UNIVERSIDAD MAYOR REAL Y PONTIFICIA DE SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA

VICERRECTORADO

CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PERFILES DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO EN TRACCIÓN Y COMPRESIÓN

TRABAJO EN OPCIÓN AL GRADO DE MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

EDGAR GRANDÓN ALBORNOZ

SUCRE, NOVIEMBRE DE 2014

Al presentar este trabajo como requisito previo para la obtención del Título de Magister en Ingeniería Estructural de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, autorizo al Centro de Estudios de Posgrado e Investigación o a la biblioteca de la Universidad, para que se haga de este trabajo un documento disponible para su lectura, según normas de la Universidad.

También cedo a la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, los derechos de publicación de este trabajo o parte de él, manteniendo mis derechos de autor hasta un periodo de 30 meses posterior a su Aprobación.

Edgar Grandón Albornoz

Sucre, Noviembre de 2014

INTRODUCCIÓN

-	Antecedentes	1
-	Situación Problémica	2
-	Problema de Investigación	3
-	Objeto de Estudio	4
-	Idea a Defender	4
-	Objetivos	4
	- Objetivo General	4
	- Objetivos específicos	.5
-	Justificación	5
-	Alcance del estudio	.6

CAPÍTULO 1: COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO CONFORMADO EN FRIO SUJETOS A TENSIÓN

1.1 Introducción	7
1.2 Resistencia de Miembros a Tensión	7
1.3 Áreas Netas	9
1.4 Efectos de los agujeros alternados	10
1.5 Áreas Netas efectivas	11
1.6 Resistencia del bloque de cortante	15

CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES EMPERNADAS

2.1 Introducción	18
2.2 Tipos de fallas en conexiones empernadas	19
2.3 Falla por cortante longitudinal de la placa de acero	20

2.4 Falla por aplastamiento de la placa de acero	22
2.5 Falla por corte en los pernos	24

CAPITULO 3: COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES SOLDADAS

3.1 Introducción	.25
3.2 Tipo de soldadura	25
3.3 Soldadura de ranura en uniones a tope	25
3.4 Soldaduras de filete	27
3.5 Soldadura de ranura biselada	29

CAPÍTULO 4: COMPORTAMIENTO DE LAS PLACAS SUJETAS A COMPRESION

4.1 Introducción	.33
4.2 Pandeo flexional de columnas	.33
4.3 Pandeo de placas	35
4.4 Curva de pandeo	.40
4.5 Influencia de las imperfecciones en el comportamiento de placas reales	41
4.6 Comportamiento posterior al pandeo y anchos eficaces	43
4.7 Fórmula del ancho efectivo para elementos imperfectos en compresión	
uniforme	47
4.8 Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador de borde	49
4.9 Cálculo del ancho efectivo y del coeficiente del pandeo "K" para los elementos	50

CAPÍTULO 5: COMPORTAMIENTO DE LOS PEFILES DE ACERO CONFORMADO EN

FRIO SUJETOS A COMPRESIÓN

5.1 Introducción54
5.2 Fluencia55
5.3 Pandeo flexional de columnas55
5.3.1 Pandeo Elástico55
5.3.2 Pandeo Inelástico57
5.3.3 Resistencia axial nominal para columnas localmente estables64
5.3.4 Resistencia axial nominal para columnas localmente inestables65
5.4 Longitud efectiva67
5.5 Pandeo torsional de columnas69
5.6 Pandeo flexo- torsional de columnas70
5.7 Pandeo Distorsional de Columnas71
5.8 Cálculo de la Resistencia al pandeo Distorsional72
CAPÍTULO 6: ESTUDIOS EXPERIMENTALES
6.1 Introducción79
6.2 Especificaciones Técnicas de la Máquina Universal de Ensayos80
6.3 Descripción General de los Ensayos81
6.4 Estudios experimentales para determinar la resistencia de elementos
en tensión y la conexión empernada de dos placas traslape86
6.4.1 Objetivos del ensayo86
6.4.2 Descripción del ensayo86
6.4.3 Cálculos para determinar la resistencia nominal de las placas

6.4.4 Discusión de resultados	89
6.5 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una conexión	
empernada de dos placas a tope	90
6.5.1 Objetivos del ensayo	90
6.5.2 Descripción del ensayo	90
6.5.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	92
6.5.4 Discusión de resultados	94
6.6 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una conexión	
empernada de dos placas a traslape mediante pernos dispuestos en forma	
alternada	95
6.6.1 Objetivos del ensayo	95
6.6.2 Descripción del ensayo	95
6.6.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	97
6.6.4 Discusión de resultados	98
6.7 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una conexión	
empernada entre un perfil ca 80x40x15x2 y una placa de unión mediante	
un solo perno	99
6.7.1 Objetivos del ensayo	99
6.7.2 Descripción del ensayo	99
6.7.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	101
6.7.4 Discusión de resultados	103
6.8 Estudios experimentales para determinar la resistencia de la conexión	
entre un perfil costanero y una placa de unión mediante pernos dispuestos	
en forma alternada	104
6.8.1 Objetivos del ensayo	104

6.8.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	106
6.8.4 Discusión de resultados	108
6.9 Estudios experimentales para determinar la resistencia de la conexión	
soldada a tope entre dos placas	109
6.9.1 Objetivos del ensayo	109
6.9.2 Descripción del ensayo	109
6.9.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	110
6.9.4 Discusión de resultados	111
6.10 Estudios experimentales para comparar las resistencias nominales de las	
soldaduras de filete transversal y longitudinal	112
6.10.1 Objetivos del ensayo	112
6.10.2 Descripción del ensayo	112
6.10.3 Cálculos de la resistencia de los cordones longitudinales	113
6.10.4 Cálculo de la resistencia de los cordones transversales	114
6.10.5 Discusión de resultados	115
6.11 Estudios experimentales para determinar la resistencia nominal de una	
conexión entre un perfil costanero y una placa empleando un cordón de	
soldadura de filete transversal	117
6.11.1 Objetivos del ensayo	117
6.11.2 Descripción del ensayo	117
6.11.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	118
6.11.4 Discusión de resultados	120
6.12 Estudios experimentales para determinar la resistencia nominal de una	
conexión entre un perfil angular y una placa empleando cordones de	
soldadura de filete y ranura biselada	121
6.12.1 Objetivos del ensayo	121

6.12.2 Descripción del ensayo	121
6.12.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	122
6.12.4 Discusión de resultados	124
6.13 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una soldadura	
de ranura biselada	125
6.13.1 Objetivos del ensayo	125
6.13.2 Descripción del ensayo	125
6.13.3 Cálculos de la resistencia nominal de la conexión	127
6.13.4 Discusión de resultados	128
6.14 Estudios experimentales para comparar la resistencia de compresión	
de una sección abierta (canal) y una sección cerrada (cajón)	129
6.14.1 Objetivos del ensayo	129
6.14.2 Descripción del ensayo	129
6.14.3 Cálculos de la resistencia nominal de compresión del perfil	
C 40x15x2	131
6.14.4 Cálculo de la resistencia nominal de compresión del perfil	
□ 40x30x2	137
6.14.5 Discusión de resultados	139
6.15 Estudios experimentales para determinar la resistencia de compresión de	
un perfil cajón 🗆 30x30x1	140
6.15.1 Objetivos del ensayo	140
6.15.2 Descripción del ensayo	140
6.15.3 Cálculo de la resistencia nominal a la compresión	142
6.15.4 Discusión de resultados	144
6.16 Estudios experimentales para comparar la resistencia a la compresión del pe	ərfil

canal C80x40x2 y el canal c100x50x2 de la misma longitud	145		
6.16.1 Objetivos del ensayo	145		
6.16.2 Descripción del ensayo	145		
6.16.3 Cálculo de la resistencia nominal a la compresión	146		
6.16.4 Discusión de resultados	154		
6.17 Estudios experimentales para determinar la resistencia a la compresión del p			
costanero CA 80x40x15x2	156		
6.17.1 Objetivos del ensayo	156		
6.17.2 Descripción del ensayo	156		
6.17.3 Cálculo de la resistencia nominal a la compresión	157		
6.17.4 Discusión de resultados			
	158		
RECOMENDACIONES	170		
BIBLIOGRAFÍA	171		

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Concentración de Esfuerzos	8
Figura 1.2	Disposición de los pernos en una conexión empernada	10
Figura 1.3	Conexión empernada de un ángulo a una placa	12
Figura 1.4	Disposición del perfil angular en una conexión empernada	.13
Figura 1.5	Conexiones Empernadas	14
Figura 1.6	Longitud de una soldadura longitudinal	.15
Figura 1.7	Bloque de cortante	16
Figura 2.1	Modos de falla en conexiones empernadas	.19
Figura 2.2	Falla por cortante longitudinal	.20
Figura 3.1	Dimensiones Efectivas para Soldadura de Ranura	.25
Figura 3.2	Soldadura de Filete	.27
Figura 3.3	Soldadura de ranura biselada transversal	.29
Figura 3.4	Soladura de ranura biselada longitudinal	.30
Figura 3.5	Soldadura de ranura biselada emparejada al nivel de la superficie	.30
Figura 3.6	Soldadura de ranura biselada no emparejada al nivel de la superficie	.31
Figura 4.1	Pandeo Flexional de columnas	33
Figura 4.2	Modos de pandeo	34
Figura 4.3	Pandeo de placas	35
Figura 4.4	Pandeo de una placa cuadrada	36
Figura 4.5	Pandeo local del alma de un perfil	36

Figura 4.6 Placa rectangular sujeta a esfuerzos de compresión	
Figura 4.7 Coeficiente de pandeo para placa plana rectangular	
Figura 4.8 Teoría de Pandeo Lineal40	
Figura 4.9 diagrama $\sigma - \varepsilon$ para el acero y sus correspondientes curvas de pandeo41	1
Figura 4.10 Influencia de las imperfecciones en el comportamiento de placas	
en compresión42	2
Figura 4.11 Curvas Esfuerzo- Deformación de una placa con imperfecciones	
y curva de pandeo según la teoría lineal con plasticidad42	2
Figura 4.12 Curvas Esfuerzo- Deformación de placas con imperfecciones según	
la teoría de pandeo no lineal43	3
Figura 4.13 Modelo de placa cuadrada para el post pandeo44	i.
Figura 4.14 Comportamiento por pandeo de placa cuadrada en compresión	
con extremos simplemente apoyados44	4
Figura 4.15 Ancho efectivo para un elemento rigidizado en compresión45	.)
Figura 4.16 Ancho efectivo para un elemento no rigidizado46	;
Figura 4.17 Factor de reducción <i>P</i> Vs. Factor de esbeltez, ²	
Figura 4.18 Relación entre esbeltez de chapa y esfuerzo de compresión49)
Figura 4.19 Alas de perfiles sin bordes rigidizadores y con bordes rigidizadores49	9
Figura 4.20 Elementos con rigidizados de borde50)
Figura 5.1 Secciones de perfiles conformados en frío54	ł
Figura 5.2 Representación gráfica de la fórmula de Euler	;

Figura 5.3 Teoría del módulo tangente	57
Figura 5.4 Bifurcación del equilibrio	58
Figura 5.5 Pandeo Inelástico y elástico de una columna	59
Figura 5.6 Reversión de deformaciones	60
Figura 5.7 Variación del módulo de elasticidad en la sección	61
Figura 5.8 Comparación de las teorías del módulo reducido y tangente	62
Figura 5.9 Comparación de tensiones críticas de pandeo	66
Figura 5.10 Columna bi-articulada	67
Figura 5.11 Columna Bi- empotrada	67
Figura 5.12 Pandeo Flexo-torsional de columnas	70
Figura 5.13 Pandeo Distorsional de perfiles costaneros	71
Figura 5.14 Dimensiones de la Sección	74
Figura 6.1 Posición de las Piezas	82
Figura 6.2 Cordones de soldadura ni transversales ni longitudinales	116

Tabla 1.1 Máximo tamaño de las perforaciones para pernos en (mm)	10
Tabla 2.1 Factor de Aplastamiento C	23
Tabla 2.2 Factor de Modificación M _f	.24
Tabla 4.1 Valores del coeficiente de Pandeo de Placas (K)	.39
Tabla 4.2 Determinación del Coeficiente de pandeo de placa (K)	53
Tabla 5.1 Factores de longitud efectiva para miembros comprimidos	68
Tabla 6.1 Resultados de Ensayos en Laboratorio	85
Tabla 6.2 Resultados de ensayos de placas en tensión	87
Tabla 6.3 Resultados de ensayos de conexiones empernadas	92
Tabla 6.4 Resultados de ensayos de conexiones empernadas	96
Tabla 6.5 Resultados de ensayos de dos perfiles CA 80x40x15x2	100
Tabla 6.6 Resultados de ensayos de un perfil costanero	.106
Tabla 6.7 Resultados de ensayos de una conexión soldada a tope	.110
Tabla 6.8 Resultados de ensayos de una soldadura de filete longitudinal	.113
Tabla 6.9 Resultados de ensayos de una soldadura de filete transversal	114
Tabla 6.10 Resultados de ensayos de un perfil costanero soldado	.118
Tabla 6.11 Resultados de ensayos de un perfil angular soldado	122
Tabla 6.12 Resultados de ensayos en laboratorio	126
Tabla 6.13 Resultados de ensayos para la sección canal C 40x15x2	130
Tabla 6.14 Resultados de ensayos para la sección cajón □40x30x2	131

Tabla 6.15	Resultados de ensayos	para la sección cajón	□30x30x114	41
Tabla 6.16	Resultados de ensayos	para la sección canal	C 80x40x214	46
Tabla 6.17	Resultados de ensayos	para la sección canal	C 100x50x21	50
Tabla 6.18	Resultados de ensayos	para la sección CA 80	x40x15x21	57

Fotografía 6.1 Máquina Universal de Ensayos	80
Fotografía 6.2 Perfil CA 78x40x18x2	81
Fotografía 6.3 Perfil cortado	81
Fotografía 6.4 Muestra con extremos aplanados	82
Fotografía 6.5 Probeta Fracturada	82
Fotografía 6.6 Preparación de muestra	83
Fotografía 6.7 Preparación de muestra	83
Fotografía 6.8 Instalación de Extensómetro	84
Fotografía 6.9 Muestra Fracturada	84
Fotografía 6.10 Preparación de muestras	86
Fotografía 6.11 Conexión a traslape	
Fotografía 6.12 Ensayo de muestra	87
Fotografía 6.13 Falla por rotura	87
Fotografías 6.14 Preparación de muestras	90
Fotografía 6.15 Conexión empernada a tope	90
Fotografía 6.16 Ensayo de muestra	91
Fotografía 6.17 Falla por aplastamiento	91
Fotografía 6.18 Desplazamiento de placas	92
Fotografía 6.19 Deformación de agujeros	92
Fotografía 6.20 Preparación de muestras	95
Fotografía 6.21 Conexión empernada al tresbolillo	96

Fotografía 6.22 Falla por rotura de placa	96
Fotografía 6.23 Conexión entre perfil y placa	
Fotografía 6.24 Pernos con cortante doble	99
Fotografía 6.25 Ensayo de muestra	100
Fotografía 6.26 Falla del perfil por aplastamiento	100
Fotografía 6.27 Preparación de muestras	104
Fotografía 6.28 Conexión de perfil a placa	104
Fotografía 6.29 Vista anterior de conexión	105
Fotografía 6.30 Vista posterior de conexión	105
Fotografía 6.31 Ensayo de muestra	105
Fotografía 6.32 Falla por bloque de cortante	105
Fotografía 6.33 Desgarramiento del perfil	106
Fotografía 6.34 Dimensiones del bloque	106
Fotografía 6.35 Placas con soldadura de ranura	109
Fotografía 6.36 Muestra central deformada	109
Fotografía 6.37 Muestras con soladuras de filete	112
Fotografía 6.38 Soldadura transversal	112
Fotografía 6.39 Soldadura longitudinal	112
Fotografía 6.40 Falla de soldadura transversal	113
Fotografía 6.41 Falla de soldadura longitudinal	113
Fotografía 6.42 Muestras de soldadura transversal	117

Fotografía 6.43	Falla del perfil11	17
Fotografía 6.44	Conexión de perfil a placa1	17
Fotografía 6.45	Falla de la placa del perfil11	7
Fotografía 6.46	Falla en soldadura longitudinal12	:1
Fotografía 6.47	Falla en el perfil angular12	21
Fotografía 6.48	Soldaduras de ranura biselada12	25
Fotografía 6.49	Conexión de perfil a placa12	25
Fotografía 6.50	Muestra en máquina12	26
Fotografía 6.51	Falla de perfil costanero12	26
Fotografía 6.52	Ensayo de perfil canal12	29
Fotografía 6.53	Pandeo flexional de perfil canal12	:9
Fotografía 6.54	Ensayo de perfil cajón13	0
Fotografía 6.55	Pandeo flexional de perfil cajón13	0
Fotografía 6.56	Muestras de sección cajón14	10
Fotografía 6.57	Ensayo de sección cajón14	0
Fotografía 6.58	Falla por pandeo local de secciones cajón14	11
Fotografía 6.59	Muestras de sección canal14	15
Fotografía 6.60	Vista anterior de muestras14	5
Fotografía 6.61	Falla en secciones canal14	6
Fotografía 6.62	Pandeo local en sección canal14	6
Fotografía 6.63	Falla en sección canal15	1
Fotografía 6.64	Pandeo local en sección canal15	51

Fotografía 6.65 Muestras de perfiles "Costaneros"	156
Fotografía 6.66 Ensayo de perfil "costanero"	156
Fotografía 6.67 Falla en perfil "Costanero"	157
Fotografía 6.68 Pandeo en perfil "Costanero"	157

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PERFILES DE

ACERO CONFORMADO EN FRÍO EN TRACCIÓN Y COMPRESIÓN

RESUMEN

Los elementos estructurales conformados en frío son más dificultosos de diseñar que los elementos laminados en caliente; porque sus secciones muy delgadas, tienen diferentes comportamientos y modos de falla.

La falta de comprensión del comportamiento estructural de los miembros de una estructura metálica con perfiles de acero conformado en frío, pone en riesgo la integridad de las estructuras, de manera que se plantea el siguiente Problema Científico: ¿De qué manera se puede obtener un diseño óptimo y seguro de una estructura de acero con perfiles conformados en frío?.

Para dar respuesta al problema científico planteado, en el presente proyecto se analiza el comportamiento de los miembros estructurales con perfiles de acero conformado en frío para determinar mediante ensayos realizados en laboratorio sus resistencias nominales y compararlas con las resistencias nominales obtenidas utilizando las expresiones dadas por las Especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI-2007).

Se realizaron ensayos en muestras de elementos estructurales primero para determinar la influencia del trabajo de conformado en frío en el incremento de los valores del Límite de fluencia y de rotura del acero empleado; para determinar las resistencias nominales de las conexiones empernadas, soldadas y de los miembros estructurales en compresión y lo que es más importante, observar directa y objetivamente los diferentes modos de falla.

Los valores observados en los ensayos se las compararon con las calculadas con las expresiones de las especificaciones AISI-2007; se discutieron los resultados para terminar en las conclusiones y plantear las recomendaciones de diseño.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PERFILES DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO EN TRACCIÓN Y COMPRESIÓN INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES

En Bolivia, el uso del acero en edificaciones de estructuras metálicas no se ha desarrollado como en otros países de Sur y Norte América; sin embargo, el mercado de diseño y construcción de estructuras metálicas de cubiertas para campos deportivos, estaciones de servicio de grandes luces, cubiertas de supermercados, etc., van desarrollándose cada vez con más intensidad.

Nuestro país no cuenta con una norma propia para el diseño de estructuras metálicas, en consecuencia los ingenieros dedicados al diseño, cálculo y construcción de este tipo de estructuras, se ven obligados a utilizar normas y especificaciones que fueron y que se siguen desarrollando en otros países; es más, al no contar con industria siderúrgica, no se cuenta en el mercado local y nacional con perfiles estructurales laminados en caliente, tornándose de uso frecuente los perfiles conformados en frío, que sí se encuentran en nuestro medio.

Anteriormente, el uso de perfiles de acero de pequeño espesor conformados en frío se limitaba a elementos en los que el ahorro de peso era muy importante, por ejemplo en la industria aeronaval y ferroviaria. Durante muchos años fueron utilizados también como elementos no estructurales en edificios, como perfiles de cerramiento.

Los trabajos de investigación realizados durante las últimas décadas, así como el perfeccionamiento de la tecnología de fabricación, la protección contra la corrosión y una mayor resistencia de los materiales y la disponibilidad de normas prácticas de diseño, han ampliado el uso de perfiles conformados en frío en la industria de la construcción, tal es así que en muchos países y también en el nuestro, la construcción con acero conformado en frio registra un crecimiento más rápido.

Los miembros estructurales conformados en frío son más dificultosos de diseñar debido a sus secciones delgadas. Por otra parte las normas de diseño para los elementos estructurales laminados en caliente, no son apropiadas para el diseño de miembros de acero conformados en frio porque las secciones conformadas en frio, al ser más delgadas que las secciones laminadas en caliente, tienen diferentes comportamientos y modos de falla. Las secciones de paredes delgadas se caracterizan por tener una inestabilidad local pero son compensados parcialmente por la resistencia de post-pandeo; en cambio las secciones laminadas en caliente raramente muestran pandeo local.

Las propiedades mecánicas del acero conformado en frio son alteradas por el proceso de conformado y los esfuerzos residuales son muy diferentes a los que se presentan en los laminados en caliente. Cada diseño entonces, debe ser particularmente sensible a estas características que son peculiares a los perfiles de acero conformado en frio.

Los perfiles conformados en frio pueden fabricarse por plegado o por laminación en frio, consecuentemente no presentan los esfuerzos residuales por enfriamiento, cosa común en los laminados en caliente.

El esfuerzo requerido para conformarlos depende del espesor de la chapa, la ductilidad del material y la forma de la sección.

Estos métodos de fabricación permiten obtener secciones con una resistencia óptima a las cargas para el uso que se pretende.

Una característica propia de los perfiles conformados en frío es que las piezas esbeltas sometidas a compresión se pueden rigidizar mediante plegado (con rigidizadores intermedios y con rigidizadores en los bordes), lo cual retarda o evita el pandeo de las zonas sometidas a compresión.

SITUACIÓN PROBLÉMICA

En el año 1997 en la ciudad de Sucre se produjo una tormenta de granizo que ocasionó el colapso de muchas estructuras de acero, entre las que se encontraban la estructura de cubierta de la fábrica de textiles "Cintatex" y de la cubierta de la estación de servicio de la plaza Aniceto Arce.

El 30 de septiembre de 2008, durante una tormenta de granizo, también en la ciudad de Sucre se tuvo que lamentar el colapso de cuatro estructuras de acero, más concretamente de estructuras de cubierta de coliseos deportivos de cuatro centros educativos y que representaron una pérdida económica considerable y un saldo de algunas personas heridas, felizmente leves.

En marzo del presente año, en la ciudad de La Paz, colapsó la estéreo-estructura de cubierta de la Universidad Domingo Savio, debido a la acumulación de granizo, ocasionando grandes pérdidas económicas.

También se tiene información de colapsos en estructuras de cubierta de coliseos deportivos en diferentes unidades educativas en la ciudad de El Alto y en la ciudad de Santa Cruz de la Sierra pero esta vez a consecuencia del viento.

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Las fallas en estructuras de acero descritas con anterioridad nos muestran claramente que el diseño de estructuras metálicas en las que se utilizan perfiles conformados en frío, no se está realizando con el cuidado y seguridad que el caso amerita.

Las cargas actuantes sobre las estructuras de acero son de diferente naturaleza: cargas permanentes, sobrecargas de uso, cargas producidas por la acción del viento, cargas por acumulación de granizo o nieve, etc.

Las magnitudes de las cargas de nieve o granizo, dependen de la zona donde se emplazará la estructura; por ejemplo, en la zona oriental de Bolivia, ninguno de estos tipos de carga se presentan; sin embargo, en la zona occidental, son frecuentes las precipitaciones de nieve, sobre todo en la época de invierno.

En la zona de los valles son frecuentes las tormentas de granizo, que por el peso considerable y el espesor de acumulación, probablemente sea la carga más importante a considerar cuando se proyecta una estructura de cubierta.

En lo que se refiere a la acción del viento; es bien conocido que las fuerzas que este fenómeno natural produce sobre las estructuras, depende de la velocidad, la misma es muy variable en las diferentes zonas de nuestro país. En el oriente por ejemplo, la intensidad del viento es de tal magnitud que con frecuencia se ven árboles de gran tamaño que son arrancados de raíz, muros colapsados y estructuras de cubierta también colapsadas.

Por otra parte; las estructuras de acero, constituidas por perfiles estructurales conformados en frío, ofrecen diferentes tipos de respuesta ante la aplicación de las cargas anteriormente descritas, de manera que es muy importante calcular las dimensiones que los elementos estructurales deben tener para evitar que sus estados límites sean alcanzados y pongan en riesgo su estabilidad. Para lograr esto, el proyectista deberá tener un conocimiento lo más exacto posible sobre el comportamiento de un miembro estructural cuando soporta cargas de tensión, compresión, como se comportan las conexiones empernadas, soldadas, etc.

De todo lo expresado anteriormente se identifica el siguiente PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN:

La falta de comprensión del comportamiento estructural de cada uno de los miembros de una estructura de acero con perfiles conformados en frío, pone en riesgo la integridad de las estructuras.

OBJETO DE ESTUDIO

El objeto de estudio del presente trabajo de investigación, es el diseño, cálculo y construcción de estructuras con perfiles de acero conformado en frío.

IDEA A DEFENDER

El diseño de una estructura con perfiles de acero conformado en frío, sin riesgos de falla, solo se puede realizar si el proyectista tiene un conocimiento cabal del comportamiento de los elementos estructurales cuando éstos están sometidos a la acción de las cargas usuales.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento de los perfiles de acero conformado en frio para determinar mediante ensayos en laboratorio sus resistencias y compararlas con las resistencias obtenidas con las expresiones recomendadas por las Especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI-2007).

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Analizar el comportamiento de los perfiles conformados en frío sujetos a tensión, de las conexiones empernadas y soldadas para determinar sus resistencias tomando en cuenta los diferentes modos de falla.
- Analizar el comportamiento de los perfiles conformados en frio sujetos a cargas de compresión para determinar sus resistencias tomando en cuenta los diferentes modos de pandeo.

