := M_{uy} = 17.6\ kip \cdot ft$

$M_{Dx}$= 10 kip·ft
$M_{Lx}$= 30 kip·ft




$M_{Dx}$= 10 kip·ft
$M_{Lx}$= 30 kip·ft

**6. Resistencia a flexión sobre el eje mayor**

a. Momento plástico

Figura 7.32

$M_p := F_y \cdot Z_x = 541.667\ kip \cdot ft$

b. Pandeo lateral torsional

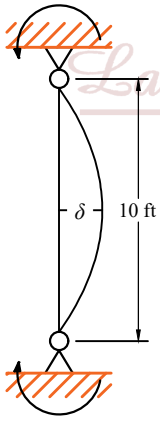
$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\dfrac{E}{F_y}} = 9.36\ ft$

$C := 1.0$

$L_r := 1.9 \cdot rts \cdot \dfrac{E}{0.7 \cdot F_y} \left( \sqrt{\dfrac{J}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\dfrac{J}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\dfrac{0.70 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \right)$

$L_r := 57.634\ ft$
$L_b := 10\ ft$
$L_p < L_b \leq Lr$ $\qquad Ok!$

$M_{Dy}$= 4 kip·ft
$M_{Ly}$= 8 kip·ft

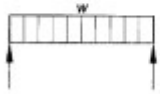
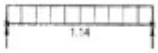
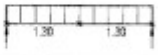
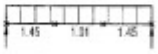
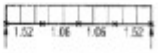
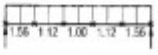



$M_{Dy}$= 4 kip·ft
$M_{Ly}$= 8 kip·ft

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$M_n := C_b\left(M_p - \left(M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) = ?$$

**Table 3–1**
**Values for $C_b$ for Simply Supported Beams**

| Load | Lateral Bracing Along Span | $C_b$ |
|---|---|---|
|  | None |  |
| | At midpoint |  |
| | At third points |  |
| | At quarter points |  |
| | At fifth points |  |

$$C_b := 1.14$$

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - \left(M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) = 614.252 \ \textit{kip} \cdot \textit{ft}$$

$$M_{nx} := M_n$$

**7. Resistencia a la flexión sobre el eje menor**

a. Momento plástico

$$M_{ny} := F_y \cdot Z_y = 254.167 \ \textit{kip} \cdot \textit{ft}$$

Figura 7.33

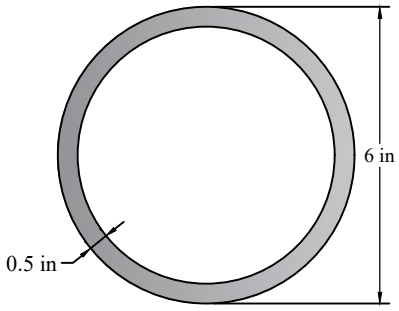
8. Diseño del miembro solicitado por fuerzas combinadas: Flexión y compresión

$$\phi := 0.90 \qquad \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.037$$

$$\frac{P_u}{2\ \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}}\right) = 0.204$$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resitencia torsional disponible de una HSS6x0.5000 ASTM A36, que tiene una longitud $L := 20\ ft$, $E := 29000\ ksi$




**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geometricas

$D := 6\ in$ $\qquad t := 0.465\ in$

$\frac{D}{t} = 12.903$ $\qquad C := 20.8\ in^3$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 36\ ksi$ $\qquad E := 29000\ ksi$

$F_u := 58\ ksi$

**2. Resistencia a la torsión de perfiles tubulares estructurales**

$\phi := 0.90$ $\qquad T_n := F_{cr} \cdot C$

Para una PTE Circular

$$F_{cr1} := \frac{1.23 \cdot E}{\sqrt{\frac{L}{D} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} = 230.622\ ksi$$

Figura 7.34

$$F_{cr2} := \frac{0.60 \cdot E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} = 375.407\ ksi$$

$F_{cr3} := 0.60 \cdot F_y = 21.6\ ksi$

$F_{cr} := min\left(F_{cr1}, F_{cr2}, F_{cr3}\right) = 21.6\ ksi$

$T_n := F_{cr} \cdot C = 449.28\ kip \cdot in$

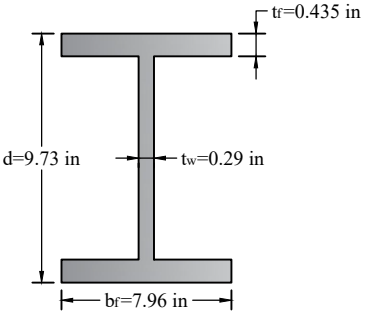
$\phi := 0.90$ $\qquad \phi \cdot T_n = 404.352\ kip \cdot in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Una w10x33 de acero A992, con una longitud de $L := 12\ ft$, se usa como una viga columna en un marco no arriostrado con respecto ala eje x-x, pero que esta arriostrado respecto a eje y-y, en un analissi de primer orden usando los requisitos de la AISC, el miembro soporta las siguientes cargas factorizadas $P_{nt} := 120\ kip$ y una carga $P_{lt} := 30\ kip$. El miembro también soporta momentos factorizados, $M_{ntx} := 40\ kip \cdot ft$ y un momento de $M_{ltx} := 20\ kip \cdot ft$. Considere usar los siguientes datos

$C_{mx} := 0.85$ $\quad \frac{P_{mf}}{P_{piso}}$ $\quad H := 335\ kip$

$P_{piso} := 1600\ kip$ $\quad \frac{\Delta}{L} = 0.003$




W10x33

Figura 7.35

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geometricas $\quad perfil$

$A := 9.71\ in^2$ $\quad h_o := 9.3\ in$ $\quad x := 171\ in^4$ $\quad r_y := 1.94\ in$

$S_x := 35\ in^3$ $\quad I_y := 36.6\ in^4$ $\quad Z_x := 38.8\ in^3$ $\quad J := 0.583\ in^4$

$S_y := 9.2\ in^3$ $\quad A := 13.3\ in^2$ $\quad Z_y := 14\ in^3$ $\quad rts := 2.2\ in$

1.2 Propiedades del material

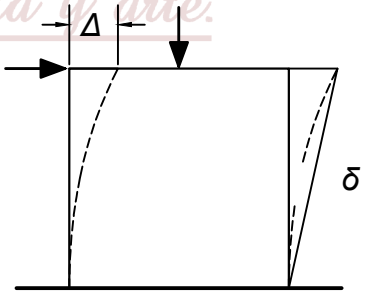
$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$ $\quad E := 29000\ ksi$

**2. Resistencia requerida a carga axial por análisis de segundo orden**

$P_u := P_{nt} + P_{lt} = 150\ kip$

3. Coeficiente amplificador $B1$ para efectos $P-\delta$

$$B_1 := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}}$$




Carga critica de pandeo elástico en el plano de flexión x-x

$KL_x := 12\ ft$ $\quad P_{e1} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{KL_x^{\ 2}} = 505.189\ kip$

$C_m := 0.85$ $\quad B_1 := \frac{C_m}{P_u} = 1.209$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$$1-\frac{}{P_{e1}}$$

Tomar 1 $B1_x := 1.0$

4. Coeficiente amplificador B2 para efectos $P-\Delta$

$$R_m := 1-0.15\cdot\left(\frac{P_{mf}}{P_{piso}}\right)=?$$

$$P_{e\_piso} := R_M\cdot\frac{H\cdot L}{\Delta}=?$$

$$B_{2x} := \frac{1}{1-\frac{\Sigma P_{piso}}{P_{e\_piso}}}=?$$

$B_{2x} := 1.172$

5 Calculo de resistencia a flexion y compresion

$P_u := P_{nt}+B_{2x}\cdot P_{lt}=155.16$ ***kip***
$M_u := B1_x\cdot M_{ntx}+B_{2x}\cdot M_{ltx}=63.44$ ***kip*** $\cdot$ ***ft***
$M_{ux} := M_u = 63.44$ ***ft*** $\cdot$ ***kip***

6. Resistencia de diseño a compresion

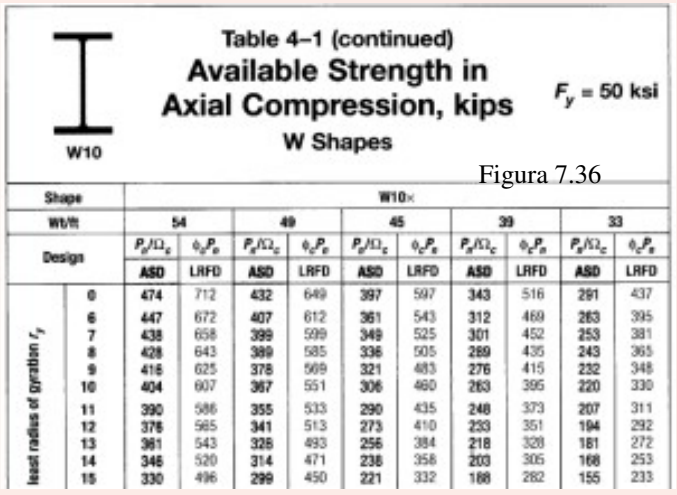


Table 4–1 (continued)
**Available Strength in Axial Compression, kips**
**W Shapes**
$F_y$ = 50 ksi
W10

| Shape | | W10× | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Wt/ft | | 54 | | 49 | | 45 | | 39 | | 33 | |
| Design | | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD | $P_n/\Omega_c$ ASD | $\phi_c P_n$ LRFD |
| least radius of gyration $r_y$ | 0 | 474 | 712 | 432 | 649 | 397 | 597 | 343 | 516 | 291 | 437 |
| | 6 | 447 | 672 | 407 | 612 | 361 | 543 | 312 | 469 | 263 | 395 |
| | 7 | 438 | 658 | 399 | 599 | 349 | 525 | 301 | 452 | 253 | 381 |
| | 8 | 428 | 643 | 389 | 585 | 336 | 505 | 289 | 435 | 243 | 365 |
| | 9 | 416 | 625 | 378 | 569 | 321 | 483 | 276 | 415 | 232 | 348 |
| | 10 | 404 | 607 | 367 | 551 | 306 | 460 | 263 | 395 | 220 | 330 |
| | 11 | 390 | 586 | 355 | 533 | 290 | 435 | 248 | 373 | 207 | 311 |
| | 12 | 376 | 565 | 341 | 513 | 273 | 410 | 233 | 351 | 194 | 292 |
| | 13 | 361 | 543 | 328 | 493 | 256 | 384 | 218 | 328 | 181 | 272 |
| | 14 | 346 | 520 | 314 | 471 | 238 | 358 | 203 | 305 | 168 | 253 |
| | 15 | 330 | 496 | 299 | 450 | 221 | 332 | 188 | 282 | 155 | 233 |

Figura 7.36

$KL_y := 14$ ***ft*** $\phi Pn := 292$ ***kip***

7. Miembro solicitado por flexion y compresion $\frac{P_u}{\phi P_n}$

8. Resistencia de diseño a flexión

$$L_P := 1.76\cdot r_y\cdot\sqrt{\frac{E}{F_y}}=6.852\ \textbf{ft}$$

$C := 1.0$

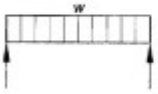
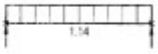
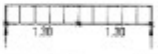
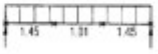
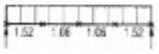
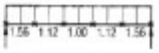
EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$L_r := 1.9 \cdot rts \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \left( \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.70 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \right)$$

$L_r = 21.217\ ft$ $L_b := 12\ ft$ $L_p < L_b \leq L_r$ *ok*!

$$M_n := C_b \cdot \left( M_p - \left(M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right) = ?$$

**Table 3–1**
**Values for $C_b$ for Simply Supported Beams**

| Load | Lateral Bracing Along Span | $C_b$ |
|---|---|---|
|  | None |  |
| | At midpoint |  |
| | At third points |  |
| | At quarter points |  |
| | At fifth points |  |

$C_b := 1.14$

Figura 7.37

$$M_n := C_b \cdot \left( M_p - \left(M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right) = ?$$

$M_n := 160.87\ kip \cdot ft$ $M_{nx} := M_n = 160.87\ kip \cdot ft$

9. Resistencia a flexion sobre el eje menor
   a. Momento plastico

$$M_{ny} := F_y \cdot Z_y = 58.333\ kip \cdot ft$$

10. Verficacion

$\phi := 0.90$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{0}{\phi \cdot M_{ny}} \right) = ?$$

$0.921 < 1$ la seccion cumple

## 7.9.1 EJERCICIOS PROPUESTOS



**7.1** Una columna w12x40 es sometida a las siguientes solicitaciones de carga, PD=25kip, PL=35kip, MDx=10kip· ft, MLx=10kip· ft, MDy=8kip· ft y MLy= 15kip· ft.

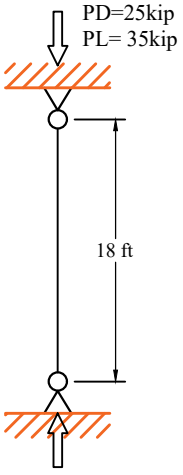



Figura 7.38

**7.2** Verificar el perfil dado que estan solicitados por flexion y una carga axial, el perfil es de acero A36, las fuerza y los momentos son los siguientes: PD=10kip, PL=15kip, MDx=5kip· ft, MLx=8kip· ft, MDy=12kip· ft y MLy= 25kip· ft.

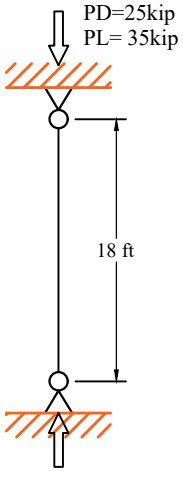



Figura 7.39

**7.3** Seleccionar un perfil ASTM A36, con una profundidad nominal 16, y esta sometido a flexion y fuerza axial, PD=15kip, PL=15kip, MDx=5kip· ft, MLx=8kip· ft, MDy=15kip· ft y MLy= 25kip· ft.

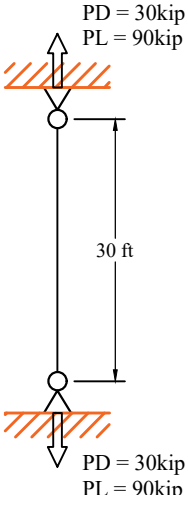



Figura 7.40

**7.4** Seleccione un ASTM A36, W- con una profundidad nominal de 8 y tambien estan sometidos a moemtos debidos a las cargas distribuidasa, no incluir efectos de segundo orden, la longitud es de Lb=10ft y los extremos están sujetos: PD=5kip, PL=6kip, MDx=7kip· ft, MLx=9kip· ft, MDy=11kip· ft y MLy= 18kip· ft.

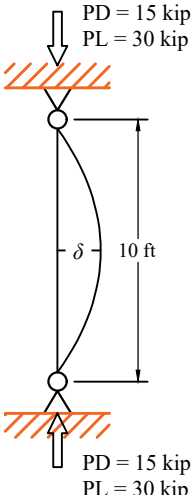



Figura 7.41

**7.5** Determine la resistencia torsional disponible de una HSS6x0.5000 ASTM A992, que tiene una longitud L=30ft, E=29000 ksi.

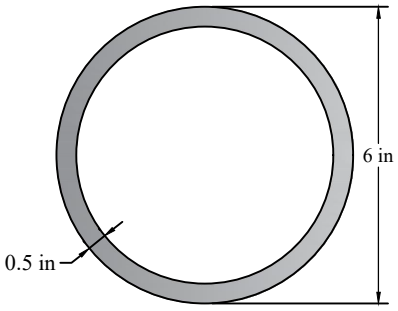



Figura 7.42

**7.6** Una W8x40 de acero A36, con una longitud de L=8ft, se usa como una viga columna en un marco no arriostrado con respecto al eje x-x, pero que esta arriostrado respecto a eje y-y, en un analisis de primer orden usando los requisitos de la AISC, el miembro soporta las siguientes cargas factorizadas

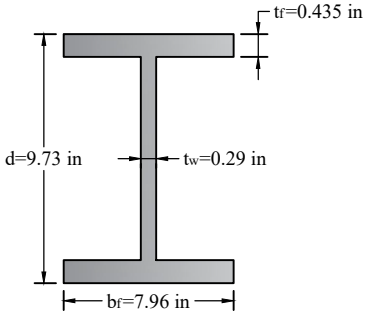



Figura 7.43

ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# CONEXIONES SIMPLES EMPERNADAS

# 8

# 8. CONEXIONES SIMPLES EMPERNADAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

## 8.1 INTRODUCCIÓN.

En la actualidad las conexiones en estructuras se llevan a cabo con pernos de alta resistencia, esto se debe a que la velocidad de montaje es superior que si se realizaran soldadas. La inspección de estas conexiones es más simple que las de otro tipo, basta únicamente con que se desprenda la parte inferior del perno en el caso de los pernos de tensión controlada y existen unos indicadores de tensión directa que son muy simples de usar ó en su defecto con la ayuda de torquímetros. Las tablas de $V_n$ y $T_n$ muestran la resistencia nominal al cortante y a la tensión respectivamente, ésto con el fin de facilitar los cálculos y poder determinar el número de pernos en cualquier tipo de conexión de manera más sencilla.

La Parte 16.2 del Manual del AISC proporciona una copia de la "Specifi cation for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts"(Especifi caciones para juntas estructurales usando tornillos A325 o A490 de la ASTM), con fecha de 30 de junio de 2004, y que fue publicado por el Research Council on Structural Connections (RCSC) (Consejo de investigación sobre conexiones estructurales). Ahí, se puede encontrar casi todo sobre de los pernos (ó tornillos) de acero. Se incluyen tipos, tamaños, aceros, las preparaciones necesarias para el empernado, el uso de roldanas, los procedimientos de apretado, la inspección, etc.

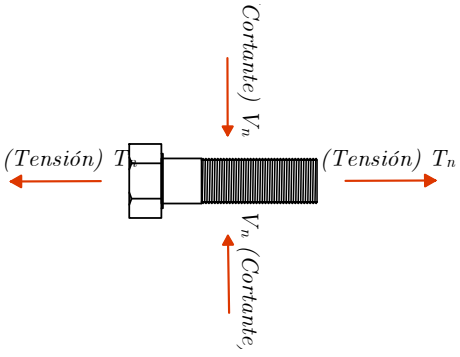



Figura 8.1: Esfuerzos a los cuales está sometida el perno (ó tornillo).

## 8.2 DISEÑO DE CONEXIONES

Los elementos de conexión deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del AISC-2010. Las fuerzas y deformaciones usadas en el diseño deben ser consistentes con el funcionamiento esperado de la conexión y con las suposiciones formuladas en el análisis estructural. Se admiten deformaciones auto-limitadas en las conexiones. En sus puntos de apoyo, las vigas y armaduras deberán estar restringidas contra la rotación alrededor de su eje longitudinal, excepto cuando en el análisis se puede demostrar que dicha restricción no es necesaria.

### 8.2.1 CONEXIONES SIMPLES

Una conexión se considera simple cuando el momento que se transmite a través de ella es despreciable. En el análisis de la estructura puede suponerse que las conexiones simples permiten la rotación relativa sin restricción entre los elementos conectados. Una conexión simple deberá tener suficiente capacidad de rotación para permitir el giro requerido según el análisis estructural.

### 8.2.2 CONEXIONES A MOMENTO

Se permiten dos tipos de conexiones a momento, TR y PR, definidos a continuación:

a) **Conexiones a Momento Totalmente Restringidas (TR):** Una conexión a momento Totalmente Restringida (TR) es aquella que transfiere momento con una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura, esta conexión se puede idealizar considerando que la rotación relativa es nula. Una conexión TR deberá tener resistencia y rigidez suficientes para mantener el ángulo entre los miembros conectados cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

b) **Conexiones a momento parcialmente restringidas (PR):** Las conexiones a momento Parcialmente Restringidas (PR) transfieren momento, sin que se pueda despreciar la rotación entre los elementos conectados. Al analizar la estructura se deben introducir las características de la respuesta fuerza-deformación de este tipo de conexiones. Las características de esta respuesta deben estar documentadas en la literatura técnica o establecerse de forma analítica o experimental. Los elementos que componen una conexión PR deben tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

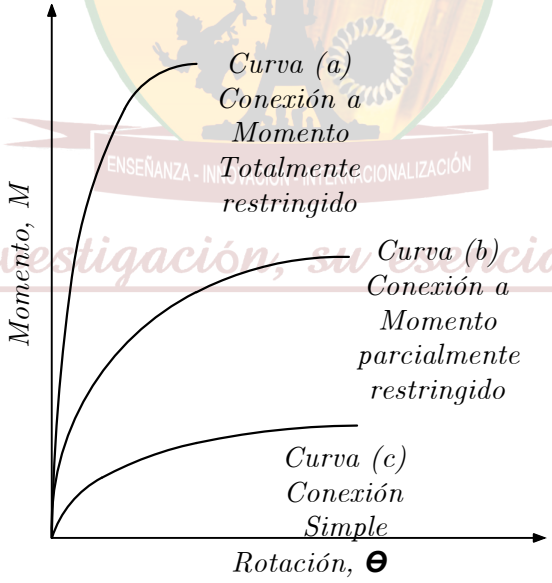



Figura 8.2: Resistencia de la conexión a momento según su restricción.

### 8.2.3 TIPO DE CONEXIONES EMPERNADAS

Dependiendo de la forma en que se transmite la carga entre los elementos conectados (y el nivel de apriete de los pernos), por aplastamiento o por fricción, las conexiones se clasifican como:

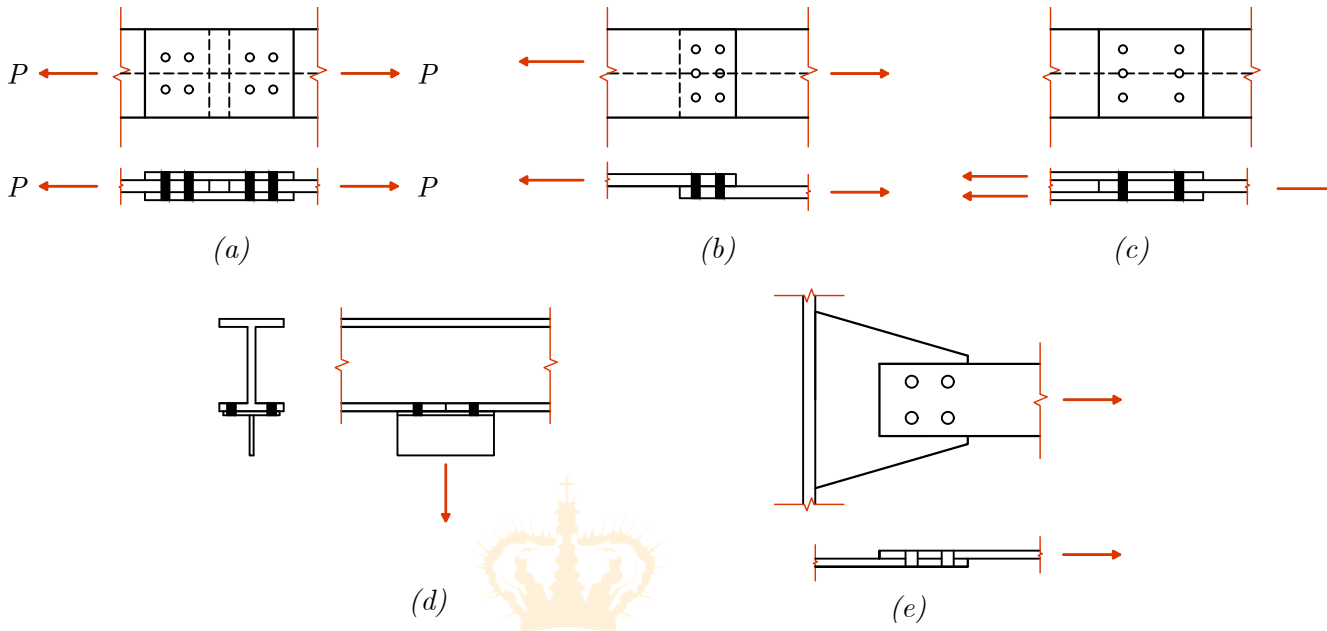



Figura 8.3: Tipos de conexiones.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO

Traslapo

Conexión a momento (TR)-Empernada en sitio

ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

Conexión simple-angulo sencillo

Conexión a momento (PR)-End Plate

Conexión simple - Shear tab

Figura 8.4: Tipos de conexiones en campo.