JUSTIFICACIÓN

El propósito fundamental del diseño, es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con los requisitos funcionales y estéticos.

Una estructura no sólo debe soportar con seguridad las cargas impuestas sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones que se presentan no sean excesivas y alarmen a los ocupantes.

Al diseñar una estructura siempre existe la posibilidad de abaratar los costos de la construcción sin sacrificar su resistencia, por eso se deben analizar aspectos de construcción que tiendan a reducir costos tales como el uso de miembros estructurales existentes en el medio, de conexiones lo más simples posible que no requieran un mantenimiento excesivo a través de los años.

Para alcanzar todo lo descrito anteriormente, el ingeniero requiere de herramientas que están dentro de los márgenes establecidos por las especificaciones para desarrollar el diseño estructural en el que se encuentra trabajando y qué mejor realizar un estudio comparativo entre métodos elásticos y modernos para saber exactamente cual de ellos sería el más indicado para obtener lo requerido o en su caso aprovechar al máximo las ventajas que ofrecen cada uno de ellos.

Se ha señalado anteriormente que en nuestro país no se cuenta con una normativa o especificaciones propias para el diseño de este tipo de estructuras y el ingeniero proyectista recurre a una norma desarrollada en el exterior, generalmente asumiendo éstas como si se trataran de leyes. En ningún caso se han realizado ni siquiera ensayos que hasta cierto punto verifiquen si el comportamiento que predicen los modelos matemáticos dados por las

especificaciones, proporcionan los elementos estructurales con cierta exactitud o están sobredimensionados o sub dimensionados.

El presente trabajo de investigación se encuentra plenamente justificado, ya que a través de ensayos en laboratorio realizados de acuerdo a normas, se podrá comparar el comportamiento real de los elementos estructurales con lo que se supone con las expresiones dadas.

ALCANCE DEL ESTUDIO

Se compararan y discutirán las expresiones dadas por las normas AISI-2007 con las obtenidas mediante ensayos en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil, dependiente de la Universidad de San Francisco Xavier de Chuquisaca. Para tal efecto se cuenta con una Máquina Universal de Ensayos.

Un panorama general de cada uno de los ensayos a realizarse en el presente trabajo de investigación es el siguiente:

1.- Se prepararán tres muestras idénticas

2.- Se ensayarán las tres muestras en la Máquina Universal de Ensayos.

3.- Los resultados de los ensayos se evaluarán de acuerdo a lo señalado anteriormente para obtener la resistencia nominal.

4.- La resistencia nominal obtenida se la comparará con la resistencia nominal obtenida utilizando los modelos matemáticos recomendados por la norma AISI-2007.

De esta manera se podrá concluir si las expresiones recomendadas por las especificaciones AISI-2007 proporcionan dimensiones de secciones adecuadas o en qué medida son conservadoras (sobredimensionadas) y lo que es más importante, se podrá observar en forma directa los diferentes modos de falla porque no nos olvidemos que los ensayos se llevaran adelante hasta la falla del elemento estructural que se está estudiando.

Los ensayos se enmarcarán a los siguientes elementos:

- 1) Elementos en tensión
- 2) Conexiones Empernadas
- 3) Conexiones Soldadas y
- 4) Elementos en compresión

CAPITULO 1

COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO CONFORMADO EN FRIO SUJETOS A TENSIÓN

1.1.- Introducción

Los miembros en tensión se encuentran en armaduras de cubierta, torres, puentes, etc.

Es uno de los elementos estructurales más eficientes y económicos, porque utiliza toda el área del material de manera efectiva ya que como no existe la posibilidad de pandeo, se puede cargar hasta producir la falla y no solo será capaz de alcanzar el límite de fluencia, sino que la sobrepasará hasta llegar a la resistencia última del material. En cambio las vigas y columnas no utilizan el material con toda eficiencia porque la falla del material se localiza en lugares donde los esfuerzos son elevados y siempre se presenta algún tipo de falla por pandeo por debajo del límite de fluencia y nunca se puede alcanzar la resistencia última del material.

1.2 Resistencia de miembros a tensión

Un elemento estructural de acero dúctil, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir sin fracturarse, una carga mayor que la que se obtiene multiplicando el área de su sección transversal por su esfuerzo en el límite de fluencia del acero, debido al endurecimiento por deformación. Sin embargo, este miembro, al haber sobrepasado su límite de fluencia estará alargado excesivamente y se considerará inutilizado porque su deformación excesiva provocará la falla de toda la estructura de la cual forma parte.

Por otra parte si el miembro a tensión ha sido perforado para ser conectado con pernos, es más probable su falla por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros.

Es lógico pensar que la zona del miembro debilitada por los agujeros antes de llegar a la falla por fractura ha pasado por el límite de fluencia, dando lugar un alargamiento considerable en la porción de área neta del miembro, sin embargo, la plastificación en esta zona en realidad no es un estado límite de importancia, ya que el cambio total en la longitud del miembro, debido a esa plastificación en una parte tan corta, puede ser insignificante, comparado con la fluencia que se pudiera presentar en el resto de la longitud.

Tomando en cuenta el comportamiento de un miembro en tensión descrito anteriormente, para el diseño de este tipo de elementos, las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y del acero AISI, brindan previsiones de diseño para perfiles de acero conformado en frío considerando los tres estados límites siguientes:

- 1. Fluencia en la sección total entre conexiones
- 2. Fractura en el área neta efectiva de la conexión
- 3. Fractura en el bloque de cortante de la conexión.

Cuando un miembro en tensión tiene agujeros, las concentraciones de esfuerzos (esfuerzos no uniformes) puede resultar en un alto esfuerzo de tensión en la zona adyacente al agujero; el valor del esfuerzo en el borde del agujero puede alcanzar alrededor de tres veces el promedio del esfuerzo en el área neta. Como se muestra en la figura (1.1a). (Yu, 2000)



Figura 1.1 Concentración de Esfuerzos (Yu, 2000)

Al incrementar la carga en el miembro, las fibras más esforzadas alcanzan el límite de fluencia y empieza a generarse una redistribución de esfuerzos hasta que todas las fibras del área neta alcanzan este estado como se muestra en la figura (1.1b)

Consecuentemente las especificaciones AISI señalan que para miembros en tensión cargados axialmente, la resistencia de tensión nominal, T_n , se determinará por el valor más pequeño obtenido de acuerdo a los estados limites: (AISI, 2007)

a) Por fluencia en la sección total:

$$T_n = F_y A_g \tag{1.1}$$

b) Por fractura en la conexión:

$$T_n = F_u A_e \tag{1.2}$$

Donde:

 T_n = Resistencia nominal del miembro a la tensión.

 $A_q =$ Área total de la sección transversal

 $A_e =$ Área neta efectiva de la sección transversal

 F_{ν} = Límite de fluencia del acero

 $F_u = L$ ímite de rotura del acero.

La resistencia nominal a la tensión del elemento estructural deberá ser también limitada por la resistencia de la conexión empernada o soldada.

1.3 Áreas netas

La presencia de un agujero en un miembro sujeto a tensión hace que la carga aplicada la soporte un área menor (área neta) incrementando los esfuerzos, aun cuando el agujero esta ocupado por un perno; por otra parte se genera un concentración de esfuerzos como se vio anteriormente.

Sin embargo, se supone que los esfuerzos se distribuyen uniformemente sobre la sección neta del miembro; este aspecto se justifica para materiales dúctiles como es el caso de la mayoría de los aceros que se utilizan en las construcciones de acero, puesto que cuando el material se carga más allá de su esfuerzo de fluencia, éste es capaz de redistribuir los esfuerzos, llegando a un esfuerzo uniforme igual al límite de fluencia antes de la fractura.

Consecuentemente el termino "área neta", se refiere al área total de la sección transversal menos el área que representa los agujeros, ranuras o muescas.

Al calcular el área neta es necesario considerar que el diámetro del agujero deberá ser un poco mayor al diámetro del perno que se empleara en la conexión para que su instalación sea posible.

En las uniones empernadas se deberán utilizar perforaciones estándares, a no ser que el diseñador decida utilizar perforaciones sobredimensionadas o ranuradas. Las dimensiones de este tipo de perforaciones, dependen del diámetro nominal del perno y se dan en la tabla 1.1 (Tabla E3 de las especificaciones AISI-2007).

Diámetro	Diámetro de la	Diámetro de la	dimensiones de la	dimensiones de la
nominal del	perforación	perforación	perforación con ranura	perforación con
perno, d	estándar,	sobredimensionada,	corta	ranura larga
[mm]	d_{ag} [mm]	d_{ag} [mm]	[mm]	[mm]
< 12.7	d + 0.8	<i>d</i> + 1.6	(d + 0.8)por(d + 6.4)	(d + 0.8)por(2.5d)
≥ 12.7	<i>d</i> + 1.6	<i>d</i> + 3.2	(d + 1.6)por(d + 6.4)	(d + 1.6)por(2.5d)

Tabla 1.1 Máximo tamaño de las perforaciones para pernos en (mm) (AISI,2007)

1.4 Efecto de los agujeros alternados

Cuando existe una sola línea de agujeros en una conexión empernada, el cálculo del área neta se reduce a restar del área de la sección transversal total, el área que resulta de multiplicar el diámetro del agujero por el espesor de la placa del perfil

Sin embargo, cuando se tiene más de una hilera de agujeros es conveniente escalonar los mismos a fin de obtener en cualquier sección al valor máximo de área neta posible.

Consideremos los dos casos siguientes:



Figura 1.2 Disposición de los pernos en una conexión empernada (McCormac, 2000)

Para la conexión mostrada en la figura (1.2a), el área neta de la sección AB resulta de restar del área total de la sección, el área de los dos agujeros que se encuentran en dicha sección.

Al calcular el área neta para la placa mostrada en la figura (1.2b) se puede pensar que la falla puede ocurrir a lo largo de la línea ABE o de la línea ABCD; en el primer caso el área neta de la sección resultaría de restar el área de la sección total, el área de un agujero solamente. En el segundo caso, siguiendo la línea ABCD, se tendría que restar el área

correspondiente a dos agujeros y el área neta de la sección, por seguridad, seria el menor valor obtenido de los dos casos; pero este método es erróneo, puesto que en el tramo BC, que es una diagonal se presenta una combinación de esfuerzos normales y cortantes.

Para evitar un análisis complicado en este tipo de situaciones, las especificaciones AISI, utilizan un método empírico para calcular el "Ancho neto" a lo largo de una sección con agujeros alternados.

El método consiste en considerar el ancho total del miembro, sin tomar en cuenta la línea a lo largo de la cual puede ocurrir la falla, restar el diámetro de los agujeros a lo largo de la sección en zigzag considerada y añadir por cada diagonal una cantidad dada por $\frac{s^2}{4g}$. (AISI, 2007)

En esta expresión "s" es el espaciamiento longitudinal (paso) entre dos agujeros cualesquiera y "g" es el espaciamiento transversal (gramil) de los mismos agujeros.

Cuanto mayor sea el número de pernos requeridos en una conexión, se tendrá un mayor número de hileras de agujeros y consecuentemente se tendrá que analizar varias trayectorias y usar la que dé el menor valor del área neta, que resulte de multiplicar el ancho neto menor por el espesor de la placa.

1.5 Áreas netas efectivas

En el diseño de estructuras es necesario determinar la resistencia de un miembro de acero conformado en frío conectado al resto de la estructura mediante una placa de unión. Generalmente el miembro constituido por un angular, un canal o una sección armada se conecta a través de las alas o el alma solamente, de manera que la carga aplicada al miembro no se trasmite uniformemente en toda la sección transversal del miembro, en este caso habrá una región de transición de esfuerzos no uniforme que irá de la conexión al miembro a lo largo de cierta distancia como se muestra en la figura 1.3.



Figura 1.3 Conexión empernada de un ángulo a una placa (McCormac, 2000)

La figura 1.3a muestra la conexión de un miembro a tensión constituido por un solo ángulo a la placa de conexión mediante una de sus alas.

En esta conexión la mayor parte de la carga es soportada por el ala conectada y se requiere una distancia de transición como la mostrada en la figura 1.3b para que el esfuerzo se reparta uniformemente a través de todo el ángulo.

El esfuerzo en la región de transición puede exceder el límite de fluencia del material y entrar al rango de endurecimiento por deformación y el miembro podrá fracturarse prematuramente. Este fenómeno se conoce como "retraso de cortante". (Yu, 2000)

Para tomar en cuenta este comportamiento, las especificaciones LRFD, tanto para miembros de acero laminado en caliente como para acero conformado en frío, estipulan que el área neta efectiva, A_e , de dicho miembro se debe determinar multiplicando su área neta (si esta empernado) o su área total (si esta soldado) por un factor de reducción, este factor toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo en la sección. (AISI, 2007) Consecuentemente el área neta efectiva se deberá calcular como sigue:

$$A_e = UA_n \tag{1.3}$$

Donde:

U = Factor de reducción del área neta

U = 1; Cuando la carga es transmitida directamente a cada uno de los miembros del perfil (conectores tanto en alas y almas).

Se ha determinado que una medida de la efectividad de la transferencia de la carga desde la placa de unión a un perfil estructural, como un ángulo conectado solamente por uno de sus lados, es la distancia \overline{x} entre el plano de la conexión y el centroide del área de la sección total. (Yu, 2000)

Cuanto menor sea el valor de \overline{x} , mayor será el área neta efectiva del miembro.



Figura 1.4 Disposición del perfil angular en una conexión empernada (McCormac, 2000)

El factor de reducción U tiene entonces los siguientes valores:

Para miembros angulares que tienen dos o más pernos en la línea de la fuerza:

$$U = 1 - 1,20 \, \frac{\bar{x}}{L} \leq 0,90 \tag{1.4}$$

Pero U no puede ser menor que 0,40

Para canales que tienen dos o más pernos en la línea de fuerza:

$$U = 1 - 0.36 \, \frac{\bar{x}}{L} \le 0.90 \tag{1.5}$$

Pero U no puede ser menor que 0,50

Donde:

 \bar{x} = Distancia desde el plano de corte al centroide de la sección total.

L = Longitud de la conexión centroide.



Figura 1.5 Conexiones Empernadas (Yu, 2000)

En el caso de perfiles de acero conformados en frío conectado a placas de unión a través de soldadura, la resistencia nominal del miembro T_n , tomando en cuenta el estado límite de fractura será determinada como sigue:

$$T_n = F_u A_e \tag{1.6}$$

Donde:

 F_u = Resistencia a la tensión (límite de rotura) del acero.

 $A_e = UA_n$: Área neta efectiva con U definida como sigue:

- Cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras transversales:
 A = Área de los elementos directamente conectados
 U = 1
- 2. Cuando la carga es transmitida solamente por soldaduras longitudinales o por soldaduras longitudinales en combinación con soldaduras transversales:

 $A = A_g =$ Área Total de miembro

U = 1 Para miembros cuando la carga es transmitida directamente a todas las secciones transversales del elemento.

Si la carga es transmitida a través de solamente algunas secciones del elemento, el coeficiente de reducción U es determinado como sigue:



Figura 1.6 Longitud de una soldadura longitudinal (Yu, 2000)

a) Para miembros angulares:

$$U = 1,0 - 1,20 \,\frac{\overline{x}}{L} \le 0,90 \tag{1.7}$$

Pero U no podrá ser menor que 0,4.

b) Para miembros Canales:

$$U = 1.0 - 0.36 \frac{\overline{x}}{L} \le 0.90 \tag{1.8}$$

Pero U no podrá ser menor que 0,5.

Donde:

- \overline{x} = Distancia del plano de corte al centroide de la sección transversal (figura 1.6)
- L = Longitud de la soldadura longitudinal (fig. 1.6)

1.6 Resistencia del bloque de cortante

La resistencia de diseño de un miembro a tensión también puede estar limitada por la resistencia de su bloque de cortante, es decir que la falla puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular, como se muestra en la figura 1.7



Figura 1.7 Bloque de cortante (AISI, 2007)

Como puede observarse, es posible que un "bloque" de acero se desgarre. Cuando una carga de tensión en una conexión se incrementa, la resistencia a fractura del plano más débil estará por ser alcanzada. Sin embargo este plano no fallará porque el plano más fuerte lo evita.

La carga puede incrementarse hasta que la resistencia a la fractura del plano más fuerte se alcance. Durante este tiempo, el plano más débil esta fluyendo.

Consecuentemente, la resistencia de la conexión es igual a la resistencia por fractura del plano más fuerte, más la resistencia por fluencia del plano más débil. No es entonces conveniente ni razonable sumar la resistencia por fractura de un plano a la resistencia por fractura del otro plano para determinar la resistencia por cortante y tensión de un elemento estructural.

Basada en el anterior análisis, la especificación LRFD del AISI establece que la resistencia nominal del bloque de cortante se determina: (AISI, 2007)

- Calculando la resistencia por fractura a tensión en la sección neta en una dirección y sumando a ese valor la resistencia de fluencia por cortante en el área total del segmento perpendicular y,
- Calculando la resistencia a la fractura por cortante en el área sujeta a tensión y sumando a ese valor la resistencia a la fluencia por tensión en el área neta del segmento perpendicular sujeto a cortante.

Consecuentemente la resistencia de diseño a la ruptura por cortante y tensión (resistencia del bloque de cortante), debe determinarse de la siguiente manera:

a) Cuando:
$$F_u A_{nt} \ge 0.6 F_u A_{nv}$$
:
 $R_n = 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$ (1.9)
b) Cuando: $F_u A_{nt} < 0.6 F_u A_{nv}$:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}$$
(1.10)

Donde: $A_{av} =$ Área total sujeta a cortante

 $A_{gt} =$ Área total sujeta a tensión $A_{nv} =$ Área neta sujeta a cortante $A_{nt} =$ Área neta sujeta a tensión
CAPITULO 2

COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES EMPERNADAS

2.1 Introducción

El montaje de estructuras de acero por medio de pernos es un proceso muy rápido y tiene la ventaja de requerir mano de obra menos especializada si se la compara con el montaje de estructuras con soldadura o remaches.

El reducido espesor de los perfiles conformados en frio, hace que el comportamiento estructural de las uniones empernadas en las estructuras de acero sea diferente al comportamiento en las construcciones de acero laminado en caliente; consecuentemente las expresiones que se encuentran en las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y del Acero (AISI), solamente son aplicables para elementos o miembros de acero conformado en frio con espesores menores que 3/16 pulgadas (4.76 *mm*).

Para diseñar uniones empernadas de miembros de acero conformado en frío con espesores mayores a 3/16 pulgadas (4.76 *mm*), se deberán utilizar las expresiones y recomendaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) debido a que el comportamiento estructural de las uniones empernadas en las construcciones de acero conformado en frío con estos espesores es similar al comportamiento de las conexiones de miembros de acero laminado en caliente.

Si bien a la fecha ya existen algunos estudios en relación a las fuerzas de fricción desarrolladas en las conexiones empernadas, en las expresiones de diseño que se presentan en este capítulo, no se las considerará debido a las condiciones superficiales requeridas y sobre todo debido a la dificultad de contar con herramientas para evaluar el torque necesario (apriete) en la colocación de pernos; o si existe, no es común utilizarlas.

En muchas ocasiones es necesario conectar miembros tubulares rectangulares a placas de unión; para este fin el perno deberá atravesar el perfil tubular dejando un espacio entre las caras del miembro, este aspecto hace que la unión sea menos resistente en comparación a la conexión donde no existe ningún espacio. Para este tipo de uniones las expresiones AISI no son aplicables, por lo que si se da el caso de unir miembros tubulares, se deberán tomar las previsiones para evitar los espacios libres.

2.2 Tipos de falla en conexiones empernadas.-

Los resultados de ensayos indican que en las conexiones empernadas de miembros de acero conformado en frío, usualmente se presentan cuatro tipos o modos de falla: (Yu, 2000)



Figura 2.1 Modos de falla en conexiones empernadas (Yu, 2000)

- 1. Falla por cortante longitudinal de la placa de acero (figura 2.1a)
- 2. Falla por aplastamiento de la placa de acero (figura 2.1b)
- 3. Falla por tensión del perfil en la sección neta (figura 2.1c)
- 4. Falla por cortante en el perno (figura 2.1d)

En muchos casos, una conexión empernada está sujeta a una combinación de diferentes tipos de fallas.

2.3 Falla por cortante longitudinal de la placa de acero

Cuando la distancia "e" al canto como se muestra en las figuras 2.2a y 2.2b es relativamente pequeña, la conexión falla por cortante longitudinal de la placa a lo largo de dos líneas aproximadamente paralelas.



Figura 2.2 Falla por cortante longitudinal (Yu, 2000)

Por lo tanto la resistencia nominal al corte, P_n de las partes conectadas depende de la distancia al borde en la dirección de la fuerza aplicada y también de la relación entre el límite de rotura F_u y el límite de fluencia F_{sy} de la parte conectada, puesto que las especificaciones AISI requieren el empleo de aceros con ductilidad aceptable y precisamente en la sección A3.3.1 la especificación señala que la relación entre el límite de rotura y el límite de fluencia no debe ser menor que 1,08. (AISI, 2007)

En caso de no cumplirse la anterior relación, se deberá disminuir el factor de resistencia al calcular la resistencia de diseño al corte de la parte conectada, tal como se señala en las expresiones siguientes:

$$P_u = \emptyset P_n \tag{2.1}$$

$$P_n = t \ e \ F_u \tag{2.2}$$

- a) Cuando $\frac{F_u}{F_{sy}} \ge 1,08 \qquad \rightarrow \qquad \emptyset = 0,70$
- b) Cuando $\frac{F_u}{F_{sy}} < 1,08 \qquad \rightarrow \qquad \emptyset = 0,60$

Donde:

P_{n =} Resistencia nominal del perno

e = Distancia del centro del agujero al canto de la parte conectada medida en la dirección de la fuerza.

t = Espesor de la placa conectada más delgada.

 F_{μ} = Límite de rotura de la placa conectada.

 F_{sy} = Límite de fluencia de la placa conectada.

Además las especificaciones AISI establecen los siguientes requisitos en conexiones empernadas: (AISI, 2007)

1.- La distancia mínima entre los centros de agujeros no debe ser menor que tres veces el diámetro nominal del perno.

$$d_{centros} \ge 3 d$$

Esto para brindar un espacio suficiente y permitir la instalación de las cabezas de pernos, tuercas, arandelas y la llave.

2.- La distancia entre el centro de cualquier agujero y el extremo u otro borde del miembro conectado no debe ser menor que 1,5 d

$$d_{borde} \ge 1,5 d$$

3.- Para perforaciones sobredimensionadas y ranuradas, la distancia ente los bordes de dos perforaciones adyacentes no debe ser menor que dos veces el diámetro nominal del perno.

$$d_{entre\ bordes} \ge 2\ d$$

4.- La distancia entre el borde de la perforación y el extremo del miembro no deberá ser menor que el diámetro nominal del perno.

$$d_{borde ag.-borde del miembro} \ge d$$

2.4 Falla por aplastamiento de la placa de acero

Cuando la distancia del centro del perno al borde de la placa es suficientemente grande se elimina el riesgo de falla por cortante longitudinal; sin embargo es posible la falla por aplastamiento entre el perno y la placa que se traduce en una deformación de carga alrededor del perno o puede presentarse un amontonamiento de la placa detrás del perno como se muestra en la figura 2.1b.

Los ensayos realizados mostraron que la resistencia al aplastamiento en una conexión empernada depende de:

- 1) La resistencia a la tracción de las partes conectadas
- 2) El espesor de las partes conectadas
- 3) El diámetro de los pernos
- 4) Las condiciones de la conexión con corte simple o doble
- 5) La relación $\frac{F_u}{F_v}$ de las partes conectadas, y
- 6) El uso o no de arandelas.

Por otra parte la resistencia de aplastamiento en una conexión empernada depende de que si acepta una deformación alrededor del agujero del perno mayor o menor que 0,25 in. (6,4mm), de manera similar a la presentada en la especificación AISC para perfiles laminados en caliente.

a) Resistencia de aplastamiento si la Deformación Alrededor de los Agujeros de Pernos es una Consideración de Diseño

Cuando el movimiento de la conexión es critico y la deformación alrededor de los agujeros de los pernos es una consideración de diseño, la resistencia nominal de aplastamiento será limitada por la ecuación: (AISI, 2007)

$$P_n = (0,183 t + 1,53) d t F_u \qquad (t en mm) \qquad (2.3)$$

b) Resistencia de aplastamiento si la Deformación Alrededor de los Agujeros de Pernos no es una Consideración de Diseño.

Cuando la deformación alrededor de los agujeros de pernos no es una consideración de diseño, la resistencia nominal de aplastamiento, P_n , de la placa conectada deberá ser determinada con la siguiente expresión: (AISI, 2007)

$$P_n = C m_f d t F_u \qquad (2.4)$$

Donde:

C = Factor de aplastamiento, determinado de acuerdo con la tabla 2.1 (Tabla E3.3.1-1 AISI)

 M_f = Factor de modificación para el tipo de aplastamiento de la conexión, el cuál podrá ser determinado de acuerdo con la tabla 2.2 (Tabla E3.3.1-2 AISI).

D = Diámetro nominal del perno

t = Espesor de la placa.

 $F_u = L$ ímite de rotura del material de la placa.

Tabla 2.1 Facto	[•] de Aplastamiento	C (AISI, 2007)
-----------------	-------------------------------	----------------

Espesores de Partes Conectadas (mm)	Relación del Diámetro del perno al espesor de la Placa (d/t)	С
0.61 ≤ t < 4.76	d/t < 10	3
	10 ≤ d/t ≤ 22	4 - 0.1 (d/t)
	d/t > 22	1.8

Tabla 2.2 Factor de Modificación $\mathbf{m}_{f_{f}}$ para el tipo de aplastamiento de la conexión (AISI 2007)

Tipo de Aplastamiento de la Conexión	m _f
Corte Simple y Placas Exteriores de una Conexión con corte doble. Conexión con arandelas tanto debajo de la cabeza del perno como de la tuerca	1,00
Corte simple y placas exteriores con doble corte. Conexión sin arandelas debajo de la cabeza del perno y de la tuerca o solamente con una arandela.	0,75
Placa interior de una conexión con doble corte con o sin arandelas.	1,33

2.5 Falla por corte en los pernos

La sección E3.4 de las especificaciones AISI, especifican que la resistencia nominal del perno P_n , al corte, tracción o sujeta a una combinación de corte y tracción se debe calcular de la siguiente manera: (AISI, 2007)

$$P_n = A_b F \tag{2.5}$$

Donde:

 $A_b =$ Área total de la sección transversal del perno.

Cuando los pernos están sometidos a corte o tracción F está dada por F_{nt} o F_{nv} en la tabla E3.4-1 de las especificaciones. (AISI, 2007)

La resistencia del perno será:

$$P_u = \emptyset P_n \tag{2.6}$$

Los valores Ø también están dados en la misma tabla.

CAPITULO 3

COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES SOLDADAS

3.1 Introducción

La soldadura es un proceso por el cual se unen piezas metálicas entre sí por medio de la aplicación de calor que hace que las partes fluyan y se unan con la aplicación de otro metal.

El tipo de soldadura más comúnmente usado para conectar miembros estructurales de acero es por medio de metal fundido proveniente de un electrodo o alambre, el cual se funde y deposita el metal en el punto donde se desea efectuar la conexión.

3.2 Tipos de soldadura

En lo que se refiere a la construcción de acero conformado en frió, los tipos de soldadura generalmente utilizados son:

- 1.- Soldadura de ranura (soldadura de garganta)
- 2.- Soldadura de filete
- 3.- Soldadura de ranura biselada (bisel abocinado o acampanado)

3.3 Soldaduras de ranura en uniones a tope

Las soldaduras de ranura en uniones a tope se utilizan para conectar miembros estructurales que se encuentran alineadas en un mismo plano.



Figura 3.1 Dimensiones Efectivas para Soldadura de Ranura (Yu, 2000)

Debido a que las soldaduras de ranura tienen la finalidad de transmitir la carga total de los miembros de la conexión, la soldadura deberá tener la misma resistencia de las piezas de la unión.

El refuerzo de la soldadura es el material de aportación que hace más grande la dimensión de la garganta en relación al espesor del material soldado.

El refuerzo brinda una resistencia extra a la soldadura y contrarresta la disminución de resistencia debido a las porosidades y otras irregularidades producidas durante el proceso de soldado; sin embargo al calcular la resistencia de una soldadura no se toma en cuenta el incremento de resistencia que otorga el refuerzo de soldadura.

La resistencia de una soldadura de ranura a tope se basa en la resistencia de la placa más delgada. Si se unen placas de diferentes resistencias, la resistencia de la soldadura de ranura se basará en la resistencia de la placa más débil.

Las especificaciones AISI en la sección E2.1 señalan que la resistencia nominal, P_n de una soldadura de ranura en una union a tope, soldada desde uno o ambos lados, se debe determinar de la siguiente manera: (AISI, 2007)

Tracción o compresión normal a la superficie efectiva o paralela al eje de la soldadura.

$$P_n = L t_e F_y \tag{3.1}$$

Corte en la superficie efectiva. El menor valor entre las ecuaciones: (AISI, 2007)

$$P_n = L t_e \ 0.6 F_{xx}$$
(3.2)
$$P_n = \frac{L t_e \ 0.6 F_{xx}}{\sqrt{3}}$$
(3.3)

Donde:

 P_n = Resistencia nominal de una soldadura de ranura a tope.

 F_{xx} = Resistencia a la tensión del metal de la soldadura de acuerdo a la clasificación de electrodos de la AWS en Ksi.

 F_y = Limite de fluencia mínimo especificado del acero base de menor resistencia.

L = Longitud de la soldadura.

 t_e = Dimensión efectiva de la garganta de una soldadura de ranura a tope. Los valores de t_e dependen de las dimensiones de las placas (ver figura 3.1).

3.4 Soldaduras de filete

Las soldaduras de filete son utilizadas en juntas "T" o "traslape" como se muestran en la figura 3.2.

Dependiendo del arreglo de las soldaduras, pueden clasificarse como filetes de soldadura longitudinal y transversal. Una soldadura es longitudinal cuando la carga aplicada tiene una dirección paralela a la longitud de la soldadura; en cambio en una soldadura transversal, la carga actúa en una dirección perpendicular a la longitud de la soldadura. (Yu, 2000)



Figura 3.2 Soldadura de Filete (AISI, 2007)

Desde el punto de vista de la resistencia de los filetes de soldadura, las pruebas han mostrado que las soldaduras de filete cargadas transversalmente son mas resistentes que las cargadas longitudinalmente; esto se debe a que en las soldaduras transversales los esfuerzos se encuentran distribuidos de una manera más uniforme, mientras que las soldaduras de filete longitudinales se encuentran sometidos a esfuerzos no uniformes debido a deformaciones que varían a lo largo de su longitud.

Consecuentemente la resistencia de una conexión soldada, depende de la resistencia del material depositado (material del electrodo), de la resistencia de las placas o elementos que se conectan y de la dirección de la carga aplicada a la unión.

Tomando en cuenta todos estos aspectos, las especificaciones AISI señalan que la resistencia de una conexión con filetes de soldadura se debe calcular de la siguiente manera: (AISI, 2007)

1.- Resistencia de las Placas Conectadas

Para Soldadura Longitudinal

Ensayos realizados en este tipo de soldaduras indican que la falla implica desgarre a lo largo del contorno de la soldadura, una falla por corte en la soldadura o una combinación de ambos tipos de falla.

a) Para
$$\frac{L}{t} < 25$$
 : $P_n = \left(1 - \frac{0.01 L}{t}\right) t L F_u$ (3.4)

b) Para $\frac{L}{t} \ge 25$: $P_n = 0.75 t L F_u$ (3.5)

Para Soldadura Transversal

Los resultados de los ensayos muestran que de la misma forma que en el caso anterior, la falla se presenta por desgarramiento en las placas conectadas a lo largo del contorno de la soldadura, pero también puede presentarse una falla por corte en la soldadura. La carga nominal para una soldadura transversal se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_n = t \, L \, F_u \tag{3.6}$$

Donde:

 $t = \text{EI} \text{ menor valor entre } t_1 \text{ y } t_2 \text{ (figura 3.2)}$

 F_u = Esfuerzo de rotura del material de las placas conectadas.

2.- Resistencia al Corte de las Soldaduras de Filete

Si la resistencia de una conexión soldada es gobernada por la capacidad de la soldadura de filete, la resistencia nominal de la soldadura siempre y cuando el espesor t de la placa más delgada sea mayor a 0,150 pulg. (3,81 mm) puede ser determinado con la siguiente ecuación:

Para
$$t > 0.150 pulg$$
. : $P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$ (3.7)

Donde:

$$\tau_u = 0,75 F_{xx}.$$

 τ_u = Es la resistencia última al corte del metal de la soldadura, el cual se toma como 0,75 F_{xx} .

 F_u = Esfuerzo de rotura del material de las placas conectadas.

 P_n = Resistencia nominal al corte de la soldadura de filete.

L = Longitud de la soldadura de filete.

 t_w = Garganta efectiva = 0.707 w_1 ó 0.707 w_2 , cualquiera sea el que resulte menor.

 $w_1 y w_2$ = Dimensiones de la soldadura (ver figura 3.2).

En la unión a traslape:

 $w_1 \leq t_1$

3.5 Soldadura de ranura biselada

Los perfiles de acero conformado en frío conectadas entre si o a placas de unión mediante soldaduras de ranura biselada y que soportan cargas transversales o longitudinales, fallan debido al desgarramiento de las placas a lo largo del contorno de la soldadura.

La resistencia de la conexión soldada cuando esta gobernada por las placas conectadas se determina de la siguiente manera:

a) Para soldaduras de ranura biselada con carga transversal (ver figura 3.3).

$$P_n = 0.833 \ t \ L \ F_u \tag{3.8}$$



Figura 3.3 Soldadura de Ranura Biselada transversal (AISI 2007)

b) Para soldaduras de ranura biselada con carga longitudinal:



a) Corte de una Soldadura de Ranura Biselada b) Corte de una Soldadura de Ranura Biselada en V Figura 3.4 Soldadura de ranura biselada longitudinal (AISI, 2007)

1) Para $t \le t_w < 2t$ ó si la altura del labio rigidizador, h es menor que la longitud de la soldadura L:

$$h=L$$

$$P_n = 0.75 \ t \ L \ F_u \tag{3.9}$$



۷

2) Para $t_w \ge 2t$ ó si la altura del labio rigidizador, h es mayor o igual que la longitud de soldadura L:

$$P_n = 1.50 \ t \ L \ F_u \tag{3.10}$$

Por otra parte si t > 0.15 pulg. (3.81mm), es posible que la resistencia de la conexión esté gobernada por la resistencia al corte de la soldadura, en este caso la resistencia nominal de la soldadura estará determinada por:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$$
(3.11)

Esta ecuación es similar a la ecuación que determina la resistencia nominal para las soldaduras de filete analizadas anteriormente



Figura 3.6 Soldadura de ranura biselada no emparejada al nivel de la superficie (AISI, 2007)

Las figuras 3.6a y 3.6b muestran las soldaduras de ranura biselada que se utilizan frecuentemente en las estructuras de acero conformado en frío, las cuales, como se observan no están emparejadas al nivel de la superficie como en el caso de la figura 3.5.

El canto vertical de la soldadura puede ser mayor (Fig. 3.6a) o menor (Fig. 3.6 b) que el radio de la superficie curva exterior; por lo que el valor de la garganta efectiva de una soldadura de ranura biselada dependerá de las siguientes condiciones:

Para una soldadura de ranura biselada emparejada al nivel de la superficie (Fig. 3.5):

$t_w = \frac{5}{16} R$	Para soldadura de ranura biselada
$t_w = \frac{1}{2} R$	Para soldadura de ranura biselada en V
$t_w = \frac{3}{8} R$	Para soldadura de ranura biselada en V cuando R>1/2 pulg. (12.7mm)
Para una soldadura c	le ranura no emparejada al nivel de la superficie (Fig.4.8):
$t_w = 0.707 W_1$ ó 0.	707 W_2 Cualquiera sea el que resulte menor.

 $W_1 y W_2 =$ Dimensiones de la soldadura

CAPITULO 4

COMPORTAMIENTO DE LAS PLACAS SUJETAS A COMPRESION

4.1 Introducción

Cuando un elemento estructural esta sujeto a cargas de compresión, éste tiende a fallar debido a la inestabilidad lateral comúnmente conocido con el nombre de pandeo.

En el proyecto de barras comprimidas es importante distinguir dos tipos de pandeo: el pandeo global o general que depende de la esbeltez de la barra y el pandeo local que puede producirse si las proporciones ancho/espesor (b/t) de los elementos de la sección son relativamente grandes.

Los perfiles conformados en frío están constituidos por placas muy delgadas en relación a sus anchos; consecuentemente, estos elementos estructurales están expuestos a una falla por pandeo local, siendo de imperiosa necesidad el estudio del comportamiento de este fenómeno para lograr un adecuado dimensionamiento de las estructuras en la que se utilizan este tipo de perfiles y no solo de los elementos sujetos a carga axial de compresión, sino también de las vigas, puesto que estas tienen elementos de sus secciones trabajando como columnas (alas y parte de alma).

4.2 Pandeo flexional de columnas



Figura 4.1 Pandeo Flexional de columnas (ITEA)

La figura 4.1a muestra la configuración recta y deformada de una columna sujeta a una carga de compresión.

La columna puede ser estable o inestable dependiendo de la magnitud de la carga axial, que es el parámetro que controla el sistema.

Inicialmente el elemento se encuentra recto y la carga es axial, y por ello la estructura se mantiene estable para valores pequeños de P; si una perturbación produce desplazamientos, la columna volverá a su posición recta una vez que la perturbación deja de actuar. Cuando la carga alcanza un cierto valor, llamada "carga crítica", el equilibrio estable llega a su límite. Con esta carga P_{cr} , aparece otra configuración de equilibrio con una leve deformación de la columna.

Si la carga excede el valor critico, la posición recta es inestable y cualquier perturbación produce grandes desplazamientos del elemento y, finalmente, un colapso de la columna por pandeo. El punto límite, después del cual las deformaciones en el elemento son muy grandes, se llama "punto de bifurcación" del sistema. (Figura 4.1b).

Consecuentemente, el punto de bifurcación es la carga para la cual una columna recta comienza a flectarse.

(4.1)

La carga crítica para una columna bi-articulada esta dada por la siguiente expresión:

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



Figura 4.2 Modos de pandeo (ITEA)

La figura 4.2, muestra los tres primeros modos de pandeo (para n=1, 2 y 3 respectivamente).

4.3 Pandeo de placas

Las placas son elementos muy importantes en las estructuras de acero; pueden encontrarse formando cuerpo completos mediante el proceso de laminado (como las secciones laminadas en caliente), mediante flexión (como las secciones conformadas en frío) y mediante soldadura.

Un elemento placa se caracteriza por tener un espesor t mucho menor que el ancho b, o la longitud a.

El parámetro más importante de las placas es la relación b/t, denominada esbeltez y éste influye en el pandeo local del elemento placa.

La resistencia de la placa depende de las dimensiones geométricas y de las condiciones de sujeción de sus bordes (condiciones de contorno).

La resistencia de una placa rigidizada en compresión está gobernada por el esfuerzo en el límite de fluencia del material si la relación ancho/espesor (b/t) es relativamente pequeña. Sin embargo, esta resistencia será gobernada por el pandeo local que se presenta bajo esfuerzos menores que el límite de fluencia si la relación (b/t) es relativamente grande.

Un elemento comprimido rigidizado o parcialmete rigidizado es una placa plana que soporta cargas de compresión; es decir, un alma o un ala de un perfil en el cuál ambos borde paralelos a la dirección del esfuerzo están rigidizados ya sea por un alma, un ala o un borde rigidizador.



Figura 4.3 Pandeo de placas (AISI, 2007)

La figura 4.3 muestra una placa rectangular cargada a compresión en una dirección, con sus cuatro lados simplemente soportados, se impide el desplazamiento fuera del plano, pero los cuatro bordes están libres de rotar.

Al igual que en las barras sujetas a compresión, la placa permanece plana hasta el momento en el que se alcanza su valor crítico, instante en el que pandea con deformaciones laterales.

Si la placa es cuadrada, se presentará un pandeo con simple curvatura en ambas direcciones como se muestra en la figura 4.4.



Figura 4.4 Pandeo de una placa cuadrada (AISI, 2007)

Sin embargo, los perfiles de acero conformado en frío que se utilizan en la construcción de estructuras, están constituidos por elementos placa donde la longitud de sus elementos (almas y alas) son mucho mayores que sus anchos como se ilustra en la figura 4.5.



Figura 4.5 Pandeo local del alma de un perfil (AISI, 2007)

El esfuerzo crítico de pandeo de una placa plana como se muestra en la figura 4.6 puede ser determinada mediante la ecuación:

$$f_{cr} = \frac{K \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$
(4.2)

Donde:

$$K = \left[\left(\frac{a}{b}\right) + \frac{1}{m} \left(\frac{a}{b}\right) \right]$$
(4.3)

 f_{cr} = Esfuerzo crítico de compresión de pandeo.

E = Módulo de elasticidad del acero.

t = Espesor de la placa

 μ = Coeficiente de poisson

m y n = Número de semiondas senoidales en las direcciones x, y respectivamte.

a y b = Longitud y ancho de la placa.



Figura 4.6 Placa rectangular sujeta a esfuerzos de compresión (AISI, 2007)

La ecuación (4.2) representa la ecuación general del esfuerzo crítico de pandeo local para una placa rectangular sujeta a esfuerzos de compresión en una dirección. El valor de K usado en la ecuación (4.2) es mostrado en la figura 4.7 para diferentes relaciones (a/b).



Figura 4.7 Coeficiente de pandeo para placa plana rectangular (Yu, 2000)

Si la placa pandea con una sola semionda, entonces m = 1 y K toma su valor mínimo (igual a 4), cuandoa = b, o sea en una placa cuadrada.

Paralelamente, si la placa pandea con dos semiondas, entonces m = 2 y K alcanza su valor mínimo (también 4), cuando a = 2b.

Tomando consecutivamente los valores m = 3, 4, ...; se obtienen la serie de curvas indicadas en la figura 4.7.

Es interesante observar como, para los valores $\sqrt{2}$, $\sqrt{6}$, del coeficiente a/b, se produce una coincidencia de dos modos de pandeo.

Por otra parte se observa también que cuando (a/b) es un número entero, el valor de K es 4. Por lo que el valor de K = 4 es también aplicable para relaciones (a/b) relativamente grandes.

En las estructuras metálicas, los elementos estructurales están constituidos por perfiles donde la relación (a/b) de sus placas son grandes; consecuentemente un valor de K = 4 puede ser usado para determinar el esfuerzo crítico de pandeo de una placa simplemente soportada a lo largo de sus cuatro bordes sujetos a compresión en una dirección.

En la práctica sin embargo, los perfiles de acero conformado en frío están formados por placas rectangulares largas sujetas a diferentes tipos de esfuerzos (compresión, corte o

flexión) y bajo diferentes condiciones de sujeción en sus bordes (simplemente soportados, fijos o libres). Para estos casos, las especificaciones AISI proporcionan en la tabla C–B2–1 (reproducida en la tabla 4.1), los valores de K para diferentes condiciones.

Caso	Condición de borde	Tipo de esfuerzo	Valor de k para placa larga
(a)	S.A. S.A. S.A. S.A.	Compresión	4,0
(b)	Empotrado S.A. S.A. Empotrado	Compresión	6,97
(c)	S.A. S.A.	Compresión	0,425
(d)	Empotrado S.A. S.A. Libre	Compresión	1,277
(e)	S.A. S.A.	Compresión	5,42
(f)		Corte	5,34
(g)	Empotendo Empotedo Empotedo Empotedo	Corte	8,98
(h)	SA. SA. SA. SA.	Flexión	23,9
(i)	Empetrado Empetrado Emportado Empetrado	Flexión	41,8



4.4 Curva de pandeo

El comportamiento de una placa sujeta a compresión descrita anteriormente está basado en la teoría de pandeo lineal que toma en cuenta las siguientes hipótesis.

1.- El material es elástico, homogéneo e isotrópico

2.- La placa es perfectamente plana y esta libre de tensiones

3.- El espesor "t" de la placa es pequeño comparado con las demás dimensiones

4.- la carga en el plano atraviesa su plano central

5.- Los desplazamientos transversales ω son pequeños comparados con el espesor de la placa

6.- Las pendientes de las superficies flectadas son pequeñas.

7.- Las deformaciones son de tal manera que las secciones perpendiculares al plano central de la placa, se mantienen rectas y perpendiculares a la superficie central flectada.

La relación entre la tensión crítica y la esbeltez de la placa, (b/t) viene dada por la curva de pandeo, representada en la figura siguiente:



Figura 4.8 Teoría de Pandeo Lineal (ITEA)

Como se observa, tiene forma hiperbólica y es análoga a la hipérbola de Euler para el pandeo de columnas.

Sin embargo, los supuestos indicados no se cumplen en estructuras reales. A continuación se exponen lo que ocurre con el comportamiento de pandeo cuando se eliminan cada uno de los supuestos.

4.5 Influencia de las imperfecciones en el comportamiento de placas reales

El comportamiento lineal-elástico del material descrito anteriormente, no es válido para el acero.

Si se considera que el acero se comporta como un plástico lineal-elástico ideal, la curva de pandeo debe cortarse por el nivel de la tensión de fluencia σ_{γ} , (Figura 4.9 a).



Curvas hipoteticas: teoria lineal



Figura 4.9 diagrama $\sigma - \varepsilon$ para el acero y sus correspondientes curvas de pandeo (ITEA)

Cuando se tiene en cuenta el comportamiento no lineal del acero entre el límite de proporcionalidad σ_p y la tensión de fluencia σ_y , la curva de pandeo se reducirá aun más (figura 4.9-b).

En conclusión, puede decirse que la eliminación del supuesto de un comportamiento lineal – elástico del acero da como resultado la reducción de la resistencia de la placa.

Por otra parte es difícil encontrar en estructuras reales placas sin imperfecciones geométricas ni tensiones residuales sometidas a cargas aplicadas en su plano central. Aun manteniendo el supuesto de pequeños desplazamientos, el estudio de una placa con imperfecciones exige un análisis de segundo orden. Este análisis no posee ningún punto de

bifurcación, ya que se pueden determinar los desplazamientos δ correspondientes a cada nivel de tensión como se muestra en la figura 4.10.



Figura 4.10 Influencia de las imperfecciones en el comportamiento de placas en compresión (ITEA)

La figura 4.10, muestra como las imperfecciones modifican el comportamiento de las placas prácticas.



Figura 4.11 Curvas Esfuerzo- Deformación de una placa con imperfecciones y curva de pandeo según la teoría lineal con plasticidad (ITEA)

En una placa sin imperfecciones la trayectoria de equilibrio sigue teniendo un punto de bifurcación en σ_{cr} , pero a diferencia de la teoría de pandeo lineal, el equilibrio para tensiones $\sigma > \sigma_{cr}$ continua siendo estable (figura 4.12)



Figura 4.12 Curvas Esfuerzo- Deformación de placas con imperfecciones según la teoría de pandeo no lineal (ITEA)

El comportamiento de una placa esbelta es asintótico respecto al de la placa ideal y la resistencia disminuye un poco.

4.6 Comportamiento posterior al pandeo y anchos eficaces

A diferencia de los miembros estructurales unidimensionales como las columnas, los elementos placa rigidizados en compresión no colapsan cuando el esfuerzo crítico de pandeo es alcanzado. Una carga adicional puede ser soportada por la placa después del pandeo debido a una redistribución de esfuerzos. Este fenómeno es conocido como resistencia de post pandeo y es más pronunciado para elementos con relaciones (b/t) grandes.

El mecanismo de post pandeo puede ser visualizado en el modelo de placa cuadrada que se muestra en la figura 4.13, que representa la porción abcd del alma en compresión del perfil mostrado en la figura 4.5.

La placa ha sido modelada mediante un sistema de franjas paralelas y perpendiculares a la dirección de la carga aplicada.



Figura 4.13 Modelo de placa cuadrada para el post pandeo (AISI, 2007)

En el momento en que las franjas verticales comienzan a pandearse, las franjas horizontales que están conectadas a las anteriores empiezan a contrarrestar el incremento de deflexión, haciendo que las tensiones se redistribuyan hacia los bordes rigidizados. Según prosigue el pandeo, esta redistribución se hace más extrema.

La resistencia de post pandeo puede ser determinada introduciendo el concepto del "Ancho Efectivo" para el análisis y diseño de elementos en compresión.



Figura 4.14 Comportamiento por pandeo de placa cuadrada en compresión con extremos simplemente apoyados (AISI, 2007)

Como se observa en la figura (4.14a), cuando la carga de compresión aplicada a la placa es menor que la carga critica ($P < P_{cr}$), es decir antes de que se inicie el pandeo, los esfuerzos se distribuyen uniformemente en el ancho b de la placa.

Una vez iniciado el pandeo, una porción de la carga de pre pandeo de las franjas centrales se transfiere hacia los bordes rigidizados de la placa, haciendo que la distribución de esfuerzos en la sección deje de ser uniforme como muestra la figura 4.14b.

La redistribución de esfuerzos continúa hasta que el esfuerzo en los bordes de la placa alcance el límite de fluencia del acero y la placa empieza a fallar (Figura 4.14c).

Es posible reemplazar la distribución de tensiones no lineal de la figura 4.14c, por bloques de tensión rectangulares que poseen la misma tensión máxima y el mismo efecto de acción, vale decir que en lugar de considerar una distribución de esfuerzos no uniforme sobre el ancho total de la placa b, se asume que la carga total es soportada por un ancho efectivo b_e , sujeto a una distribución uniforme de esfuerzos igual a los esfuerzos en los bordes $f_{máx}$ como se muestra en la figura 4.15.



Figura 4.15 Ancho efectivo para un elemento rigidizado en compresión (AISI, 2007)

El ancho efectivo b_e se puede determinar considerando que el área debajo de la curva que define la distribución de esfuerzos no uniforme es igual que la suma de las dos partes del área sombreada rectangular equivalente con un ancho total b_e con una intensidad de esfuerzos igual que en los bordes $f_{máx}$.

$$\int_0^b f \, dx = b_e \, f_{max}$$

Ante la imposibilidad de determinar una función f que descríba la variación de esfuerzos a lo largo del ancho total de la placa y proceder con la integración de la anterior ecuación y luego determinar b_e; se puede considerar que el ancho efectivo b_e representa un ancho particular de la placa que pandea en el momento exacto cuando los esfuerzos de compresión llegan al límite de fluencia del material, entonces ocurre la falla de la placa. Consecuentemente para una placa larga, el valor teórico del ancho efectivo b_e puede ser determinado igualando el esfuerzo crítico de pandeo al límite de fluencia.

$$f_{cr} = \frac{K \pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$
$$f_y = \frac{K \pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b_e}{t}\right)^2}$$

Dividiendo las dos ecuaciones miembro a miembro y despejando be/b :

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_y}} \tag{4.4}$$

La ecuación (4.4) es la fórmula de Von Karman para el ancho efectivo. Aunque Von Karman sugiere que la fórmula del ancho efectivo es solamente para elementos rigidizados, también trabaja satisfactoriamente para determinar el ancho efectivo de elementos no rigidizados como el de la figura 4.16.



Figura 4.16 Ancho efectivo para un elemento no rigidizado (AISI, 2007)

En este caso, el ancho efectivo está localizado totalmente en la zona adyacente al borde soportado.

4.7 Fórmula del ancho efectivo para elementos imperfectos en compresión uniforme

Los perfiles conformados en frío tienen imperfecciones geométricas y esfuerzos residuales que resultan de las operaciones de conformado en frío. Consecuentemente, la fórmula de Von Karman para el ancho efectivo necesita ser modificada para tomar en cuenta la reducción de resistencia debido a estas imperfecciones.