1) **Tipo Aplastamiento (apriete ajustado)** Se permite instalar los pernos con apriete ajustado cuando se utilizan en:

   (a) Conexiones tipo aplastamiento.

(b) Conexiones bajo cargas de tensión, o de cortante y tensión combinadas, para pernos del grupo A únicamente, cuando no se esperen condiciones de aflojamiento o fatiga debidos a vibraciones o a fluctuaciones de carga. La condición de apriete ajustado se define como el apriete requerido para que las partes conectadas queden en contacto firme. Los pernos que hayan de ser llevados a un nivel de apriete distinto de la condición de apriete ajustado deberán quedar claramente identificados en los planos de diseño y de montaje.

2) **Tipo Deslizamiento Crítico (Apretados con un torque especificado)**

Todos los pernos de alta resistencia que se especifiquen en los planos para usarse en juntas pretensionadas o de deslizamiento crítico deberán apretarse hasta obtener una tensión no menor que la indicada en las Tablas 9 y 10. La instalación deberá realizarse por alguno de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, indicadores directos de tensión, llave calibrada, o pernos de diseño alterno.

No existen requisitos específicos para valores mínimos o máximos de la tensión en pernos a instalarse con ajuste justo.

**Pernos A307** Tienen un nivel de resistencia similar al acero A36. Tienen una resistencia nominal a Tensión de 310 Mpa (45 ksi). Son raramente utilizados actualmente para conexiones. No se deben usar en conexiones resistentes a momento. No se deben usar en conexiones diseñadas como deslizamiento crítico.

**Pernos A325** Son los pernos más utilizados en construcción. Tienen una resistencia nominal a tensión de 620 Mpa (90 ksi).

**Pernos A490** Son utilizados cuando una resistencia más alta es requerida.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

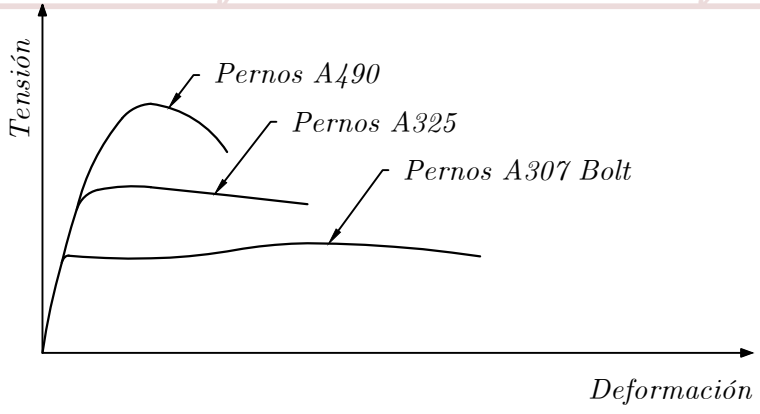



Figura 8.5: Resistencia de los pernos, esfuerzo deformación.

### 8.2.3.1 Tamaño y condiciones de uso de las Perforaciones

Los tamaños máximos de las perforaciones para pernos se establecen en las tablas 1 y 2, excepto que en el detallado de las bases de las columnas pueden utilizarse perforaciones mayores para acomodar las tolerancias inherentes a la localización de los pernos de anclaje en las cimentaciones de concreto.

En las conexiones entre miembros deben usarse perforaciones estándar o de ranura corta transversal a la dirección de la carga, excepto cuando se apruebe el uso de perforaciones agrandadas, de ranura corta paralela a la carga o de ranura larga. En conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con base en perforaciones estándar podrán utilizarse platinas de relleno de ranuras abiertas, con un espesor hasta de 6.4 mm, sin que la resistencia nominal a cortante del conector deba reducirse a la especificada para perforaciones de ranura.

Las perforaciones agrandadas pueden utilizarse en algunas o en todas las capas comprendidas por una conexión de deslizamiento crítico, pero en ningún caso en conexiones tipo aplastamiento. Deberán instalarse arandelas endurecidas sobre las perforaciones agrandadas en las caras exteriores de los empalmes.

Las perforaciones de ranura corta pueden utilizarse en algunas o en todas las capas comprendidas por una conexión de deslizamiento crítico o tipo aplastamiento. En conexiones de deslizamiento crítico se permite el uso de estas perforaciones independientemente de la dirección de la carga, pero en conexiones tipo aplastamiento la dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Se instalarán arandelas sobre las perforaciones de ranura corta en la cara exterior de un empalme; cuando se utilicen pernos de alta resistencia tales arandelas deberán ser endurecidas, de conformidad con la norma ASTM F436.

Cuando se usen pernos del grupo B con diámetros mayores que 25.4 mm en agujeros agrandados o de ranura localizados en caras exteriores, se deberá utilizar una arandela de acero endurecido que cumpla la norma ASTM F436, excepto que su espesor debe ser de 7.9 mm como mínimo, en lugar de una arandela estándar.

Los requisitos para las arandelas se presentan en la Sección 6 de las especificaciones del Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC).

Las perforaciones de ranura larga pueden utilizarse solamente en una de las partes conectadas en cada superficie de contacto, se trate de una conexión de deslizamiento crítico o de una conexión por aplastamiento.

En conexiones de deslizamiento crítico, se permiten las perforaciones de ranura larga sin importar la dirección de la carga, pero en conexiones tipo aplastamiento la ranura debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se utilicen perforaciones de ranura larga en una platina exterior, se proveerán arandelas de platina o platinas continuas con perforaciones estándar, con un tamaño suficiente para cubrir totalmente la ranura. En conexiones con pernos de alta resistencia, tales arandelas o platinas continuas deberán tener un espesor no inferior a 7.9 mm y ser de un material de grado estructural, pero no necesitan ser endurecidas. Donde se requieren arandelas endurecidas para usarse con pernos de alta resistencia, dichas arandelas deberán colocarse sobre la superficie exterior de dicha arandela de platina o platina continua.

DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA PARA LA INVESTIGACIÓN TECNOLÓGICA
La investigación, su esencia y arte.

Tabla 8.1: Dimensiones Nominales de las Perforaciones Pernos con diámetro en pulgadas (TABLE J3.1 − AISC 2010)

| Diámetro del Perno mm (pulg.) | Dimensiones de las Perforaciones | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Perforación estándar mm | Perforación agrandada mm | Ranura corta (Ancho x largo) mm | Ranura corta (Ancho x largo) mm |
| 12.7 (1/2)" | 14.3 | 15.9 | 14.3 x 17.5 | 14.3 x 31.8 |
| 15.9 (5/8)" | 17.5 | 20.6 | 17.5 x 22.2 | 17.5 x 39.7 |
| 19.1 (3/4)" | 20.6 | 23.8 | 20.6 x 25.4 | 20.6 x 47.6 |
| 22.2 (7/8)" | 23.8 | 27.0 | 23.8 x 28.6 | 23.8 x 55.6 |
| 25.4 (1)" | 27.0 | 31.8 | 27.0 x 33.3 | 27.0 x 63.5 |
| $\geq$ 28.6($\geq$ 11/8”) | d+3.2 | d+7.9 | (d + 3.2) x (d + 9.5) | (d + 3.2) x (2.5 x d) |

Tabla 8.2: Dimensiones Nominales de las Perforaciones Pernos con diámetro en mm (TABLE J3.1M − AISC 2010)

| Diámetro del Perno mm | Dimensiones de las Perforaciones | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Perforación estándar mm | Perforación agrandada mm | Ranura corta (Ancho x largo) mm | Ranura corta (Ancho x largo) mm |
| 16 | 18 | 20 | 18 x 22 | 18 x 40 |
| 20 | 22 | 24 | 22 x 26 | 22 x 50) |
| 22 | 24 | 28 | 24 x 30 | 24 x 55 |
| 24 | 27 | 30 | 27 x 32 | 27 x 60 |
| 27 | 30 | 35 | 30 x 37) | 30 x 67 |
| 30 | 33 | 38 | 30 x 40 | 33 x 75 |
| ≥ 36 | d + 3 | d + 8 | (d + 3) x (d+10) | (d + 3) x 2.5d |

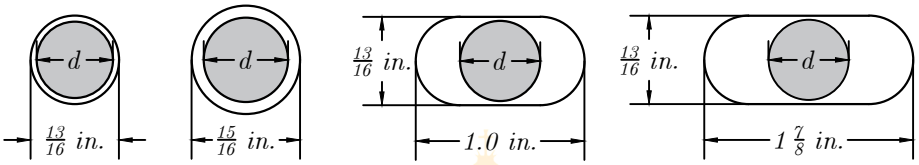



Figura 8.6: Dimensiones nominales para un perno de 3/4”

### 8.2.3.2 Espaciamiento mínimo

La distancia entre centros de perforaciones estándar, agrandadas o ranuradas no podrá ser menor que 2 2/3 veces el diámetro nominal del conector $d$; se recomienda usar como mínimo $3d$.

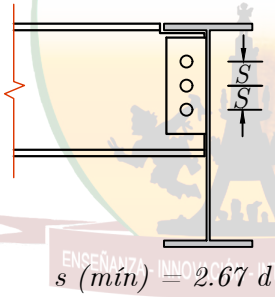



Figura 8.7: —-

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA INNOVACIÓN INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 8.2.3.3 Distancia mínima al borde

La distancia del centro de una perforación estándar a cualquier borde de la parte conectada, en cualquier dirección, no será inferior al valor aplicable de la tabla 8.3 o 8.4 ni al requerido en el numeral 8.3.2.1. La distancia del centro de una perforación agrandada o de ranura a un borde de la parte conectada no será inferior a la requerida para una perforación estándar más el incremento aplicable C2 de la tabla 8.5 o 8.6.

Las distancias al borde de las tablas 3 y 4, son distancias mínimas basadas en prácticas de fabricación estándar y en tolerancias de fabricación. Deben cumplirse además los requisitos aplicables de los numerales 8.3.2.1 y 8.3.3.1.

### 8.2.3.4 Máximos valores del espaciamiento y de la distancia al borde

La distancia máxima del centro de cualquier perno o remache al borde más próximo de las partes en contacto será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm. El espaciamiento longitudinal de conectores entre dos elementos en contacto continuo, en el caso de una platina y un perfil o de dos platinas, será:

(a) Para miembros pintados o miembros sin pintar que no estén sometidos a corrosión, el espaciamiento no será mayor que 24 veces el espesor de la platina más delgada ni de 300 *mm*.

(b) Para miembros sin pintar de acero resistente a la corrosión atmosférica expuestos a la corrosión, el espaciamiento no será mayor que 14 veces el espesor de la platina más delgada ni de 180 mm.

Tabla 8.3: Distancia Mínima al Borde (a), del centro de una perforación estándar (b) al borde de la parte conectada Pernos con diámetro en pulgadas (TABLE J3.4 – AISC 2010)

| Diámetro del Perno mm (pulgadas) | Distancia mínima al borde mm |
|---|---|
| 12.7 (1/2") | 19.1 |
| 15.9 (5/8") | 22.2 |
| 19.1 (3/4") | 25.4 |
| 25.4 (1") | 31.8 |
| 28.6 (1 1/8") | 38.1 |
| 38.1 (1 1/4") | 41.3 |
| mayor que 31.8 (1 1/4") | 1.25 x d |

a) Se permiten distancias al borde menores que las dadas en esta tabla si se satisfacen las provisiones aplicables de los numerales 8.3.2.1 y 8.3.3.1, sin embargo no se permiten distancias menores que (1) diámetro del perno sin aprobación del diseñador estructural.

b) Para perforaciones agrandadas o de ranura, véase la tabla 8.5.

Tabla 8.4: Distancia Mínima al Borde (a), del centro de una perforación estándar (b) al borde de la parte conectada Pernos con diámetro en milímetros (TABLE J3.4M – AISC 2010)

| Diámetro del Perno mm (pulgadas) | Distancia mínima al borde mm |
|---|---|
| 16 | 22 |
| 20 | 26 |
| 22 | 28 |
| 24 | 30 |
| 27 | 34 |
| 30) | 38 |
| 36) | 46 |
| mayor que 36 | 1.25 x d |

(a) Se permiten distancias al borde menores que las dadas en esta tabla si se satisfacen las provisiones aplicables de los numerales 8.3.2.1 y 8.3.3.1, sin embargo no se permiten distancias menores que (1) diámetro del perno.

(b) Para perforaciones agrandadas o de ranura, véase la tabla 8.6.

UNAT UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA HERNÁNDEZ MORILLO
La investigación, su esencia y arte.

Tabla 8.5: Valores del Incremento de la distancia al borde C2 Pernos con diámetro en pulgadas (TABLE J3.5 – AISC 2010)

| Diámetro Nominal del Conector mm (pulg) | Perforaciones Agrandadas mm | Perforaciones de ranuras | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Ranura Perpendicular al Borde | | Ranuras Paralela al borde |
| | | Ranuras Cortas mm | Ranuras Largas (a) | |
| $\leq 22.2(\leq 7/8")$ | 1.6 | 3.2 | 0.75 d | 0 |
| 2.5 (1") | 3.2 | 3.2 | | |
| $\geq 28.6(\geq 11/8")$ | 3.2 | 4.8 | | |

(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo permisible (véase la tabla 8.1), se permite reducir el valor de C2 en la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura.

Tabla 8.6: Valores del Incremento de la distancia al borde C2 Pernos con diámetro en mm (TABLE J3.5M − AISC 2010)

| Diámetro Nominal del Conector (mm) (pulg) | Perforaciones Agrandadas (mm) | Perforaciones de ranuras | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Ranura Perpendicular al Borde | | Ranuras Paralela al borde |
| | | Ranuras Cortas (mm) | Ranuras Largas (a) | |
| $\leq 22.2$ | 2 | 3 | 0.75 d | 0 |
| 24 | 3 | 3 | | |
| $\geq 27$ | 3 | 5 | | |

(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo permisible (véase la tabla 8.2), se permite reducir el valor de C2 en la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura.

## 8.3 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

En este tipo de conexiones, la carga se transmite por medio del contacto entre los pernos y las caras de las perforaciones de las partes conectadas (aplastamiento).

El uso del apriete ajustado de los pernos en este tipo de conexiones, permite que entre las superficies de contacto que se conectan, se produzca un deslizamiento relativo. Este fenómeno produce aplastamiento y esfuerzos cortantes en los pernos.

Los modos de falla en este tipo de conexiones son:

a) Resistencia de los pernos (Cortante, tensión o combinación).
b) Aplastamiento en las perforaciones de los elementos conectados.
c) Falla de los elementos conectados.

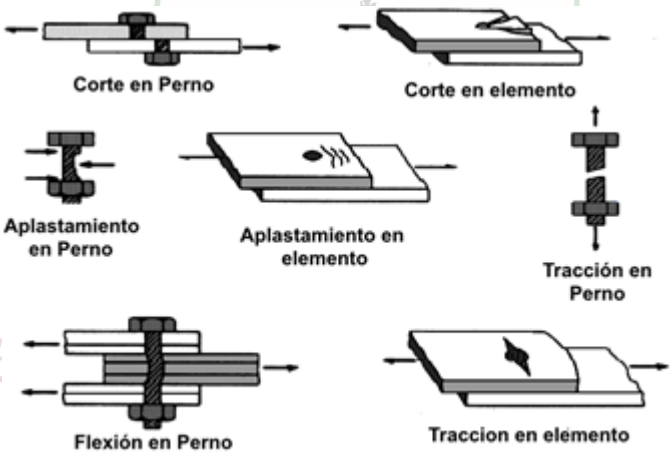



Figura 8.8: Posibles modos de falla en conexiones empernadas.

### 8.3.1 RESISTENCIA A TENSIÓN Y CORTANTE DE PERNOS

#### 8.3.1.1 Resistencia de diseño a tensión y cortante de pernos y partes roscadas

La resistencia de diseño a tensión o a cortante f, para pernos de alta resistencia o partes roscadas, con apriete ajustado o pretensionados, se determinará de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y rotura por cortante, con base en:

$$\phi = 0.75$$

y

$$R_n = F_n A_b \tag{8.1}$$

Donde:
$F_n$ = resistencia nominal a tensión $F_{nt}$, o a cortante $F_{nv}$, dada en la tabla 8.7, $MPa$.
$A_b$ = área nominal del perno o parte roscada antes de roscar, $mm^2$.

La resistencia requerida a tensión incluirá cualquier tensión que resulte del efecto de palanca producido por la deformación de las partes conectadas.

Tabla 8.7: Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa (TABLE J3.2 − AISC 2010)

| **Descripción de los conectores** | **Resistencia Nominal a tensión $F_{nt}$ MPa.** | **Resistencia Nominal a cortante en conexiones tipo aplastamiento $F_{nv}$ MPa(a).** |
|---|---|---|
| Pernos A307 | 310(b) | 188(b) (c) |
| Pernos Grupo A (tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte | 620 | 372 |
| Pernos Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte | 620 | 457 |
| Pernos Grupo B (tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte | 780 | 457 |
| Pernos Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte | 780 | 579 |
| Piezas roscadas, con roscas incluidas en los planos de corte | $0.75F_u$ | $0.45F_u$ |
| Piezas roscadas, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte | $0.75F_u$ | $0.563F_u$ |

a) Para conexiones de extremo que tengan un patrón de perforaciones con una longitud mayor que 965 mm, $F_{nv}$ se reducirá a un 83.3 % de los valores tabulados. La longitud del patrón de perforaciones es la máxima distancia paralela a la línea de la fuerza medida sobre la línea de centros de los pernos.
b) Para pernos A307, los valores tabulados se reducirán en un 1 por ciento por cada 1.6 mm por encima de los 5 diámetros de longitud en el agarre.
c) Se aceptan roscas en los planos de corte.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
INVESTIGACIÓN - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

### 8.3.1.2 Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones tipo aplastamiento

La resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$\phi = 0.75$$

y

$$R_n = F'_n t A_b \tag{8.2}$$

Donde:

$F'_{nt}$ = resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, $MPa$.

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \tag{8.3}$$

$F_{nt}$ = resistencia nominal a tensión por unidad de área de la tabla 8.7, $MPa$.

$F_{nv}$ = resistencia nominal a cortante por unidad de área de la tabla 8.7, $MPa$.

$f_v$ = resistencia requerida a cortante por unidad de área, $MPa$.

La resistencia de diseño a cortante por unidad de área de los conectores será mayor o igual que la resistencia requerida a cortante por unidad de área $f_v$.

Cuando la resistencia requerida por unidad de área f, ya sea en cortante o en tensión, sea menor o igual que el 30 por ciento de la resistencia de diseño por unidad de área correspondiente, no se requerirá verificar los efectos de esfuerzos combinados. La Ec. 8.3 puede reescribirse para expresar la resistencia nominal a cortante por unidad de área $F'_{nt}$, como una función de la resistencia requerida a tensión por unidad de área $f_t$.

## 8.3.2 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS CONECTADOS

### 8.3.2.1 Resistencia al aplastamiento en las perforaciones con pernos

La resistencia de diseño al aplastamiento en las perforaciones con pernos $\phi R_n$, se determinará con base en:

$$\phi = 0.75$$

y $R_n$ calculado como sigue:

(a) Para un perno en una perforación estándar, agrandada o de ranura corta, independientemente de la dirección de aplicación de la carga, o en una perforación de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

I) Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \tag{8.4}$$

II) Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, no es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.5 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \tag{8.5}$$

(b) Para un perno en una perforación de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u \tag{8.6}$$

Figura 8.9: —-

(c) Para conexiones donde los pernos atraviesan completamente un miembro en cajón sin rigidizar o un PTE, véase el numeral 2.6.2. Donde:

$d$ = diámetro nominal del perno, *mm*.

$F_u$ = resistencia a tensión mínima especificada del material conectado, *MPa*.

$L_c$ = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, *mm*.

$t$ = espesor del material conectado, *mm*.

Para una conexión, la resistencia al aplastamiento se tomará como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos tomados individualmente.

La resistencia por aplastamiento se verificará tanto para conexiones por aplastamiento como para conexiones de deslizamiento crítico. El uso de perforaciones agrandadas y de ranura corta o larga paralela a la dirección de la fuerza está limitado a conexiones de deslizamiento crítico por el numeral 8.2.4.1.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
INVESTIGACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 8.3.3 FALLA DE LOS ELEMENTOS CONECTADOS

### 8.3.3.1 Elementos afectados de los miembros conectados y elementos de conexión

Este numeral se aplica a los elementos de los miembros en la zona de la conexión y a los elementos de conexión tales como platinas, cartelas, ángulos y ménsulas.

a) **Resistencia de elementos a Tensión**
La resistencia de diseño $\phi R_n$, de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por tensión será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión.

a) Para fluencia por tensión en elementos de conexión:

$$\phi = 0.90$$

$$R_n = F_y A_g \tag{8.7}$$

b) Para rotura por tensión en elementos de conexión:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_u A_e \tag{8.8}$$

Donde:

$A_e$ = área neta efectiva definida en el numeral F.2.4.3, $mm^2$. Para platinas de empalme pernadas, $A_e = A_n \leq 0.85A_g$.
El área efectiva de la platina de conexión puede estar limitada por la distribución de esfuerzos; este efecto se tiene en cuenta mediante la aplicación de criterios como el de la sección de Withmore.

b) **Resistencia de elementos a cortante**
La resistencia de diseño $\phi R_n$, de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por cortante será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante.

a) Para fluencia por cortante del elemento:

$$\phi = 1.00$$

$$R_n = 0.60F_y A_g v \tag{8.9}$$

Donde:
$A_{gv}$ = área bruta sometida a cortante, $mm^2$.

b) Para rotura por cortante del elemento:

$$\phi = 1.00$$

$$R_n = 0.60F_u A_n v \tag{8.10}$$

Donde:
$A_{nv}$ = área neta sometida a cortante, $mm^2$.

c) **Resistencia al desgarramiento en bloque**
La resistencia de diseño $\phi R_n$, para el estado límite de desgarramiento en bloque a lo largo de una o más líneas de falla a cortante y de una línea de falla a tensión en dirección perpendicular, se calculará tomando:

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \tag{8.11}$$

Donde:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

$A_{gv}$ = área bruta sometida a cortante, $mm^2$.
$A_{nt}$ = área neta sometida a tensión, $mm^2$.
$A_{nv}$ = área neta sometida a cortante, $mm^2$.
Cuando el esfuerzo de tensión sea uniforme, se tomará $U_{bs} = 1.0$; en caso contrario se tomará $U_{bs}$=0.5.

d) **Resistencia de elementos a compresión**
La resistencia de diseño de elementos de conexión a compresión $\phi R_n$, para los estados límites de fluencia y pandeo se determinará como sigue:

a) Para $KL/r \leq 25$

$$\phi = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g \tag{8.12}$$

b) Para $KL/r > 25$ se aplican los requisitos del numeral 3.5.

e) **Resistencia de elementos a flexión**
La resistencia de diseño de elementos afectados de los miembros será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por flexión, pandeo local, pandeo lateral-torsional a flexión y rotura por flexión.