Winter ha propuesto y verificado experimentalmente la siguiente fórmula para determinar el ancho efectivo de elementos en compresión rigidizados y no rigidizados:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{F_y}} \left(1 - 0.22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{F_y}} \right) \tag{4.5}$$

Por lo tanto, el ancho efectivo b_e se puede determinar como:

 $b_e = \rho b$

Donde: ρ = Factor de reducción

$$\rho = \left(\frac{1 - 0.22}{\sqrt{\frac{f_{max}}{F_{cr}}}}\right) / \sqrt{\frac{f_{max}}{F_{cr}}}$$
$$\rho = \left(\frac{1}{\lambda}\right) \left(\frac{1 - 0.22}{\lambda}\right) \le 1 \qquad (4.6)$$

Donde λ es un factor de esbeltez que se determina de la siguiente manera:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_{max}}{F_{cr}}}$$
$$\lambda = \sqrt{f_{max} \left[\frac{12(1-\mu^2)(b/t)^2}{K\pi^2} \right]} / \frac{1}{K\pi^2}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} {\binom{b}{t}} \sqrt{\frac{f_{max}}{E}}$$
(4.7)

Donde f_{max} es el esfuerzo de diseño en el elemento en compresión calculado sobre la base del ancho efectivo de diseño.

Para elementos rigidizados en compresión, K es 4,0 y para elementos no rigidizados, K es 0,43.

El ancho efectivo b_e es igual al ancho de la placa b cuando $\lambda = 0,673$; por lo que la ecuación (4.6) es aplicable solamente para $\lambda > 0,673$. Para $\lambda \le 0,673$, el elemento placa es totalmente efectivo.



Figura 4.17 Factor de reducción ρ Vs. Factor de esbeltez, λ (AISI, 2007)

La figura (4.17) muestra la relación entre ρ y λ .

La figura 4.18 representa un resumen de la resistencia de placas reales de distinta esbeltez. Muestra la disminución de la resistencia debido a las imperfecciones, así como la resistencia posterior al pandeo de placas esbeltas. (Yu, 2000)



Figura 4.18 Relación entre esbeltez de chapa y esfuerzo de compresión (AISI, 2007)

4.8 Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador de borde



(a) Alas sin bordes rigidizadores

(b) Alas con bordes rigidizadores

Figura 4.19 Alas de perfiles sin bordes rigidizadores y con bordes rigidizadores (AISI, 2007)

Para incrementar la resistencia de pandeo de los perfiles conformados en frio que tienen alas con bordes libres como las secciones canal, zeta, etc., es posible proveer un soporte continuo a lo largo del borde longitudinal del ala en compresión.

El borde rigidizador más simple utilizado en la practica es el labio que se muestra en la figura b, también es posible utilizar otro tipo de bordes rigidizadores.

Para que el ala del perfil pueda incrementar su resistencia de pandeo, el borde rigidizador deberá poseer suficiente rigidez, caso contrario se pandeara perpendicularmente al plano del elemento.

Si una placa tiene cuatro bordes simplemente soportados como el alma de un perfil canal, el coeficiente de pandeo es K = 4,0; para una placa con tres bordes simplemente soportados y uno libre como el ala de un perfil canal sin rigidizadores de borde, el coeficiente de pandeo es K = 0,43

Al proveer un borde rigidizador al ala de un canal, este tendrá tres bordes simplemente apoyados y uno parcialmente apoyado, vale decir que el coeficiente de pandeo se encontrará entre los valores de K = 4,0 y K = 0,43 dependiendo de la rigidez del borde rigidizador y del mismo ala.

Al aumentar el valor de K, el ala incrementara su ancho efectivo, incrementando al mismo tiempo su resistencia o su capacidad de carga.

4.9 Cálculo del ancho efectivo y del coeficiente de pandeo "k" para los elementos uniformemente comprimidos parcialmente rigidizados

Para determinar la resistencia a la compresión de los perfiles de acero conformado en frío, los anchos efectivos de elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador de borde serán calculados de acuerdo con lo señalado por las especificaciones AISI. El procedimiento es el siguiente:



Figura 4.20 Elementos con rigidizados de borde (AISI, 2007)

Para $\frac{b}{t} \le 0,328 S$:

 $I_a = 0$ (No necesita rigidizador de borde: el ancho plano b es totalmente efectivo)

$$b_e = b$$
$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{b_e}{2}$$
$$d_S = d'_S$$

Para $\frac{b}{t} > 0,328 S$

$$b_{e1} = \left(\frac{b_e}{2}\right) (R_I)$$
$$b_{e2} = b_e - b_{e1}$$
$$ds = d's (R_I)$$

Donde:

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

b = Dimensión de la placa definido en la figura (4.20)

t = Espesor de la sección

 I_a = Momento de inercia adecuado del rigidizador respecto a su propio eje centroidal paralelo al elemento a rigidizar. Con este momento de inercia, el elemento en compresión podrá comportarse como un elemento rigidizado.

 I_s = Momento de inercia de la sección total del rigidizador respecto a su propio eje centroidal paralelo al elemento a rigidizar; la esquina circular entre el rigidizador y el elemento a ser rigidizado no deberá ser considerado como una parte del rigidizador. Para el rigidizador mostrado en la figura (4.20):

$$I_s = \frac{(d^3t \, sen^2\theta)}{12}$$

$$I_a = 399 t^4 \left[\frac{b_t}{s} - 0.328 \right]^3 \le t^4 \left[115 \frac{b_t}{s} + 5 \right]$$

 b_e = Ancho efectivo de diseño

 b_{e1} , b_{e2} = Porciones de anchos efectivos de diseño como se define en la

 d_s = Ancho efectivo reducido como se define en la figura (4.20) y será usado en el cálculo de las propiedades de la sección efectiva total.

d's = Ancho efectivo del rigidizador de borde calculado con K = 0.43

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

f se toma igual a F_n y se calcula de acuerdo con las especificaciones AISI, es decir:

Para $\lambda_c \le 1.5$ $F_n = (0.658^{\lambda_c^2})Fy$

Para

 $\lambda_c > 1.5$ $F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) Fy$

Donde:

Fe = La menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y flexotorsional.

K = coeficiente de pandeo

D, b = Dimensiones definidas en la figura (4.20)

d = Ancho plano del rigidizador de borde.

 $\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}}$

d's = Ancho efectivo del rigidizador de borde calculado de con K = 0.43, es decir:

$$d_{s}^{'}=d$$
 cuando $\lambda_{c}\leq0.673$
 $d_{s}^{'}=
ho d$ cuando $\lambda_{c}>0.673$

 A_s = Área reducida del borde rigidizador para ser usado en el cálculo de las propiedades de la sección efectiva total. Se debe considerar que el centroide del borde rigidizador está ubicado en el centroide del área total del rigidizador.

 A'_s = Area efectiva del borde rigidizador; la esquina circular entre el borde rigidizador y el elemento a ser rigidizado no debe ser considerado como parte del rigidizador.

Para calcular el ancho efectivo del elemento rigidizado, se utilizaran los coeficientes de placa, las cuales se evaluarán mediante las expresiones dadas en la tabla siguiente:

Tabla 4.2 Determinación del Coeficiente de pandeo de placa (K). (AISI, 2007)

Borde Rigidizador Simple $(140^o \ge \theta \ge 40^o)$		
$D/b \le 0.25$	$0.25 < D/b \le 0.80$	
$3.57 (R_I)^n + 0.43 \le 4$	$\left(4.82 - \frac{5D}{b}\right)(R_I)^n + 0.43 \le 4$	

Donde:

$$n = \left(0,582 - \frac{b/t}{4S}\right) \ge \frac{1}{3}$$
CAPÍTULO 5

COMPORTAMIENTO DE LOS PEFILES DE ACERO CONFORMADO EN FRIO SUJETOS A COMPRESIÓN

5.1 Introducción

Los perfiles de acero conformado en frio pueden ser usados también para transmitir cargas de compresión aplicadas en el centroide de su sección transversal.

Los perfiles utilizados como columnas pueden estar compuestos enteramente de elementos rigidizados (Figura 5.1a); elementos no rigidizados (Figura 5.1b) o una combinación de ambos (Figura 5.1c), aunque también pueden usarse las secciones tubulares redondas o rectangulares.



Figura 5.1 Secciones de perfiles conformados en frío (Yu, 2000)

Como los perfiles conformados en frío están hechos de placas delgadas, en la mayoría de los casos el centro de corte no coincide con el centroide de la sección; este aspecto hace que el diseño de estos miembros sujetos a compresión resulte más complejo que los miembros laminados en caliente.

Consecuentemente, para el diseño de un miembro estructural conformado en frio sujeto a compresión, se deberán considerar los siguientes estados límites que dependen de la forma de la sección transversal, espesor del material y la longitud del elemento: (Yu, 2000)

1.- fluencia

- 2.- Pandeo General de la columna
 - a) Pandeo Flexional: flexión alrededor de un eje principal
 - b) Pandeo Torsional: Torsión alrededor del centro de corte
 - c) Pandeo Flexo-Torsional: Flexión y Torsión simultánea
- 3.- Pandeo Local de elementos individuales.

A continuación se analizan las resistencias de las columnas considerando los diferentes modos de falla.

5.2 Fluencia

Un elemento muy corto y compacto sujeto a carga axial de compresión fallará por fluencia ante la imposibilidad de que se pandee.

La carga de fluencia es por tanto:

$$\mathsf{P}_{\mathsf{y}} = \mathsf{F}_{\mathsf{y}} \mathsf{A}_{\mathsf{g}} \tag{5.1}$$

Donde: A_g = Área total de la sección transversal dela columna

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

5.3 Pandeo flexional de columnas

5.3.1. Pandeo Elástico

Una columna esbelta cargada axialmente puede fallar por pandeo flexional total si la sección transversal de la misma es un perfil con doble simetría (sección I), perfil cerrado (tubular cuadrado o rectangular), perfil tubular redondo, o perfil con simetría puntual (perfil Z o cruciforme). (Yu, 2000)

Para los perfiles con simetría simple, el pandeo flexional también es una posibilidad de modo de falla aunque este tipo de perfiles son más propensos a fallar por pandeo torsional o flexo-torsional.

La carga de pandeo elástico crítico para una columna larga puede ser determinada por la fórmula de Euler: (Yu, 2000)

$$(P_{cr})_e = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2}$$
 (5.2)

P_e = Carga crítica de pandeo de Euler en el rango elástico

E = Módulo de elasticidad del acero

I = Momento de inercia de la sección transversal

L = Longitud no arriostrada de la columna

K = Factor de longitud efectiva

Sustituyendo $I = A r^2$ en la ecuación (5.2), se obtiene el esfuerzo crítico de Euler para el pandeo elástico:

$$(F_{cr})_e = \frac{(P_{cr})_e}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$
 (5.3)

Donde:

KL/r = Relación de esbeltez de la columna

r = Radio de giro de la sección total

La ecuación (5.3) corresponde a una función hiperbólica y es representada por la curva A de la figura (5.2).



Figura 5.2 Representación gráfica de la fórmula de Euler (Yu, 2000)

Sin embargo, la expresión (5.3) solamente es aplicable a columnas ideales en las que se consideraron las siguientes suposiciones: (Yu, 2000)

1) La columna es inicialmente es perfectamente recta

2) La carga se aplica por el eje que pasa por el centro de gravedad de la sección transversal

3) El comportamiento del material es elástico y lineal, no existen tensiones residuales.

5.3.2 Pandeo Inelástico

Los investigadores Engesser y Consider fueron los primeros en tomar en cuenta la posibilidad de utilizar un módulo de elasticidad variable en el análisis del comportamiento de las columnas y plantearon dos métodos: el método del "Módulo Tangente" y el método del "Módulo Reducido".

En la teoría del "módulo Tangente" de Engesser, planteada en 1889, la columna se mantiene recta hasta el instante de falla, en el cuál el módulo de elasticidad del material es tangente a la curva esfuerzo-deformación como se observa en la figura (5.3). (Salmon; Johnson, 2008)



Figura 5.3 Teoría del módulo tangente (Salmon; Johnson, 2008)

Esta teoría señala que para un cierto valor de esfuerzo $F_{cr} = P_{cr} / A$, el elemento puede adquirir una forma desviada inestable y que la deformación para F_{cr} es gobernada por $E_{T.}$

Engesser utilizó la teoría de Euler, pero reemplazó el módulo de elasticidad E (Módulo de Young) por el módulo tangente E_t; por esta razón esta teoría se llamó "Teoría del Módulo Tangente". (Salmon; Johnson, 2008)

$$(P_{cr})_e = P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{(KL)^2}$$
 (5.4)

Donde:

P_t = Carga de pandeo por la teoría del Módulo Tangente.

El módulo tangente Et está en función de la carga actuante sobre la columna.

Con esta teoría se tiene todavía un problema de bifurcación del equilibrio cuando la columna es asumida inicialmente recta y la carga se aplica sin excentricidad.



Figura 5.4 Bifurcación del equilibrio (Salmon; Johnson, 2008)

Consecuentemente existen dos rangos posibles de pandeo: el elástico y el inelástico:

a) Pandeo Elástico

Si
$$\frac{P_{cr}}{A} = F_{cr} \le F_P$$
 Entonces $E_t = E$

Por lo tanto:

$$P_{cr} = P_t = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2}$$
(5.5)

b) Pandeo Inelástico

Si
$$\frac{P_{cr}}{A} = F_{cr} > F_P$$
 Entonces $E_t < E$

Por lo tanto:

$$P_{cr} = P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{(KL)^2}$$
(5.6)

$$F_{cr} = F_t = \frac{P_t}{A} = \frac{\pi^2 E_t}{(KL/r)^2}$$
 (5.7)





Esta teoría sin embargo, no estaba de acuerdo con los resultados de los ensayos, que daban cargas calculadas, inferiores a las capacidades portantes medidas en laboratorio.

Se supuso que la causa principal para considerar errónea la teoría del módulo tangente era que la transición del elemento de recto a curvado, se llevaba a cabo sin reversión de deformaciones.

Dos años después; en 1891, Considere observó que para la carga crítica la columna se flexa y por lo tanto se produce una reversión de deformaciones en algunas fibras de la sección transversal. (Salmon; Johnson, 2008)



Figura 5.6 Reversión de deformaciones (Salmon; Johnson, 2008)

- $\Delta \epsilon_2$ = Incremento en la deformación por compresión debido al pandeo
- $\Delta \epsilon_1$ = Decremento en la deformación por compresión debido al pandeo
- ϵ_a = Deformación antes del pandeo
- $\sigma_{\rm a}$ = Compresión uniforme (P/A) antes del pandeo

La sección incrementa su compresión a razón del módulo tangente (E_t) y disminuye su compresión a razón del módulo de Young (E)



Figura 5.7 Variación del módulo de elasticidad en la sección (Salmon; Johnson, 2008)

De acuerdo a Considere, la reversión de las deformaciones en el momento de pandeo rigidiza la sección transversal debido a que algunas fibras (las que se descargan), tienen un módulo de elasticidad E. Por lo tanto, en el momento del pandeo, el módulo de elasticidad efectivo es mayor que el módulo tangente E_t.

En 1895 Engesser pensaba que Considere estaba en lo correcto y retiró su teoría del módulo tangente. Su razonamiento fue de que durante el curvado de la columna, algunas fibras se someten a un incremento de esfuerzos y algunas fibras se descargan, por lo tanto debe ser utilizado un valor combinado para el módulo de elasticidad.

Engesser desarrolló la teoría del Módulo Reducido o del Doble Módulo basado en el concepto de la reversión de deformaciones en el momento de pandeo que fue observado por Considere y planteó que el Módulo Reducido está entre estos dos límites: (Salmon; Johnson, 2008)

$$P_{cr} = P_R = \frac{\pi^2 E_R I}{(KL)^2}$$
 (5.8)

$$F_R = \frac{P_R}{A} = \frac{\pi^2 E_R}{(KL/r)^2}$$
 (5.9)

 $F_R > F_t$

Donde el módulo reducido se expresa por:

$$E_R = \frac{EI_1}{I} + \frac{E_t I_2}{I}$$
 (5.10)

Donde:

 I_1 = Momento de inercia alrededor del eje neutro del lado descargado después del pandeo.

 I_1 = Momento de inercia alrededor del eje neutro del lado cargado después del pandeo.

El módulo reducido E_R depende de la forma de la sección transversal porque algunas fibras son cargadas y otras descargadas en el momento de pandeo.

Comparando las gráficas de estas teorías:





La teoría del módulo reducido fue aceptada como la teoría analíticamente correcta, sin embargo los experimentos demostraban que los resultados de los esfuerzos calculados eran superiores a los valores de ensayos y que más bien se aproximaban más a la teoría del módulo tangente.

Shanley en 1947 indicó que tanto la teoría del módulo tangente como la del módulo reducido tenían un error lógico y por lo tanto ninguna de las teorías era precisamente la correcta. Sin embargo, él indicó que la teoría del módulo tangente da la mejor estimación para la carga de pandeo en una columna con esfuerzos en el rango inelástico. Esta contradicción fue aclarada por Shanley en 1946. (Salmon; Johnson, 2008)

Shanley llegó a las siguientes conclusiones: (Salmon; Johnson, 2008)

1.- La teoría del módulo tangente da la máxima carga con la cual una columna inicialmente recta permanece recta, o dicho de otro modo, la flexión de la columna (la bifurcación del equilibrio) comienza con la carga P_t .

2.- La carga máxima actuante en una columna excede la carga del módulo tangente y puede alcanzar la carga del módulo reducido. Es decir que luego de que ocurre la bifurcación recién comienza la reversión de deformaciones y la carga se incrementa hasta alcanzar P_R.

Muchos otros investigadores han comprobado los descubrimientos de Shanley e indicaron que para el caso estudiado, la máxima carga de pandeo es usualmente mayor que la carga obtenida con el módulo tangente en un 5 % o menos.

Como quiera que la resistencia del módulo tangente provee una excelente predicción de la resistencia de la columna, el Consejo de Investigación de Columnas sugieren que las fórmulas de diseño de columnas deberían realizarse sobre la base de la teoría del módulo tangente.

Sin embargo para determinar el valor de la resistencia utilizando la fórmula del módulo tangente en una situación particular, es necesario contar con las curvas de esfuerzodeformación para todos los tipos de acero que se utilizan en la construcción de estructuras. Esto es prácticamente imposible, particularmente para los perfiles conformados en frío, puesto que el trabajo de conformado en frío modifica las propiedades mecánicas del acero empleado. Por esta razón, antes de 1996 en la especificación AISI se utilizaba la siguiente ecuación para calcular la tensión de pandeo inelástico de la columna:

$$(F_{cr})_{I} = F_{y} \left[1 - \frac{F_{y}}{4(F_{cr})_{e}} \right]$$
(5.11)

En el cual F_y es el esfuerzo en el límite de fluencia del acero.

Como se muestra en la figura (6.5) el valor de:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{lim} = \sqrt{\frac{2\pi E}{F_y}}$$
(5.12)

Es el límite de la relación de esbeltez KL/r correspondiente a un esfuerzo igual a $F_y/2$. Cuando la relación de esbeltez KL/r es mayor que esta relación límite se asume que la columna está gobernada por el pandeo elástico y cuando la relación KL/r es menor que la relación límite, la columna está gobernada por el pandeo inelástico.

Por lo tanto, como la ecuación (5.12) se basa en la hipótesis de $F_{pr} = F_y/2$, solo es aplicable para $(F_{cr})_e \ge F_y/2$

Utilizando λ_c como parámetro de esbeltez de la columna en lugar de la relación de esbeltez, KL/r, la ecuación 6.6 se puede escribir de la siguiente forma:

$$(F_{cr})_I = \left[1 - \frac{F_{y_c}^2}{4}\right] F_y$$
 (5.13)

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{(F_{cr})_e}} = \frac{kl}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$
(5.14)

La ecuación (5.13) solo es aplicable para $\lambda_c \leq \sqrt{2}$

5.3.3. Resistencia axial nominal para columnas localmente estables.

Si las placas individuales de la columna tienen relaciones b/t pequeñas, no existe la posibilidad de que se produzca el pandeo localizado antes de que la tensión de compresión llegue a la tensión de pandeo (esfuerzo crítico) de la columna o al límite de fluencia del

acero. Por lo tanto, la resistencia axial nominal se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$P_n = A_g F_{cr} \tag{5.15}$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal d la columna

Ag = Área total de la sección transversal de la columna

F_{cr} = Esfuerzo crítico d la columna (Esfuerzo de pandeo)

5.3.4. Resistencia axial nominal para columnas localmente inestables.

En los perfiles de acero conformado en frío con elevadas relaciones b/t, el pandeo localizado de sus placas componentes individuales puede ocurrir antes que la carga aplicada llegue a la resistencia nominal determinada con la ecuación (6.10). Los efectos de la interacción entre el pandeo local y el pandeo global de la columna resulta entonces en una reducción de la resistencia global de dicha columna.

A fin de reflejar el efecto del pandeo local sobre la reducción de la resistencia de las columnas, la resistencia nominal se determina mediante la tensión crítica de pandeo de la columna y el área efectiva, A_e, en lugar de utilizar el área total de la sección transversal:

$$P_n = A_e F_{cr} \tag{5.16}$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo critico de pandeo elástico o inelástico

 A_e = Área efectiva de la sección calculado con F_{cr} .

El año 1996, las ecuaciones de diseño para calcular las tensiones de pandeo flexional elástico e inelástico fueron modificadas por las especificaciones AISI para adoptar las utilizadas en la especificación LRFD del AISC. Estas expresiones son las siguientes:

Pandeo inelástico, para $\lambda_c \leq 1,5$:

$$F_n = F_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) F_y$$
 (5.17)

Pandeo elástico, para $\lambda > 1,5$:

$$F_n = F_{cr} = \left(\frac{0.877}{{\lambda_c}^2}\right) F_y$$
 (5.18)

 F_n es la tensión nominal de pandeo flexional que puede estar en el rango elástico o en el rango inelástico que depende, como se observa del valor de λ_c :

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \tag{5.19}$$

Donde F_e es la tensión de pandeo flexional elástica calculada utilizando la ecuación (5.3)

$$(F_{cr})_e = \frac{(P_{cr})_e}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$
 (5.3 repetida)

En consecuencia, la ecuación para determinar la resistencia nominal de la columna se expresa por:

$$P_n = A_e F_{cr}$$
 (5.16 repetida)



Figura 5.9 Comparación de tensiones críticas de pandeo (AISI, 2007)

La figura 5.9 muestra una comparación de las tensiones críticas de pandeo flexional utilizadas en las especificaciones 1986, 1991, 1996, 2001 y 2007. Se indican además las ecuaciones utilizadas para graficar estas dos curvas. (AISI, 2007)

5.4 Longitud efectiva

El factor de longitud efectiva K que forma parte en todas las ecuaciones anteriores, toma en cuenta la influencia de las restricciones que impiden la rotación y la traslación de los extremos de una columna sobre su capacidad portante. Para el caso más simple, es decir una columna con ambos extremos articulados y arriostrada para impedir la traslación lateral, el pandeo se produce en forma de una media onda senoidal y la longitud efectiva, KL, que corresponde a la longitud de esta media onda senoidal, es igual a la longitud real de la columna (figura 5.10)); por lo tanto para este caso K = 1. A esta situación se aproxima un elemento comprimido que forma parte de una estructura que está arriostrada de manera tal que no existe la posibilidad que haya traslación lateral de un extremo de la columna con respecto al otro. Este es el caso de una columna que forma parte de una estructura intraslacional



Figura 5.10 Columna bi-articulada

Figura 5.11 Columna Bi- empotrada

Si consideramos una columna cuyos extremos no pueden rotar (Figura 5.11), la carga que causa el pandeo será diferente a la de la columna con sus extremos articulados.

Para determinar la carga elástica de pandeo se establece la ecuación diferencial de equilibrio y se la resuelve tomando en cuenta las condiciones de contorno dando como resultado un valor de K = 0,5; comparando la capacidad portante de las dos columnas, se observa que la columna empotrada en ambos extremos puede soportar cuatro veces más la carga que puede soportar la columna con ambos extremos articulados.

En general para cualquier condición de apoyo de una columna, se puede determinar la carga elástica d pandeo resolviendo su ecuación diferencial de equilibrio, reemplazando las condiciones de contorno apropiadas y el resultado es usualmente expresado en términos de la longitud efectiva KL.

En la Tabla 5.1 se dan valores del coeficiente de pandeo K para otras situaciones sencillas.

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos.	(a)			₩₩ ₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩	(e) → • · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0	
Valor recomendado de K para diseño	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0	
Referencia de las condiciones en los extremos	₽₽₽	Rotación impedida, trasl. impedida Rotación Libre, trasl. impedida Rotación impedida, trasl. libre Rotación libre, trasl.libre					

Tabla 5.1 Factores de longitud efectiva para miembros comprimidos con carga axial(AISI, 2007)

El valor del coeficiente de pandeo para columnas que pertenecen a pórticos traslacionales e intraslacionales, depende de la rigidez de las barras que forman parte de dicha estructura. Los valores de K se pueden obtener a partir de nomogramas elaboradas para tal efecto.

5.5 Pandeo torsional de columnas.

El pandeo torsional, normalmente no se presenta en secciones cerradas debido a sus grandes rigideces torsionales.

El pandeo puramente torsional, es decir la falla por una torsión brusca sin flexión simultánea, es posible en el caso de algunas secciones abiertas de pared delgada con simetría puntual, en las cuales coinciden el centro de corte y el centroide de la sección transversal, tales como los perfiles Z antisimétricos o como los perfiles I con simetría doble. Estas secciones cuando están sometidas a carga concentrada, el pandeo torsional muy rara vez gobierna el diseño, esto se debe a que pandean por flexión o una combinación de flexión y pandeo local a una carga menor que la que produciría pandeo torsional. Sin embargo, en el caso de miembros de este tipo relativamente cortos, no se puede descartar totalmente esta clase de pandeo. En consecuencia, si este pandeo es elástico ocurre a la tensión crítica σ_t , calculada con la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$
(5.20)

Donde:

- A = Area total de la sección transversal de la columna
- r_o = Radio de giro polar de la sección transversal respecto al centro de corte
- G = Módulo de elasticidad transversal
- J = Constante de torsión e Saint Venant de la sección transversal
- E = Módulo de elasticidad longitudinal
- C_w = Constante de alabeo por torsión de la sección transversal
- KtLt = Longitud efectiva para la rotación

5.6 Pandeo flexo-torsional de columnas.



Figura 5.12 Pandeo Flexo-torsional de columnas (AISI, 2007)

En las secciones con simetría simple tales como las secciones tipo canal, angulares de lados iguales, perfiles T y perfiles doble T con las alas desiguales en las cuales el centro de corte no coincide con el centroide, el pandeo flexo-torsional es uno de los modos de pandeo posibles como se observa en la figura (5.12).

Las secciones asimétricas siempre pandean en el modo flexo-torsional.

La carga de pandeo elástico flexo-torsional de una columna se puede determinar a partir de la siguiente ecuación: (AISI, 2007)

$$P_n = \frac{1}{2\beta} \left[(P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right]$$
(5.21)

Si se dividen ambos miembros de esta ecuación por el área de la sección transversal, A, se obtiene la ecuación correspondiente a la tensión de pandeo elástico flexo-torsional, F_e, dela siguiente manera:

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$
(5.22)

Para esta ecuación, como para todos los requisitos relacionados con el pandeo flexotorsional, el eje X es el eje de simetría:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \qquad : \quad es \ la \ tensión \ de \ pandeo \ flexional \ de \ Euler \ respecto \ al \ ejeX$$

 σ_t : es la tensión de pandeo torsional

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2$$

 x_o = Distancia entre el centro de corte y el centroide sobre el eje X, considerada negativa

$$r_{o} = \sqrt{r_{x}^{2} + r_{y}^{2} + x_{o}^{2}}$$

Para secciones con simetría simple el pandeo flexo-torsional es uno de los modos de pandeo posibles. El otro modo de pandeo posible es el pandeo flexional con respecto al eje Y, considerando que el eje X es de simetría. Es decir que en secciones con simetría simple no es posible el pandeo flexional respecto al eje X.

5.7 Pandeo Distorsional de Columnas

Para el diseño de columnas, el pandeo distorsional del ala es también uno de los importantes modos de falla para miembros de sección abierta teniendo las alas, bordes rigidizadores como se muestra en la figura.



Figura 5.13 Pandeo Distorsional de perfiles costaneros (AISI, 2007)

Este tipo de modo de pandeo involucra la rotación de cada ala y el borde rigidizador alrededor de la conexión ala-alma. Por lo tanto el pandeo distorsional se traduce en una inestabilidad que puede ocurrir en miembros que tienen alas con bordes rigidizados, tales como las secciones C y Z

La longitud de la onda en el pandeo distorsional es considerada más larga que la longitud de onda en el pandeo local, pero mas corta que en el pandeo flexional o flexotorsional.

La principal dificultad para calcular la resistencia al pandeo distorsional de un miembro sometido a compresión, es estimar eficientemente el esfuerzo de pandeo distorsional elástico, F_d.

Debido a la complejidad de este cálculo, las especificaciones AISI-2007 proporcionan tres alternativas

5.8 Cálculo de la resistencia al Pandeo Distorsional

Las disposiciones de esta sección podrán aplicarse para los perfiles I, Z, C, y otros miembros de secciones abiertas que usan alas con bordes rigidizadores. La resistencia nominal de compresión axial podrá ser calculada de acuerdo con las ecuaciones (5.23) y (5.24)

Para $\lambda_d \leq 0.561$

$$P_n = P_v \tag{5.23}$$

Para $\lambda_d > 0.561$

$$P_{n} = \left[1 - 0.25 \left(\frac{P_{crd}}{P_{y}}\right)^{0.6}\right] \left(\frac{P_{crd}}{P_{y}}\right)^{0.6} * P_{y}$$
(5.24)

Donde:

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{P_y}{P_{crd}}}$$
$$P_y = A_g F_y$$

$$P_{crd} = A_g F_d$$

Siendo:

 $P_n = Resistencia axial nominal de la columna$

 $A_g = Area total de la sección transversal$

 $F_{v} = L$ ímite de Fluencia del acero

 $F_d = Esfuerzo de pandeo elastico distorsioanl, calculado de acuerdo a las secciones (a),$

(*b*) *o* (*c*).

a) Disposiciones simplificadas para secciones C y Z no restringidas con bordes rigidizadores simples

Para secciones C y Z que no tienen restricciones rotacionales del ala y están dentro de los límites dimensionales considerados en esta sección, la ecuación (5.25) podrá usarse para calcular una predicción conservadora del esfuerzo de pandeo distorsional, ya que esta disposición ignora o no considera cualquier restricción rotacional que evitaría el pandeo distorsional.

Para determinar el esfuerzo de pandeo distorsional F_d más exactamente, se deberá recurrir a la sección, (b) o considerar la sección (c) para una opción alternativa.

Los siguientes límites dimensionales deberán considerarse para aplicar la sección (a):

(1) $50 \le \frac{h_o}{t} \le 200$, (2) $25 \le \frac{b_o}{t} \le 100$, (3) $6.25 < \frac{D}{t} \le 50$. (4) $45^o \le \sigma \le 90^o$, (5) $2 \le \frac{h_o}{b_o} \le 8$. (6) $0.04 \le \frac{D \sin \theta}{b_o} \le 0.5$



Figura 5.14 Dimensiones de la sección (AISI, 2007)

- $h_o = Altura \ del \ alma \ fuera \ a \ fuera \ como \ se \ define \ en \ la \ figura \ 5.14$
- $b_o = Ancho \ del \ ala \ fuera \ a \ fuera \ como \ se \ define \ en \ la \ figura \ 5.14$
- $D = Dimensi\delta n del labio fuera a fuera como se define en la figura 5.14$
- t = Espesor base del acero
- $\theta =$ Ángulo del borde rigidizador

El esfuerzo de pandeo distorsional, F_d , podrá ser calculado de acuerdo con la ecuación:

$$F_d = \alpha K_d \; \frac{\pi^2 E}{12(1-u^2)} \left(\frac{t}{b_o}\right)^2 \tag{5.25}$$

Siendo:

 $\alpha = Un valor que se considera para tomar en cuenta la longitud no arriostrada, L_m,$

mas corto que L_{cr} , pero puede ser tomado conservadoramente como 1.0.

$$\alpha = 1$$
 para $L_m \ge L_{cr}$

$$\alpha = \left(\frac{L_m}{L_{cr}}\right) \ln \left(\frac{L_m}{L_{cr}}\right) \quad para \quad L_m < L_{cr}$$

 $L_m = Distancia entre sujeciones discretas que restringen el pandeo distorsional$ $(para miembros restringidos continuamente <math>L_m = L_{cr}$, pero la sujeción puede ser incluido como un resorte rotacional, K_{ϕ} , de acuardo con las disposisiones en (b)o(c)

$$L_{cr} = 1.2 h_o \left(\frac{b_o D \sin \vartheta}{h_o t}\right)^{0.6} \le 10 h_o$$
(5.26)

$$K_d = 0.05 \le 0.1 \left(\frac{b_o D \sin \vartheta}{h_o t}\right)^{1.4} \le 8.0$$
 (5.27)

$E = M \acute{o} du lo de elasticidad del acero$

 $\mu = coeficiente de Poisson$

b) Disposiciones para secciones C y Z o cualquier sección abierta con un ala en compresión rigidizado extendido a un lado del alma, donde el rigidizador puede ser un borde simple o un borde rigidizador complejo

Estas disposiciones de las Especificaciones proporcionan un método general para el cálculo de la resistencia al pandeo distorsional, F_d , para el ala en compresión de cualquier sección abierta con un borde rigidizador, incluyendo bordes rigidizadores complejos. Estas disposiciones también proporcionan una respuesta mas refinada para cualquier sección C y Z incluyendo aquellos dados en (a).

Las disposiciones de esta sección podrán aplicarse incluso a aquellas encontradas con límites geométricos en (a)

Puesto que las expresiones proporcionadas pueden ser complicadas, las soluciones para las propiedades geométricas de las secciones C y Z basadas en las dimensiones de la línea central son proporcionadas en la tabla C-C3.1.4(b)-1 del Manual AISI-2007.

$$F_d = \frac{K_{\phi fe} + K_{\phi we} + K_{\phi}}{\widetilde{K}_{\phi fg} + \widetilde{K}_{\phi wg}}$$
(5.28)

 $K_{\phi fe} = Rigidizador \ el \acute{a}$ stico rotacional proporcionado por el ala a la conexión ala-alma

de acuardo con la ecuación (6.21)

$$K_{\emptyset f e} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \left[E \ I_{xf} (x_o - h_x)^2 + E \ C_{wf} - E \ \frac{I^2 xyf}{I_{yf}} \ (x_o - h_x)^2 \right] + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \ GJ_f$$
(5.29)

Donde:

- E = Modulo de elasticidad del acero
- $G = M \acute{o} du lo \ de \ corte$
- $I_f = Constante torsional de Saint Venant del ala en compresión, más el borde$

rigidizador alrededor de los ejes x - y localizado en el centroide del ala, con el eje xmedido positivo a la derecha desde el centroide, y el eje y positivo debajo del centroide $K_{\phi we} = Rigidizador el$ ástico rotacional proporcionado por el alma a la conexión

ala/alma

$$K_{\phi we} = \frac{E t^3}{6 h_o (1 - \mu^2)}$$
(5.30)

- $K_{\phi} = Rigidez rotacional proporcionado por elementos restringidos (apoyo, panel$ entablado a la conexión ala – alma de un miembro (cero si el ala es no restringido)Si el rigidizador rotacional proporcionado por las dos alas es distinto, el más pequeñorigidizador rotacional es usado.
- $\widetilde{K}_{\emptyset fg} = Rigidizador rotacional geom \acute{e} trico Requerido por el$ ala a la conexión ala – alma , de acuerdo con la ecuacion (5.31)

$$\widetilde{K}_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \left\{ A_f \left[(x_o - h_x)^2 \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2 - 2y_o(x_o - h_x) \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right) + h^2_x + y^2_o \right] + I_{xf} + I_{yf} \right\}$$
(5.31)

- $A_f = Area de la sección transversal del ala en compresión más el borde rigidizador$ alrededor de ejes x – y localizados en el centroide del ala, con el eje x medidapositivo a la derecha desde el centroide, y el eje y positivo debajo del centroide.Y_o = y distancia desde la coyuntura ala – alma al centroide del ala.
- $\widetilde{K}_{\phi wg} = Rigidizador rotacional geométrico (dividido por el esfuerzo <math>F_d$)requerido por el alma desde la conexión ala alma.

$$\widetilde{K}_{\emptyset wg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \frac{t \, h^3{}_o}{60} \tag{5.32}$$

Donde:

L = EI menor entre $L_{cr} y L_m$

Siendo:

$$L_{cr} = \left\{ \frac{6 \pi^4 h_o (1 - \mu^2)}{t^3} * \left[I_{xf} (x_o - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right] \right\}^{1/4}$$
(5.33)

 L_m = Distancia entre la restricción directa que restinge el pandeo distorsional (para miembros restringidos continuamente $L_m = L_{cr}$)

Donde:

 $h_o = Altura \ del \ alma \ fuera \ a \ fuera \ como \ se \ define \ en \ la \ figura \ 6.13$

- $\mu = Relaci$ ón de Poisson
- $t = Espesor \ base \ del \ acero$

 I_{xf} = Momento de inercia del ala respecto al eje x

 $x_o = x$ distancia desde la coyuntura ala/alma al centroide del ala.

al centroide del ala.

 $h_x = x$ distancia desde el centroide del ala al centro de corte del ala.

 $C_{wf} = Constante de alabeo por torsión del ala$ $I_{xyf} = Producto de inercia del ala$ $I_{yf} = Momento de inercia del ala respecto al eje Y$

c) Análisis de Pandeo Elástico Racional

El análisis de pandeo elástico racional consiste en cualquier método siguiendo los principios de la mecánica para llegar a una predicción exacta del pandeo elástico distorsional y no simplemente un método racional arbitrario para determinar la resistencia última.

CAPÍTULO 6

ESTUDIOS EXPERIMENTALES

6.1 Introducción

En los capítulos anteriores se ha desarrollado el Marco Teórico del comportamiento de los elementos estructurales constituidos por perfiles de acero conformado en frío. Se realizó una recopilación de las expresiones dadas por las especificaciones AISI para determinar en forma teórica las resistencias nominales de los miembros cuando son sometidos a cargas de tracción, compresión y también se presentaron las expresiones para determinar la resistencia y los modos de falla de las conexiones empernadas y soldadas.

Este análisis; sin embargo, es bastante teórico; si bien en la mayoría de los casos está respaldado mediante ensayos realizados por los autores, los mismos fueron llevados a cabo bajo ciertas condiciones de trabajo, con los perfiles que se cuentan en el exterior del país y sobre todo empleando mano de obra especializada en la elaboración de las muestras.

Lo que se pretende con el siguiente trabajo de investigación, es verificar mediante ensayos, si el comportamiento de los perfiles que se emplean en nuestro país está de acuerdo a lo que se señala en la parte teórica, si las resistencias nominales obtenidas teóricamente son las mismas que las observadas en los ensayos.

No cabe duda que los ensayos, llevadas de la manera más realista de los diferentes miembros estructurales en la práctica nos permitirán sacar conclusiones en relación al comportamiento y verificar los diferentes modos de falla, puesto que en los ensayos se cargaran las muestras hasta llevarlos a la rotura.

6.2 Especificaciones Técnicas de la Máquina Universal de Ensayos



Fotografía 6.1 Máquina Universal de Ensayos

La Máquina Universal empleada en los estudios experimentales es de última generación, gobernada por un sistema hidráulico muy preciso y controlada por un sistema de control automático acoplada a una computadora que es manejado por un software especializado y que ya viene incluido desde la fábrica de equipos de laboratorio de la marca CONTROLS, una marca de procedencia italiana muy reconocida en la fabricación de este tipo de equipos.

La máquina viene dotada de un extensómetro electrónico de precisión, muy costoso y como se indicó anteriormente controlado mediante un software especializado.

La máquina Universal de ensayos se encuentra en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de San Francisco Xavier de Chuquisaca y tiene las siguientes características:

Capacidad de carga: 1000 KN (Compresión) 500 KN (Tracción) Distancia máxima entre mordazas: 350 mm (Para ensayos en tracción) 650 mm (Para ensayos a compresión) Longitud de las mordazas: 100 mm

No se cuenta con ningún certificado o curvas de Calibración porque la máquina fue importada por la casa importadora CEINA LTDA, de la ciudad de Santa Cruz de la Sierra y fue enviada desde Italia ya calibrada.

6.3 Descripción General de los Ensayos

Como se podrá evidenciar en los siguientes parágrafos, se realizó una buena cantidad de ensayos, todas ellas de acuerdo a lo que especifican las normas de la Sociedad Americana de Ensayo de Materiales (ASTM).

Por ejemplo, para determinar la influencia del conformado en frío (doblado de planchas planas) sobre los valores de las propiedades mecánicas del material: límite de fluencia y límite de rotura, se ensayaron a la tensión probetas obtenidas de perfiles costaneros.





Fotografía 6.2 Perfil CA 78x40x18x2

Fotografía 6.3 Perfil cortado

Se tomaron muestras de la parte plana de las alas (zona recta), del alma y de la zona curvada (esquinas), (Fotografías 6.2 y 6.3).

Las probetas fueron equipadas con extensómetros

Para determinar las áreas de las secciones transversales con la mayor precisión, cada probeta se midió con una aproximación de 0,1 mm

Se corta un perfil CA 78x40x18x2 (mm) en una longitud L = 450 mm.



Figura 6.1 Posición de las piezas

Se realizan cortes longitudinales para separar las esquinas de las partes planas tal como muestra la figura 6.1. Las dimensiones están dadas en milímetros.



Fotografía 6.4 Muestra con extremos planos



Fotografía 6.5 Probeta fracturada

- Se aplanan los extremos de las barras que corresponden a las esquinas en una longitud de 100 mm para facilitar el agarre entre las mordazas de la máquina de ensayos, de manera que los extremos aplanados coincidan con el centro de gravedad de la muestra con el fin de evitar la excentricidad en el cargado durante el ensayo (Fotografía 6.4).
- Se marcan los extremos de las muestras utilizando un punzón metálico para identificar su ubicación dentro del perfil completo.
- Se ensayan una a una las nueve muestras, tomando nota de las dimensiones antes y después de los ensayos (Fotografía 6.5).
- Se anotan los resultados de los ensayos: longitud final de la muestra, carga de rotura, límite de fluencia y límite de rotura (Tabla 6.1).
- También se preparó una muestra completa del perfil para someterlo a un ensayo de tracción para observar su comportamiento (Fotografía 6.6 y 6.7).



Fotografía 6.6 Preparación de muestra



Fotografía 6.7 Preparación de muestra

 Se tiene el cuidado de preparar la ranura para insertar la placa de sujeción de tal manera que durante el cargado de la probeta, la línea de acción de la fuerza aplicada pase por el centro de gravedad del perfil, evitando consecuentemente carga excéntrica. Se procede al cuadriculado exterior del perfil, con el fin de observar durante el ensayo los desplazamientos de las líneas horizontales y evaluar las deformaciones, se asegura entre las mordazas de la máquina universal de ensayos y se instala el extensómetro (Fotografía 6.8).





Fotografía 6.8 Instalación de Extensómetro

Fotografía 6.9 Muestra Fracturada

- Debido al debilitamiento que ha sufrido la muestra en la zona aledaña a la soldadura, por la preparación de la ranura para insertar la placa de conexión (Fotografía 6.6), se produce la falla de la muestra por fractura, sin que se haya observado una considerable deformación de la probeta (Fotografía 6.9). Sin embargo la información obtenida de las muestras individuales del perfil costanero son suficientes para realizar una evaluación del incremento del límite de fluencia y del límite de rotura que ha sufrido el acero con el cual fue elaborado el perfil por el conformado en frío.
- En cada uno de los ensayos realizados, se procedió de la manera descrita a continuación que sirve de ejemplo y se trata de la determinación del incremento el incremento de los valores de las propiedades mecánicas: límite de fluencia y límite de rotura, que sufren los perfiles conformados en frío debido al trabajo de conformado o doblado a la temperatura ambiente de planchas o placas que se importan en diferentes espesores.

N⁰ Ensayo	Sección	Dimension es [mm]	Area de la sección [mm2]	Long.Inicial de ensayo Le[mm]	Long.Final de ensayo Lf[mm]	Elongamient o %	Carga de Rotua [KN]	Fy [M Pa]	Fu (M Pa)
1	11	26 X 2	52,00	200	270	35,00	21,75	357,50	418,27
2	10	10 X 2	20,00	200	226	13,00	8,20	330,64	410,00
3	12	20 X 2	20,00	200	233	16,50	17,41	351,40	435,30
4	13	13 X 2	26,00	200	235	17,50	10,87	332,40	418,10
5	13	13 X 2	26,00	200	222	11,00	11,70	340,30	450,00
6	12	12 X 2	24,00	200	223	11,50	10,36	332,05	431,67
7	12	21 X 2	42,00	200	226	13,00	17,22	356,52	410,00
8	9	9 X 2	18,00	200	224	12,00	7,28	311,11	404,44
9	16	27 X 2	54,00	200	230	15,00	22,14	347,46	410,00

Tabla 6.1 Resultados de ensayos en laboratorio

Valores promedio del Límite de fluencia y del Límite de rotura obtenidos por ensayos:

Alas: $F_y = 320,875 \text{ MPa}$ $F_u = 407,220 \text{ MPa}$

Alma: $F_y = 334,916 \text{ MPa}$ $F_u = 433,257 \text{ MPa}$

Esquinas: $F_y = 353,220 \text{ MPa}$ $F_u = 418,392 \text{ MPa}$

Se puede observar que las propiedades mecánicas del acero en las esquinas han sufrido un incremento en sus valores en relación a las partes planas del mismo perfil.

6.4 Estudios experimentales para determinar la resistencia de elementos en tensión y la conexión empernada de dos placas a traslape

6.4.1 Objetivo del ensayo

Determinar experimentalmente la resistencia nominal de una placa conectada a otra, con una hilera de 3 pernos de alta resistencia y comparar esta resistencia con la obtenida mediante cálculos utilizando las expresiones dadas por las especificaciones del AISI-2007.

6.4.2 Descripción del ensayo



Fotografía 6.10 Preparación de muestras



Fotografía 6.11 Conexión a traslape

- Se preparan 3 muestras cada una de ellas compuesta por dos placas: una de ellas de sección transversal A = 50 mm x 3 mm, de longitud L = 340 mm y la otra de sección transversal A = 50 mm x 4 mm (de mayor espesor), de longitud L = 340 mm, para observar el comportamiento de la placa más delgada.
- Se traslapan las dos placas y se conectan utilizando una hilera de 3 pernos de alta resistencia de clase 8.8, de diámetro d = 12 mm, tal como muestran las fotografías 6.10 y 6.11. Las propiedades mecánicas del acero con los que fueron fabricados los pernos son conocidas.
- Se instalan una a una las muestras en la máquina universal de ensayos como se puede ver en la fotografía 6.12 y se miden las distancias iniciales entre los extremos del extensómetro, para que luego de los ensayos se midan las distancias finales y determinar las deformaciones de cada muestra.
- Se procede al ensayo de tracción de cada una de las muestras, cargándolas hasta la rotura (Fotografía 6.13). Los resultados se muestran en la tabla 6.2.



Fotografía 6.12 Ensayo de muestra

Los resultados se muestran en la tabla 6.2.

1.00

Fotografía 6.13 Falla por rotura

Nº DE ENSAYO	DIMENSIONES [mm]		ÁREA DE LA SECCIÓN [mm ²]		LONGITUD INICIAL DE LA	LONGITUD FINAL DE LA	DEFOR-	CARGA DE
	PLACA 1	PLACA 2	PLACA 1	PLACA 2	MUESTRA [mm]	RA MUESTRA [mm]	[%]	ROTURA [kN]
1	50 x 3	50 x 4	150	200	226	238	5,31	44,85
2	50 x 3	50 x 4	150	200	231	244	5,63	43,36
3	50 x 3	50 x 4	150	200	228	240	5,26	45,21

Tabla 6.2 Resultados de ensayos de placas en tensión

Carga de rotura promedio, $P_n = 44,47$ KN

6.4.3 Cálculos para determinar la resistencia nominal de las placas

Datos:

Placas de acero A36:

 $F_y = 36 Ksi = 248,254 MPa$

$$F_u = 58 Ksi = 400 MPa$$

Pernos de clase Métrica 8.8 (Alta resistencia):

$$F_y = 64 \ \frac{Kp}{mm^2} = 627,84 \ MPa$$

$$F_u = 80 \ \frac{Kp}{mm^2} = 784,80 \ MPa$$

1.- Resistencia por fluencia en la sección total:

$$P_n = F_y A_g = 248,254 * 10^3 \frac{KN}{m^2} (5 * 0,3) * 10^{-4} m^2 = 37,238 KN$$

2.- Resistencia por rotura en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e$$

Donde: $A_e = UA_n$

U = 1,0

 $d_{ag} = 12 \ mm + 0.8 \ mm = 12.8 \ mm$

$$A_n = (5 * 0,3)cm^2 - (1,28 * 0,3)cm^2 = 1,116cm^2$$

$$P_n = 400 * 10^3 \frac{KN}{m^2} (1,116 * 10^{-4}) m^2 = 44,64 \ KN$$

- 3.- Resistencia por aplastamiento de la placa más delgada:
- a) Si la deformación de los agujeros es una consideración de diseño :

$$P_n = (0,183 t + 1,53) dt F_u \qquad t en (mm)$$

$$P_n = (0,183 * 3 + 1,53) * 1,2 * 0,3 * 10^{-4}m^2 * 400 * 10^3 \frac{Kn}{m^2} = 29,94 KN$$

Tomando en cuenta los tres pernos:

$$(P_n)_T = 3 (29,94) = 89,82 KN$$

b) Si la deformación de los agujeros no es una consideración de diseño:

$$P_n = C m_f d t F_u$$

Para
$$\frac{d}{t} = \frac{12}{3} = 4 < 10$$
 ; $C = 3,0$

Para corte simple sin arandelas:

$$m_f = 0,75$$

$$P_n = 3 * 0.75 * 1.2 * 0.3 * 10^{-4} m^2 * 400 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 32.40 KN$$

Tomando en cuenta los tres pernos:

$$(P_n)_T = 3(32,40) = 97,20 \ KN$$

4.- Resistencia de los pernos por cortante

$$P_n = A_g F_{nv}$$

Para pernos de clase métrica 8.8 con roscas incluidas en los planos de corte:

$$F_{nv} = 0,60 * 784,80 MPa = 470,88 MPa$$
$$P_n = \frac{\pi}{4} (12 * 10^{-3})^2 m^2 * 470,88 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 53,26 KN$$

Para los tres pernos:

$$(P_n)_T = 3(53,26) = 159,78 KN$$

6.4.4 Discusión de resultados

Para determinar la resistencia de la conexión empernada, es necesario evaluar los diferentes modos de falla. Esto requiere el cálculo de la carga necesaria para producir la falla tomando en cuenta cada modo de falla y por comparación eligiendo la menor de las cargas calculadas se puede establecer la resistencia de la conexión y lo más importante definir el modo de falla.

Realizando este ejercicio, por comparación de las diferentes resistencias nominales obtenidas tomando en cuenta cada modo de falla, se puede observar que el menor valor obtenido por cálculo es el que corresponde a la resistencia por fluencia en la sección total de la placa más delgada (37,238 KN). Este valor queda plenamente justificado si se toma en cuenta el valor promedio de la deformación que han sufrido las muestras (5,4 %); valor excesivo que en la práctica lo deja fuera del estado límite de servicio, aún cuando la muestra no se haya fracturado.
La carga de rotura obtenida mediante cálculos (44,64 KN) se aproxima bastante a la carga promedio obtenida mediante ensayos (44,47 KN).

Se pudo observar que antes de que se produzca la rotura de las tres muestras, los agujeros han sufrido una excesiva deformación (mayor a 6 mm), y algo muy importante, se pudo observar que los tres agujeros de la misma muestra, no presentan una deformación similar, lo que evidencia que la carga aplicada a la conexión no se distribuye uniformemente en cada perno, tal como se asume en la teoría.

El empleo de pernos de alta resistencia y de diámetro mayor al requerido por la conexión, hizo que los pernos no sufrieran ningún tipo daño; es precisamente lo que se esperaba, ya que lo que se quería observar era el comportamiento de las placas y no así de los pernos.

6.5 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una conexión empernada de dos placas a tope

6.5.1 Objetivo del ensayo

Determinar experimentalmente la resistencia nominal de una conexión empernada de dos placas con el uso de dos cubre placas para lograr una conexión a tope, comparar esta resistencia con la obtenida mediante cálculos empleando las expresiones dadas por las especificaciones del AISI-2007 y finalmente observar de una manera directa el comportamiento de la conexión.