## 8.4 CONEXIONES TIPO DESLIZAMIENTO CRÍTICO

En este tipo de conexiones la carga se transmite mediante la fricción que se produce gracias a la fuerza normal generada por la mínima tensión de instalación requerida en los pernos.

Las conexiones de deslizamiento crítico deben ser utilizadas cuando se tienen solicitaciones de fatiga o se esperan vibraciones importantes. Adicionalmente, cuando se utilizan perforaciones agrandadas es necesario diseñar con este tipo de conexiones.

En casos diferentes a los mencionados arriba, es recomendable utilizar conexiones de tipo aplastamiento dado que son más económicas pues ofrecen mayor resistencia.

Para este tipo de conexiones, además de los estados límites que se deben chequear para conexiones de tipo aplastamiento, se debe diseñar también para el estado límite de deslizamiento.

### 8.4.1 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO

Las conexiones de deslizamiento crítico deben diseñarse para prevenir el deslizamiento y también para los estados límites aplicables a las conexiones tipo aplastamiento. En el caso de pernos que pasen a través de platinas de relleno, todas las superficies que puedan deslizarse deben ser preparadas para lograr la resistencia de diseño al deslizamiento.

La resistencia de diseño para el estado límite de deslizamiento $\phi R_n$, se determinará con base en el coeficiente de reducción de resistencia $\phi$ y la resistencia nominal $R_n$, calculados como sigue. Para perforaciones estándar o de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga:

$$\phi = 1.0$$

Para perforaciones agrandadas o de ranura corta paralela a la dirección de la carga:

$$\phi = 0.85$$

Para perforaciones de ranura larga:

$$\phi = 0.70$$

La resistencia nominal será igual a:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

Donde:

$\mu$= coeficiente promedio de fricción para superficies Clase A o B, según sea aplicable, tomado de los casos que se presentan a continuación u obtenido por ensayos:

= 0.30 para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar libres de escamas de laminación, superficies tratadas con chorro y revestidas con un recubrimiento Clase A o superficies galvanizadas por inmersión en caliente y procesadas para darles rugosidad)

= 0.50 para superficies Clase B (superficies de acero tratadas con chorro sin pintar o superficies tratadas con chorro y revestidas con un recubrimiento clase B)

$D_u$ = 1.13; un factor que refleja la relación entre el valor promedio de la tensión en los pernos instalados y la pretensión mínima especificada para ellos, excepto cuando las especificaciones permitan otro valor.

$T_b$ = tensión mínima del perno dada en las tablas 8 y 9, $kN$.

$h_f$ = factor asociado al uso de platinas de relleno, como sigue:

a) Cuando se añaden pernos para distribuir las cargas en la(s) platina(s) de relleno $h_f = 1.0$.
b) Cuando no se añaden pernos para distribuir las cargas en la(s) platina(s) de relleno.
   - Para una platina de relleno entre las partes conectadas $h_f = 1.0$
   - Para dos o más platinas de relleno entre las partes conectadas $h_f = 0.85$

$n_s$ = número de planos sobre los cuales debe producirse el deslizamiento para que la conexión deslice.

### 8.4.2 ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSIÓN EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO

Cuando sobre una conexión de deslizamiento crítico actúa una fuerza de tensión que reduce la fuerza neta de apriete, la resistencia de diseño al deslizamiento por perno, calculada según el numeral 8.4.1, se multiplicará por el factor $K_{sc}$, calculado como sigue:

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \tag{8.13}$$

Donde:

$n_b$ = número de pernos que soportan la tensión aplicada.

$T_b$ = mínima tensión de instalación del perno dada en las tablas 8 o 9, $kN$.

$T_u$= fuerza de tensión debida a combinaciones de cargas mayoradas, $kN$.

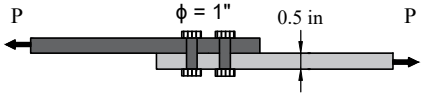
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

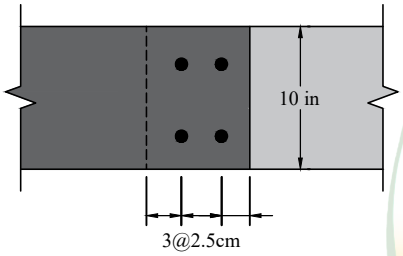
## 8.5 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño $\phi Pn$ de la conexión tipo aplastamiento mostrad en la figura con un acero A992, con tornillos A307




(a)




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas de la platina

$t := \frac{1}{2}\ in$ $\phi := 1\ in$ $A_b := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.785\ in$

$L := 10\ in$ $A_g := 5\ in^2$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$

2. Fluencia de la sección total de la placa

$\phi := 0.90$ $P_n := A_g \cdot F_y$ $\phi \cdot P_n = 225\ kip$

3. Resistencia a la ruptura de la placa

1. Area neta $\phi := 1\ in$

$$A_n := A_g - 2\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t = 3.875\ in^2$$

2. Factor rezago $U := 1.0$

3. Area efectiva:

$A_e := U \cdot A_n = 3.875\ in^2$

$\phi := 0.75$ $P_n := A_e \cdot F_u$

$\phi \cdot P_n = 188.906\ kip$

4. Resistencia al aplastamiento de los tornillos

$\phi := 1\ in$ $L_c := 2.5\ in$

$L_{c1} := L_c - \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) = 1.375\ in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$$L_{c2} := L_c - \frac{\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)}{2} = 1.938\ in$$

$$L_c := min\left(L_{c1}, L_{c2}\right) = 1.375\ in$$

$$n_{pernos} := 6$$

La deformación alrededor de la perforación es considerado en el diseño

$$R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 321.75\ kip \qquad d := \frac{1}{2}\ in$$

$$2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 234\ kip$$

$$\phi := 0.75 \qquad R_n := 321.75\ kip$$

$$\phi \cdot R_n = 241.313\ kip$$

5. Resistencia al cortante de los tornillos

**TABLE J3.2**
**Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)**

| Description of Fasteners | Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$, ksi (MPa) | Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$, ksi (MPa) |
|---|---|---|
| A307 bolts | 45 (310) [a][b] | 24 (165) [a][c][f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) [a] | 48 (330) [f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) [a] | 60 (414) [f] |

Figura 8.10

$$F_{nv} := 27\ ksi$$

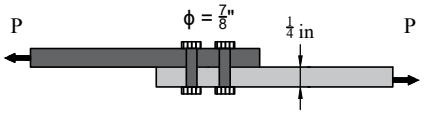
$$\phi := 0.75 \qquad R_n := F_{nv} \cdot A_b \cdot n_{pernos} = 127.235\ kip$$

Domina resistencia al corte de los anillos

$$\phi \cdot R_n = 95.426\ kip$$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Para la junta traslapada mostrado en la figura, las cargas axiales de servicio son $P_D := 30\ kip$ y $P_L := 50\ kip$. Determine el numero de tornillos de fricción A325 de para agujeros de tamaño estándar que se necesitan para el estado limite de deslizamiento si la superficie de contacto es de clase A. La distancia al borde es de , y la separación centro a centro de los tornillos es de $4\ in$, con acero A9992. Con tornillos A325, con roscas excluidas del plano de corte.




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas de la platina

$$t := \frac{1}{4}\ in \qquad A_b := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \qquad L_{centro} := 4\ in$$

$$L_{cborde} := 2\ in \qquad d := \phi$$

1.2 Propiedades del material

$$F_y := 50\ ksi \qquad F_u := 65\ ksi$$

2. Resistencia requerida

$$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 116\ kip$$

3. Resistencia al deslizamiento critico

**TABLE J3.1**
**Minimum Bolt Pretension, kips**

| Bolt Size, in. | A325 Bolts | A490 Bolts |
|---|---|---|
| 1/2 | 12 | 15 |
| 5/8 | 19 | 24 |
| 3/4 | 28 | 35 |
| 7/8 | 39 | 49 |
| 1 | 51 | 64 |
| 1 1/8 | 56 | 80 |
| 1 1/4 | 71 | 102 |
| 1 3/8 | 85 | 121 |
| 1 1/2 | 103 | 148 |

Figura 8.11

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s$$

| | |
|---|---|
| $\mu := 0.3$ | Clase A |
| $D_u := 1.13$ | Factor de tensión |
| $h_f := 1$ | Factor de relleno |
| $T_b := 39\ kip$ | Tensión mínima del perno |
| $n_s := 1$ | Un plano de deslizamiento |

$$R_n := \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s = 13.221\ kip$$

Perforaciones estándar o de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$\phi := 1.00$ $\phi \cdot R_n = 13.221\ kip$

Numero de tornillos requeridos

$n_{tornillos} := \frac{P_u}{\phi \cdot R_n} = 8.774$ $n_{tornillos} := 9$

Resistencia al aplastamiento de los tornillos $\phi := 1\ in$

$L_{c1} := L_{centro} - \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) = 2.875\ in$

$L_{c2} := L_{cborde} - \frac{\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)}{2} = 1.438\ in$

$L_c := min\left(L_{c1}, L_{c2}\right) = 1.438\ in$ $n_{pernos} := 9$

La deformación alrededor de la perforación es considerado en el diseño

$R_n := 1.5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 315.352\ kip$ $d := 1\ in$

$2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 351\ kip$

$\phi := 0.75$ $R_n = 315.352\ kip$

$\phi \cdot R_n = 236.514\ kip$

5. Resistencia al cortante de los tornillos

**TABLE J3.2**
**Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)**

| Description of Fasteners | Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$, ksi (MPa) | Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$, ksi (MPa) |
|---|---|---|
| A307 bolts | 45 (310) [a][b] | 24 (165) [b][c][f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 48 (330) [f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 60 (414) [f] |

Figura 8.12

$F_{nv} := 68\ ksi$ $\phi := 1.25\ in$ $A_b := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1.227\ in^2$

$\phi := 0.75$ $R_n := 2 \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot n_{tornillos} = \left(1.502 \cdot 10^3\right)\ kip$

$\phi \cdot R_n = \left(1.127 \cdot 10^3\right)\ kip$

Domina la resistencia a la ruptura

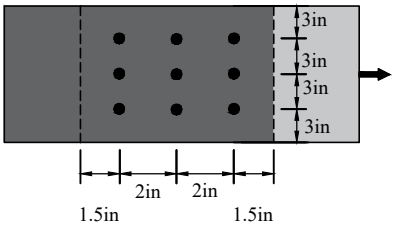
$\phi \cdot R_n$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño por tensión, para el miembro mostrado en la figura, suponiendo una conexión tipo aplastamiento, con agujeros de tamaño estándar, tornillos A325 clase A $\phi := \frac{7}{8}\ in$, con roscas excluidas del plano de corte.

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas de la platina




$t := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_b := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.601\ in^2$ $\quad L := 10\ in$

$L_{centro} := 2\ in$ $\quad L_{cborde} := 1.5\ in$ $\quad A_g := 6\ in^2$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$

**2. Fluencia de la sección total de la placa**

$\phi := 0.90$ $\quad P_n := A_g \cdot F_y = 300\ kip$

$\phi \cdot P_n = 270\ kip$

**3. Resistencia a la ruptura de la placa**

1) Área neta $\quad \phi := \frac{7}{8}\ in$

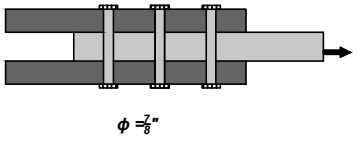
$A_n := A_g - 3\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t = 4.5\ in^2$

Figura 8.13

2) Factor de rezago

$U := 1.0$

3) Área efectiva




$A_e := U \cdot A_n = 4.5\ in^2$

$\phi := 0.75$ $\quad P_n := A_e \cdot F_u = 292.5\ kip$

$\phi \cdot P_n = 219.375\ kip$

**4. Resistencia al aplastamiento de los tornillos**

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Resistencia al aplastamiento de los tornillos $\phi := \frac{7}{8}\ in$

$$L_{c1} := L_{centro} - \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) = 1\ in$$

$$L_{c2} := L_{cborde} - \frac{\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)}{2} = 1\ in$$

$$L_c := min\left(L_{c1}, L_{c2}\right) = 1\ in \qquad n_{pernos} := 9$$

La deformación alrededor de la perforación es considerado en el diseño

$$R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 351\ kip \qquad d := 1\ in$$
$$2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 702\ kip$$
$$\phi := 0.75 \qquad R_n = 351\ kip$$
$$\phi \cdot R_n = 263.25\ kip$$

5. Resistencia al cortante de los tornillos

**TABLE J3.2**
**Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)**

| Description of Fasteners | Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$, ksi (MPa) | Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$, ksi (MPa) |
|---|---|---|
| A307 bolts | 45 (310) [a][b] | 24 (165) [b][c][f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 48 (330) [f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 60 (414) [f] |

Figura 8.14

$$F_{nv} := 68\ ksi$$

$$\phi := 0.75$$
$$R_n := 2 \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot n_{pernos} = 736.016\ kip$$
$$\phi \cdot R_n = 552.012\ kip$$

Domina la resistencia a la ruptura

$$\phi := 0.75$$

$$P_n := A_e \cdot F_u = 292.5\ kip$$

$$\phi \cdot P_n = 219.375\ kip$$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

En la conexión mostrada en la siguiente figura, $lP_u := 400\ kip$. Determine el numero de tornillos A325 de $\phi := \frac{7}{8}\ in$, requeridos para una conexión tipo aplastamiento, usando Acero A325, y las platinas son de acero A9992. Roscas excluidas del plano de corte

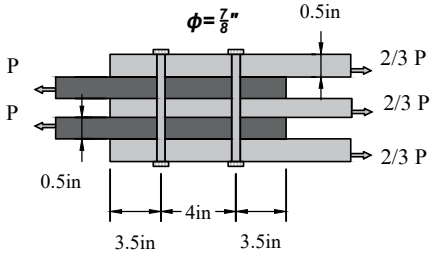



Figura 8.15

**1. Propiedades del elemento**

1.1 Propiedades geométricas de la plantina

$$t := \frac{1}{4}\ in \qquad A_b := \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 0.601\ in^2$$

$$L_{centro} := 4\ in \qquad L_{borde} := 3.5\ in$$

1.2 Propiedades del material

$$F_y := 50\ ksi \qquad F_u := 65\ ksi$$

2. Resistencia al aplastamiento de los tornillos

$$L_{c1} := L_{centro} - \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) = 3\ in$$

$$L_{c2} := L_{borde} - \frac{\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)}{2} = 3\ in$$

$$L_c := min\left(L_{c1}, L_{c2}\right) = 3\ in \qquad n_{pernos} := 2$$

La deformación alrededor de la perforación es considerado en el diseñ

$$R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 117\ kip \qquad d := 0.8\ in$$
$$R_n := 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 62.4\ kip$$
$$R_n := 68.25\ kip$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot R_n = 51.188\ kip$$

3. Resistencia al cortante de los tornillos

**TABLE J3.2**
**Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts,**

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

| ksi (MPa) | | |
|---|---|---|
| Description of Fasteners | Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$, ksi (MPa) | Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$, ksi (MPa) |
| A307 bolts | 45 (310) [a][b] | 24 (165) [b][c][f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 48 (330) [f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 60 (414) [f] |

$F_{nv} := 68\ ksi$

$\phi := 0.75$

$R_n := 2 \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot n_{pernos} = 163.559\ kip$

Domina resistencia por aplastamiento

$P_u := \phi \cdot R_n = 122.669\ kip$

4. Calculo de numero de tornillos

$$n_{tornillos} := \frac{2 \cdot P_u}{\phi \cdot R_n} = 2$$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

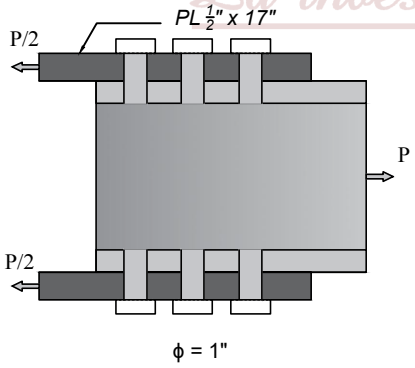



Figura 8.16

Cuantos tornillos A490 de $\phi := 1\ in$ (roscas excluidas del plano de corte) en una conexión tipo aplastamiento se requieren para desarrollar la resistencia a tensión de diseño del miembro mostrado. Suponga que se usa acero A9992 y que existente dos líneas de tornillos en cada patín (3 en cada linea separados 4in centro a centro). No considere bloque cortante, la sección es una W18x50

1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas de la platina

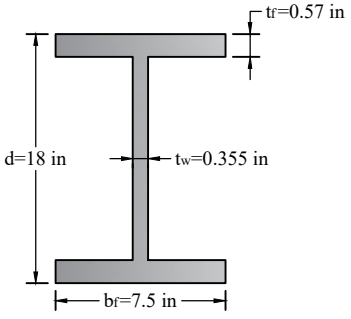
$t := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_g := 14.7\ in^2$ $\quad t_f := 0.57\ in$

$b_f := 7.5\ in$ $\quad d := 18\ in$ $\quad A_b := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.785\ in$

$L_{centro} := 3\ in$ $\quad L_{borde} := 1.5\ in$ $\quad L := 14\ in$

$A_{gp} := t \cdot L = 7\ in^2$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1




*W18x50*

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$

2. Fluencia de la sección

$\phi := 0.90$ $P_n := A_g \cdot F_y = 735\ kip$
$\phi \cdot P_n = 661.5\ kip$

3. Fluencia de la sección total de la placa

$\phi := 0.90$ $P_n := 2 \cdot A_{gp} \cdot F_y = 700\ kip$
$\phi \cdot P_n = 630\ kip$

4. Resistencia a la ruptura de la placa

1. Área neta $\phi := 1\ in$

$$A_n := 2 \cdot A_{gp} - 4\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t = 11.75\ in^2$$

2. Factor de rezago $U := 1.0$

3. Área efectiva

$A_e := U \cdot A_n$ $A_e = 11.75\ in^2$ Figura 8.17
$\phi := 0.75$ $P_n := A_e \cdot F_u = 763.75\ kip$
$\phi \cdot P_n = 572.813\ kip$

5. Resistencia al aplastamiento para 1 Tornillo $\phi := 1\ in$

$$L_{c1} := L_{centro} - \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) = 1.875\ in$$

$$L_{c2} := L_{borde} - \frac{\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)}{2} = 0.938\ in$$

$L_c := min\left(L_{c1}, L_{c2}\right) = 0.024\ m$ $n_{pernos} := 12$

La deformación alrededor de la perforación es considerado en el diseñ

$R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = 438.75\ kip$
$R_n := 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot n_{pernos} = (1.685 \cdot 10^4)\ kip$ $d := 0.8\ in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$R_n := 68.25\ kip$ $\phi := 0.75$

$\phi \cdot R_n = 51.188\ kip$

6. Resistencia al cortante de los tornillos

**TABLE J3.2**
**Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)**

| Description of Fasteners | Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$, ksi (MPa) | Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$ ksi (MPa) |
|---|---|---|
| A307 bolts | 45 (310) [a][b] | 24 (165) [b][c][f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 48 (330) [f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 60 (414) [f] |
| A490 or A490M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 113 (780) [e] | 60 (414) [f] |
| A490 or A490M bolts, when threads are excluded from shear planes | 113 (780) [e] | 75 (520) [f] |

$F_{nv} := 84\ ksi$

$\phi := 0.75$ $R_n := F_{nv} \cdot A_b \cdot n_{pernos} = 791.681\ kip$

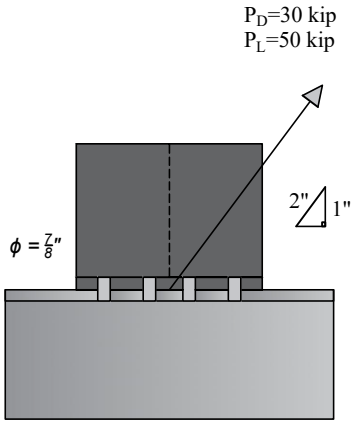
Domina resistencia por aplastamiento

$P_u := \phi \cdot R_n = 593.761\ kip$

Figura 8.18

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Para el grupo de pernos mostrada en la figura esta sometida a tensión y cortante, asuma que la viga y la platina son adecuadas para trasmitir cargas, determine si los pernos son adecuados. Los tornillos son A325 con roscas excluidas del plano de corte




1. Propiedades del material $\phi := \frac{7}{8}\ in$

$A_b := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.601\ in^2$ $P_D := 30\ kip$ $P_L := 50\ kip$

2. Resistencia requerida para cortante y tensión

$P_u := 1.2 \cdot P_D + 1.6\ P_L = 116\ kip$

$T_u := \frac{1}{2} \cdot P_u = 58\ kip$ $V_u := \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot P_u = 100.459\ kip$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

3. Resistencia a tensión

**TABLE J3.2**
**Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)**

| Description of Fasteners | Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$, ksi (MPa) | Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$, ksi (MPa) |
|---|---|---|
| A307 bolts | 45 (310) [a][b] | 24 (165) [b][c][f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 48 (330) [f] |
| A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) [e] | 60 (414) [f] |

$F_{nt} := 90\ ksi$

$\phi := 0.90$ $\qquad R_n := A_b \cdot F_{nt} = 54.119\ kip$

$\phi \cdot R_n = 48.707\ kip$ $\qquad \frac{T_u}{8} = 7.25\ kip$ $\qquad ok$

**Table 7–2**
**Available Tensile Strength of Bolts, kips**

| Nominal Bolt Diameter $d_b$, in. | | | 5/8 | | 3/4 | | 7/8 | | 1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nominal Bolt Area, in.$^2$ | | | 0.307 | | 0.442 | | 0.601 | | 0.785 | |
| ASTM Desig. | $F_{nt}/\Omega$ (ksi) | $\phi F_{nt}$ (ksi) | $r_n/\Omega$ | $\phi r_n$ | $r_n/\Omega$ | $\phi r_n$ | $r_n/\Omega$ | $\phi r_n$ | $r_n/\Omega$ | $\phi r_n$ |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| A325 & F1852 | 45.0 | 67.5 | 13.8 | 20.7 | 19.9 | 29.8 | 27.1 | 40.6 | 35.3 | 53.0 |
| A490 | 56.5 | 84.8 | 17.3 | 26.0 | 25.0 | 37.4 | 34.0 | 51.0 | 44.4 | 66.6 |
| A307 | 22.5 | 33.8 | 6.90 | 10.4 | 9.94 | 14.9 | 13.5 | 20.3 | 17.7 | 26.5 |

Figura 8.19

4. Resistencia al deslizamiento critico

**TABLE J3.1**
**Minimum Bolt Pretension, kips***

| Bolt Size, in. | A325 Bolts | A490 Bolts |
|---|---|---|
| 1/2 | 12 | 15 |
| 5/8 | 19 | 24 |
| 3/4 | 28 | 35 |
| 7/8 | 39 | 49 |
| 1 | 51 | 64 |
| 1 1/8 | 56 | 80 |
| 1 1/4 | 71 | 102 |
| 1 3/8 | 85 | 121 |
| 1 1/2 | 103 | 148 |

$R_n := \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$\mu := 0.3$ Clase A
$D_u := 1.13$ Factor de tension
$h_f := 1$ Factor de relleno
$T_b := 39\ kip$ Tension minima del perno
$n_s := 1$ Un plano de deslizamiento
$R_n := \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s = 13.221\ kip$

Perforaciones estándar o de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga

$\phi := 1.0$ $\phi \cdot R_n = 13.221\ kip$

**Table 7–3**
**A325 Slip-Critical Connections**
**Available Shear Strength, kips, when Slip is a Serviceability Limit-State**
**(Class A Faying Surface, μ = 0.35)**

| ASTM A325 / F1852 Bolts | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Hole Type | Loading | Nominal Bolt Diameter *d*, in. | | | | | | | |
| | | 5/8 | | 3/4 | | 7/8 | | 1 | |
| | | Minimum ASTM A325/F1852 Bolt Pretension, kips | | | | | | | |
| | | 19 | | 28 | | 39 | | 51 | |
| | | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD |
| STD | S | 5.01 | 7.51 | 7.38 | 11.1 | 10.3 | 15.4 | 13.4 | 20.2 |
| | D | 10.0 | 15.0 | 14.8 | 22.1 | 20.6 | 30.8 | 26.9 | 40.3 |
| OVS/SSL | S | 4.26 | 6.39 | 6.28 | 9.41 | 8.74 | 13.1 | 11.4 | 17.1 |
| | D | 8.52 | 12.8 | 12.6 | 18.8 | 17.5 | 26.2 | 22.9 | 34.3 |
| LSL | S | 3.51 | 5.26 | 5.17 | 7.75 | 7.20 | 10.8 | 9.41 | 14.1 |
| | D | 7.01 | 10.5 | 10.3 | 15.5 | 14.4 | 21.6 | 18.8 | 28.2 |

Figura 8.20

5. Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones de deslizamiento critico

$n_b := 8$

$$K_{sc} := 1 - \frac{T_u}{D_u \cdot T_b \cdot n_b}$$

$K_{sc} = 0.835$

$\phi \cdot R_n \cdot K_{sc} \cdot n_b = 88.368\ kip$

$\phi \cdot R_n \cdot K_{sc} \cdot n_b > V_u = 0$

## 8.5.1 EJERCICIOS PROPUESTOS

8 Ejercicios

**8.1** Determine la resistencia de diseño $\phi Pn$ de la conexión tipo aplastamiento mostrada en la figura con un acero A992, con tornillos A307

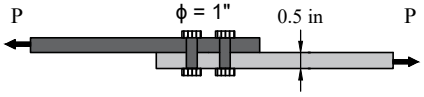



Figura 8.21

**8.2** Para la junta traslapada mostrado en la figura, las cargas axiales de servicio son PD=30 kip y P=50kip . Determine el numero de tornillos de fricción A325 de para agujeros de tamaño estándar que se necesitan para el estado limite de deslizamiento si la superficie de contacto es de clase A. La distancia al borde es de , y la separación centro a centro de los tornillos es de 4 in, con acero A9992. Con tornillos A325, con roscas excluidas del plano de corte..