6.5.2 Descripción del ensayo



Fotografías 6.14 Preparación de muestras



Fotografía 6.15 Conexión empernada a tope

Se preparan 3 muestras cada una de ellas de dos placas de 50 x 3 (mm) de sección transversal en una longitud L = 200 mm; las cuales se conectaran a tope mediante otras dos placas (cubre placas) de 50 x 3 (mm) de sección transversal en una longitud L = 150 mm.

Se conectan de acuerdo a las fotografías 6.14 y 6.15 mediante una sola hilera de 4 pernos de alta resistencia de clase 8.8 de diámetro d = 10 mm (dos a cada lado de la conexión).



Fotografía 6.16 Ensayo de muestra



Figura 6.17 Falla por aplastamiento

Se miden las distancias iniciales entre los extremos del extensómetro en cada muestra, para que luego de medir las distancias finales entre los extremos del extensómetro después de cada ensayo, se pueda determinar la deformación de cada muestra.





Fotografía 6.18 Desplazamiento de placas

Fotografía 6.19 Deformación de agujeros

Se procede al ensayo de cada muestra, reportando los resultados que se muestran en la tabla 6.3.

Nº DE	DIMENSIONES [mm]		ÁREA DE LA SECCIÓN [mm²]		LONGITUD INICIAL DE LA	LONGITUD FINAL DE LA	DEFOR-	CARGA DE
ENSAYO	PLACA 1	PLACA 2	PLACA 1	PLACA 2	MUESTRA [mm]	MUESTRA [mm]	[%]	ROTURA [kN]
1	50 x 3	50 x 3	150	150	224	249	11,16	48,46
2	50 x 3	50 x 3	150	150	230	256	11,30	47,01
3	50 x 3	50 x 3	150	150	228	254	11,40	49,53

 Tabla 6.3 Resultados de ensayos de conexiones empernadas

Carga de rotura promedio: $P_n = 48,33$ KN

6.5.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

Datos:

Placas de acero A36:

 $F_y = 36 \, Ksi = 248,254 \, MPa$

 $F_u = 58 \ Ksi = 400 \ MPa$

Pernos de clase Métrica 8.8 (Alta resistencia):

$$F_y = 64 \frac{Kp}{mm^2} = 627,84 MPa$$

 $F_u = 80 \frac{Kp}{mm^2} = 784,80 MPa$

$$F_{nv} = 0,60 F_u$$

$$F_{nv} = 0,60 * 784,80 MPa = 470,88 MPa$$

1.- Resistencia por fluencia en la sección total :

$$P_n = F_y A_g = 248,254 * 10^3 \frac{KN}{m^2} (5 * 0,3) * 10^{-4} m^2 = 37,238 KN$$

2.- Resistencia por rotura en la sección neta:

$$P_n = F_u A_g$$

Donde: $A_e = U A_n$

U = 1,0

 $d_{ag} = 10 \ mm + 0.8 \ mm = 10.8 \ mm$

$$A_n = (5 * 0,3) \ cm^2 - (1,08 * 0,3) \ cm^2 = 1,176 \ cm^2$$

$$P_n = 399,964 * 10^3 \frac{KN}{m^2} (1,176 * 10^{-4}) m^2 = 47,036 KN$$

- 3.- Por aplastamiento de las placas.
- a) Si la deformación de los agujeros es una consideración de diseño:

$$P_n = (0,183 t + 1,53) dt F_u \qquad t en (mm)$$

$$P_n = (0,183 * 3 + 1,53) * 1,0 * 0,3 * 10^{-4} m^2 * 399,96 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 24,94 KN$$

Tomando en cuenta los dos pernos en cada lado:

$$(P_n)_T = 2 * (24,94) = 49,88 KN$$

b) Si la deformación de los agujeros no es una consideración de diseño :

$$P_n = C m_f dt F_u$$

Para $\frac{d}{t} = \frac{10}{3} = 3,33 < 10$: $c = 3,0$

Para una placa interior de una conexión con doble corte con o sin arandelas:

$$P_n = 3 * 1,33 * 1,0 * 0,3 * 10^{-4} m^2 * 399,96x * \frac{KN}{m^2} = 47,88 KN$$

 $m_f = 1.33$

Tomando en cuenta los dos pernos en cada lado:

$$(P_n)_T = 2 * (47,88) = 95,76 KN$$

6.5.4 Discusión de resultados

Se observa que la carga de rotura calculada teóricamente (47.036 KN) se aproxima mucho a la resistencia de rotura promedio obtenida mediante ensayos (48,33 KN), mostrando que las expresiones dadas por las especificaciones AISI-2007 son adecuadas y por lo tanto confiables para su aplicación en el diseño.

Sin embargo, los resultados nos muestran también que la falla no se presentó por rotura, ya que comparando los valores de las resistencias nominales obtenidas por cálculo tomando en cuenta los diferentes modos de falla, el menor valor corresponde a la resistencia por fluencia, este aspecto se puede evidenciar observando las fotografías 6.9 y 6.10, donde claramente se puede ver la gran deformación que han sufrido los agujeros; de donde se puede concluir que la deformación exagerada que han sufrido las muestras, se debe a la deformación de los agujeros por aplastamiento.

Nuevamente en este ensayo se puede evidenciar que los diferentes agujeros de la misma conexión no sufren la misma deformación, sino que ésta depende de la proximidad del agujero con el punto de aplicación de la carga. Para los cálculos sin embargo se asume que la carga aplicada a la conexión se distribuye de igual manera en cada perno. Si esto fuera cierto las deformaciones de cada agujero serian similares.

6.6 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una conexión empernada de dos placas a traslape mediante pernos dispuestos en forma alternada

6.6.1 Objetivo del ensayo

Determinar experimentalmente la resistencia nominal de una conexión empernada de dos placas sobrepuestas con el uso de tres pernos dispuestas en forma alternada (al tresbolillo), comparar esta resistencia con la obtenida mediante cálculos empleando las expresiones dadas por las especificaciones del AISI-2007 y finalmente observar de una manera directa el comportamiento de la conexión.

6.6.2 Descripción del ensayo



Fotografía 6.20 Preparación de muestras

Se preparan tres muestras cada una de ellas constituidas por dos placas de ancho b=50mm; espesor t=3mm y longitud L=250mm.

Cada par de placas se conectan en forma traslapada mediante tres pernos de diámetro d=8mm, dispuestas en forma alternada (al tresbolillo), tal como se observan en la fotografía 6.20.

Se instalan en la máquina universal de ensayos, se toman las dimensiones de las muestras antes de proceder con el ensayo para evaluar las deformaciones que sufre cada muestra después de los ensayos.



Fotografía 6.21 Conexión empernada al tresbolillo Fotografía 6.22 Falla por rotura de placa

Se ensayan una a una las muestras hasta el colapso. Los valores de los resultados se encuentran consignados en la tabla 6.4.

№ DE	DIMENSIONES [mm]		ÁREA DE LA SECCIÓN [mm²]		LONGITUD INICIAL DE LA	LONGITUD FINAL DE LA	DEFOR-	CARGA DE
ENSAYO	PLACA 1	PLACA 2	PLACA 1	PLACA 2	MUESTRA [mm]	MUESTRA [mm]	[%]	ROTURA [kN]
1	50 x 3	50 x 3	150	150	200	210	5,0	43,91
2	50 x 3	50 x 3	150	150	200	213	6,5	44,11
3	50 x 3	50 x 3	150	150	200	208	4,0	43,25

Tabla 6.4 Resultados de ensayos de conexiones empernadas

La carga de rotura promedio resulta ser $P_n = 43,76 \text{ KN}$ y la deformación promedio 5,17 %

6.6.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS Placas de acero A36: $F_y = 248,254 MPa$ $F_u = 400 MPa$ b = 50 mm t = 3 mmPernos Grado 5 $F_u = 784,8 MPa$ $F_{nv} = 0,6 F_u = 470,88 MPa$ d = 8 mm

1.- Resistencia por fluencia en la sección total:

$$P_n = F_y A_g = 248,254 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 5 * 0,3 * 10^{-4} m^2 = 37,238 KN$$

2.- Resistencia por rotura en la sección neta:

$$\begin{split} P_n &= F_u A_e \\ A_e &= U A_n \\ U &= 1,0 \\ d_{ag} &= 8 + 0,8 = 8,08 \ mm \\ A_{n1} &= (5*0,3) \ cm^2 - (0,808*0,3) \ cm^2 &= 1,26 \ cm^2 \\ A_{n2} &= (5*0,3) \ cm^2 - 2(0,808*0,3) \ cm^2 + \left(\frac{2,5^2}{4*2,5}*0,3\right) \ cm^2 &= 1,20 \ cm^2 \leftarrow \\ P_{n1} &= 400*10^3*\frac{\ KN}{\ m^2}*1,26*10^{-4}*\ m^2 &= 50,40 \ KN \\ P_{n2} &= 400*10^3\frac{\ KN}{\ m^2}*1,02*10^{-4}\ m^2 &= 40,80 \ KN \end{split}$$

- 3.- Por aplastamiento de las placas:
 - a) Si la deformación de los agujeros es una consideración de diseño:

$$\begin{split} P_n &= (0,183\ t+1,53) dt\ F_u \\ P_n &= 3(0,183\ast 3+1.53)\ast 8\ast 10^{-3}\ m\ast 3\ast 10^3 \frac{Kn}{m^2} = 59,87\ KN \end{split}$$

b) Si la deformación de los agujeros no es una consideración de diseño:

$$P_n = c m_f dt F_u$$

Para $\frac{d}{t} = \frac{8}{3} = 2,67 < 10$: $c = 3$

Para corte simple. Conexión sin arandelas debajo de la cabeza del perno y de la tuerca: $m_f = 1,33$

$$P_n = 3\left(3*1,33*8*10^{-3} \ m*3*10^{-3}*399,96*10^3 \ \frac{KN}{m^2}\right) = 114,9 \ KN$$

4.- Resistencia de los pernos al cortante:

$$P_n = A_g F_{nv}$$

$$P_n = 3 \left[\frac{\pi}{4} (8 * 10^{-3})^2 m^2 * 470,88 * 10^3 \frac{KN}{m^2} \right] = 71,00 \ KN$$

6.6.4 Discusión de resultados

De acuerdo a la fotografía 6.13, se puede ver que las muestras fallaron por rotura en la sección neta con un valor promedio de 43,76 KN. Sin embargo de acuerdo a los cálculos, se tienen dos valores de resistencia nominal por rotura en la sección neta: el primero $P_{n1} = 50,40 \text{ KN}$, valor calculado con el área neta $A_{n1} = 1,26 \text{ cm}^2$, que corresponde a la sección transversal de la placa y el segundo $P_{n2} = 40,80 \text{ KN}$, valor calculado con el área neta $A_{n2} = 1,20 \text{ cm}^2$, que corresponde a una sección que toma en cuenta una trayectoria diagonal que pasa por dos agujeros.

Comparando las dos áreas netas; aunque solo existe una diferencia de 0,06 cm², se esperaba una falla por rotura siguiendo la trayectoria diagonal, pero los tres ensayos dieron una falla por la sección transversal pasando la línea de falla por un solo agujero. Esto se puede explicar tomando en cuenta la pequeña diferencia existencia entre las dos áreas netas que hace que prácticamente se podía esperar una falla por cualesquiera de las dos trayectorias y también por la introducción del término empírico (s²/4g) en la evaluación de la segunda de las áreas netas.

De cualquier forma el menor valor de la resistencia nominal de la conexión está dado tomando en cuenta el estado límite de fluencia, este valor es totalmente comprensible debido a que antes de que se produzca la rotura de las muestras, se produjeron deformaciones exageradas, más allá del estado límite de servicio. 6.7 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una conexión empernada entre un perfil CA 80x40x15x2 y una placa de unión mediante un solo perno.

6.7.1 Objetivo del ensayo

Determinar experimentalmente la resistencia nominal de una conexión empernada a tope de dos elementos estructurales constituidos por dos perfiles costaneros CA 80x40x15x2 mediante placas de unión y pernos de dos diámetros diferentes para analizar el comportamiento de cada uno de ellos, comparar esta resistencia con la obtenida mediante cálculos y observar el comportamiento de la conexión.

6.7.2 Descripción del ensayo





Fotografía 6.23 Conexión entre perfil y placa Fotografía 6.24 Pernos con cortante doble

Se preparan 3 muestras idénticas, cada una de ellas constituidas por 2 perfiles costaneros CA 80x40x15x2 (mm) de longitud L= 225 mm; 2 placas de unión de 50x3 (mm); L= 180 mm

Se conectan de la manera indicada en las fotografías 6.23 y 6.24 utilizando en uno de los lados un perno de diámetro d = 10 mm y en el otro lado otro perno de diámetro d = 12 mm, ambos de calidad SFC Grado 2 con una resistencia nominal al corte de $F_{nv} = 247 MPa$.

Se instalan en la máquina y se procede con los respectivos ensayos (Fotografía 6.16).





Fotografía 6.25 Ensayo de muestra

Fotografía 6.26 Falla del perfil por aplastamiento

En la fotografía 6.26, se puede observar la excesiva deformación de los agujeros que se han presentado en los perfiles debido al aplastamiento entre el perno y los perfiles.

La resistencia nominal promedio por aplastamiento se muestra en la tabla 6.5

Nº Ensayos	Sección	Dimensiones (mm)	Área de la Sección (mm²)	Carga de rotura promedio (KN)
3		CA 80x40x15x2	708	32,15

6.7.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS

Placas de acero A36:

$$A_g = 5 * 0.3 = 1.5 cm^2$$

 $\bar{x} = 1.46 cm$
 $F_y = 248,254 MPa$
 $F_u = 400,00 MPa$
Pernos de calidad SFC Grado 2:
 $d_1 = 10 mm$
 $d_2 = 12 mm$
 $F_y = 225,4 MPa$
 $F_u = 412,0 MPa$
 $F_{nv} = 0.6 * F_u = 247,2 MPa$
Perfil CA 80x40x15x2 (mm):
Acero A37-24ES
 $F_y = 235,44 MPa$
 $F_u = 362,94 MPa$
 $A_g = 2 * 3,54 = 7,08 cm^2$

1.- Resistencia por fluencia del perfil:

$$P_n = F_y A_g = 235,44 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 7,08 * 10^{-4} m^2 = 166,69 KN$$

2.- Resistencia por fluencia de la placa:

$$P_n = F_y A_g = 248,254 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 1.5 * 10^{-4} m^2 = 37,238 KN$$

3.- Resistencia por rotura del perfil:

$$P_n = F_u A_e$$

$$A_e = U A_n$$

$$A_n = A_g - A_{ag}$$

$$A_{ag} = d_p + 1,08 \ mm = 12 + 1,08 = 13,08 \ mm$$

$$A_n = 7,08 \ cm^2 - 2 * 1,308 \ cm * 0,2 \ cm = 6,56 \ cm^2$$

Como no se puede evaluar U por estar conectado con un solo perno, se asume: U = 0.85

$$P_n = 362,94 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 0.85 * 6,56 * 10^{-4}m^2 = 202,38 KN$$

4.- Resistencia por rotura de la placa.

$$P_n = F_u A_e$$

$$A_e = U A_n \qquad ; \qquad U = 1,0$$

$$A_n = 1,5 \ cm^2 - 1,308 \ cm * 0,3 \ cm = 1,108 \ cm^2$$

$$P_n = 400 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 1,0 * 1,1058 * 10^{-4} m^2 = 44,32 \ KN$$

- 5.- Por aplastamiento entre los perfiles y los pernos de $d_1 = 10 mm$
- a) Si la deformación de los agujeros es una consideración de diseño:

$$P_n = (0,183 t + 1,53)dt F_u t en (mm)$$

$$P_n = 2(0,183 * 2 + 1,53) * 1,0 * 0,2 * 10^{-4}m^2 * 362,94 * 10^3 \frac{Kn}{m^2} = 27,52 KN$$

b) Si la deformación de los agujeros no es una consideración de diseño:

$$P_n = C m_f dt F_u$$

Para: $\frac{d}{t} = \frac{10}{2} = 5 < 10$ $c = 3,0$

Para placas exteriores de una conexión con doble corte. Conexión sin arandelas debajo de la cabeza del perno y de la tuerca: $m_f = 0.75$

$$P_n = 2 * \left(3 * 0.75 * 1.0 * 0.2 * 10^{-4} m^2 * 362.94 * 10^3 \frac{Kn}{m^2}\right) = 32.66 \ KN$$

6.- Por aplastamiento entre las placas y los pernos de $d_1 = 10 mm$

a) Si la deformación de los agujeros es una consideración de diseño:

$$P_n = (0,183 t + 1,53)dt F_u$$

$$P_n = (0,183 * 3 + 1,53) * 1,0 * 0,3 * 10^{-4}m^2 * 400 * 10^3 \frac{Kn}{m^2} = 24,95 KN$$

b) Si la deformación de los agujeros no es una consideración de diseño:

$$P_n = C m_f dt F_u$$

Para $\frac{d}{t} = \frac{10}{3} = 3,33 < 10$: $c = 3,0$

Para placa interior de una conexión con doble corte con o sin arandela: $m_f = 1,33$

$$P_n = 3 * 1,33 * 1,0 * 0,3 * 10^{-4}m^2 * 400 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 47,88 KN$$

7.- Resistencia Nominal del perno de $d_1 = 10 mm$ por cortante doble:
 $P_n = A_g F_{nv}$
 $P_n = 2 * \frac{\pi}{4} (10 * 10^{-3})^2 m^2 * 247,2 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 38,83 KN$

6.7.4 Discusión de resultados

La resistencia promedio de falla de la conexión registrada por la maquinaria universal de ensayos fue de 32,15 KN por aplastamiento entre los perfiles costaneros y el perno de 10 mm de diámetro, pero también entre la placa de conexión y el perno de 10 mm de diámetro.

Si se compara la resistencia de la conexión registrada por la máquina, con los valores calculados de la resistencia de la conexión por aplastamiento, se tiene un valor de 24,95 KN entre la placa y el perno de 10 mm de diámetro, si la deformación del agujero de la placa es una consideración de la placa y una resistencia de aplastamiento entre los perfiles y el perno de 10 mm de diámetro de valor 27,52 KN si la deformación de los agujeros es una consideración de diseño y de 32,66 KN si la deformación de los agujeros no es una consideración de diseño. Claramente se observa que el valor obtenido por ensayos se aproxima mucho a estos valores, mostrando que las expresiones dadas por las especificaciones AISI-2007 dan valores muy aproximados, aspecto que es corroborado sobre todo con la deformación que han sufrido los agujeros de los perfiles y de la placa (Fotografía 6.17), que son superiores a los 6 mm. Además también se puede observar el "amontonamiento" que se ha producido en los perfiles detrás del agujero debido al aplastamiento entre los perfiles y el perno de 10 mm de diámetro.

Otro aspecto importante que se puede observar, es que el fenómeno descrito anteriormente en relación con el aplastamiento entre el perno de 10 mm de diámetro y la placa de unión y los perfiles costaneros no se presento en el otro extremo de la conexión, es decir en la conexión donde interviene el perno de 12 mm de diámetro, lo que demuestra que es más seguro utilizar en una conexión pernos de mayor diámetro para evitar la falla por aplastamiento. 6.8 Estudios experimentales para determinar la resistencia de la conexión entre un perfil costanero y una placa de unión mediante pernos dispuestos en forma alternada

6.8.1 Objetivo del ensayo

Determinar experimentalmente la resistencia nominal de la conexión entre un perfil costanero y una placa de unión utilizando tres pernos de alta resistencia dispuestos en forma alternada (al tresbolillo), comparar esta resistencia con la obtenida por cálculos empleando las expresiones del AISI-2007 y observar el comportamiento de cada uno de los elementos que intervienen en la conexión.

6.8.2 Descripción del ensayo





Fotografía 6.27 Preparación de muestras

Fotografía 6.28 Conexión de perfil a placa

Se preparan tres muestras de conexión de un perfil CA 80X40X15X2 (mm) a una placa de unión 95x5 (mm), mediante tres pernos de diámetro d = 8 mm dispuestos en forma alternada (al tresbolillo) tal como se observa en las fotografías 6.27 y 6.28.

Como se observa en las fotografías 6.29 y 6.30, el otro extremo del perfil está conectado a placas de unión reforzadas mediante soldadura de tal manera que la falla de esta conexión soldada sea poco probable, ya que lo que se quiere observar es el comportamiento de la conexión empernada y no así de la conexión soldada.





Fotografía 6.29 Vista anterior de conexión Fotografía 6.30 Vista posterior de conexión Se someten las muestras a cargas de tracción hasta la falla (Figura 6.31), habiéndose obtenido una resistencia nominal promedio de $P_n = 34 \ KN$.



Fotografía 6.31 Ensayo de muestra



Fotografía 6.32 Falla por bloque de cortante

Para esta carga promedio, las muestras fallaron por desgarramiento en la sección neta de la conexión (resistencia del bloque de cortante) tal como se observa en las fotografías 6.32, 6.33 y 6.34.



Fotografía 6.33 Desgarramiento del perfil



Fotografía 6.34 Dimensiones del bloque

Tabla 6.6 Resultados de ensayos de un perfil costanero

Nº Ensayos	Sección	Dimensiones (mm)	Área de la Sección (mm²)	Carga de rotura promedio (KN)
3		CA 80x40x15x2	354	34,00

6.8.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS

Perfil costanero CA 80X40X15X2 (mm) de acero ST 37-24 ES

$$A_g = 3,54 \ cm^2$$

$$\bar{x} = 1,46 \ cm$$

 $F_y = 235,44 MPa$

 $F_u = 362,94 MPa$

Placas de acero A36:

Ancho = 95 mm

e = 5 mm

$$F_y = 248,254 MPa$$

 $F_u = 400 MPa$
Pernos de clase métrica 8.8
 $F_y = 627, 84 MPa$
 $F_u = 784,80$
 $F_{nv} = 0,6 F_u = 470,88 MPa$
 $d = 8 mm$

1.- Resistencia por fluencia en la sección total:

$$P_n = F_y A_g = 235,44 * 10^3 \frac{Kn}{m^2} * 3,54 * 10^{-4} m^2 = 83,346 KN$$

2- Por rotura en la sección neta:

$$\begin{split} P_n &= F_u A_e \\ A_e &= U A_n \\ d_{ag} &= 8 \ mm + 0.8 \ mm = 8,8 \ mm \\ A_{n1} &= 3,54 \ cm^2 - 2(0,88 \ cm * 0,2 \ cm) = 3,19 \ cm^2 \leftarrow \\ A_{n2} &= 3,54 \ cm^2 - 3(0,88 \ cm * 0,2 \ cm) + 2\left(\frac{2,3^2 \ cm^2}{4*1,7 \ cm}\right) * 0,2 \ cm = 3,32 \ cm^2 \\ U &= 1 - 0,36 \frac{\bar{x}}{L} = 1 - 0,36 \ \left(\frac{1,46}{2,3}\right) = 0,77 \\ &0,50 < U < 0,90 \\ P_n &= 362,97 * 10^3 \frac{\ KN}{m^2} * 0,77 * 3,19 * 10^{-4} \ m^2 = 89,16 \ KN \end{split}$$

3.- Resistencia del bloque de cortante.



$$\begin{split} A_{nt} &= \left\{ (3,4\ cm - 0,88\ cm) + 2\left[\frac{(2,3 - 0,88)^2}{4(1,7 - 0,88)}\right] cm \right\} 0,2\ cm = 0,75\ cm^2 \\ A_{gv} &= 2(2\ cm * 0,2\ cm) = 0,80\ cm^2 \\ A_{nv} &= 2[(2 - 0,5 * 0,88)cm] * 0,2\ cm = 0,624\ cm^2 \\ F_u A_{nt} &= 362,97 * 10^3\frac{KN}{m^2} 0,75 * 10^{-4}m^2 = 27,22\ KN \\ 0,6\ F_u A_{nv} &= 0,6 * 362,97 * 10^3\frac{KN}{m^2} * 0,624 * 10^{-4}\ m^2 = 13,59\ KN \\ F_u A_{nt} &> 0.6\ F_u A_{nv} \\ R_n &= 0,6\ F_y A_{gv} + F_u A_{nt} \\ R_n &= 0,6 * 235,44 * 10^3\frac{KN}{m^2} * 0,8 * 10^{-4}m^2 + 27,22\ KN = 38,52\ KN \end{split}$$

- 4.- Resistencia por aplastamiento del perfil:
- a) La deformación de los agujeros es una consideración de diseño:

$$P_n = (0,183 t + 1,53)dt F_u$$

$$P_n = 3 \left[(0,183 * 2 + 1,53) * 8 * 10^{-3} m * 2 * 10^{-3} m * 362,97 * 10^3 \frac{KN}{m^2} \right] = 33,03 KN$$

b) La deformación de los agujeros no es una consideración de diseño:

$$P_n = C m_f dt F_u$$

Para: $\frac{d}{t} = \frac{8}{2} = 4 < 10$ $c = 3,0$

Para corte simple, conexión con arandelas tanto debajo de la cabeza del perno como de la tuerca: $m_f = 1.0$

$$P_n = 3 \left[3 * 1,0 * 8 * 10^{-3} m * 2 * 10^{-3} m * 362,97 * 10^3 \frac{KN}{m^2} \right] = 52,27 KN$$

3.5.- Resistencia de los pernos al corte:

$$P_n = A_g A_{nv}$$

$$P_n = 3 \left[\frac{\pi}{4} * (8 * 10^{-3})^2 m^2 * 470,88 * 10^3 \frac{KN}{m^2} \right] = 71,0 \ KN$$

6.8.4 Discusión de resultados

Tal como estaba previsto, las dos resistencias más pequeñas obtenidas por cálculo son de $P_n = 33.03 \text{ KN}$ (por aplastamiento) y $P_n = 38.52 \text{ KN}$ (resistencia del bloque de cortante).

Como se dijo anteriormente la conexión colapsó durante el ensayo con $P_n = 34 KN$ (resistencia del bloque de cortante real); si se la compara con la resistencia del bloque de cortante de cálculo ($P_n = 38.52 KN$) se observa que es menor.

No se debe perder de vista que las expresiones dadas por las especificaciones AISI son aproximadas y por lo tanto se puede señalar que la resistencia obtenida en forma experimental es más exacta.

En la practica, esta diferencia queda absorbida utilizando los factores de resistencia que para determinar la resistencia del bloque de cortante es $\phi = 0.60$

Por otra parte se puede observar también que de acuerdo a los cálculos realizados la menor de las resistencias corresponde a la de aplastamiento ($P_n = 33.03 \text{ KN}$). Esto es real ya que si se observan los agujeros en el perfil, éstos fueron alargados considerablemente antes de que se produzca el colapso.

6.9 Estudios experimentales para determinar la resistencia de la conexión soldada a tope entre dos placas

6.9.1 Objetivo del ensayo

Determinar el comportamiento y resistencia de una conexión soldada de ranura a tope entre dos placas.

6.9.2 Descripción del ensayo





Fotografía 6.35 Placas con soldadura de ranura Fotografía 6.36 Muestra central deformada

Se preparan tres muestras, constituidas cada una de ellas por dos placas de ancho b = 50 mm, espesor t = 3 mm y de longitud L = 220 mm y se conectan colocándolos en un mismo plano para lograr una conexión soldada de ranura a tope utilizando electrodos E6013, que son los más comúnmente utilizados en la construcción de estructuras como se muestran en la fotografía 6.35.

Se las carga axialmente en tracción en la máquina universal de ensayos obteniéndose los siguientes resultados:

Nº de Ensayo	Dimensiones (mm)	Área de la sección (mm ²)	Longitud Inicial (mm)	Longitud Final (mm)	Elongamiento (%)	Carga de Rotura (KN)
1	50x3	150	200	230	15,0	64,14
2	50x3	150	200	235	17,5	64,19
3	50x3	150	200	233	16,5	64,12

Tabla 6.7 Resultados de ensayos de una conexión soldada a tope

6.9.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS

Placas de acero A36:

 $F_y = 248,254 MPa$

 $F_u = 400 MPa$

b = 50 mm

t = 3 mm

Soldadura:

Electrodo E6013

$$F_{xx} = 413 MPa$$

1.- Resistencia por fluencia de las placas

$$\begin{split} P_n &= L \, t_e F_y \\ P_n &= 50 * 10^{-3} \, m * 3 * 10^{-3} \, m * 248,254 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 37,24 \, KN \end{split}$$

2.- Resistencia por rotura en la sección neta

$$P_n = F_u A_e$$

$$A_e = U A_n$$

$$U = 1,0$$

$$A_n = A_g$$

$$P_n = 399,964 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * (5 * 0,3) * 10^{-4} m^2 = 60,0 KN$$

3- Por corte en la superficie efectiva.

El menor valor entre las ecuaciones:

$$\begin{aligned} P_{n1} &= L \ t_e \ 0,6 \ F_{xx} \\ P_{n2} &= \frac{L \ t_e F_y}{\sqrt{3}} \\ P_{n1} &= (5 * 0,3) * 10^{-4} m^2 * 0,6 * 413 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 37,17 \ KN \\ P_{n2} &= \frac{(5 * 0,3) * 10^{-4} * 248,254 * 10^3}{\sqrt{3}} = 21,50 \ KN \end{aligned}$$

6.9.4 Discusión de resultados

Realizando un análisis de los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

Aparentemente la falla debería haberse dado por esfuerzos cortantes en la superficie efectiva del material depositado por el electrodo ($P_{n1} = 37,17 \text{ KN}$), es decir en la soldadura; pero no se dio porque se si observan los cordones de soldadura, estos tienes un refuerzo excesivo (cabeza de soldadura). Este refuerzo se aproxima al 80%, aspecto que evitó cualquier tipo de falla en el cordón de soldadura.

La resistencia por esfuerzos cortantes en la superficie efectiva del metal base es de P_{n2} = 21,50 *KN*; que es mucho menor del valor con la que las muestras fallaron ($P_n = 64,15 \text{ KN}$), esto nos muestra que el acero de las barras utilizado en los ensayos tienen una resistencia considerable a los refuerzos cortantes.

La resistencia de falla obtenida durante los ensayos (64,15 KN), se aproxima a la resistencia por fractura de las placas (60,0 KN), sin embargo la falla se debió por fluencia en las placas como se puede observar en la fotografía 6.27, donde se puede apreciar la excesiva deformación de la placa central en comparación de las placas exteriores que aún no se ensayaron.

Existe por lo tanto una discrepancia entre los resultados obtenidos por cálculos en relación a lo observado mediante los ensayos. Vale la pena señalar, como se observa en la tabla de resultados de los ensayos; en los tres ensayos las muestras tuvieron el mismo comportamiento.

6.10 Estudios experimentales para comparar las resistencias nominales de las soldaduras de filete transversal y longitudinal

6.10.1 Objetivo del ensayo

Determinar la diferencia existente entre las resistencias nominales de un cordón de soldadura transversal y otro longitudinal de las mismas dimensiones.



6.10.2 Descripción del ensayo

Fotografía 6.37 Muestras con soladuras de filete

Se preparan seis muestras constituidas cada una de ellas de dos barras de acero, una de dimensiones: b = 50 mm; t = 4 mm y otra de b = 30 mm; t = 4 mm



Fotografía 6.38 Soldadura transversal



Fotografía 6.39 Soldadura longitudinal

Se conectan ambas placas con cordones de soldadura, tres de ellas con cordones transversales y las tres restantes con cordones longitudinales, de tal manera que las longitudes totales de cada tipo de cordón de soldadura sean las mismas.



Fotografía 6.40 Falla de soldadura transversal Fotografía 6.41 Falla de soldadura longitudinal

Se procede al ensayo de cada una de las muestras, los resultados se muestran en las tablas correspondientes a cada tipo de soldadura.

6.10.3 Cálculo de la resistencia de los cordones longitudinales

Nº de Ensayo	Dimensiones (mm)	Área de la sección (mm ²)	Carga de Rotura (KN)
1	50x3	150	30,15
2	50x3	150	26,17
3	50x3	150	29,24

Tabla 6.8 Resultados de ensayos de una soldadura de filete longitudinal

Carga de rotura promedio = 28,52 KN

Placas de acero A36:

 $F_y = 248,254 MPa$ $F_u = 400 MPa$ b = 50 mmt = 3 mm

Soldadura: Electrodo E6013 $F_{xx} = 413 MPa$ $W_1 = W_2 \cong 4 m$

1.- Resistencia de las placas:

Para:
$$\frac{L}{t} = \frac{150}{4} = 37,5 > 25$$

 $P_n = 0,75 \ t \ L \ F_u$
 $P_n = 2 \left[0,75 \ * \ (0,4 \ * \ 1,5) \ * \ 10^{-4} m^2 \ * \ 399,964 \ * \ 10^3 \frac{KN}{m^2} \right] = 35,996 \ KN$

2.- Resistencia al corte de la soldadura de filete longitudinal:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$$

$$t_w = 0.707 w_1$$

$$P_n = 2 \left[0.75 * 0.707 * (0.4 * 1.5) * 10^{-4} m^2 * 413 * 10^3 \frac{KN}{m^2} \right] = 26.28 KN$$

6.10.4 Cálculo de la resistencia de los cordones transversales

 Tabla 6.9
 Resultados de ensayos de una soldadura de filete transversal

№ de Ensayo	Dimensiones (mm)	Área de la sección (mm2)	Carga de Rotura (KN)
1	50x3	150	43,21
2	50x3	150	37,73
3	50x3	150	39,06

Carga de rotura promedio = 40,00 KN

1.- Resistencia de la placa:

$$P_n = t \ L \ F_u$$

 $P_n = (0,4*3)*10^{-4} \ m*399,964*10^3 \frac{KN}{m^2} = 47,996 \ KN$

2- Resistencia al corte de la soldadura de filete transversal:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$$

$$t_w = 0.707 w_1$$

$$P_n = 0.75 * 0.707 * (0.4 * 3) * 10^{-4} m^2 * 413 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 26.28 KN$$

6.10.5 Discusión de resultados

En ambos tipos de conexiones soldadas la falla observada en los ensayos se presentó por corte en la soldadura y no así en las placas de acero.

De acuerdo a los cálculos, la resistencia al corte de la soldadura de filete, tanto en los cordones longitudinales como en el cordón transversal es de $P_n = 26,28 \text{ KN}$. Sin embargo durante el ensayo, los cordones de soldadura longitudinal fallaron con una resistencia al corte promedio de $P_n = 28,52 \text{ KN}$. Es un valor aproximado al determinado por ensayo, lógicamente es prácticamente imposible que los valores de ensayo y de cálculo coincidan exactamente, esto por las diferentes imponderables que se tienen en el proceso de soldadura (falta de una regularidad exacta del cordón debido a la mano de obra por ejemplo).

Lo que llama la atención es la gran diferencia entre la resistencia al corte de la soldadura transversal, ya que por ensayo se obtuvo un valor promedio de $P_n = 40,0 \text{ KN}$ y por cálculo el mismo valor exactamente que la soldadura longitudinal de las mismas dimensiones $P_n = 26,28 \text{ KN}$, aspecto que no puede ser aceptado. Analizando estos dos últimos resultados se puede llegar a la siguiente conclusión:

Las especificaciones o normas AISI, que son válidas para los perfiles conformados en frio, en lo que a conexiones soldadas se refiere, no toma en cuenta ninguna diferencia de la resistencia al corte de la soldadura de filete entre un cordón longitudinal y otro transversal; vale decir que utiliza la misma expresión para evaluar esta resistencia para ambos tipos de soldadura.

En cambio, las especificaciones del AISC, que son válidas para el diseño de estructuras de acero con perfiles laminados en caliente señalan que la resistencia al corte de un cordón de soldadura transversal es un 50% mayor en relación a un cordón de soldadura longitudinal, incluso para un cordón de soladura que forma un ángulo θ entre la línea de acción de la

carga y le eje longitudinal de la soldadura, señala que su resistencia se incremente en un valor dado por la siguiente expresión:



Figura 6.2 Cordones de soldadura ni transversales ni longitudinales

De acuerdo a la expresión dada; en la figura 6.2, cuando θ = 0, los cordones de soldadura son longitudinales, para los cuales no se dan ningún incremento de la resistencia al corte. En cambio cuando θ = 90°, los cordones pasan a ser transversales, reemplazando θ = 90° en la expresión se tiene un incremento de 50%.

Consecuentemente, de acuerdo a los ensayos realizados debería considerarse la expresión $(1,0 + 0,5 sin^{1,5} \theta)$ para evaluar la resistencia de un cordón de soldadura transversal.

Continuando con el análisis de los resultados de los ensayos, la resistencia de los cordones de soldadura transversales fue de $P_n = 40,0$ KN; si se la compara con la resistencia de los cordones longitudinales ($P_n = 28,52$ KN); representa un incremento del 40,25 % y no así del 50%; pero se vuelve a reiterar que en la práctica es imposible lograr un cordón de soldadura exacto tal como se quisiera en la teoría, debido a muchos inconvenientes que se presentan.

6.11 Estudios experimentales para determinar la resistencia nominal de una conexión entre un perfil costanero y una placa empleando un cordón de soldadura de filete transversal

6.11.1 Objetivo del ensayo

Determinar la resistencia de una conexión soldada mediante un cordón de soldadura de filete transversal entre un perfil "costanero" CA 125x50x15x2 (mm) a una placa de unión.



6.11.2 Descripción del ensayo



Fotografía 6.42 Muestras de soldadura transversal

Fotografía 6.43 Falla del perfil

Se cortan 3 perfiles CA 125x50x15x2 de longitud L = 300 mm. Se preparan 6 placas de acero de ancho b = 130 mm; espesor t = 40 mm y se recortan los extremos reduciendo el ancho para facilitar su introducción a las "garras" de la máquina.





Fotografía 6.44 Conexión de perfil a placa

Fotografía 6.45 Falla de la placa del perfil

Se sueldan los extremos del perfil a las placas de unión con cordones de soldaduras transversales; un extremo soldado en todo el ancho del perfil (reforzado) y el otro con un cordón de soldadura de filete de longitud L = 70 mm, ya que este es el cordón de estudio (Fotografías 6.42 y 6.44).

Se introducen las muestras a la máquina y se procede a los ensayos de carga respectivos hasta lograr el colapso de la conexión (Fotografías 6.43 y 6.45), reportándose los resultados que se muestran en la tabla 6.10.

Nº de Ensayo	Dimensiones (mm)	Área de la sección (mm2)	Carga de Rotura (KN)
1	50x3	150	46,84
2	50x3	150	44,24
3	50x3	150	48,21

Tabla 6.10 Resultados de ensayos de un perfil costanero soldado

Carga de rotura promedio: $P_n = 46,43 \text{ KN}$.

6.11.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS
Perfil CA 125x50x15x2 (mm)
Acero ST 37-24 ES:

$$F_y = 235,44 MPa$$

 $F_u = 362,97 MPa$
 $A_g = 4,84 cm^2$
 $\bar{x} = 1,56 cm$
Placas de acero A36:
 $F_y = 248,254 MPa$
 $F_u = 400 MPa$
 $b = 130 mm$

t = 4 mmSoldadura: Electrodo E6013 $F_{xx} = 413 MPa$ $w_1 = w_2 = 3 mm$

1.- Resistencia del perfil por fluencia en la sección total:

$$F_n = F_y A_g$$

 $F_n = 235,44 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 4,84 * 10^{-4} m^2 = 113,95 KN$

2.- Resistencia del perfil por rotura en la sección neta:

$$F_n = F_u A_e$$
$$A_e = U A_n$$
$$A_n = A_g$$

Para una conexión soldada con cordones de soldadura transversales solamente:

$$U = 1.0$$

$$A_e = 362,97 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 1,0 * 4,84 * 10^{-4} m^2 = 175,68 KN$$

3.- Resistencia del perfil en la zona soldada:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$$
$$P_n = 0.2 * 7.0 * 10^{-4} m^2 * 362.97 * 10^3 \frac{Kn}{m^2} = 50.82 KN$$

4.- Resistencia al corte de la soldadura de filete transversal:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$$

$$P_n = 0.75 * 0.707 * 0.3 * 7.0 * 10^{-4} m^2 * 413 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 45.99 KN$$

6.11.4 Discusión de resultados

De acuerdo a los resultados de los cálculos, la menor resistencia calculada corresponde a la resistencia al corte de soldadura de filete transversal ($P_n = 45,99 KN$); sin embargo la falla no se presentó por esta causa, si se observan las fotografías 6.34 y 6.36, donde se muestran las líneas de rotura, se ve que los cordones de soldadura transversales se encuentran intactos.

Una vez más se demuestra que un cordón de soldadura de filete transversal es más resistente que un cordón de soldadura longitudinal, de manera que la verdadera resistencia del cordón de soldadura transversal tomando en cuenta en los cálculos seria:

$$P_n = 1,5 * 45,99 KN = 68,98 KN$$

Por lo tanto la resistencia nominal de la conexión estaría definido por la resistencia de la placa (del perfil) aledaña a la soldadura, es decir $P_n = 50,82 \text{ KN}$, que se aproxima bastante a la obtenida por los ensayos, es decir $P_n = 46,43 \text{ KN}$. Esta resistencia, un poco menor al de cálculo puede deberse al debilitamiento que la placa sufrió a causa de la elevación de temperatura por el proceso de soldado. Sin embargo, estas diferencias precisamente se contrarrestan con el uso de factores de resistencia en los cálculos para determinar la resistencia de diseño de la conexión.

6.12 Estudios experimentales para determinar la resistencia nominal de una conexión entre un perfil angular y una placa empleando cordones de soldadura de filete y ranura biselada

6.12.1 Objetivo del ensayo

Determinar la resistencia de una soldadura de filete y de una soldadura de ranura biselada en una conexión soldada de un perfil angular de lados iguales a una placa de conexión.

6.12.2 Descripción del ensayo



Fotografía 6.46 Falla en soldadura longitudinal Fotografía 6.47 Falla en el perfil angular

Se preparan tres perfiles angulares L40x40x3 (mm) en una longitud L = 250 mm. Se preparan seis placas de dimensiones 130x60x4(mm).

Se conectan mediante dos cordones de soldadura: un cordón de soldadura de filete longitudinal de longitud $L_1 = 30 mm$ y otro cordón de soldadura de ranura biselada de longitud $L_2 = 75 mm$; ambas longitudes previamente calculadas tomando en cuenta las dimensiones del perfil angular de tal manera que la conexión soldada en conjunto sea sometida a una carga concéntrica, es decir que la línea de acción de la carga aplicada pase por el centro de gravedad de ambos cordones de soldadura.

Se procede a los ensayos respectivos hasta la rotura de las muestras (Fotografías 6.46 y 6.47), los resultados se presentan en la tabla 6.11.

Nº Ensayo	Perfil	Dimensiones [mm]	Área de la sección [mm²]	Longitud de la soldadura biselada [mm]	Longitud de la soldadura de filete [mm]	Carga de Rotura [KN]
1	Angular	L40x40x3	225	70	30	61,92
2	Angular	L40x40x3	225	70	30	65,47
3	Angular	L40x40x3	225	70	30	62,99

Tabla 6.11 Resultados de ensayos de un perfil angular soldado

Carga de rotura promedio: $P_n = 63,46 \text{ KN N}$.

6.12.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS Perfil angular L 40x40x3 (mm) $A_g = 2,25 \ cm^2$ $\bar{x} = 1,14 \ cm$ Acero ST 37–24 ES $F_y = 235,44 \ MPa$ $F_u = 362,97 \ MPa$ Placas de acero A36 $F_y = 248,254 \ MPa$ $F_u = 399,964 \ MPa$ $b = 60 \ mm$

t = 4 mm

Electrodos E6013

$$F_{xx} = 413 MPa$$

1.- Resistencia del perfil por fluencia

$$P_n = F_y A_g = 248,254 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 2,25 * 10^{-4} m^2 = 55,86 \ KN$$

2.- Resistencia del perfil por rotura

$$P_n = F_u A_e$$

$$A_e = U A_n$$

$$U = 1 - 1,20 \frac{\bar{x}}{L} < 0,90$$
Pero: $U \ge 0.40$

$$L = \frac{3,0+7,5}{2} = 5,25 \ cm$$

$$U = 1 - 1,20 \left(\frac{1,14}{5,25}\right) = 0,74$$

$$A_n = A_g$$

$$P_n = 362,97 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 0,74 * 2,25 * 10^{-4} m^2 = 60,43 \ KN$$

- 3.- Resistencia del perfil en la zona soldada
- a) Para el cordón de soldadura de filete longitudinal:

$$\frac{L}{t} = \frac{30}{3} = 10 < 25$$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01 L}{t}\right) t \ L \ F_u$$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01*30}{3}\right) * \ 0.3 * 3 * 10^{-4} m^2 * 362 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 32,56 \ KN$$

b) Para el cordón de soldadura de ranura biselada longitudinal:

Como la altura del labio rigidizador h = 40 mm, es menor que la longitud de la soldadura L = 75 mm:

$$P_n = 0,75 \ t \ L \ F_u$$

$$P_n = 0.75 * (0.3 * 7.5) * 10^{-4} m^2 * 362.97 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 61.25 \ KN$$

Sumando ambas resistencias se tiene:

$$P_{nT} = 32,56 \ KN + 61,25 \ KN = 93,81 \ KN$$

4.- Resistencia al corte de la soldadura de filete y de la soldadura de ranura biselada:

Para ambos tipos de soldadura, esta resistencia se calcula con la misma expresión:

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx}$$

$$P_n = 0.75 * 0.707 * 0.3 * (3 + 7.5) * 10^{-4} cm^2 * 413 * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 68.98 KN$$

6.12.4 Discusión de resultados

Comparando los resultados, se tiene que la resistencia de la conexión obtenida por cálculos, viene dada por la resistencia del perfil por el estado límite de rotura ($P_n = 60,43 \text{ KN}$); que además se aproxima bastante al valor obtenido mediante los ensayos ($P_n = 63,46 \text{ KN}$).

La fotografía 6.38 nos muestra la falla del perfil por rotura; pero la fotografía 6.37 muestra la falla de la soldadura, esto se puede justificar tomando en cuenta que la resistencia al corte de filete y de la soldadura de ranura biselada calculada es de $P_n = 68,98 \text{ KN}$, que no está alejada del valor obtenido por ensayos ($P_n = 63,46 \text{ KN}$).

Ya se señaló anteriormente, en una conexión soldada, es más difícil obtener una resistencia calculada similar a la obtenida mediante ensayo, debido a las dificultades de obtener un cordón de soldadura tal como se quisiera.

6.13 Estudios experimentales para determinar la resistencia de una soldadura de ranura biselada

6.13.1 Objetivo del ensayo

Determinar la resistencia de una soldadura de ranura biselada en una conexión soldada de un perfil CA 80x50x15x2 (mm) a una placa de conexión.

6.13.2 Descripción del ensayo





Fotografía 6.48 Soldaduras de ranura biselada Fotografía 6.49 Conexión de perfil a placa Se cortan 3 perfiles CA 80x50x15x2 (mm) en una longitud L = 120 mm. Se cortan 6 placas de dimensiones b = 50 mm; t = 5 mm, de longitud L = 130 mm, para facilitar la sujeción a las mordazas de la máquina universal de Ensayos.

Se sueldan los perfiles a sus placas de conexión con dos cordones de soldadura de ranura biselada, cuyas longitudes son L = 50 mm, tal como se observan en las fotografías 6.48 y 6.49.

Las otras conexiones soldadas entre las placas de conexión y las placas de sujeción se los realizan en forma sobredimensionada para evitar que la falla se produzca en éstas ya que lo que se quiere observar durante los ensayos es el comportamiento de los cordones de ranura biselada.
Una vez preparadas las 3 muestras, se los somete al ensayo de carga hasta lograr la falla de las conexiones.



Fotografía 6.50 Muestra en máquina



Fotografía 6.51 Falla de perfil costanero

Las muestras fallaron por resistencia del perfil CA 80x50x15x2 en la zona aledaña a la soldadura, tal como se puede apreciar en la fotografía 6.51.

№ de Ensayo	Dimensiones (mm)	Área de la sección (mm2)	Carga de Rotura (KN)
1	50x3	150	72,34
2	50x3	150	71,78
3	50x3	150	75,57

Tabla 6.12 Resultados de ensayos en laboratorio

El valor promedio de la resistencia nominal es de $P_n = 73,23 \text{ KN}$

6.13.3 Cálculo de la resistencia nominal de la conexión

DATOS Perfil costanero CA 80x50x15x2 (mm) Acero ST 37-24 ES $A_g = 3,94 \ cm^2$ $\bar{x} = 1,89 \ cm$ $F_y = 235,44 \ MPa$ $F_u = 362,97 \ MPa$ Placas de Acero A36 $F_y = 248,254 \ MPa$ $F_u = 399,964 \ MPa$ $b = 100 \ mm$ $t = 8 \ mm$ Electrodos E6013 $F_{xx} = 413 \ MPa$

1.- Resistencia del perfil CA 80x50x15x2 (mm) por fluencia:

$$P_n = F_y A_g$$

 $P_n = 235,44 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 3,94 * 10^{-4} m^2 = 92,76 KN$

2.- Resistencia del perfil por rotura

$$P_n = F_u A_e$$

$$A_e = U A_n$$

$$U = 1 - 0.36 \frac{\bar{x}}{L}$$

$$U = 1 - 0.36 \left(\frac{1.89}{5}\right) = 0.864$$

$$A_n = A_g$$

$$P_n = 362,97 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 0,864 * 3,94 * 10^{-4} m^2 = 132,56 KN$$

3.- Resistencia de la conexión soldada

Resistencia del perfil en la zona soldada:

$$P_n = 0,75 \ t \ L \ F_u$$

Tomando en cuenta los dos cordones de soldadura:

$$P_n = 2\left[0,75*0.2*5*10^{-4}m^2*362,97*10^3\frac{KN}{m^2}\right] = 54,44\ KN$$

4.- Resistencia al corte de la soldadura.

$$P_n = 0,75 t_w L F_{xx}$$

$$w_1 = 7 mm$$

$$w_2 = 6 mm$$

$$t_w = 0,707 w_2$$

Para los cordones de soldadura:

$$P_n = 2\left[0,75*0,707*0,6*5*10^{-4}m^2*413*10^3\frac{Kn}{m^2}\right] = 131,40 \text{ KN}$$

6.13.4 Discusión de resultados

Tal como se esperaba de acuerdo al cálculo de la resistencia de la conexión, la falla se presentó debido a la resistencia del perfil, pero no con el valor calculado ($P_n = 54,44 KN$), sino con un valor de $P_n = 63,46 KN$. Esta diferencia se debe a como se puede observar en las fotografías, la línea de rotura no siguió el camino de falla más corto que se esperaba, sino que una vez que se dio un desgarramiento del perfil en la zona aledaña a la soldadura, continuó la falla siguiendo una trayectoria perpendicular, incrementando de esta manera el área neta resistente; consecuentemente se produjo un incremento repentino en la resistencia de la conexión.

6.14 Estudios experimentales para comparar la resistencia de compresión de una sección abierta (canal) y una sección cerrada (cajón)

6.14.1 Objetivo del ensayo

Determinar experimentalmente el incremento de la resistencia nominal que se produce en un perfil canal C40x15x2 (sección abierta), cuando se unen dos de estos perfiles para formar una sección cajón □40x30x2 (sección cerrada), tomando en cuenta las mismas condiciones (longitud, sistema de sujeción, etc).

6.14.2 Descripción del ensayo





Fotografía 6.52 Ensayo de perfil canal Fotografía 6.53 Pandeo flexional de perfil canal

Se preparan 3 muestras de cada uno de los perfiles mencionados anteriormente, todas ellas de longitud L = 450 mm.

Las tres muestras de sección cajón se logran mediante el uso de soldadura continua para conectar 2 perfiles canal C 40x15x2 (Fotografía 6.54).

Se tapan los extremos de cada una de las muestras con placas pequeñas para evitar que el "filo" de los perfiles dañe los soportes de la máquina universal de ensayos. Se ensayan las seis muestras a la compresión hasta la falla, con el fin de determinar la resistencia nominal de cada muestra e identificar el modo de pandeo que se presenta (Fotografías 6.52; 6.54 y 6.55).





Fotografía 6.54 Ensayo de perfil cajón Fotografía 6.55 Pandeo flexional de perfil cajón

Las cargas nominales se reportan en la tabla 6.13.