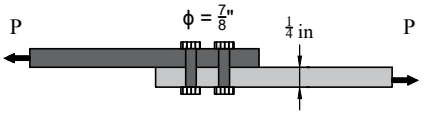



Figura 8.22

**8.3** Determine la resistencia de diseño por tensión, para el miembro mostrado en la figura, suponiendo una conexión tipo aplastamiento, con agujeros de tamaño estándar, tornillos A325 clase A $\phi = 7/8in$ con roscas excluidas del plano de corte.

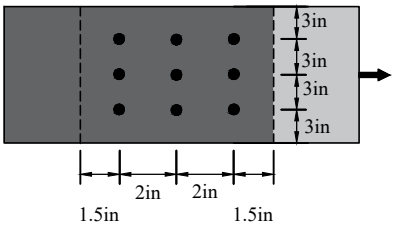



Figura 8.23

**8.4** En la conexión mostrada en la siguiente figura,Pu=400 kip. Determine el numero de tornillos A325 de $\phi = 1in$ , requeridos para una conexión tipo aplastamiento, usando Acero A325, y las platinas son de acero A9992. Roscas excluidas del plano de corte.

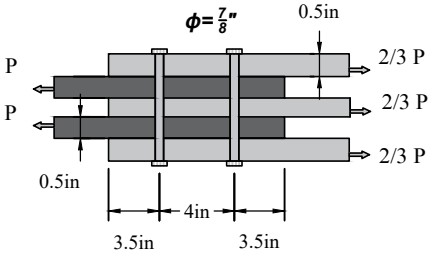



Figura 8.24

**8.5** Cuantos tornillos A490 de $\phi = 1in$ (roscas excluidas del plano de corte) en una conexión tipo aplastamiento se requieren para desarrollar la resistencia a tensión de diseño del miembro mostrado. Suponga que se usa acero A9992 y que existente dos líneas de tornillos en cada patín (3 en cada linea separados 4in centro a centro). No considere bloque cortante, la sección es una W18x50

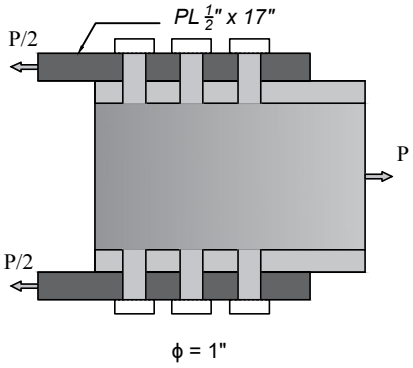



Figura 8.25

**8.6** Para el grupo de pernos mostrada en la figura esta sometida a tensión y cortante, asuma que la viga y la platina son adecuadas para trasmitir cargas, determine si los pernos son adecuados. Los tornillos son A325 con roscas excluidas del plano de corte

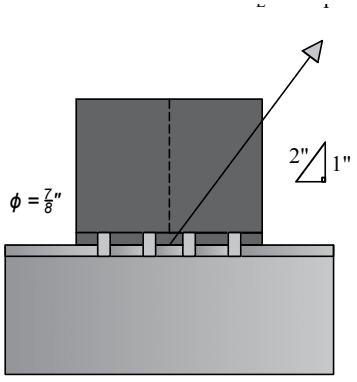



Figura 8.26

ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# CONEXIONES SIMPLES SOLDADAS

9

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 9. CONEXIONES SIMPLES SOLDADAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

## 9.1 INTRODUCCIÓN.

El proceso de soldadura se utiliza para conectar dos piezas metálicas mediante la aplicación de calor. El metal de aporte consiste en una varilla especial (electrodo) que al ser sometida a un calor intenso, se funde y se deposita en el punto donde se desea hacer la conexión. Igualmente, el metal base (los metales a ser unidos) se funden localmente, mezclándose con el metal de aporte y al enfriarse se consolidan formando una unión rígida que no presenta grietas ni otros defectos. Esta unión trabaja satisfactoriamente bajo las cargas a las que se ve sometida la estructura.

Figura 9.1: Electrodos y proceso de soldado.

## 9.2 VENTAJAS DE CONEXIONES SOLDADAS VS CONEXIONES EMPERNADAS

- √ Menor peso: el detallado es más simple, requiriendo menos platinas de conexión y por supuesto no tiene el peso de los pernos.
- √ Evita la reducción de área generada por las perforaciones lo cual afecta la resistencia de los miembros sometidos a tensión especialmente.

- √ Disminuye costos por punzonamiento de perforaciones.
- √ Permite la realización de conexiones estancas.
- √ Permite conexiones más limpias.
- √ Especialmente útil en reforzamiento o reparación de conexiones existentes.
- √ En conexiones no estándar, es la mejor alternativa.

## 9.3 DESVENTAJAS DE CONEXIONES SOLDADAS VS CONEXIONES EMPERNADAS

- Requiere mano de obra calificada y controles de calidad más estrictos. La reparación de conexiones soldadas defectuosas es complicada.
- Las soldaduras realizadas en campo tienen problemas de calidad más frecuentes que las soldaduras realizadas en el taller de fabricación.
- Para soldaduras realizadas en campo se debe tener especial cuidado si la estructura está localizada en zonas susceptibles a incendios.
- La soldadura durante el proceso de enfriamiento produce esfuerzos residuales.

## 9.4 PROCESOS DE SOLDADURA

a) **Soldadura de arco con electrodo revestido (SMAW):** Es el proceso más utilizado. Se usa una varilla compuesta por un núcleo metálico (material de aporte) y un revestimiento denominado fundente. Al generar el arco, el flujo de corriente generado, funde el electrodo y el metal base adyacente a él. El revestimiento se gasifica por el efecto del calor y crea una barrera que aísla el metal fundido de la atmosfera, evitando que se generen impurezas y poros que afectan la resistencia de la conexión.

b) **Soldadura de arco sumergido (SAW):** En este caso el fundente que aísla el metal fundido de la atmosfera es un material granular no combustible. Este material logra un mejor confinamiento del calor permitiendo una mejor penetración de la fusión. Es un proceso automatizado.

c) **Soldadura de arco protegido con gas (GMAW):** El metal fundido en este caso es aislado de la atmosfera por medio de un gas inerte.

d) **Soldadura de arco con alambre con núcleo fundente (FCAW):** En este caso el fundente se encuentra en el interior de un electrodo de forma tubular.

### 9.4.1 REQUISITOS PARA LA SELECCIÓN DE LOS ELECTRODOS

La selección de los electrodos a usarse en soldaduras acanaladas de penetración completa solicitadas por tensión normal al área efectiva debe ajustarse a los requisitos para metales de aporte compatibles dados en el Código de la Sociedad Americana de Soldadura, AWS D1.1.

En la tabla 9.1, se presenta un extracto de la tabla 3.1 del código de la AWS. Para una lista completa de metales base y metales de aporte compatibles véase AWS D1.1. En todos los casos deberá verificarse si se aplican otras restricciones.

Tabla 9.1: Casos Básicos de Tabla 3.1 de AWS D1.1

| Metal Base | Metal de aporte compatible |
|---|---|
| A36 t $\leq$ 19.1 mm | Electrodos 60 y 70$Ksi$ |
| A36 t $>$ 19.1 mm<br>A572 (Gr.50 y 55)<br>A913 (Gr.50)<br>A588* | SMAW: E7015, E7016 E7018 E7028 |
| A992<br>A1011<br>A1018 | Otros procesos: Electrodos 70 Ksi |
| A913 (Gr. 60 y 65) | Electrodos 80 Ksi |

*Para situaciones donde se requiera resistencia a la corrosión y color similar al metal base véase AWS D1.1, Sección 3.7.3
Notas:

(a) Los electrodos deberán satisfacer los requerimientos de AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 y A5.29.

(b) En juntas con metales base de diferentes resistencias usar ya sea un metal de aporte compatible con el metal base de mayor resistencia o un metal de aporte compatible con el metal base de menor resistencia y que produzca un bajo depósito de hidrogeno.

Figura 9.2: Tipos de electrodos.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

$$F_{E70} = 480MPa$$

ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INVESTIGACIÓN
La investigación, esencia y arte.

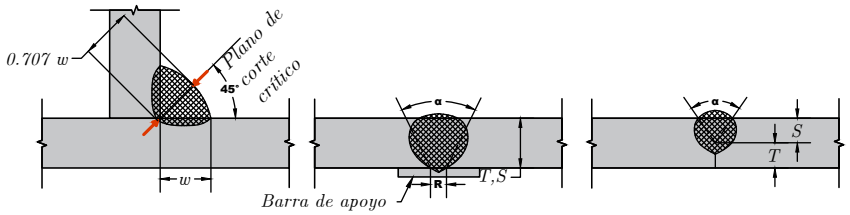
Figura 9.3: Características de codificación del electrodo.

- E7015: Resistencia 70 ksi, 1 soldar en todas las posiciones, 5 fundente y corriente eléctrica
- E7028: Resistencia 70 ksi, 2 soldar solo en posición plana, 8 fundente y corriente eléctrica

## 9.5 TIPOS DE SOLDADURA

En la construcción de estructuras de acero, los tipos de soldadura que se utilizan se pueden dividir en 4 grupos básicos:

- ▷ Soldaduras acanaladas (groove welds)
  - Penetración completa
  - Penetración parcial
- ▷ Soldaduras de filete (fillet welds).
- ▷ Soldaduras de tapón (plug welds).
- ▷ Soldaduras de ranura (slot welds).




(a) Filete de soldadura (b) Penetración completa de la soldadura en al ranura (c) Penetración parcial de la soldadura en la ranura

Figura 9.4: Tipos de soldadura.

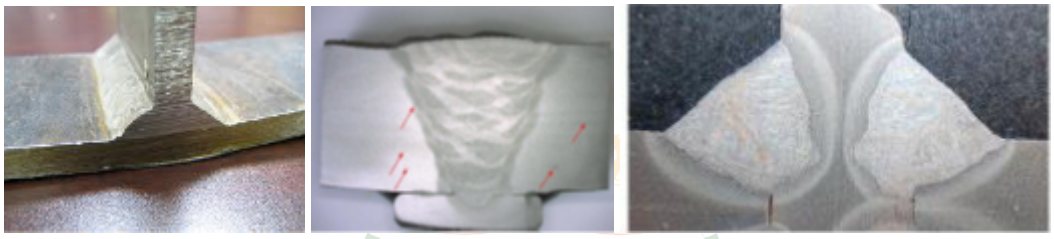


Figura 9.5: Tipos de soldadura en campo.

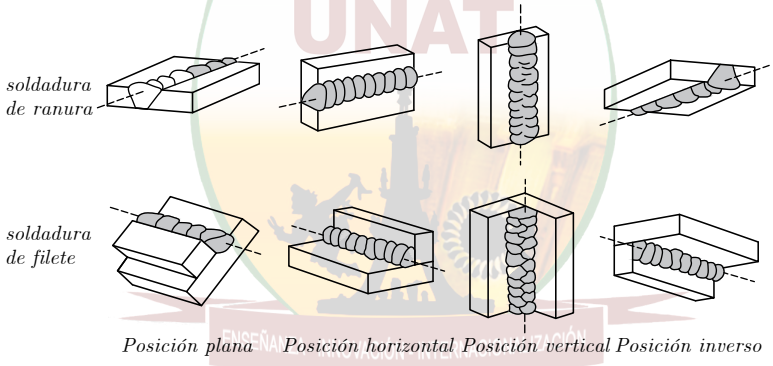



Figura 9.6: Tipos de soldadura según si posición.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
La investigación, su esencia y arte.

## 9.6 RESISTENCIA DE SOLDADURAS DE FILETE

### 9.6.1 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de una soldadura $\phi R_n$, será el menor entre los valores obtenidos para la resistencia del material base, determinada de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y rotura por cortante, y para la resistencia del metal de la soldadura, determinada para el estado límite de rotura, con $R_n$ calculado como sigue:

Para el metal base:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \tag{9.1}$$

Para el metal de la soldadura:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \tag{9.2}$$

Donde:

$F_{nBM}$ = resistencia nominal por unidad de área para el metal base, $MPa$.

$F_{nw}$ = resistencia nominal por unidad de área para el metal de la soldadura, $MPa$.
$A_{BM}$ = área de la sección transversal del metal base, $mm^2$ $A_{we}$ = área efectiva de la soldadura, $mm^2$

En la tabla 9.2, se establecen los valores de $F_{nBM}$ y $F_{nw}$, y las limitaciones aplicables.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 9.6.2 SOLDADURAS DE FILETE

### 9.6.2.1 Área Efectiva

El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara exterior esquemática del filete. Se permite tomar un mayor valor para la garganta efectiva si, mediante ensayos que combinen las variables del proceso de producción y del procedimiento, se demuestra que de manera consistente se obtiene una penetración más allá de la raíz esquemática del filete.

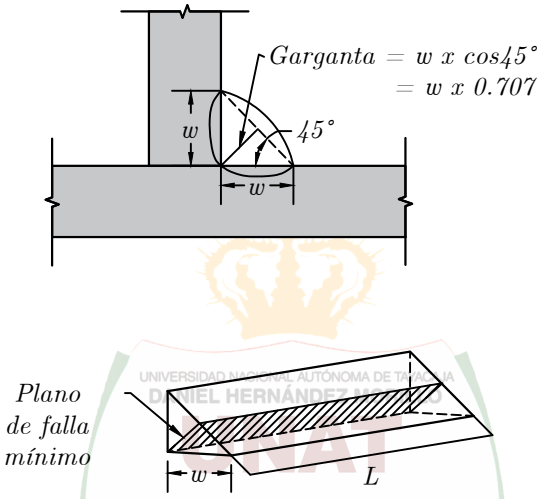



Figura 9.7: Área efectiva de la soldadura en la garganta. Zona critica de menor área.

Alternativamente, la resistencia de diseño para soldaduras de filete $\phi R_n$, puede determinarse con base en:

$$\phi = 0.75$$

y $R_n$ calculado como sigue:

(a) Para un grupo de soldaduras, todas en una línea o todas paralelas, cargado en su propio plano a través de su centro de gravedad

$$R_n = F_{nw} A_{we} \tag{9.3}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.5 cos^{1.5}\theta) \tag{9.4}$$

Y

$F_{EXX}$ = número de clasificación del electrodo, correspondiente a la resistencia mínima especificada, $MPa$.

$\theta$= ángulo de aplicación de la carga, medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE TAMAULIPAS DANIEL HERNÁNDEZ MORALES
La investigación es esencia y arte.

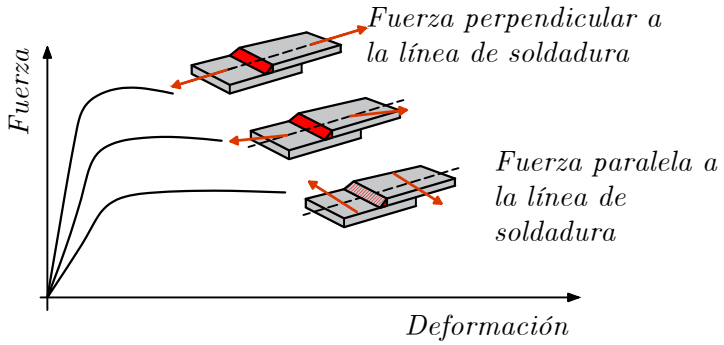
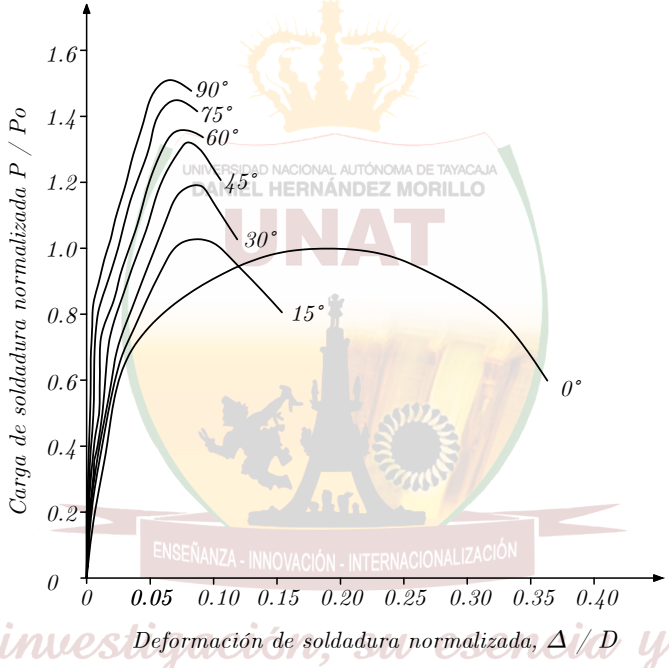



Figura 9.8: Resistencia de la soldadura según la aplicación de la carga.




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

Figura 9.9: Resistencia de la soldadura según la variación angular de la aplicación de la carga.

(b) Para grupos de soldaduras de filete cargados concéntricamente y consistentes en elementos con el mismo tamaño de soldadura orientados tanto longitudinal como transversalmente en relación con la dirección de aplicación de la carga, la resistencia combinada del grupo de soldaduras de filete , $R_n$ , se determinará como el mayor valor entre:

$$R_n = R_{nw1} + R_{nwt} \tag{9.5}$$

Y

$$R_n = 0.85R_{nw1} + 1.5R_{nwt} \tag{9.6}$$

Donde:

$R_{nw1}$ = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, determinada de acuerdo con la tabla 9.2, *N*.

$R_{nwt}$ = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, determinada de acuerdo con la tabla 9.2, sin aplicar la alternativa del numeral 9.6.1(a), *N*.

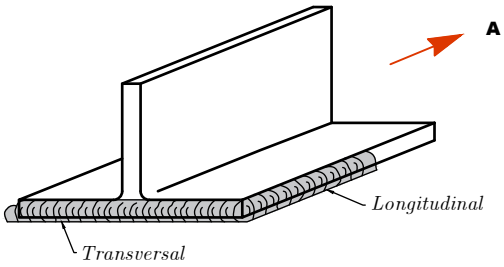



Figura 9.10: Sección longitudinal y transversal de la soldadura.

### 9.6.2.2 Limitaciones

El tamaño de una soldadura de filete no deberá ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el mínimo según la tabla 9.3. Estos requisitos no se aplican a soldaduras de filete usadas como refuerzo de soldaduras acanaladas de penetración parcial o completa.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete será:

1. A lo largo de los bordes de un material con espesor menor que 6 *mm*: el espesor del material.
2. A lo largo de los bordes de un material con espesor de 6 *mm* o más: el espesor del material menos 1.6 *mm*; excepto cuando la soldadura se haya detallado en los planos para obtener el espesor completo de la garganta. En la soldadura ejecutada, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 1.6 *mm* siempre y cuando el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.

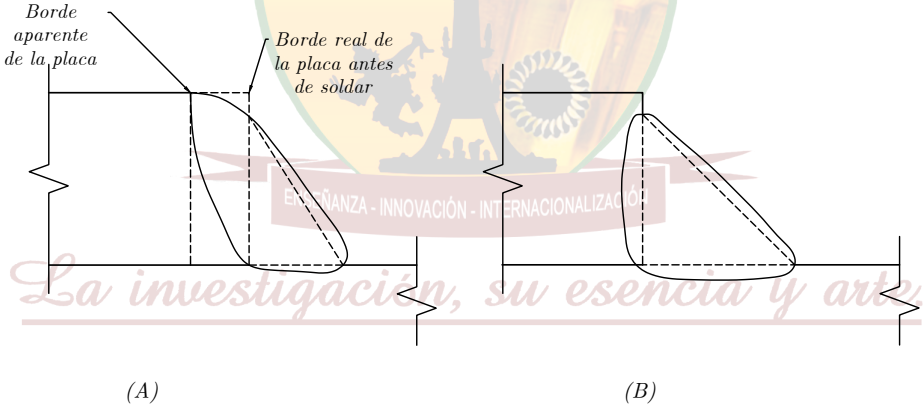



Figura 9.11: La limitación de máximo espesor permite garantizar que el espesor de soldadura sea visible.

La longitud de las soldaduras de filete diseñadas con base en su resistencia deberá ser como mínimo igual a cuatro veces su tamaño nominal o, en caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no sobrepasa 1/4 de su longitud efectiva. Si se usan solamente soldaduras longitudinales de filete en las conexiones extremas de barras planas solicitadas a tensión, la longitud de cada filete no será inferior a la distancia perpendicular entre ellos. Para considerar el efecto que la longitud de las soldaduras longitudinales de filete usadas en conexiones extremas tiene sobre el área efectiva del miembro conectado, véase el numeral 2.5.3

Para soldaduras longitudinales de filete, paralelas a la dirección del esfuerzo, que transmitan la fuerza al extremo de un miembro solicitado por carga axial, con una longitud de soldadura hasta de 100 veces el tamaño del filete, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de dichas soldaduras exceda de 100 veces el tamaño del filete, la longitud efectiva se determinará multiplicando la longitud real por el factor de reducción $\beta$, calculado como

sigue:

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{1}{w}\right) \leq 1.0 \tag{9.7}$$

Donde:

$l$ = longitud real de la soldadura, *mm*.

$w$ = tamaño del filete, *mm*.

Cuando la longitud de la soldadura exceda de 300 veces el tamaño del filete w, la longitud efectiva se tomará igual a 180w.

Se pueden utilizar soldaduras de filete intermitentes para transferir los esfuerzos calculados a través de una junta o entre superficies en contacto y para unir componentes de miembros armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no será inferior a cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 38 *mm*.

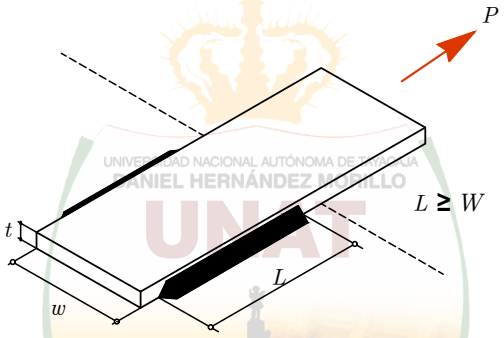



Figura 9.12: Para evitar rezago de cortante excesivo se exige $L \geq w$ (caso 4 − capitulo 2.5)

En juntas traslapadas, la mínima longitud del traslapo será igual a cinco veces el espesor de la más delgada entre las partes que se conectan, pero no menor que 25 mm. En juntas traslapadas que unen platinas o barras solicitadas por fuerzas axiales y en las que se utilizan únicamente soldaduras transversales de filete, éstas deberán aplicarse a lo largo de los extremos de ambas partes traslapadas, excepto donde la deflexión de las partes traslapadas esté suficientemente restringida para impedir que la junta se abra bajo la acción de la carga máxima.

En su terminación, las soldaduras de filete pueden interrumpirse antes de los extremos o extenderse a los extremos o lados de las partes que se conectan, excepto cuando aplican las siguientes limitaciones:

(a) Para juntas traslapadas en las cuales una de las partes conectadas se extienda más allá de un borde de otra parte conectada que esté sujeta a esfuerzos de tensión calculados, las soldaduras de filete se interrumpirán a una distancia, medida desde ese borde, no inferior al tamaño del filete.

(b) Para conexiones donde se requiera flexibilidad de los elementos salientes y se usen remates en las esquinas, la longitud de estos remates no debe exceder 4 veces el tamaño nominal de la soldadura ni la mitad del ancho del elemento.

(c) Las soldaduras de filete que unen rigidizadores trasversales a almas de 19.1 mm o menos de espesor en vigas armadas deberán interrumpirse a una distancia entre cuatro y seis veces el espesor del alma, distancia medida desde el borde de la soldadura alma aleta, excepto donde los extremos de los rigidizadores estén soldados a la aleta.

(d) Las soldaduras de filete localizadas en caras opuestas de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común a ambas soldaduras.

La terminación de una soldadura de filete deberá estar localizada a una distancia aproximadamente igual al tamaño de la soldadura desde el borde de la conexión para evitar la generación de muescas en el material base. Sin embargo, la ocurrencia de soldaduras de filete que terminen en el extremo de la junta no requiere de acciones correctivas, excepto en el caso de conexiones de rigidizadores a almas de vigas.

Se pueden utilizar soldaduras de filete en agujeros o ranuras para trasmitir cortante y resistir cargas perpendiculares al plano de contacto en juntas traslapadas, para evitar el pandeo o separación de elementos traslapados y para unir los componentes de miembros armados. Tales filetes pueden traslaparse, sujetos a las estipulaciones del numeral 9.6.3. Las soldaduras de filete en agujeros o ranuras no han de considerarse como soldaduras de tapón o de ranura.

## 9.6.3 RESISTENCIA DE SOLDADURAS ACANALADAS

### 9.6.3.1 Área Efectiva

Se tomará como área efectiva de una soldadura acanalada el producto de la longitud de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración completa será el menor entre los espesores de las partes que se unen.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial será el indicado en la tabla 9.4.

El espesor efectivo de la garganta para una soldadura acanalada de penetración parcial depende del proceso usado y de la posición en que se ejecuta la soldadura. Los documentos contractuales deben indicar ya sea la garganta efectiva o la resistencia requerida de la soldadura, y el fabricante debe detallar la junta considerando el proceso de soldadura y la posición en que se soldará la junta.

El espesor efectivo de la garganta para soldaduras en media-V convexa o en V convexa que se ajustan al contorno de barras circulares, a dobleces a 90° en perfiles formados en frío o a esquinas redondeadas de perfiles tubulares estructurales (PTE) de sección rectangular, será el indicado en la tabla 9.5, cuando se rellena a ras, a menos que por medio de ensayos se demuestre la validez de otros valores. El espesor efectivo de garganta para soldaduras en media-V convexa o en V convexa que no alcanzan el llenado a ras será el dado en la tabla 9.5, menos la mayor distancia entre la superficie de la soldadura y una línea a ras a la superficie del metal base, medida perpendicularmente a esta última. Se permite usar valores de los espesores efectivos de garganta mayores que los especificados en la tabla 9.5, siempre que el fabricante pueda demostrar, por medio de calificación, que puede obtener consistentemente tales valores. La calificación consiste en tomar secciones de la soldadura, normales a su eje, en la mitad y en los extremos de su longitud. Tal seccionamiento debe efectuarse sobre un número de combinaciones de tamaños de material que sea representativo del intervalo usado en la fabricación.

### 9.6.3.2 Limitaciones

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial no deberá ser menor que el tamaño requerido para trasmitir las fuerzas calculadas ni menor que el mínimo según la tabla 9.6. El tamaño mínimo de la soldadura está determinado por la más delgada de las dos partes que se unen.

UNAT
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
La investigación, su esencia y arte.

## 9.6.4 SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA

### 9.6.4.1 Área Efectiva

En soldaduras de tapón y de ranura se considera como área efectiva para resistir la fuerza cortante el área nominal del agujero o de la ranura en el plano de la superficie de contacto.

### 9.6.4.2 Limitaciones

Las soldaduras de tapón y de ranura se pueden usar para trasmitir cortante en juntas traslapadas, para impedir el pandeo o la separación de las partes traslapadas y para unir entre sí los componentes de un miembro armado.

El diámetro del agujero para una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la parte que lo contiene más 8 mm, redondeado al milímetro par superior, ni mayor que ese diámetro mínimo más 3 mm o que 2.25 veces el espesor de la soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura no deberá exceder de 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no debe ser menor que el espesor de la parte que la contiene más 8 mm, redondeado al próximo mm par superior, ni mayor que 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas, con un radio no menor que el espesor de la parte que la contiene, excepto cuando tales extremos se extiendan hasta el borde del elemento.

La distancia mínima entre líneas de soldaduras de ranura, en sentido transversal a su longitud, será de 4 veces el ancho de la ranura. Sobre cualquier línea, el espaciamiento mínimo en sentido longitudinal entre centros de soldaduras deberá ser de dos veces la longitud de la ranura. El espesor de las soldaduras de tapón o de ranura en materiales de 16 mm o menos de espesor será igual al espesor del material. En materiales de espesor mayor que 16 mm, el espesor de la soldadura será como mínimo igual a la mitad del espesor del material pero no inferior a 16 mm.

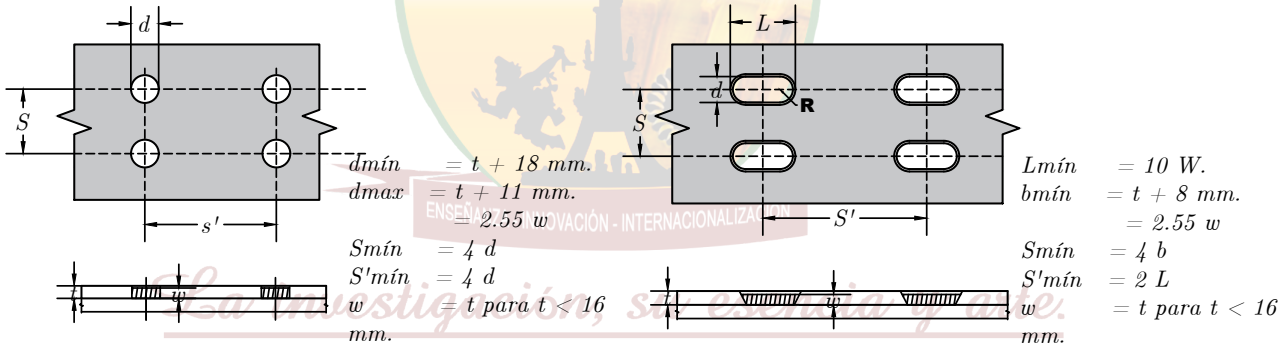



Figura 9.13: —

## 9.7 ELECTRODOS DE SOLDADURA

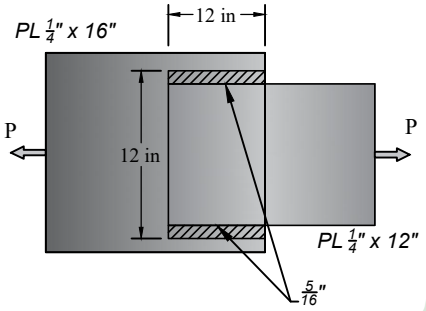
La resistencia especificada del electrodo, o número de clasificación $F_{EXX}$, esta definida de acuerdo al listado siguiente:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

## 9.8 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de la conexion mostrada en las figuras, si la placa consiste de acero A36, y para la soldadura de filete se utilizaron electrodo E060, con un proceso SMA2, las soldaduras de filete de $w := \frac{5}{16}$




(a)

1. Propiedades del material

1.1 Propiedades del electrodo $F_{EXX} := 60\ ksi$

1.2 Propiedades del elemento conectado

$F_y := 36\ ksi$ $F_u := 58\ ksi$

2. Resistencia de soldaduras de filete

a. Para el metal de la soldadura

$\phi := 0.75$ $R_n := F_{nw} \cdot A_{we}$

Longitud efectiva

$l := 12\ in$ $\frac{l}{w} = 38.4\ in$ $L := 12\ in$

Area efectiva

$w := \frac{5}{16}\ in$

$garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.221\ in$

$A_{we} := garganta \cdot L \cdot 2 = 5.303\ in^2$

Resistencia del metal de soldadura

$F_{nw} := 0.60 \cdot F_{EXX} = 36\ ksi$
$\phi := 0.75$ $R_n := F_{nw} \cdot A_{we}$

$\phi \cdot R_n = 143.189\ kip$

b. Para el metal base

Rotura por cortante del elemento

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$t := \frac{1}{4}\ in$

$F_{nBM} := 0.6\ F_u = 34.8\ ksi$

$A_{BM} := 2 \cdot t \cdot 12\ in = 6\ in^2$

$R_n := F_{nBM} \cdot A_{BM} = 208.8\ kip$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 156.6\ kip$

Resistencia a la fluencia a tensión de la placa

(a)

$A_g := \frac{1}{4}\ in \cdot 12\ in = 3\ in^2$

$R_n := A_g \cdot F_y = 108\ kip$

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot R_n = 97.2\ kip$

Resistencia a la fluencia a tensión de la placa

(d)

Figura 9.14

$w := 12\ in$ $l := 12\ in$

$1.5\ w > l > w$

$U := 0.75$

$A_n := A_g = 3\ in^2$

$A_e := U \cdot A_n = 2.25\ in^2$

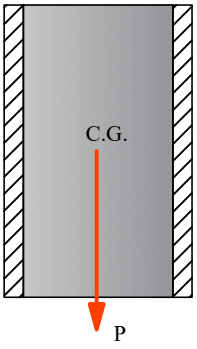
$R_n := A_e \cdot F_u$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 97.875\ kip$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño para una soldadura de filete de $w := \frac{1}{2}\ in$ realizada con un poroceso SMAW, con electrodos E060

a. La carga se aplica paralela al eje longitudinal de las soldaduras
b. La carga se aplica a un angulo de 37°, con un eje longitudinal como se muestra en la figura




1. Propiedades del material
1.1 Propiedades del electrodo

$$F_{EXX} := 60\ ksi$$

1.2 Propiedades del elemento conectado

$$F_y := 36\ ksi \qquad F_u := 58\ ksi$$

2. Resistencia de soldaduras de filete con carga paralela al eje longitudinal
a. Para el metal de la soldadura

$$\phi := 0.75 \qquad R_n := F_{nw} \cdot A_{we} = ?$$

Longitud efectiva

$$l := 12\ in \qquad \frac{l}{w} < 100 \qquad L := 10\ in$$

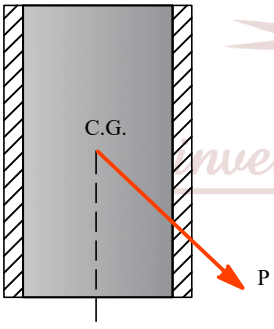



Figura 9.15

Area efectiva

$$w := \frac{1}{2}\ in \qquad garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.354\ in$$
$$A_{we} := garganta \cdot L \cdot 2 = 7.071\ in^2$$

Resistencia del metal de soldadura

$$F_{nw} := 0.60 \cdot F_{EXX} = 36\ ksi$$

$$\phi := 0.75 \qquad R_n := F_{nw} \cdot A_{we} \qquad \phi \cdot R_n = 190.919\ kip$$

b. Para el metal base
Rotura por cortante del elemento

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$t := \frac{1}{4}\ in$ $F_{nBM} := 0.6 \cdot F_u = 34.8\ ksi$

$A_{BM} := 2 \cdot t \cdot 10\ in = 5\ in^2$

$R_n := F_{nBM} \cdot A_{BM} = 174\ kip$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 130.5\ kip$

3. Resistencia de soldaduras de filete con carga aplicada a 37° eje longitudinal

a Para el metal de la soldadura

$\phi := 0.75$ $R_n := F_{nw} \cdot A_{we}$

longitud Efectiva

$l := 12\ in$ $\frac{l}{w} < 100$ $L := 10\ in$

Area efectiva

$w := \frac{1}{2}\ in$ $garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.354\ in$

$A_{we} := garganta \cdot L \cdot 2 = 7.071\ in^2$

Resistencia del metal de soldadura $\theta := 45°$

$F_{nw} := 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot \left(1 + 0.50 \cdot \sin(\theta)^{1.5}\right)$

$F_{nw} = 46.703\ ksi$

$\phi := 0.75$ $R_n := F_{nw} \cdot A_{we}$ $\phi \cdot R_n = 247.679\ kip$

Figura 9.16

b. Para el metal base

Rotura por cortante del elemento

$t := \frac{1}{4}\ in$ $F_{nBM} := 0.6 \cdot F_u = 34.8\ ksi$

$A_{BM} := 2 \cdot t \cdot 10\ in = 5\ in^2$

$R_n := F_{nBM} \cdot A_{BM} = 174\ kip$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 130.5\ kip$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño, de las soldaduras de filete E70, $w := \frac{7}{16}\ in$, que se muestra en la figura

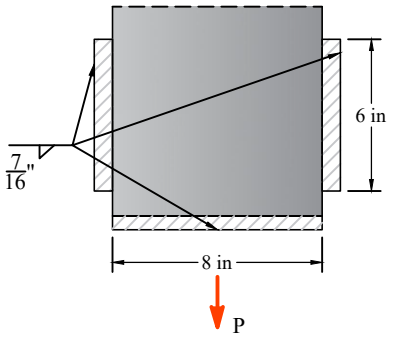



Figura 9.17

1. Propiedades del material
1.1 Propiedades del electro

$F_{EXX} := 70\ ksi$

2. Resistencia de soldaduras de filete longitudinal a la carga aplicada
a. Para el metal de la soldadura

$$R_{nwl} = F_{nw} \cdot A_{we}$$

Longitud efectiva

$l := 6\ in \qquad \frac{l}{w} < 100 \qquad L := 6\ in$

Área efectiva

$$w := \frac{7}{16}\ in$$

$garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.309\ in$
$A_{we} := garganta \cdot L \cdot 2 = 3.712\ in^2$

Resistencia del metal de soldadura

$F_{nw} := 0.60 \cdot F_{EXX} \qquad F_{nw} = 42\ ksi$

$R_{nwl} := F_{nw} \cdot A_{we} = 155.917\ kip$

3. Resistencia de soldaduras de filete transversal a la carga aplicada

a Para el metal de la soldadura

$$R_{nwt} := F_{nw} \cdot A_{we}$$

longitud Efectiva

$l := 12\ in \qquad \frac{l}{w} < 100 \qquad L := 8\ in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Area efectiva

$w := \frac{7}{16}\ in$ $\quad garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.309\ in$

$A_{we} := garganta \cdot L = 2.475\ in^2$

Resistencia del metal de soldadura

$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} = 42\ ksi$

$R_{nwt} := F_{nw} \cdot A_{we} = 103.945\ kip$

4. Para la conexión de filete longitudinal y transversal, la resistencia será mayo de los dos

$R_{nw1} := R_{nwl} + R_{nwt} = 259.862\ kip$

$R_{nw2} := 0.85 \cdot R_{nwl} + 1.5 \cdot R_{nwt} = 288.447\ kip$

$R_{nw} := \max(R_{nw1}, R_{nw2}) = 288.447\ kip$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Verifique la soldadura en filete E60, $w := \frac{7}{16}\ in$, atreves de un proceso SMAW y esta esta sometida a las siguientes cargas $P_D := 60\ kip$ y $P_L := 80\ kip$

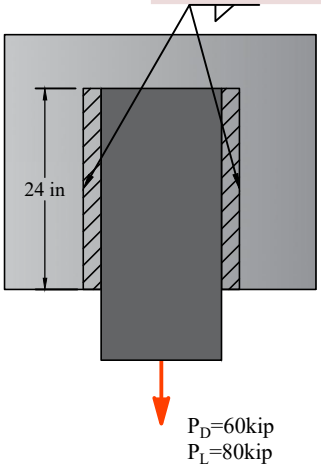


Figura 9.18

1. Propiedades del material

1.1 Propiedades del electrodo

$F_{EXX} := 60\ ksi$

1.2 Propiedades del elemento conectado

$F_y := 36\ ksi$ $\qquad F_u := 58\ ksi$

2. Requisitos de resistencia

$P_u := 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L = 200\ kip$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

3. Resistencia de soldaduras de filete

a. Para el metal de la soldadura

$\phi := 0.75$ $R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$

Longitud efectiva

$l := 24\ in$ $\frac{l}{w} < 100$ $L := 24\ in$

Área efectiva

$w := \frac{7}{16}\ in$ $garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.309\ in$

$A_{we} := garganta \cdot L \cdot 2 = 14.849\ in^2$

Resistencia del metal de soldadura

$F_{nw} := 0.60 \cdot F_{EXX} = 36\ ksi$

$\phi := 0.75$ $R_n := F_{nw} \cdot A_{we}$ $\phi \cdot R_n = 400.93\ kip$

b. Para el metal base

Rotura por cortante del elemento

$t := \frac{3}{8}\ in$

$F_{nBM} := 0.6 \cdot F_u = 34.8\ ksi$

$A_{BM} := 2 \cdot t \cdot 24\ in = 18\ in^2$

$R_n := F_{nBM} \cdot A_{BM} = 626.4\ kip$

Figura 9.19

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 469.8\ kip$

Resistencia a la fluencia a tensión de la placa

$A_g := \frac{3}{8}\ in \cdot 24\ in = 9\ in^2$

$R_n := A_g \cdot F_y = 324\ kip$

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot R_n = 291.6\ kip$

Resistencia a la fluencia a tensión de la placa

$W := 24\ in$ $l := 24\ in$

$l > W$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$U := 1$

$A_n := A_g = 9\ in^2$

$A_e := U \cdot A_n = 9\ in^2$

$R_n := A_e \cdot F_u = 522\ kip$

$\phi := 0.75$

$\phi \cdot R_n = 391.5\ kip$

c Verificacion

Todos los estados limites son mayores que la carga requerida por lo tanto es adecuada

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Diseñe las soldaduras de filete SMAW y una soldadura de muesca para conectar las placas que se muestran en la figura, si esta esta sometida a fuerzas de tensión de $P_D := 100\ kip$ y $P_L := 150\ kip$, si se usan electrodos E60, las placas solo pueden traslaparse 9in debido a limitaciones de espacio

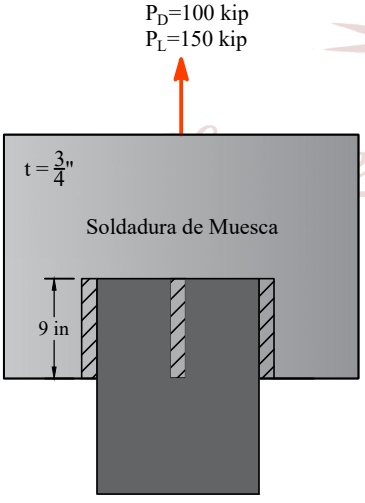



Figura 9.20

1. Propiedades del material

1.1 Propiedades del electrodo

$F_{EXX} := 60\ ksi$

1.2 Propiedades del elemento conectado

$F_y := 36\ ksi$ $\qquad$ $F_u := 58\ ksi$

2. Requisitos de resistencia

$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 360\ kip$ $\qquad$ $t := \frac{3}{4}\ in$

Determinación de tamaño máximo de soldadura

$w := t - \frac{1}{16}\ in = 0.688\ in$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

3. Capacidad nominal de las soldaduras de filete $L := 9\ in$

$$R_n := 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot 2 \cdot L = 16.459\ m \cdot ksi$$

$$\phi := 0.75 \qquad \phi \cdot R_n = \left(8.511 \cdot 10^7\right) \frac{kg}{s^2}$$

4. Calculo mínimo de ancho de la muesca

$$ancho_{minimo} := \frac{3}{4}\ in + \frac{5}{16}\ in = 1.063\ in$$

$$ancho_{maximo} := 2.25 \cdot \frac{3}{4}\ in = 1.688\ in$$

$$ancho_{muesca} := \frac{19}{16}\ in$$

5. Longitud de muesca

$$\phi R_{nsoldadura} := P_u = 360\ kip$$
$$\phi R_n + \phi R_{nmuescas} = \phi R_{nsoldaduras}$$

$$\phi R_n + 0.75 \cdot \left(ancho_{muesca} \cdot L \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} = \phi R_{nsoldaduras}\right)$$

$$L := 3.859\ in \qquad L := 4\ in$$

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Se desea diseñar soldaduras de filete de $w := \frac{7}{16}\ in$ SMAW, necesarios para conectar el canal, hecha de acero A36, y esta estan sujetos a cargas, una carga muerta de $P_D := 150\ kip$ y una carga viva de $P_L := 170\ kip$, usando electrodos E60, y debido a las limitaciones de espacio se requiere una soldadura en muesca

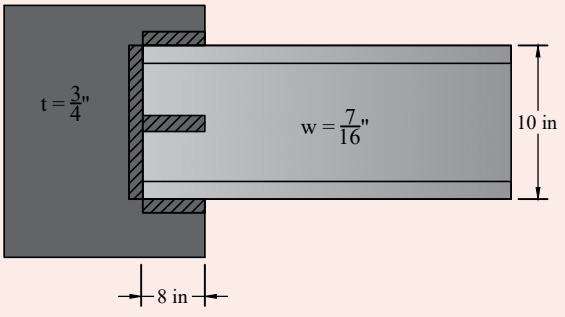


Figura 9.21

1. Propiedades del materiaal

1.1 Propiedades del electrodo

$$F_{EXX} := 60\ ksi$$

1.2 Propiedades del elemento conectado

$$F_y := 36\ ksi \qquad F_u := 58\ ksi$$

2. Requisitos de resistencia

$$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 452\ kip$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Determinación de tamaño máximo de soldadura $t := \frac{3}{4}\ in$

$w := t - \frac{1}{16}\ in = 0.688\ in$

3. Capacidad nominal de las soldaduras de filete

$garganta := w \cdot \cos(45°) = 0.486\ in$ $L := 10\ in$

$R_n := 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot (2\ L + L) \cdot garganta = 525.027\ kip$

$\phi := 0.60$ $\phi R_n := \phi \cdot R_n = 315.016\ kip$

$341.267 < 452$ Use muesca

Calculo mínimo de ancho de la muesca

$ancho_{minimo} := \frac{3}{4}\ in + \frac{5}{16}\ in = 1.063\ in$

$ancho_{maximo} := 2.25 \cdot \frac{3}{4}\ in = 1.688\ in$

$ancho_{muesca} := \frac{19}{16}\ in$

4. Longitud de muesca

$\phi Rn_{soldaduras} := P_u = 452\ kip$

$\phi R_n + \phi Rn_{muescas} = \phi Rn_{soldaduras}$

$\phi R_n + 0.75\ (ancho_{muesca} \cdot L \cdot 0.60 \cdot F_{EXX}) = \phi Rn_{soldaduras}$

$L = 3.454\ in$

Figura 9.22

## 9.8.1 EJERCICIOS PROPUESTOS

9

Ejercicios

**9.1** Determine la resistencia de la conexion mostrada en las figuras, si la placa consiste de acero A36, y para la soldadura de filete se utilizaron electrodo E060, con un proceso SMA2, las soldaduras de filete de w=516

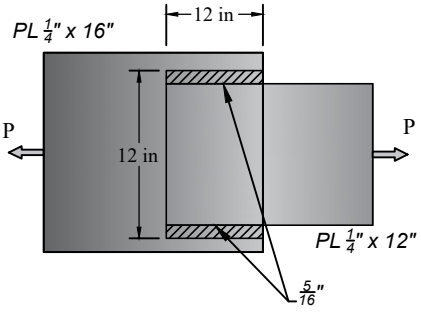



Figura 9.23

**9.2** Determine la resistencia de diseño para una soldadura de filete de w=1 2in, realizada con un poroceso SMAW, con electrodos E060.

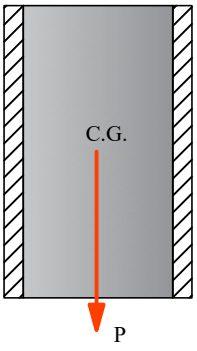



Figura 9.24

**9.3** Determine la resistencia de diseño, de las soldaduras de filete E70, w=7 16in , que se muestra en la figura.

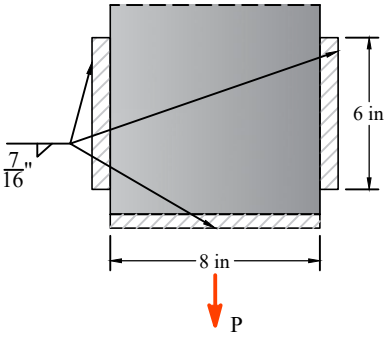



Figura 9.25

**9.4** Verifique la soldadura en filete E60, w= 7 16in , atreves de un proceso SMAW y esta esta sometida a las siguientes cargas PD=60 kip y PL=80 kip

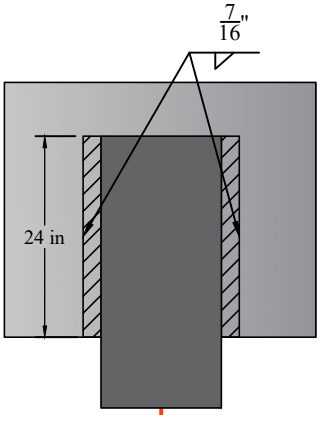



Figura 9.26

**9.5** Diseñe las soldaduras de filete SMAW y una soldadura de muesca para conectar las placas que se muestran en la figura, si esta esta sometida a fuerzas de tensión de PD=100 kip y PL= 150 kip , si se usan electrodos E60, las placas solo pueden traslaparse 9in debido a limitaciones de espacio

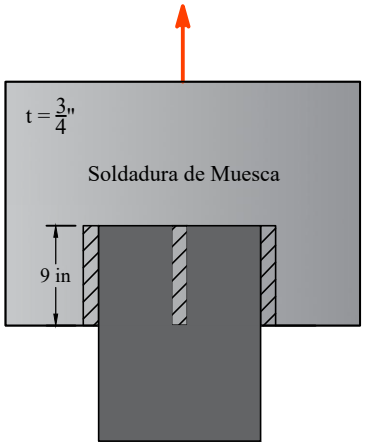



Figura 9.27

**9.6** Se desea diseñar soldaduras de filete de w= 7 16 in SMAW, necesarios para conectar el canal, hecha de acero A36, y esta estan sujetos a cargas, una carga muerta de PD= 150 kip y una carga viva de PL= 170 kip , usando electrodos E60, y debido a las limitaciones de espacio se requiere una soldadura en muesca.

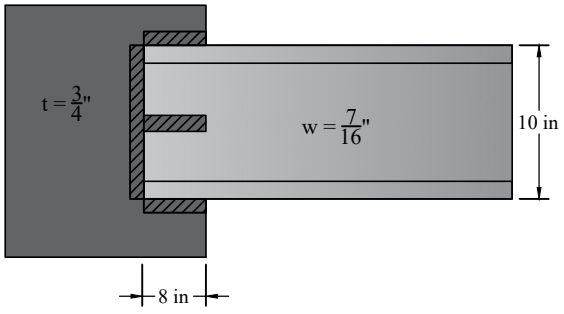



Figura 9.28

ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# CONEXIÓN SIMPLES VIGA - COLUMNA

Tabla 9.2: Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas, N

| **Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de la Soldadura** | **Metal en consideración** | $\phi$ | **Resistencia Nominal por unidad de área ($F_{nBM}oF_{nw}$) Mpa** | **Área Efectiva ($A_{bm}oA_{we}$) mm2** | **Nivel Requerido de Resistencia del Metal de aporte (a) (b)** |
|---|---|---|---|---|---|
| **SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN COMPLETA** | | | | | |
| Tensión Normal al eje de la soldadura | La resistencia de la junta es controlada por el metal base | | | | Se debe usar metal de aporte compatible. Para juntas en T y esquinas con respaldo que no se remueve, se requiere metal de aporte que cumpla con tenacidad de ranura. Véase el numeral 9.4.1 |
| Compresión Normal al eje de la soldadura | La resistencia de la junta es controlada por el metal base | | | | Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia igual, o inmediatamente inferior, al del metal de porte compatible. |
| Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura | La tension o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la solución no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura | | | | Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el metal de aporte compatible. |
| Cortante | La resistencia de la junta es controlada por del metal base | | | | Se debe usar metal de aporte compatible. (c) |
| **SOLDADURA ALCANALADAS DE PENETRACIÓN PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS EN MEDIA-V CONVEXA Y EN V CONVEXA** | | | | | |
| Tensión Normal al eje de la soldadura | Metal Base | $\phi = 0.75$ | $F_u$ | Véase 9.6.1. | Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible |
| | Soldadura | $\phi = 0.80$ | $0.60F_{EXX}$ | Véase 9.6.3.1.1 | |
| Compresión: Columnas a Placas de Base y empalmes de columnas diseñados | No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes | | | | |
| Compresión: conexiones no diseñadas para transmitir cargas por aplastamiento en miembros distintos de columnas | Metal Base | $\phi = 0.90$ | $F_y$ | Véase 8.3.3.1 | |
| | Soldadura | $\phi = 0.80$ | $0.90F_{EXX}$ | Véase 9.6.3.1.1 | Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible |
| Compresión: conexiones no diseñadas para transmitir cargas por aplastamiento | Metal Base | $\phi = 0.90$ | $F_y$ | Véase 8.3.3.1 | |
| | Soldadura | $\phi = 0.80$ | $0.90F_{EXX}$ | Véase 9.6.3.1.1 | |
| Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura | La tension o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura que las une no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura | | | | |
| Cortante | Metal Base | Controlada por 8.3.3.1 | | | |
| | Soldadura | $\phi = 0.75$ | $0.60F_{EXX}$ | Véase 9.6.3.1.1 | |
| **SOLDADURA DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y RANURAS Y JUNTAS OBLICUAS EN T** | | | | | |
| Cortante | Metal Base | Controlada por 8.3.3.1 | | | Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible |
| | Soldadura | $\phi = 0.75$ | $0.60F_{EXX}$ | Véase 9.6.3.1.1 | |
| Tensión o Compresión paralelas al eje de la soldadura | La tension o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la solución que las une no requiere ser consideradas en el diseño de dicha soldadura | | | | |
| **SOLDADURA DE TAPÓN Y DE RANURA** | | | | | |
| Cortante Paralela a la superficie de contacto sobre el área efectiva | Metal Base | Controlada por 8.3.3.1 | | | Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible |
| | Soldadura | $\phi = 0.75$ | $0.60F_{EXX}$ | Véase 9.6.3.1.1 | |

(a) Para metal de aporte compatible véase AWS D1.1, Sección 3.3.

(a) Se permite metal de aporte con el nivel de resistencia inmediatamente superior al de la soldadura compatible.

(a) Para soldaduras acanaladas que transfieran fuerzas de cortante entre el alma y las aletas de miembros armados, o en aplicaciones donde una restricción significativamente crítica, puede usarse meta de aporte con un nivel de resistencia menor que el compatible. En estas aplicaciones, el detallad y el diseño de la soldadura se harán tomando el espesor del materia como garganta efectiva, $\phi = 0.80$ y $0.60F_{EXX}$ como resistencia nominal.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, su esencia y arte.

Tabla 9.3: Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

| Espesor de la parte mas delgada a unir, mm | Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete (a) mm |
|---|---|
| Hasta 6.4 inclusive | 3 |
| mayor que 6.4 a 12.7 | 5 |
| mayor que 12.7 | 6 |
| mayor que 19.1 | 8 |

Tabla 9.4: Espesor Efectivo de la Garganta para Soldaduras Acanaladas de Penetración Parcial

| Proceso de Soldadura | Posición de Soldadura | Tipo de canal (AWS D1.1, Figura 3.3) | Espesor Efectivo de la Garganta |
|---|---|---|---|
| Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW) | Todas | J<br>U<br>V a 60° | Profundidad del canal |
| Soldadura de Arco con Gas (GMAW)<br>Soldadura de Arco con Fuente en el núcleo (FCAW) | | | |
| Soldadura de Arco Sumergido (SAW) | Plana | J<br>U<br>media-V a 60<br>V a 60 | |
| Soldaduras de Arco con gas (GMAW)<br>Soldaduras de Arco con Fuente en el Núcleo(FCAW) | Plana<br>Horizontal | media-V a 45° | |
| Soldadura de Arco con Gas (GMAW) | Todas | media-V a 45° | Profundidad del canal menos 3mm |
| Soldadura de Arco con fundente en el núcleo (FCAW) | Vertical, sobre cabeza | | |

Tabla 9.5: Espesor efectivo de garganta para soldaduras en media-V convexa o V convexa

| Proceso de Soldadura | Soldadura en media-V convexa (a) | Soldadura en V convexa |
|---|---|---|
| GMAW y FCAW-G | 5/8 R | 3/4 R |
| SMAW y FCAW-S | 5/16 R | 5/8 R |
| SAW | 5/16 R | 1/2 R |

Tabla 9.6: Mínimo espesor efectivo de garganta para soldaduras acanaladas de penetración parcial

| Espesor de la parte mas delgada a unir, mm | Mínimo espesor efectivo de garganta (a) mm |
|---|---|
| Hasta 6.4 inclusive | 3 |
| mayor que 6.4 a 12.7 | 5 |
| mayor que 12.7 a 19.1 | 6 |
| mayor que 19.1 a 38.1 | 8 |
| mayor que 38.1 a 57.2 | 10 |
| mayor que 57.2 al 152.4 | 13 |
| mayor que 152.4 | 16 |

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
La investigación, su esencia y norte.

Tabla 9.7: Resistencia especificada del electrodo

| **Electrodo** | $F_{EXX}$ **Ksi** | $F_{EXX}$ **Mpa** |
|---|---|---|
| E60 | 60 | 415 |
| E70 | 70 | 480 |
| E80 | 80 | 550 |
| E90 | 90 | 620 |
| E100 | 100 | 690 |
| E110 | 110 | 760 |

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# 10. CONEXIONES SIMPLES VIGA-COLUMNA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

## 10.1 INTRODUCCIÓN.

En la práctica existen una serie de conexiones simples (trabajando solamente a cortante) que son comúnmente usadas para conectar vigas a columnas, o vigas secundarias a vigas principales.

Los diferentes estados límite estudiados en las presentaciones anteriores se combinan, según apliquen, para cada una de las conexiones “estándar” viga-columna, o, viga secundaria-viga primaria.

## 10.2 CONSIDERACIONES PARA CONEXIONES SIMPLES O CONEXIONES A CORTANTE

Es muy importante entender el comportamiento de cada uno de este tipo de conexiones para determinar cuáles estados límite deben evaluarse y la forma en que se debe llevar a cabo dicha evaluación.

- Las conexiones simples o conexiones a cortante, suponen un comportamiento en el cual la conexión es flexible, es decir, permite una rotación considerable del nudo, por lo cual las resistencias a momento que se desarrollan son bajas.
- El diseño y detallado de las conexiones debe hacerse de forma que se obtenga, de la manera más aproximada posible, el tipo de comportamiento que ha sido asumido durante el análisis en el modelo matemático.
- Las conexiones que se estudian en está presentación han sido aceptadas en la práctica profesional como conexiones simples o conexiones a cortante. De hecho, el manual del AISC presenta una serie de tablas de ayuda para el diseño de varias conexiones .$^{es}$tandar"que son consideradas como conexiones simples.

## 10.3 CONEXIONES DE ANGULO DOBLE

### 10.3.1 PERNADA - PERNADA

- ◇ Es una conexión bastante simple de fabricar y fácil de instalar. Permite acomodar variaciones en la longitud de las vigas que estén dentro de tolerancias aceptables $(+/-1/4)$.
- ◇ Para lograr la máxima flexibilidad de este tipo de conexión, el espesor de los ángulos dobles se limita a un máximo de $5/8$” **Estados límite a chequear (ángulo doble pernada-pernada)**

  I) **Pernos**

- ▷ Resistencia a cortante

II) **Viga**
- ▷ Aplastamiento en las perforaciones del alma
- ▷ Fluencia a cortante del alma
- ▷ Desgarramiento en bloque del alma (si la viga esta cortada)
- ▷ Resistencia a flexión (si la viga es cortada)

III) **Ángulos**
- ▷ Aplastamiento en las perforaciones de los ángulos
- ▷ Fractura a cortante
- ▷ Fluencia a cortante
- ▷ Desgarramiento en bloque

IV) **Miembro de soporte**
- ▷ Aplastamiento en las perforaciones del miembro de soporte

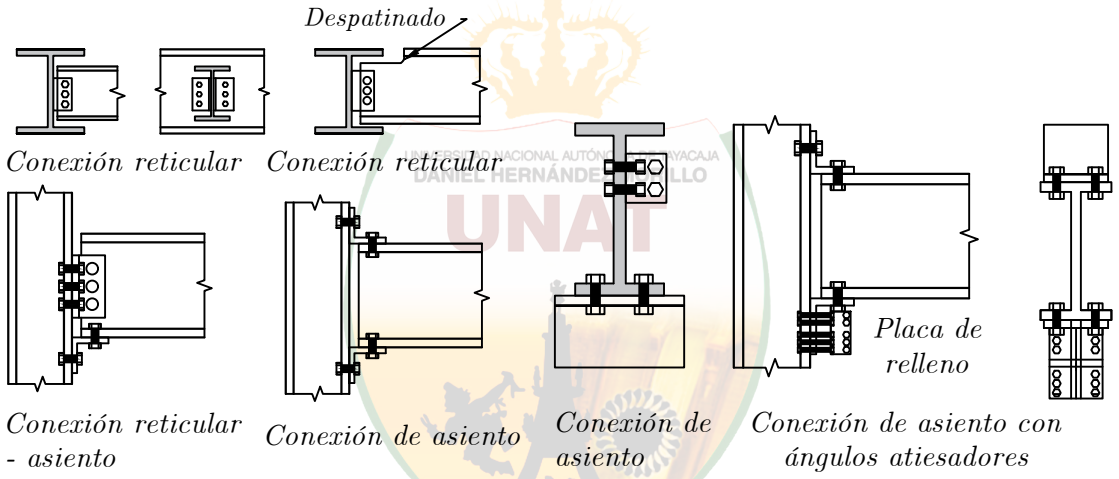



Figura 10.1: Tipos de conexiones Pernada – pernada.

## 10.3.2 SOLDADA - PERNADA

Es una conexión bastante simple de fabricar. Los ángulos son soldados en fábrica a la viga y se conecta por medio de pernos en el terreno al miembro de soporte. En comparación con la conexión pernada-pernada, esta presenta una tolerancia menor durante la instalación.

**Estados límite a chequear (ángulo doble soldada-pernada)**

(i) **Pernos**
- ◇ Resistencia a cortante

(ii) **Soldadura**
- ◇ Fractura de la soldadura

(iii) **Viga**
- ◇ Fluencia a cortante del alma
- ◇ Desgarramiento en bloque del alma (si la viga está cortada)
- ◇ Resistencia a flexión (si la viga es cortada)
- ◇ Resistencia del alma en la localización de la soldadura

(iv) **Ángulos**
- ◇ Aplastamiento en las perforaciones de los ángulos

- ◇ Fractura a cortante
- ◇ Fluencia a cortante
- ◇ Desgarramiento en bloque

(v) **Miembro de soporte**

- ◇ Aplastamiento en las perforaciones del miembro de soporte

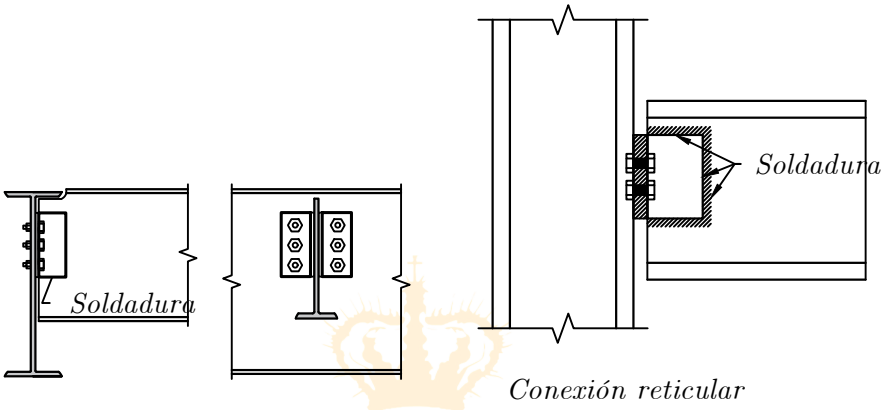



Figura 10.2: Tipos de conexiones Soldada – pernada.

### 10.3.3 PERNADA - SOLDADA

Los ángulos son soldados en fábrica al miembro de soporte y se conecta por medio de pernos, en el terreno, a la viga. La viga se corta en la parte inferior ("cope") para permitir la colocación de la viga entre los ángulos dobles que han sido previamente soldados al miembro de soporte. Esta conexión se utiliza para uniones viga-columna, pero no puede ser usada en conexiones viga secundaria a viga primaria por la interferencia con la aleta inferior de la viga primaria.

**Estados límite a chequear (ángulo doble pernada-soldada)**

(i) **Pernos**

- † Resistencia a cortante

(ii) **Soldadura**

- † Fractura de la soldadura

(iii) **Viga**

- † Aplastamiento en las perforaciones del alma de la viga
- † Fluencia a cortante del alma
- † Desgarramiento en bloque del alma
- † Resistencia a flexión

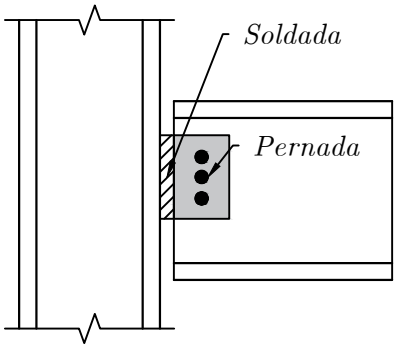
(iv) **Ángulos**

- † Aplastamiento en las perforaciones de los ángulos
- † Fractura a cortante
- † Fluencia a cortante
- † Desgarramiento en bloque

(v) **Miembro de soporte**

- † Resistencia de la aleta en la localización de la soldadura

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.




*Conexión reticulada*

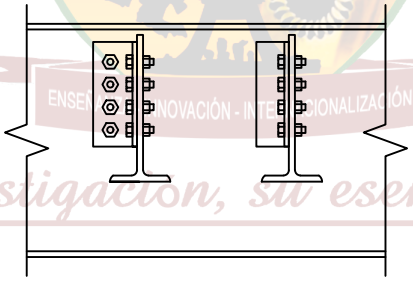
Figura 10.3: Conexión pernada soldada.

## 10.4 CONEXIÓN DE ANGULO SENCILLO (AISC 2010)

Este tipo de conexión es muy usada en uniones de vigas secundarias a vigas principales. Puede ser utilizada como pernada-pernada o pernada-soldada. El ángulo viene conectado previamente a la viga primaria y se conecta en obra a la viga secundaria. Es eficiente desde el punto de vista que requiere menos partes al ser comparada con una conexión de ángulo doble. Obviamente estos componentes ahora deben ser de mayor tamaño.

Por ser más flexible que la conexión de ángulo doble, el comportamiento real se asemeja más al de una conexión simple, lo cual fue la suposición hecha en el modelo matemático.

Los estados límites a chequear son básicamente los mismos que se usan para las conexiones con ángulos dobles.



UNAT
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNANDEZ MORILLO
La investigación, su esencia y arte.

Figura 10.4: Conexión ángulo sencillo

## 10.5 CONEXIÓN DE PLATINA SENCILLA (SINGLE-PLATE, SHEAR TAB)

Consiste de una platina soldada en el taller de fabricación al miembro de soporte y pernada en el sitio a la viga que está siendo soportada. Esta conexión es más rígida que las conexiones de ángulo doble y sencillo. Alcanza su capacidad de rotación mediante la flexión de la platina y la deformación por aplastamiento en las perforaciones del alma de la viga.

**El AISC ha desarrollado dos métodos de diseño para este tipo de conexión:**

1) El de configuración extendida, que requiere del chequeo de todos los estados límite que se pueden presentar para este tipo de conexión.

2) El de configuración convencional, en el cual si se cumplen ciertos requisitos, se reduce sustancialmente la cantidad de estados límite que se deben chequear. Los requisitos para cumplir con este tipo de conexión son básicamente geométricos, asegurando que ciertos estados límite no controlan el diseño.

   - Una sola fila de pernos, entre 2 y 9 pernos en total.
   - La distancia entre la línea de soldadura y la línea de pernos debe ser menor de 3,5".
   - Solamente perforaciones estándar o de ranura corta pueden ser usados.
   - Las distancias al borde horizontal y vertical (Leh y Lev), deben cumplir con los mínimos especificados en el código.
   - El espesor de la platina y el alma de la viga no pueden superar:

$$t \leq \frac{d_b}{2} + \frac{1}{16} \quad \textit{para 2 a 5 pernos en perforaciones estndar.}$$
$$t \leq \frac{d_b}{2} - \frac{1}{16} \quad \textit{para 6 a 9 pernos en perforaciones estndar.}$$

**Estados límite a chequear (platina sencilla - configuración extendida)**

(i) **Pernos**
- Resistencia a cortante

(ii) **Soldadura**
- Fractura de la soldadura con excentricidad

(iii) **Platina**
- Aplastamiento en las perforaciones
- Fluencia a cortante
- Ruptura a cortante
- Desgarramiento en bloque
- Pandeo
- Resistencia a flexión con interacción de cortante

(iv) **Viga**
- Aplastamiento en las perforaciones del alma
- Fluencia a cortante

**Estados límite a chequear (platina sencilla - configuración convencional)**

(i) **Pernos**
- Resistencia a cortante

(ii) **Platina**
- Aplastamiento en las perforaciones
- Fluencia a cortante
- Ruptura a cortante
- Desgarramiento en bloque

(iii) **Viga**
- Aplastamiento en las perforaciones del alma
- Desgarramiento en bloque del alma

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO UNAT ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN La investigación, su esencia y arte.

## 10.6 CONEXIÓN ASENTADA SIN ATIESAR O ATIESADA (UNSTIFFENED - STIFFENED SEATED)

Este tipo de conexión es usada típicamente para conectar una viga al alma de una columna. Es una conexión bastante simple y fácil de instalar. La reacción de la viga es transferida totalmente mediante el aplastamiento en el ángulo o platina inferior, y después de este al alma de la columna mediante los pernos o soldadura, dependiendo de cómo se haya

conectado. El ángulo superior es usado simplemente para asegurar la estabilidad de la viga soportada, pero no se tiene en cuenta para tomar parte de la reacción.

Esta conexión se asemeja más que las anteriores al comportamiento ideal de conexión simple, con una excelente capacidad de rotación, sin trasmitir un momento significativo a la columna.

**Estados límite a chequear (conexión asentada)**

(i) **Viga**
- *a*) Fluencia del alma (por carga concentrada)
- *b*) Arrugamiento del alma (por carga concentrada)

(ii) **Ángulo inferior**
- *a*) Fluencia a flexión
- *b*) Fluencia a cortante
- *c*) Desgarramiento en bloque

(iii) **Conexión al alma de la columna**
- *a*) Resistencia de los pernos a cortante (si es pernada)
- *b*) Fractura de la soldadura (si es soldada)

Si la conexión tiene atiesador, es necesario chequear también el estado límite de punzonamiento en el alma de la columna.

## 10.7 PLATINA BASE DE COLUMNAS

En este tipo de conexión, la carga se transfiere mediante aplastamiento directo de un miembro al elemento de soporte.

Generalmente, la platina se solda a la base de la columna en el taller de fabricación y se conecta a la zapata o pedestal de concreto en la obra utilizando barras de anclaje. Entre la platina y el pedestal, se aplica un mortero para facilitar la apropiada nivelación de la columna.

Cuando la columna soporta solamente cargas axiales, los anclajes no se diseñan para resistir una carga especifica, pero se debe utilizar un mínimo de 4 anclajes. Sin embargo, cuando la columna se ha modelado empotrada en su base, esta resistirá momentos flectores que pueden someter los anclajes a fuerzas netas de tensión. En estos casos el diseño de los anclajes debe cumplir con los requisitos AISC-210

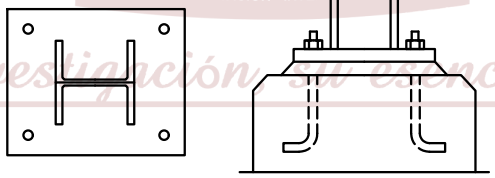



Figura 10.5: Apoyo – Conexión de platina base columna.

El área de la platina se determina inicialmente basado en la capacidad al aplastamiento del concreto de la zapata o pedestal.

### 10.7.1 BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO SOBRE CONCRETO

Se deberá proveer la adecuada transmisión de las cargas y momentos de las columnas a las bases y cimentaciones.

La resitencia de diseño al aplastamiento para el estado límite de aplastamiento del concreto $\phi_c P_p$, se podrá calcular con base en:

$$\phi_c = 0.65$$

y $P_p$ , la resistencia nominal al aplastamiento, calculada como sigue:

(a) Sobre un apoyo en concreto cargado en toda su área:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \tag{10.1}$$

(b) Sobre un apoyo en concreto cargado sólo en parte de su área:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1 \tag{10.2}$$

$$(EC.10.2)$$

Donde:

$A_1$ = área de acero que se apoya concéntricamente sobre una base de concreto, $mm^2$.

$A2$ = área máxima de una zona de la superficie de apoyo geométricamente similar y concéntrica con el área cargada, $mm^2$.

El espesor de la platina se determina con base en el estado límite de momento de plastificación, considerando una franja de la platina de un ancho unitario trabajando en voladizo.

$$M_n = F_y Z = F_y \left( \frac{1.0 t_p^2}{4} \right) \tag{10.3}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

$$M_r = \frac{f_p l^2}{2}$$

$$M_n = M_r$$

$$\phi F_y \frac{t_p^2}{4} = \frac{f_p l^2}{2}$$

$$t_p = 1.49 l \sqrt{\frac{f_u}{F_y}} \tag{10.4}$$

ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN

La luz del voladizo se determina como el mayor de los siguientes valores:

La investigación, esencia y arte.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \tag{10.5}$$

$$n = \frac{b - 0.80 b_f}{2} \tag{10.6}$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d b_f}}{4} \tag{10.7}$$

$\lambda = 1.0$ $(conservador)$

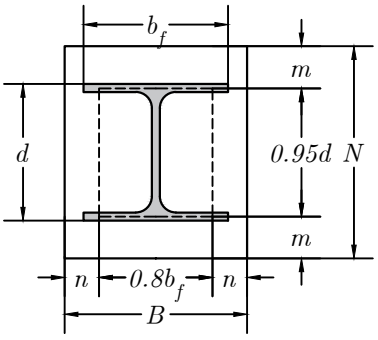



Figura 10.6: Dimensiones de apoyo – Conexión de platina base columna.

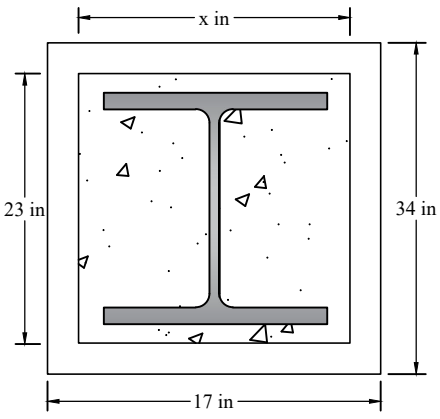
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

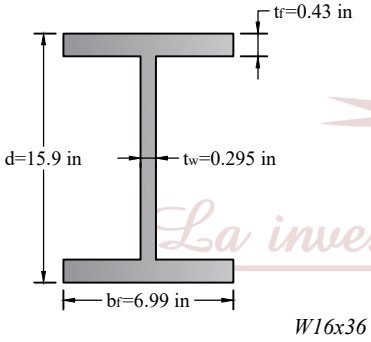
## 10.8 EJERCICIOS RESUELTOS

### EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine el espesor requerido par auna platina base de acero A36, con dimensiones que se muestra en la figura, que esta soporta una columna de acero A992 W16x36. La columna soporta una carga ultima $P_u := 640\ kip$, verifique que el pedestal no presente falla por aplastamiento de concreto $f'c := 5\ ksi$




(a)




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geometricas

$d := 15.9\ in$ $\quad b_f := 6.99\ in$

1.2 Propiedades del material

$F_y := 50\ ksi$ $\quad F_u := 65\ ksi$

$F_{yp} := 50\ ksi$ $\quad F_{up} := 65\ ksi$

2. Requisitos de resistencia

$P_u := 640\ kip$

3. Aplastamiento del concreto

*Areas* $\quad l_1 := 23\ in \quad l_2 := 17\ in$

$A_1 := l_1 \cdot l_2 = 391\ in^2 \quad L_1 := 34\ in \quad L_2 := 17\ in$

$A_2 := L_1 \cdot L_2 = 578\ in^2$

$\phi := 0.65$

$$\phi P_r := \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \left(1.313 \cdot 10^3\right)\ kip$$

$$\phi \cdot 1.7 \cdot f'c \cdot A_1 = \left(2.16 \cdot 10^3\right)\ kip$$

4. Espesor de la platina

Longitud de voladizo $\quad N := 23\ in$

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 3.948\ in \qquad B := 17\ in$$

$$n := \frac{B - 0.80 \cdot b_f}{2} = 5.704\ in$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$\lambda := 1.0$ Conservador

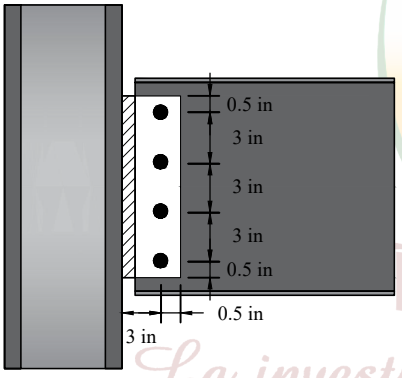
$\lambda_n := \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} = 2.636\ in$

$l := 4.704\ in$ mayor valor

$f_u := \frac{P_u}{A_1} = 1.637\ ksi$ $t_p := 1.49 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{f_u}{F_{yp}}} = 1.268\ in$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Determine la resistencia de diseño de la conexión muestran en la figura. La viga es $W21x50$ A992, y se conecta a la alaeta de una columna de $w14x90$, A992, mediante una platina de 1/4"x41/22x12", se usan 4 pernos de $\frac{7}{8}\ in$ A325 N con perforaciones estándar




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas

$t_w := 0.38\ in$ $d := 12\ in$ $t_p := \frac{1}{4}\ in$

1.2 Propiedades del material

*viga* *columna* Figura 10.7

$F_y := 50\ ksi$ $F_y := 50\ ksi$

$F_u := 65\ ksi$ $F_u := 65\ ksi$

*Platina*

$F_u := 36\ ksi$ $F_u := 58\ ksi$

2. Limitaciones para la configuración convencional

2.1 Se utiliza una sola fila vertical con 4 pernos entre 2 y 12 ok

2.2 La distancia entre la linea de soldadura y la linea de pernos es 3in < 31/2" ok

2.3 Se usan perforaciones estándar ok

2.4 Leh=1.5in>1in ok, Lev=1.5in>1in ok

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

2.5 tp=0.25in y tw=0.38in$<\frac{\phi p}{2}+\frac{1}{16}\ in$

3. Resistencia de diseño a cortante de los pernos

$$\phi R_n = \phi \cdot F_n \cdot A_b$$

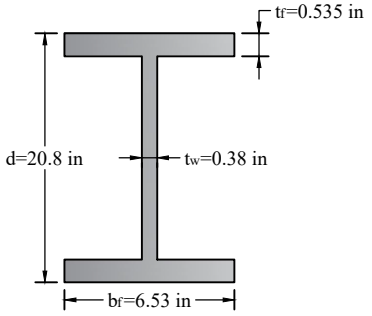
$$\phi := \frac{7}{8}\ in$$

$$A_b := \pi \cdot \frac{\phi^2}{2} = 1.203\ in^2$$

$$F_{nv} := 372\ MPa = 53.954\ ksi \qquad \phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 48.666\ kip$$

$$4 \cdot \phi R_n = 194.662\ kip$$




W21x50

4. Aplastamiento en las perforaciones de la platina
Para el perno superior

$$L_{ev} := 1.5\ in \qquad \phi_p := \frac{7}{8}$$

$$L_c := L_{ev} - \frac{\phi_p + \frac{1}{16}\ in}{2} = 1.031\ in$$

$$L_c < 2 \cdot \phi_p \qquad \phi R_{n1} := \phi \cdot 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_u = 13.458\ kip$$

Figura 10.8

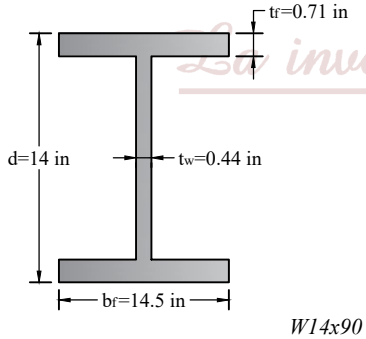
Para los demás pernos

$$L_c := 3\ in - \left(\phi_p + \frac{1}{16}\ in\right) = 2.063\ in$$

$$L_c > 2 \cdot \phi_p \qquad \phi R_{n2} := \phi \cdot 2.4 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_u = 53.831\ kip$$

Resistencia para todos los pernos

$$\phi Rn := \phi R_{n1} + 3\ \phi R_{n2} = 174.952\ kip$$




W14x90

5. Fluencia a cortante de la platina

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_g$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$\phi := 1 \qquad A_g := d \cdot t_p = 3\ in^2 \qquad \phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_g = 90\ kip$

6. Rotura a cortante de la platina

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

$$A_{nv} := \left(d - 4\left(\phi_p + \frac{1}{16}\ in\right)\right) \cdot t_p = 2.063\ in^2$$

$\phi := 0.75 \qquad \phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 53.831\ kip$

7. Desgarramiento en bloque cortan de la platina

$L_{eh} := 1.5\ in$

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - 0.5\left(\phi_p + \frac{1}{16}\ in\right)\right) \cdot t_p = 0.258\ in^2$$

$L_{ev} := 1.5\ in \qquad c := 3\ in$

$$A_{gv} := (3\ c + L_{ev}) \cdot t_p = 2.625\ in^2$$

$$A_{nv} := \left((3 \cdot c + L_{ev}) - 3.5\left(\phi_p + \frac{1}{16}\ in\right)\right) \cdot t_p = 1.805\ in^2$$

$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 62.803\ kip$
$R_n := 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 78.75\ kip$

Figura 10.9

$U_{bs} := 1$

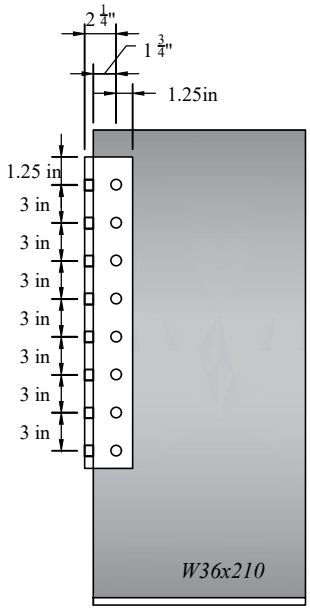
$R_n := 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 93.703\ kip$

$\phi := 0.75 \qquad \phi Rn := \phi \cdot 78.75\ kip = 59.063\ kip$

1. Domina el estado límite de rotura a cortante de la platina $\phi R_n$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Usando las tablas del manual del AISC, verifique la resistencia de todos los pernos $\phi := \frac{3}{4}\ in$, con una conexión de un ángulo doble entre una viga de ASTM A992 w36x210, y una columna ASTM A992 W14x48, como se muestra en la figura, las reacciones en la viga son $R_D := 40\ kip$ y $R_L := 110\ kip$, y para los angulos una ASTM A36




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas

$viga \qquad t_w := 0.38\ in \qquad Columna \qquad t_f := 0.595\ in$

Perforacion estandar $\qquad d := \phi + \frac{1}{16}\ in = 0.813\ in$

1.2 Propiedades del material

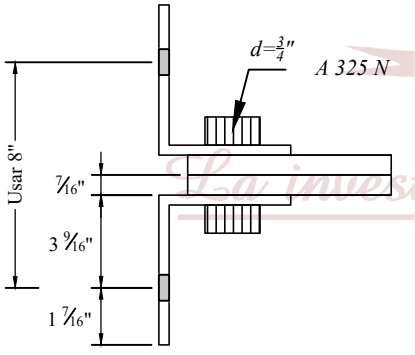
| *Viga* | *Columna* |
|---|---|
| $F_y := 50\ ksi$ | $F_y := 50\ ksi$ |
| $F_u := 65\ ksi$ | $F_u := 65\ ksi$ |

Platina $\qquad F_u := 36\ ksi \qquad\qquad F_u := 58\ ksi$

2. Resistencia requerida

$$R_u := 1.2\ R_D + 1.6\ R_L = 224\ kip$$

Figura 10.10




3. Seleccion de conexion

Probemos con 8 filas de pernos de 2L5x3 1/2 x 3/8 3/8 in

**Table 10–1 (continued)**
**All-Bolted Double-Angle Connections**
**3/4-in. Bolts**

Beam: $F_y$ = 50 ksi, $F_u$ = 65 ksi
Angle: $F_y$ = 36 ksi, $F_u$ = 58 ksi

Bolt and Angle Available Strength, kips

| 8 Rows<br>W44, 40, 36, 33, 30 | ASTM Desig. | Thread Cond. | Hole Type | Angle Thickness 1/4 ASD | 1/4 LRFD | 5/16 ASD | 5/16 LRFD | 3/8 ASD | 3/8 LRFD | 1/2 ASD | 1/2 LRFD |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A325/ F1852 | N | — | 132 | 198 | 165 | 247 | 170 | 254 | 170 | 254 |
| | | X | — | 132 | 198 | 165 | 247 | 198 | 297 | 212 | 318 |
| | | SC Class A | STD | 118 | 177 | 118 | 177 | 118 | 177 | 118 | 177 |
| | | | OVS | 85.3 | 128 | 85.3 | 128 | 85.3 | 128 | 85.3 | 128 |
| | | | SSLT | 100 | 151 | 100 | 151 | 100 | 151 | 100 | 151 |
| | | SC Class B | STD | 132 | 198 | 165 | 247 | 169 | 253 | 169 | 253 |
| | | | OVS | 122 | 183 | 122 | 183 | 122 | 183 | 122 | 183 |

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A490 | N | — | 132 | 198 | 165 | 247 | 198 | 297 | 212 | 318 |
| | X | — | 132 | 198 | 165 | 247 | 198 | 297 | 254 | 396 |
| | SC Class A | STD | 132 | 198 | 148 | 221 | 148 | 221 | 148 | 221 |
| | | OVS | 107 | 160 | 107 | 160 | 107 | 160 | 107 | 160 |
| | | SSLT | 126 | 188 | 126 | 188 | 126 | 188 | 126 | 188 |
| | SC Class B | STD | 132 | 198 | 165 | 247 | 198 | 297 | 211 | 316 |
| | | OVS | 131 | 197 | 152 | 229 | 152 | 229 | 152 | 229 |
| | | SSLT | 131 | 196 | 163 | 245 | 179 | 269 | 179 | 269 |

$\phi Rn := 254\ kip$ $\phi Rn > Ru$

4. Resistencia a cortante en perno

La resistencia a cortante para pernos de 3/4", para el grupo de pernos A con roscas excluidas del plano de corte en condición N y en doble cortante es:

**Table 7–1**
**Available Shear Strength of Bolts, kips**

| Nominal Bolt Diameter $d_b$, in. | | | | | 5/8 | | 3/4 | | 7/8 | | 1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nominal Bolt Area, in.$^2$ | | | | | 0.307 | | 0.442 | | 0.601 | | 0.785 | |
| ASTM Desig. | Thread Cond. | $F_{nv}/\Omega$ (ksi) ASD | $\phi F_{nv}$ (ksi) LRFD | Load-ing | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD | $r_n/\Omega_v$ ASD | $\phi_v r_n$ LRFD |
| A325 F1852 | N | 24.0 | 36.0 | S | 7.36 | 11.0 | 10.6 | 15.9 | 14.4 | 21.6 | 18.8 | 28.3 |
| | | | | D | 14.7 | 22.1 | 21.2 | 31.8 | 28.9 | 43.3 | 37.7 | 56.5 |
| | X | 30.0 | 45.0 | S | 9.20 | 13.8 | 13.3 | 19.9 | 18.0 | 27.1 | 23.6 | 35.3 |
| | | | | D | 18.4 | 27.6 | 26.5 | 39.8 | 36.1 | 54.1 | 47.1 | 70.7 |
| A490 | N | 30.0 | 45.0 | S | 9.20 | 13.8 | 13.3 | 19.9 | 18.0 | 27.1 | 23.6 | 35.3 |
| | | | | D | 18.4 | 27.6 | 26.5 | 39.8 | 36.1 | 54.1 | 47.1 | 70.7 |
| | X | 37.5 | 56.3 | S | 11.5 | 17.3 | 16.6 | 24.9 | 22.5 | 33.8 | 29.5 | 44.2 |
| | | | | D | 23.0 | 34.5 | 33.1 | 49.7 | 45.1 | 67.6 | 58.9 | 88.4 |
| A307 | – | 12.0 | 18.0 | S | 3.68 | 5.52 | 5.30 | 7.95 | 7.22 | 10.8 | 9.42 | 14.1 |
| | | | | D | 7.36 | 11.0 | 10.6 | 15.9 | 14.4 | 21.6 | 18.8 | 28.3 |

$\phi R_n := 32.8\ kip$ Por perno

$\phi R_n \cdot 8 = 262.4\ kip$ $254\ kip > Ru$

5. Resistencia al aplastamiento en las perforaciones, asumiendo cargas de servicio con una consideración del diseño en la viga

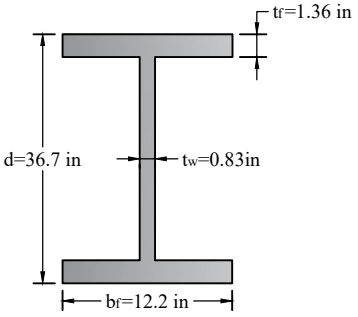
$R_n := 2.4 \cdot d \cdot t_w \cdot F_u = 42.978\ kip$

$\phi := 0.75$ $\phi R_n := \phi \cdot R_n = 32.234\ kip$

$\phi R_n \cdot 8 = 257.868\ kip$ $582\ kip > Ru$

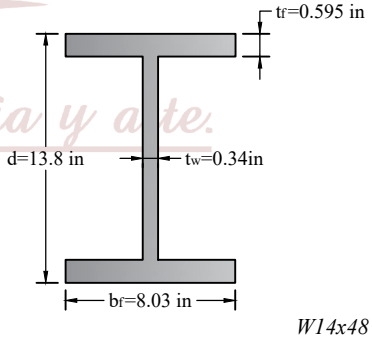
6. Resistencia disponible en la columna

Desde el espesor del ala de la columna 0.595in es mayor que el espsor de los angulos 0.375in, por lo que domina la resistencia en los pernos las columnas son adecuadas.




*W36x210*

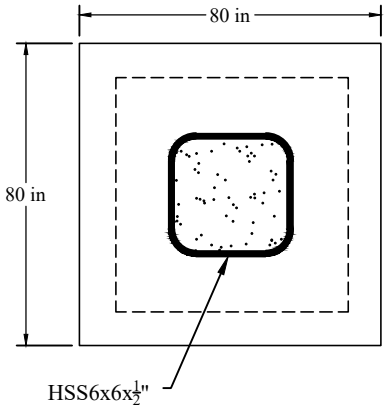
Figura 10.11




*W14x48*

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Un ASTM A992 HSSS6x6x1/2 se usa como una columna tiene una carga muerta de 40kips y una carga viva de 120kip la columna esta apoyada en un concreto de la resistencia del concreto a compresión es de 3ksi determine la base de la platina con un acero A36




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas

$B := 6\ in$ $\qquad H := 6\ in$

1.2 Propiedades del material

*columna*

$F_y := 50\ ksi$

$F_u := 65\ ksi$

$f'c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

*platina*

$F_y := 50\ ksi$

$F_u := 65\ ksi$

2. Resistencia requerida

$P_D := 40\ kip$

$P_L := 120\ kip$

$P_u := 1.2\ P_D + 1.6\ P_L = 240\ kip$

Determinación del área para acero

$A_1 := 12\ in \cdot 12\ in = 144\ in^2$

$A_2 := 80\ in \cdot 80\ in = \left(6.4 \cdot 10^3\right)\ in^2$

$P_p := 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \left(2.437 \cdot 10^3\right)\ kip$

$1.7 \cdot f'c \cdot A_1 = 731.194\ kip$

$P_p := 1.7 \cdot f'c \cdot A_1 = 731.194\ kip$

Figura 10.12

$\phi := 0.65$ $\qquad \phi \cdot P_p = 475.276\ kip$

$l := \frac{12\ in - 0.95 \cdot H}{2} = 3.15\ in$

$m := l = 3.15\ in$ $\qquad n := l = 3.15\ in$

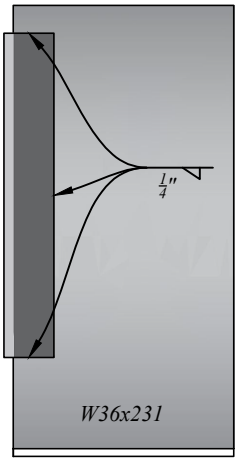
3. Espesor de la platina

$f_{pu} := \frac{P_u}{A_1} = 1.667\ ksi$ $\qquad M_u := \frac{f_{pu} \cdot l^2}{2} = 8.269\ kip$

$\phi := 0.90$ $\qquad t := \sqrt{\frac{2 \cdot f_{pu} \cdot l^2}{\phi \cdot F_y}} = 0.857\ in$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Seleccione una conexión de doble ángulo, para una soldadura si las reaccione en la columna son las siguientes $R_D := 40\ kip$ y $R_L := 110\ kip$, con una longitud de 22in




1. Propiedades del elemento

1.1 Propiedades geométricas

*viga* $t_w := 0.76\ in$ *Columna* $t_f := 0.51\ in$

1.2 Propiedades del material

*Viga*
$F_y := 50\ ksi$
$F_u := 65\ ksi$

*Columna*
$F_y := 50\ ksi$
$F_u := 65\ ksi$

Ángulos $F_u := 36\ ksi$ $F_u := 58\ ksi$

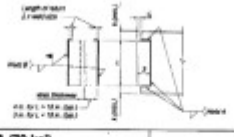
2. Resistencia requerida

$R_u := 1.2\ R_D + 1.6\ R_L = 224\ kip$

3. Diseño de la soldadura entre la viga y el ángulo

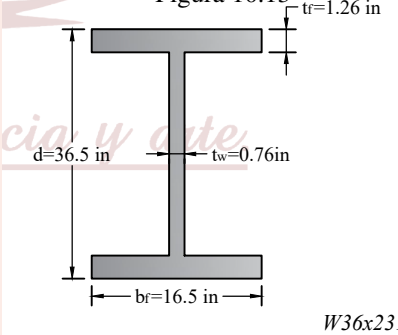
Intentamos con una $t := \frac{3}{16}\ in$, de la tabla 10-3

**Table 10–3**
**All-Welded**
**Double-Angle Connections**



| L | Welds A (70 ksi) | | | | Welds B (70 ksi) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Weld Size, in. | $R_n/\Omega$ kips ASD | $\phi R_n$ kips LRFD | Minimum Web Thickness, in. | Weld Size, in. | $R_n/\Omega$ kips ASD | $\phi R_n$ kips LRFD | Minimum Web Thickness, in. |
| 22 | 5/16 | 267 | 401 | 0.476 | 3/8 | 205 | 308 | 0.286 |
| | 1/4 | 214 | 321 | 0.381 | 5/16 | 171 | 256 | 0.238 |
| | 3/16 | 160 | 241 | 0.286 | 1/4 | 137 | 206 | 0.190 |
| 20 | 5/16 | 248 | 372 | 0.476 | 3/8 | 181 | 271 | 0.286 |
| | 1/4 | 198 | 298 | 0.381 | 5/16 | 151 | 226 | 0.238 |
| | 3/16 | 149 | 223 | 0.286 | 1/4 | 121 | 181 | 0.190 |
| 18 | 5/16 | 228 | 341 | 0.476 | 3/8 | 157 | 235 | 0.286 |
| | 1/4 | 182 | 273 | 0.381 | 5/16 | 130 | 196 | 0.238 |
| | 3/16 | 137 | 205 | 0.286 | 1/4 | 104 | 157 | 0.190 |
| 16 | 5/16 | 207 | 311 | 0.476 | 3/8 | 148 | 222 | 0.286 |
| | 1/4 | 166 | 249 | 0.381 | 5/16 | 123 | 185 | 0.238 |
| | 3/16 | 124 | 186 | 0.286 | 1/4 | 98.5 | 148 | 0.190 |
| ASD $\Omega = 2.00$ | LRFD $\phi = 0.75$ | | | | | | Beam $F_y = 50$ ksi | Beam $F_u = 65$ ksi |

Figura 10.13



## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$\phi R_n := 241\ kip$ $t_{mn} := 0.285\ in$ $< t_w$ *ok*

4. Espesor de ángulo

$$t := \frac{3}{16}\ in + \frac{1}{16}\ in = 0.25\ in$$

Intentamos con una 2L4x3x1/4"

$$A_{gv} := 2 \cdot 22\ in \cdot \frac{1}{4}\ in = 11\ in^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot A_{gv} \cdot 36\ ksi = 237.6\ kip$$

$\phi := 1.00$ $\phi \cdot R_n = 237.6\ kip$

## EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

Verifique la resistencia de todos los pernos y las conexión para una ASTM a992, con una viga w18x50 y esta sometida a las fuerzas de cortante y axial $V_u := 80\ kip$ y $N_u := 60\ kip$

1. Propiedades del elemento
1.1 propiedades geométricas

*viga*

$A_g := 17.6\ in^2$ $t_w := 0.145\ in$
$d := 16.2\ in$ $t_f := 0.695\ in$

*angulo*

$$t := \frac{5}{8}\ in$$

1.2 Propiedades del material

*viga*

$F_y := 50\ ksi$
$F_u := 65\ ksi$

*Angulo*

$F_y := 36\ ksi$
$F_u := 58\ ksi$

2. Resultante de las cargas aplicadas

$$R_u := \sqrt{N_u^{\,2} + V_u^{\,2}} = 100\ kip$$

intetaremos con 5 filas de pernos

3. Cortante en los pernos

Del manual del AIS de la tabla 7-1, la resistencia disponible para cortante para pernos de 3/4, grupo A con roscas excluidas del plano de corte con condicion N y doble cortante

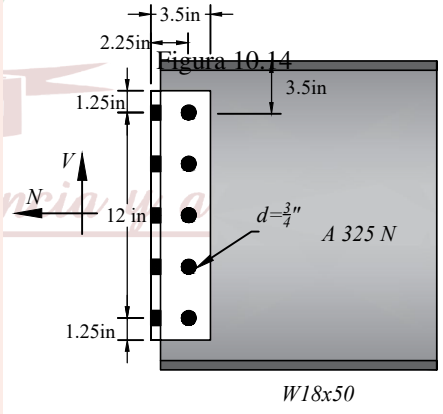



Figura 10.14

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

**Table 7–1**
**Available Shear Strength of Bolts, kips**

| Nominal Bolt Diameter $d_b$, in. | | | | | ⅝ | | ¾ | | ⅞ | | 1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nominal Bolt Area, in.² | | | | | 0.307 | | 0.442 | | 0.601 | | 0.785 | |
| ASTM Desig. | Thread Cond. | $F_{nv}/\Omega_v$ (ksi) | $\phi F_{nv}$ (ksi) | Loading | $r_n/\Omega_v$ | $\phi_v r_n$ | $r_n/\Omega_v$ | $\phi_v r_n$ | $r_n/\Omega_v$ | $\phi_v r_n$ | $r_n/\Omega_v$ | $\phi_v r_n$ |
| | | ASD | LRFD | | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| A325 | N | 24.0 | 36.0 | S | 7.36 | 11.0 | 10.6 | 15.9 | 14.4 | 21.6 | 18.8 | 28.3 |
| | | | | O | 14.7 | 22.1 | 21.2 | 31.8 | 28.9 | 43.3 | 37.7 | 56.5 |
| F1852 | X | 30.0 | 45.0 | S | 9.20 | 13.8 | 13.3 | 19.9 | 18.0 | 27.1 | 23.6 | 35.3 |
| | | | | O | 18.4 | 27.6 | 26.5 | 39.8 | 36.1 | 54.1 | 47.1 | 70.7 |

$\phi R_n := 31.8\ \textit{kip}$ por perno

4. Resistencia al aplastamiento
Resistencia al aplastamiento en la viga

$\phi := 0.75\ \textit{in}$ $d := \phi$

$R_n := 2.4 \cdot d \cdot t_w \cdot F_u = 15.138\ \textit{kip}$

$\phi := 0.75$ $\phi R_n := 34.416\ \textit{kip}$

Resistencia al aplastamiento en los ángulos

$d := \phi$ $\phi := 0.75\ \textit{in}$ $d := 0.$

$R_n := 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 2 = 0\ \dfrac{1}{\textit{m}} \cdot \textit{kip}$

5. resistencia al aplastamiento en las perforaciones de pernos

Figura 10.15

$angulo := \operatorname{atan}\left(\dfrac{V_u}{N_u}\right) = 53.13\ \textit{deg}$

$k := 1.5\ \textit{in}$

$L_e := \dfrac{k}{\cos(angulo)} = 2.5\ \textit{in}$

$L_c := L_e - 0.5 \cdot \left(\phi + \dfrac{1}{8}\ \textit{in}\right) = 2.063\ \textit{in}$

$\phi := 0.75\ \textit{in}$

$R_n := L_e - 0.5 \cdot \left(\phi + \dfrac{1}{8}\ \textit{in}\right) = 2.063\ \textit{in}$ $L_e := 1.2\ \textit{in} = 0.03\ \textit{m}$

$R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t_w \cdot F_u = 20.815\ \textit{kip}$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 15.611\ \textit{kip}$

## EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

Caso Arreglar

$$angulo := \operatorname{atan}\left(\frac{V_u}{N_u}\right) = 53.13\ \textit{deg}$$

$$k_1 := \frac{5}{4}\ \textit{in}$$

$$L_e := \frac{k_1}{\cos(angulo)} = 2.083\ \textit{in} \qquad \phi := 0.25\ \textit{in}$$

$$L_c := L_e - 0.5 \cdot \left(\phi + \frac{1}{8}\ \textit{in}\right) = 1.896\ \textit{in}$$

$$R_n := 1.2 \cdot L_c \cdot t_w \cdot F_u = 19.133\ \textit{kip}$$

$$\phi := 0.75 \qquad \phi \cdot R_n = 14.35\ \textit{kip}$$

6. Resistencia de los pernos de conexión, controla el estado limite

7. Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones tipo aplastamiento

$$R_n := F'_{nt} \cdot A_b \qquad F'nt := 1.3 \cdot F_{nt} - 1 \cdot \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_v = ?$$

Resistencia requerida a cortante por unidad de área

$$\phi := 1\ \textit{in}$$

$$V_r := V_u = 80\ \textit{kip} \qquad A_b := \frac{\pi}{4}\phi^2 = 0.785\ \textit{in}^2$$

$$n := 10 \qquad f_v := \frac{V_r}{n \cdot A_b} = 10.186\ \textit{ksi}$$

Figura 10.16

Tornillos grupo A tipo A325, con roscas no excluidas del plano de corte

$$F_{nt} := 90\ \textit{ksi} \qquad \phi := 0.75 \qquad F_{nv} := 54\ \textit{ksi} \qquad F_v := f_v =$$

$$F'nt := 1.3\ F_{nt} - 1 \cdot \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot F_v = 94.365\ \textit{ksi}$$

$$R_n := F'nt \cdot A_b = 74.114\ \textit{kip}$$

$$\phi := 0.75 \qquad 10 \cdot \phi \cdot R_n = 555.854\ \textit{kip}$$

8. Resistencia a cortante de los ángulos

$$A_{...} := 14.5\ \textit{in} \cdot \frac{5}{}\ \textit{in} = 9.063\ \textit{in}^2$$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}^{8} \cdot 2 = 391.5\ kip$

$\phi := 1.00$

$\phi \cdot R_n = 391.5\ kip$

9. Cortante sobre el area neta $\phi := 1\ in$

$$A_{nv} := \left(14.5\ in - 5\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t = 5.547\ in^2$$

$R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{nv} \cdot 2$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 179.719\ kip$

10. Resistencia a la ruptura de los ángulos

$$A_g := 14.5\ in \cdot \frac{5}{8}\ in = 9.063\ in^2$$

$R_n := F_y \cdot A_g \cdot 2 = 652.5\ kip$

$\phi := 0.90$ $\phi \cdot R_n = 587.25\ kip$

11. Resistencia a la ruptura de los angulos

$A_{nt} := A_{nv}$ $U := 1$ $A_e := A_{nt} \cdot U$

$R_n := F_u \cdot A_e \cdot 2 = 643.438\ kip$

$\phi := 0.75$ $\phi \cdot R_n = 482.578\ kip$

Figura 10.17

12. Resistencia a bloque cortante Caso 1:

$L_{ev} := 1.25\ in$ $L_{eh} := 1.25\ in$ $L := 14.5\ in$

186 ksi

$\phi := 1\ in$

$$A_{nt} := \left(L_{ev} - 0.5\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right)\right) \cdot t = 0.43\ in^2$$

$A_{gv} := (L - L_{eh}) \cdot t = 8.281\ in^2$

$$A_{nv} := A_{gv} - 4.5\left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) \cdot t = 5.117\ in^2$$

$U_{bs} := 1.0$

$U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 0.016\ m^2 \cdot ksi$

EJEMPLO RESUELTO 2.3.1

$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 178.078\ kip$
$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 178.875\ kip$

$R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 203.797\ kip$
$\phi := 0.75 \qquad 2\ \phi R_n = 68.832\ kip$

Caso 2

$L_{ev} := 1.25\ in \qquad L_{eh} := 1.25\ in \qquad L := 14.5\ in$

$\phi := 1\ in$
$A_{nt} := (L - L_{ev}) \cdot t - 4.5 \cdot \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t = 5.117\ in^2$

$A_{gv} := L_{ev} \cdot t = 0.781\ in^2$
$A_{nv} := L_{ev} \cdot t - 0.5 \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t = 0.43\ in^2$

$U_{bs} := 1.00 \qquad U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 296.797\ kip$

$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 14.953\ kip$
$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 16.875\ kip$

$R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 313.672\ kip$
$\phi := 0.75 \qquad 2 \cdot \phi \cdot R_n = 470.508\ kip$

Figura 10.18

Caso 3

$L_{ev} := 1.25\ in \qquad L_{eh} := 1.25\ in \qquad L :$

$\phi := 1\ in$
$A_{nt} := (L - L_{ev}) \cdot t - 4.5 \cdot \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t = 5.117\ in^2$

$A_{gv} := 2 \cdot L_{ev} \cdot t = 1.563\ in^2$

$A_{nv} := \left(L_{ev} \cdot t - 0.5 \left(\phi + \frac{1}{8}\ in\right) t\right) 2 = 0.859\ in^2$

$U_{bs} := 1.00 \qquad U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 296.797\ kip$

$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 29.906\ kip$
$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 33.75\ kip$

$R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 330.547\ kip$

EJEMPLO RESUELTO 1.3.2.2

$\phi := 0.75$ $\quad 2 \cdot \phi \cdot R_n = 495.82$ *kip*

13. Bloque cortante de ángulo en la conexión con la columna

$L_{ev} := 1.25$ *in* $\quad L_{eh} := 1.25$ *in* $\quad L := 14.5$ *in*

$\phi := 0.75$ *in*

$A_{nt} := (L_{eh}) \cdot t - 0.5 \cdot \left(\phi + \frac{1}{8}\ \textit{in}\right) t = 0.508$ *in*$^2$

$A_{gv} := (L - L_{ev}) \cdot t = 8.281$ *in*$^2$

$A_{nv} := A_{gv} - 4.5 \left(\phi + \frac{1}{8}\ \textit{in}\right) t = 5.82$ *in*$^2$

$U_{bs} := 1.00$ $\quad U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 29.453$ *kip*

$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 202.547$ *kip*

$0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 178.875$ *kip*

$R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 208.328$ *kip*

$\phi := 0.75$ $\quad 2 \cdot \phi \cdot R_n = 312.492$ *kip*

14. Resistencia a cortante de la viga

$d := 18.2$ *in* $\quad R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot d \cdot t_w = 57.002$ *kip*

$\phi := 1.00$ $\quad \phi \cdot R_n = 57.002$ *kip*

Figura 10.19

15. Resistencia a la tensión de la viga

.5 *in*

$A_g := 17.6$ *in*$^2$ $\quad R_n := F_y \cdot A_g = 633.6$ *kip*

$\phi \cdot R_n = 633.6$ *kip*

Es adecuada para las cargas dadas

cia y arte.

### 10.8.1 EJERCICIOS PROPUESTOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT

10

Ejercicios

**10.1** Determine el espesor requerido par auna platina base de acero A36, con dimensiones que se muestra en la figura, que esta soporta una columna de acero A992 W16x36. La columna soporta una carga ultima Pu= 640 kip , verifique que el pedestal no presente falla por aplastamiento de concreto f'c=5 ksi

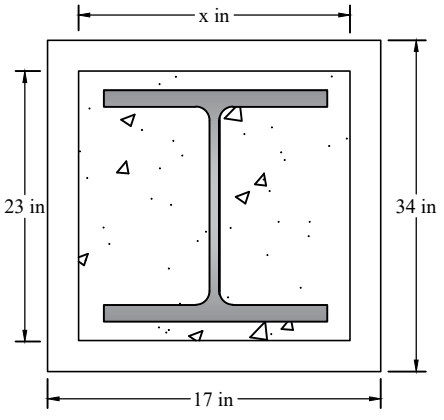



Figura 10.20

**10.2** Determine la resistencia de diseño de la conexión muestran en la figura. La viga es W21x50 A992, y se conecta a la alaeta de una columna de w14x90 , A992, mediante una platina de 1/4'x41/22x12', se usan 4 pernos de A325 N con 7 8 in perforaciones estándar

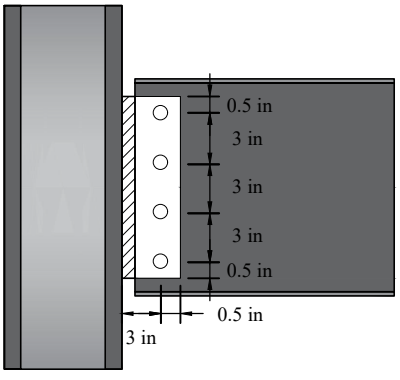



Figura 10.21

**10.3** Usando las tablas del manual del AISC, verifique la resistencia de todos los pernos $\phi$=3 4 in , con una conexión de un ángulo doble entre una viga de ASTM A992 w36x210, y una columna ASTM A992 W14x48, como se muestra en la figura, las reacciones en la viga son RD=40 kip y RL= 110 kip , y para los angulos una ASTM A36

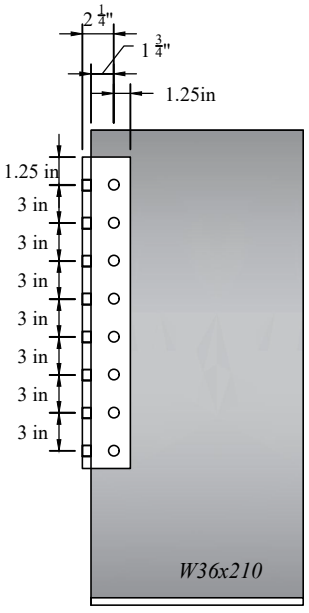



Figura 10.22

**10.4** Un ASTM A992 HSSS6x6x1/2 se usa como una columna tiene una carga muerta de 40kips y una carga viva de 120kip la columna esta apoyada en un concreto de la resistencia del concreto a compresión es de 3ksi determine la base de la platina con un acero A36

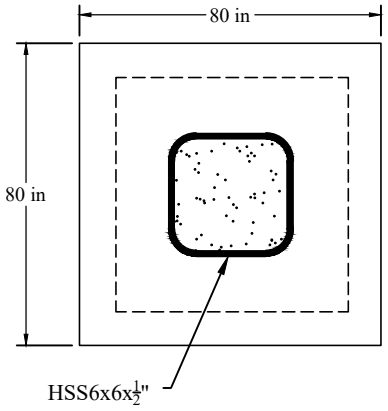



Figura 10.23

**10.5** Seleccione una conexión de doble ángulo, para una soldadura si las reaccione en la columna son las siguientes RD=40 kip y RL=110 kip , con una longitud de 22in.

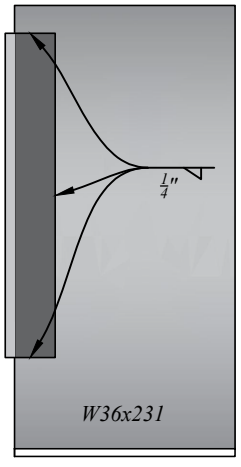



Figura 10.24

**10.6** Verifique la resistencia de todos los pernos y las conexión para una ASTM A992, con una viga w18x50 y esta sometida a las fuerzas de cortante y axial Vu=80 kip y Nu=60 kip.

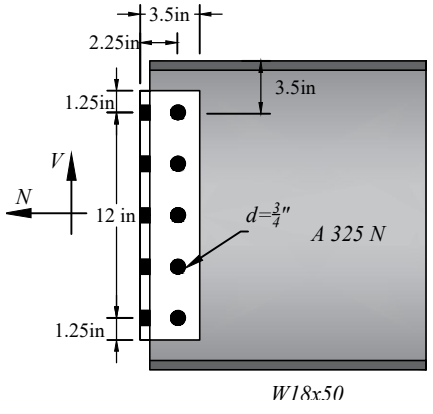



Figura 10.25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO
UNAT
ENSEÑANZA - INNOVACIÓN - INTERNACIONALIZACIÓN
La investigación, su esencia y arte.

# Bibliografía


Al Nageim, H., & MacGinley, T. J. (2005). *Steel structures: practical design studies*. CRC Press.

Chen, W.-F., & Kim, S.-E. (1997). *LRFD steel design using advanced analysis* (Vol. 13). CRC press.

Crisafulli, F. (2011). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Asociación Latinoamericana del Acero. ALACERO. Chile*.

El-Tawil, S., Sanz-Picon, C., & Deierlein, G. (1995). Evaluation of ACI 318 and AISC (LRFD) strength provisions for composite beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*, *34*(1), 103-123.

Escudero Méndez, E. I., & Carapaz Jiménez, D. A. (2015). *Estudio experimental de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón, sometidas a carga axial* [Tesis doctoral, Quito: EPN, 2015.].

Gere, J., & Goodno, B. (2009). Repaso de centroides y momentos de inercia. *Cervantes-González, SR: Mecánica de materiales. Cengage Learning*, 901-927.

Giedion, S., & Boada, I. P. (1982). *Espacio, tiempo y arquitectura*. Dossat.

Gorenc, B., Gorenc, B. E., Tinyou, R., & Syam, A. (2005). *Steel designers handbook*. UNSW Press.

López Almansa, F., Palazzo, G. L., Calderón, F., & Roldán, V. (2014). Simulación numérica de estructura metálica ensayada en mesa vibradora. *Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural*, *11*(1).

McCormac, J. C., & Nelson, J. K. (1989). *Structural steel design: LRFD method*. Harper & Row.

Paikowsky, S. G. (2004). *Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations*. Transportation Research Board.

Perles, P. (2007). *Temas de estructuras especiales*. Nobuko.

PLANOS, L., RELATIVO, C., FALLAS, E. L. E. C. P., & DE OPERACIÓN, O. P. (2000). Load and resistance factor design specification for structural steel buildings.

Quintana, V. G., Botero, J. C., Rochel, R., Vidal, J., & Uribe, M. C. A. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y ciencia*, (1), 67-76.

Reina, J. M. A., Insa, A. G., Gaya, C. G., & Pérez, M. A. S. (2002). Diseño y acotación de uniones adhesivas estructurales. *Ingeniería química*, (396), 93-102.

Riddell, R. (2002). *Diseño estructural*. Ediciones UC.

Salmon, C. G., Johnson, J. E., & Malhas, F. A. (1980). *Steel structures: design and behavior*. Harper & row New York.