Nº de Ensayo	Sección (mm)	Área de la sección (mm²)	Longitud de Muestra (mm)	Resistencia Nominal (KN)
1	C 40x15x2	126,8	450	18,23
2	C 40x15x2	126,8	450	17,96
3	C 40x15x2	126,8	450	17,87

Tabla 6.13 Resultados de ens	ayos para la sección canal C 40x15x2
------------------------------	--------------------------------------

Resistencia Nominal de compresión promedio: $P_n = 18,02 \text{ KN}$

Nº de Ensayo	Sección (mm)	Área de la sección (mm ²)	Longitud de Muestra (mm)	Resistencia Nominal
				(KN)
1	□ 40x30x2	253,60	450	63,05
2	□ 40x30x2	253,60	450	62,27
3	□ 40x30x2	253,60	450	63,80

Tabla 6.14 Resultados de ensayos para la sección cajón 240x30x2

Resistencia Nominal de compresión promedio: $P_n = 63,04 \text{ KN}$

6.14.3 Cálculo de la resistencia nominal de compresión del perfil C 40x15x2

Cálculo de las propiedades geométricas de la sección (Método Lineal):



H = 40 mm B = 15 mm t = 2 mm R = t = 2 mm $r = R + \frac{t}{2} = 3 mm$ b = B - (R + t) = 11 mmh = H - 2(R + t) = 32 mm Esquina:



Centroide de toda la sección: (Línea segmentada)

$$\bar{x} = \frac{2 L_c * C' + 2 b * (r + \frac{b}{2})}{h + 2 L_c + 2 b} = \frac{197,27 mm^2}{63,42 mm} = 3,11 mm$$

Momentos de Inercia respecto a ejes centroidales (Línea segmentada):

$$\begin{split} &I'_{x} = 2[4,023 + 4,71 \ (16 + 1,91^{2})] + [11 \ (19)^{2}] + \frac{32^{3}}{12} = 13702,25 \ mm^{3} \\ &I_{x} = I'_{x} * t = 27404,70 \ mm^{4} = 2,74 \ cm^{4} \\ &I'_{y} = 2[4,023 + 4,71(3,11 - 1,06)^{2}] + 2\left[\frac{11^{3}}{12} + 11(5,396)^{2}\right] + 32 \ (3,11)^{2} = \\ &I'_{y} = 1216,97 \ mm^{3} \\ &I_{y} = I'_{y} * t = 2433,94 \ mm^{4} = 0,24 \ cm^{4} \\ &r_{x} = \sqrt{\frac{I_{x}}{A}} = 1,47 \ cm \\ &r_{y} = \sqrt{\frac{I_{y}}{A}} = 0,44 \ cm \end{split}$$

Propiedades de la sección para considerar pandeo torsional y flexo-torsional:



Distancia entre el centro de corte y el centro del alma:

$$m = \frac{b t}{12 I_x} \left[3 \bar{b} (\bar{a})^2 \right] = \frac{14 * 2}{12 * 7,06 * 10^4} \left[3 * 14 (38)^2 \right] = 2,004 mm$$

Distancia entre el centroide y el centro de corte:

$$x_o = -(\bar{x}' + m) = -(3,11 + 2,004) = -5,11 \, mm = -0,51 \, cm$$

Constante de torsión de St. Venant:

$$J = \frac{t^3}{3}[a + 2b + 2u] = \frac{2^3}{3}[32 + 2 * 11 + 2 * 4,71] = 169,12 \, mm^4 = 0,017 \, cm^4$$

Constante de alabeo:

$$C_{w} = \frac{t \ \bar{a}^{2} \ \bar{b}^{3}}{12} * \frac{\left(3 \ \bar{b} + 2 \ \bar{a}\right)}{6 \ \bar{b} + \bar{a}} = \frac{2 * 38^{2} * 14^{2}}{12} * \frac{\left(3 * 14 + 2 * 38\right)}{6 * 14 + 38} = 638737,22 \ mm^{6} = 0,639 \ cm^{6} =$$

Parámetro β:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2$$

Donde:

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2} = \sqrt{1.47^2 + 0.44^2 + 0.51^2} = 1.62$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{0.51}{1.62}\right)^2 = 0.90$$

Características de la columna:

Acero ST 37-24 ES

$$F_y = 235,44 MPa$$

 $F_u = 362,97 MPa$
 $\mu = 0,30$
 $E = 203 GPa$
 $G = 78,08 GPa$
 $L = 45 cm$
 $A_g = 1,268 cm^2$
 $K_x = K_y = K_t = 1,0$

La sección de la columna C 40x15x2 es de simetría simple, por lo que puede presentarse pandeo flexional, torsional o flexo-torsional, es por esto se analizaran las tres posibilidades.

1) Pandeo Flexional:

Relación de esbeltez respecto al eje débil:

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 * 45}{0.44} = 102,27 < 200 \qquad Correcto$$

Tensión de pandeo flexional elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(102,27)^2} = 191,56 \, MPa$$

2) Pandeo Torsional:

$$\sigma_{t} = \frac{1}{A r_{o}^{2}} \left[G J + \frac{\pi^{2} E C_{w}}{(K_{t}L_{t})^{2}} \right]$$

$$\sigma_{t} = \frac{1}{1,268 * 10^{-4} * (1,62 * 10^{-2})^{2}} \left[78,08 * 10^{3} * 0,017 * 10^{-8} + \frac{\pi^{2} * 203 * 10^{3} * 0,639 * 10^{-12}}{(1,0 * 0,45)^{2}} \right]$$

$$\sigma_{t} = 588,86 MPa$$

3) Pandeo Flexo-Torsional:

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right]$$

Donde:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{K_x L_x}{r_x})^2}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.0 * 45}{1.47} = 30,61 < 200 \quad Correcto$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(30,61)^2} = 2138,302 \, MPa$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0.90} \Big[(2138,302 + 588,86) - \sqrt{(2138,302 + 588,86)^2 - 4 * 0.90 * 2138,302 * 588,86)} \Big]$$

$$F_e = 568,29 \, MPa$$

Comparando los valores de los tres modos de pandeo, se observa que el menor de ellos corresponde al pandeo flexional, por lo que la columna analizada fallará por este tipo de pandeo.

Resistencia nominal de la columna:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{235,44}{191,56}} = 1,109 < 1,5$$

La columna pandeara en el rango inelástico.

$$F_n = F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$
$$\lambda_c^2 = (1.109)^2 = 1.23$$
$$F_n = (0.658^{1.23}) * 235.44 = 140.708 MPa$$

Área Efectiva del perfil C 40x15x2:

a) Ancho efectivo del ala (elemento no rigidizado):

$$K = 0,43$$

$$\frac{b}{t} = \frac{11}{2} = 5,5 < 60 \qquad Correcto$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0,43}} * (5,5) \sqrt{\frac{140,708}{203 * 10^3}} = 0,232 < 0,673$$

Como $\lambda = 0,232 < 0,673$, significa que el ala es totalmente efectiva

$$\rho$$
 = 1,0
$$b_e = b = 11 mm = 1,1 cm$$

b) Ancho efectivo del alma (elemento rigidizado).

$$K = 4$$

$$\frac{h}{t} = \frac{32}{2} = 1,6 < 200 \quad Correcto$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * (16) \sqrt{\frac{140,708}{203 * 10^3}} = 0,22 < 0,673$$

También el alma es totalmente efectiva.

Por lo tanto:

$$A_e = A_g = 1,268 \ cm^2$$

La resistencia nominal de la columna es:

$$P_n = F_n A_e = 140,708 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 1,268 * 10^{-4} m^2 = 17,84 KN$$

6.14.4 Cálculo de la resistencia nominal de compresión del perfil 🛛 40x30x2

El cálculo de la resistencia nominal de una columna constituida por una sección cajón es mucho más sencillo y corto, porque debido a que las secciones cerradas tienen una gran resistencia a la torsión, el único modo de falla que se presenta en este tipo de columnas es el flexional.

Cálculo de las propiedades geométricas de la sección cajón:



$$H = 40 mm$$

$$B = 30 mm$$

$$t = 2 mm$$

$$R = t = 2 mm$$

$$r = R + \frac{t}{2} = 3 mm$$

$$h = H - 2 (R + t) = 32 mm$$

$$b = B - 2 (R + t) = 22 mm$$

 $A_g = 2,536 \ cm^2$

 $I_x = 5,48 \ cm^4$ $r_x = 1.47 \ cm$

$$I_y = 2 [0,24 \ cm^4 + 1,268 \ cm^2 (1,089)^2 \ cm^2] = 3,49 \ cm^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 1,17 \ cm$$

Pandeo Flexional

Relación de esbeltez respecto al eje débil (eje y):

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 * 45}{1.17} = 38,46 < 200 \qquad Correcto$$

Tensión de pandeo flexional elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{K_y L_y}{r_y})^2} = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(38,46)^2} = 1354,49 MPa$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{235,44}{1354,49}} = 0,42 < 1,5$$

La columna pandeara en el rango inelástico:

$$F_n = F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$
$$\lambda_c^2 = (0.42)^2 = 0.176$$
$$F_n = (0.658^{0.176}) * 235.44 = 218.68 MPa$$

a) Ancho efectivo del alma menor (elemento rigidizado):

$$K = 4$$

$$\frac{b}{t} = \frac{22}{2} = 11 < 200 \quad Correcto$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} * \left(\frac{b}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * (11) * \sqrt{\frac{218,68}{203 * 10^3}} = 0,19 < 0,673$$

El alma menor es totalmente efectiva

b) Ancho efectivo del alma mayor (elemento rigidizado):

$$K = 4$$

$$\frac{h}{t} = \frac{32}{2} = 16 < 200 \qquad Correcto$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * (16) * \sqrt{\frac{218,62}{203 * 10^3}} = 0,276 < 0,673$$

El alma mayor también es totalmente efectiva.

$$A_e = A_a = 2,536 \ cm^2$$

La resistencia nominal de la columna es:

$$P_n = F_n A_g = 218,62 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 2,536 * 10^{-4} m^2 = 55,46 KN$$

6.14.5 Discusión de resultados

Comparando los valores de la resistencia nominal a la compresión, obtenidos para los dos tipos de sección (sección abierta y cerrada); se observa que al utilizar una sección cerrada ($P_n = 63,20 \text{ KN}$), con el doble del área de su sección transversal, se logró más que triplicar la resistencia nominal ($P_n = 18,02 \text{ KN}$) del perfil canal (sección abierta); de esto se puede concluir que es preferible en la práctica, que en lugar de utilizar una sección canal (sección abierta) se utilice una sección cerrada o tubular más pequeña, ya que resulta ser más económica.

De acuerdo al modo de pandeo observado durante los ensayos, se pudo corroborar que ambos tipos de perfiles fallaron mediante un pandeo flexional, tal y como estaba previsto en los cálculos, aunque los perfiles que están constituidos por secciones abiertas con simple simetría son susceptibles a una falla por pandeo flexional, torsional o flexo-torsional. En cambio los perfiles constituidos por secciones cerradas (cajón), tienen una elevada resistencia al pandeo torsional, que son más peligrosos que el pandeo flexional, consecuentemente sus resistencias a la compresión serán mucho mayores logrando un ahorro en lo que se refiere a costo de materiales.

La pequeña diferencia entre los valores obtenidos mediante cálculo y por los ensayos en ambos tipos de perfiles, se deben al sistema de sujeción de los extremos: en los cálculos se asumió extremos articulados (que es lo más conservador en los cálculos prácticos), pero en realidad durante los ensayos, los extremos de las columnas no estaban totalmente libres para girar en cualquier dirección, por lo que se debería utilizarse un valor de $K_x = K_y = K_t$ un poco menor a 1.0.

El problema es que en la práctica es bastante difícil apreciar el verdadero valor del coeficiente de pandeo K con el que trabaja un elemento en compresión.

6.15.1 Objetivo del ensayo

Observar de manera directa el comportamiento de una columna constituida por un perfil conformado en frío de paredes delgadas y determinar su resistencia mediante ensayos para proceder a la comparación con los valores obtenidos mediante cálculos.

6.15.2 Descripción del ensayo







Fotografía 6.57 Ensayo de sección cajón

Se preparan 3 muestras idénticas de perfiles cajón 🗌 30 x 30x 1 en una longitud L=500mm.

Se tapan los extremos de cada columna con pequeñas placas para evitar el daño de los soportes de la máquina universal de ensayo.



Figura 6.58 Falla por pandeo local de secciones cajón

Se cargan en compresión cada una de las muestras hasta la falla y los valores se reportan en la tabla siguiente:

Tabla 6.15 Resultados de ensayos pa	ra la sección cajón 🗆 30x30x1
-------------------------------------	-------------------------------

Nº de Ensayo	Sección (mm)	Área de la sección (mm ²)	Longitud de Muestra (mm)	Carga Nominal (KN)
1	50x3	150	500	18,08
2	50x3	150	500	20,22
3	50x3	150	500	19,71

Resistencia Nominal de compresión promedio: $P_n = 19,34 \text{ KN}$

6.15.3 Cálculo de la resistencia nominal de compresión

Propiedades geométricas de la sección transversal (Método lineal):



Acero ST 37-24 ES B = 30mm t = 1 m R = t = 1mm b = B - 2(R + t) = 26 mm $r = R + \frac{t}{2}$





Momentos de inercia de toda la sección respecto a los ejes centroidales:

$$I'_{x} = I'_{y} = 2\left(\frac{26^{3}}{12}\right) + 2[26(14,5)^{2}] + 4[0,503 + 2,355(13,956)^{2}] = 15699,078 \, mm^{3}$$

$$I_{x} = I_{y} = I'_{x} * t = 15699,078 \, mm^{4} = 1,57 \, cm^{4}$$

$$r_{x} = r_{y} = \sqrt{\frac{I_{x}}{A}} = 1,18 \, cm$$

Características de la columna:

$$L = 500 mm$$

Acero ST 37 – 24 ES

$$F_y = 235,44 MPa$$

 $F_u = 362,97 MPa$
 $E = 203 GPa$
 $G = 78,08 GPa$
 $\mu = 0,30$
 $A_g = 1,13 cm^2$
 $K_x = K_y = 1,0$

Pandeo Flexional:

Relación de Esbeltez:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(1) * 50}{1,18} = 42,37 < 200 \quad Corrector$$

Tensión de pandeo flexional elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(42,37)^2} = 1116,04 \, MPa$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{235,44}{1116,04}} = 0,46 < 1,5$$

La columna pandeará en el rango inelástico:

$$F_n = F_{cr} = (0.658 \ ^{\lambda^2 c}) F_y$$
$$\lambda^2_c = (0.46)^2 = 0.21$$
$$F_n = (0.658 \ ^{0.21}) * 235.44 = 215.48 \ MPa$$

Área efectiva del perfil cajón 30 x 30x 1

Anchos efectivos de las almas (elementos rigidizados):

$$K = 4$$
$$\frac{b}{t} = \frac{26}{1} = 26 < 200 \qquad Correcto$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{215,48}{203 * 10^3}}$$
$$\lambda = 0,446 < 0,673$$

Las cuatro almas son totalmente efectivas.

$$A_e = A_q = 1,13 \ cm^2$$

La resistencia nominal de la columna es:

$$P_n = F_n A_e = 215,48 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 1,13 * 10^{-4} m^2 = 24,35 KN$$

6.15.4 Discusión de resultados

Comparando los resultados obtenidos de la resistencia nominal, se observa que el obtenido por cálculo $P_n = 24,35 \text{ KN}$, es un tanto mayor al valor obtenido por ensayos $P_n = 19,34 \text{ KN}$.

Es prácticamente imposible que los valores obtenidos tanto por cálculos como a través de ensayos, sean exactamente iguales, debido a diferentes razones: las expresiones cuyo uso está recomendado por las especificaciones AISI-2007 o cualquier otra norma de diseño, de ninguna manera pueden dar valores exactos; por otra parte, cuando se realizan los ensayos en laboratorio, si bien se ensayan tres probetas o muestras elaboradas lo más idénticamente posible, siempre tienen ciertas diferencias y en el proceso de ensayo darán resultados un tanto diferentes, es por eso que para obtener un valor de resistencia, se toma el promedio.

Sin embargo, en los diseños estas diferencias son absorbidas o tomadas en cuenta mediante los factores de resistencia, esto para darle seguridad de manera que el elemento estructural trabaje con garantía. Por ejemplo, en el diseño de elementos en compresión, el factor de diseño que utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es de Φ = 0,85. Lo que significa que si el valor calculado de la resistencia del elemento $P_n = 24,35 \text{ KN}$, se multiplica por el factor de resistencia, resulta $P_u = 20,70 \text{ KN}$.

Como se puede observar este valor, que es el que se debe tomar en cuenta en el diseño, se aproxima al obtenido por ensayos.

6.16 Estudios experimentales para comparar la resistencia a la compresión del perfil canal c80x40x2 y el canal c100x50x2 de la misma longitud

6.16.1 Objetivo del ensayo

Determinar mediante ensayos las resistencias nominales a la compresión de dos elementos en compresión de la misma longitud y el mismo sistema e sujeción; una de ellas constituida por una sección canal C80x40x2 (sección abierta) y la otra constituida por una sección canal C100x50x2 (sección abierta), comparar estas resistencias para conocer el incremento de resistencia con el aumento de las dimensiones de la sección transversal y por otra parte para observar si de alguna manera se modifica el modo de pandeo.

6.16.2 Descripción del ensayo





Fotografía 6.59 Muestras de sección canal Fotografía 6.60 Vista anterior de muestras

Se preparan tres muestras de cada uno de los perfiles mencionados como se observan en la fotografías 6.59 y 6.60 con longitudes L = 435 mm y se procede a ensayarlas una a una, los resultados se anotan en las tablas 6.16 y 6.17. Las fotografías 6.61; 6.62; 6.63 y 6.64 muestran los modos de falla de cada uno de los perfiles.

Los cálculos se los realizan para cada uno de los perfiles por separado y al final se discuten los resultados.





Fotografía 6.61 Falla en secciones canal Fotografía 6.62 Pandeo local en sección canal

Tabla 6.16	Resultados de ensayos	para la sección cajón	C 80x40x2
------------	-----------------------	-----------------------	-----------

Nº de Ensayo	Sección (mm)	Área de la sección (mm²)	Longitud de Muestra (mm)	Carga Nominal (KN)
1	C80x40x2	307	435	46,94
2	C80x40x2	307	435	46,68
3	C80x40x2	307	435	48,37

Resistencia Nominal de compresión promedio: $P_n = 47,33 \text{ KN}$

6.16.3 Cálculo de la resistencia nominal de compresión.

Propiedades Geométricas:

Las propiedades geométricas de la sección canal C80x40x2 para el análisis de pandeo flexional, torsional y flexo-torsional se obtienen de tablas:

$$A_g = 3,07 \ cm^2$$

 $I_x = 30,8 \ cm^4$
 $I_y = 4,89 \ cm^4$
 $r_x = 3,17 \ cm$

$$r_y = 1,26 \ cm$$

 $r_o = 4,23 \ cm$
 $\beta = 0,652$
 $J = 0,0409 \ cm^4$
 $C_w = 52,6 \ cm^6$

Características de la columna:

$$L = 435 mm$$

 $F_y = 235,44 MPa$
 $F_u = 362,97 MPa$
 $E = 203 GPa$
 $G = 78,08 GPa$
 $\mu = 0,30$
 $K_x = K_y = K_t = 1,0$

Pandeo Flexional:

Relación de esbeltez respecto al eje débil (Eje Y)

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(1) * 43,5}{1,26} = 34,52 < 200 \quad Correcto$$

Tensión de pandeo Flexional elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{K_y L_y}{r_y})^2}$$
$$F_e = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(34,52)^2} = 1681,33 MPa$$

Tensión de pandeo torsional:

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[G J + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = \frac{1}{3,07 * 10^{-4} * (4,23 * 10^{-2})^2} \left[78,08 * 10^3 * 0,0409 * 10^{-8} + \frac{\pi^2 * 203 * 10^3 * 52,6 * 10^{-12}}{(1,0 * 0,435)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 1072,00 \, MPa$$

Tensión de pandeo flexo-torsional:

$$F_{e} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_{t}) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_{t})^{2} - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_{t}} \right]$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^{2} E}{(\frac{K_{x} L_{x}}{r_{x}})^{2}}$$

$$\frac{K_{x} L_{x}}{r_{x}} = \frac{1.0 * 43.5}{3.17} = 13.72 < 200 \quad Correcto$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^{2} * 203 * 10^{3}}{(13.72)^{2}} = 10643.58 \, MPa$$

$$F_{e} = \frac{1}{2 * 0.652} \left[(10643.58 + 1072.00) - \sqrt{(10643.58 + 1072.00)^{2} - 4 * 0.652 * 10643.58 * 1072.0)} \right]$$

$$F_{e} = 1033.33 \, MPa$$

De acuerdo a los resultados, se observa que existe la posibilidad de una falla debido a una combinación de pandeo flexional y torsional.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{235,44}{1033,33}} = 0,48 < 1,5$$

La columna pandeará en el ensayo inelástico

$$F_n = F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$$
$$\lambda_c^2 = (0,48)^2 = 0,23$$
$$F_n = (0,658^{0.23}) * 235,44 = 214,02 MPa$$

Área efectiva del perfil C80x40x2



$$A_g = 3,07 \ cm^2$$

$$H = 80 \ mm$$

$$B = 40 \ mm$$

$$t = 2 \ mm$$

$$R = t = 2 \ mm$$

$$h = H - 2 \ (R + t) = 72 \ mm$$

$$b = B - (R + t) = 36 \ mm$$

Ancho efectivo del ala (elemento no rigidizado):

$$K = 0,43$$

$$\frac{b}{t} = \frac{36}{2} = 18$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} * (18) * \sqrt{\frac{214,02}{203 * 10^3}} = 0,938 > 0,673$$

$$\rho = \frac{1}{\lambda} * \left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{0,938} * \left(1 - \frac{0,22}{0,938}\right) = 0,816$$

$$b_e = \rho \ b = 0,816 * 36 = 29,376 \ mm$$

Ancho inefectivo del ala:

 $b_{ie} = 36 - 29,376 = 6,624 \ mm$

Ancho efectivo del alma (elemento rigidizado):

$$K = 4$$

$$\frac{h}{t} = \frac{72}{2} = 36$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{h}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} (36) \sqrt{\frac{214,02}{203 * 10^3}} = 0,615 < 0,673$$

El alma es totalmente efectiva.

Área efectiva de la sección total:

$$A_e = 3,07 \ cm^2 - 2 * 0,66 * 0,2 \ cm^2 = 2,806 \ cm^2$$

Resistencia nominal de la columna:

$$P_n = F_n A_e = 214,02 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 2,806 * 10^{-4} m^2 = 60,05 KN$$

Tabla 6.17 Resultados de ensayos para la sección canal C 100x50x2

Nº de Ensayo	Sección (mm)	Área de la sección (mm²)	Longitud de Muestra (mm)	Carga Nominal (KN)
1	C100x50x2	387	435	58,34
2	C100x50x2	387	435	60,13
3	C100x50x2	387	435	58,97

Resistencia Nominal de compresión promedio: $P_n = 59,15 \text{ KN}$



Fotografía 6.63 Falla en sección canal

Fotografía 6.64 Pandeo local en sección canal

Propiedades Geométricas de la sección transversal

$$A_{g} = 3,87 \ cm^{2}$$

$$I_{x} = 61,5 \ cm^{4}$$

$$I_{y} = 9,72 \ cm^{4}$$

$$r_{x} = 3,99 \ cm$$

$$r_{y} = 1,59 \ cm$$

$$\beta = 0,655$$

$$J = 0,0516 \ cm^{4}$$

$$C_{w} = 165 \ cm^{6}$$

Pandeo Flexional:

Relación de esbeltez respecto al eje débil (Eje Y)

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 * 43.5}{1.59} = 27.36 < 200 \quad Correcto$$

Tensión de pandeo flexional elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 * 203 x 10^3}{(27,36)^2} = 2676,48 \, MPa$$

Tensión de pandeo torsional:

$$\sigma_t = \frac{1}{3,87 * 10^{-4} * (5,30 * 10^{-2})^2} \left[78,08 * 10^3 * 0,0516,10^{-8} + \frac{\pi^2 * 203 * 10^3 * 165 * 10^{-2}}{(1,0 * 0,435)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 1644,146 MPa$$

Tensión de pandeo flexo-torsional:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{K_x L_x}{r_x})^2}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.0 * 43.5}{3.99} = 10,902 < 200 \quad Correcto$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(10,902)^2} = 16857,12 \, MPa$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0.655} \left[(16857,12 + 1644,146) - \sqrt{(16857,12 + 1644,146)^2 - 4 * 0.655 * 16857,12 * 1644,146)} \right]$$

$$F_e = 1587,23 \, MPa$$

También en este perfil se presentará una falla por una combinación de pandeo flexional y torsional.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{235,44}{1587,23}} = 0,385 < 1,5$$

La columna pandeará en el rango inelástico

$$\lambda_c^2 = (0,385)^2 = 0,15$$

 $F_n = (0,658^{0,15}) * 235,44 = 221,28 MPa$

Área efectiva del perfil C100x50x2

$$A_g = 3,87 \ cm^2$$

$$H = 100 \ mm$$

$$B = 50 \ mm$$

$$t = 2 \ mm$$

$$R = t = 2 \ mm$$

$$h = H - 2(R + t) = 92 \ mm$$

$$b = B - (R + t) = 46 \ mm$$

Ancho efectivo del ala (elemento no rigidizado):

$$K = 0,43$$
$$\frac{b}{t} = \frac{46}{2} = 23$$
$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} * (23) * \sqrt{\frac{221,28}{203 * 10^3}} = 1,22 > 0,673$$

El ala no es totalmente efectiva

$$\rho = \frac{1}{\lambda} \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{1.22} \left(1 - \frac{0.22}{1.22}\right) = 0.67$$

$$b_e = \rho \ b = 0.67 * 46 = 30.82 \ mm$$

Ancho inefectivo del ala:

$$b_{ie} = 46 - 30,82 = 15,18 \, mm$$

Ancho efectivo del alma (elemento rigidizado):

K = 4

$$\frac{h}{t} = \frac{92}{2} = 46$$
$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} (46) \sqrt{\frac{221,28}{203 * 10^3}} = 0,80 > 0,673$$

El alma no es totalmente efectiva:

.

$$\rho = \frac{1}{\lambda} \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{0.80} \left(1 - \frac{0.22}{0.80}\right) = 0.906$$

$$h_e = \rho h = 0.906 * 92 = 83.35 mm$$

Ancho inefectivo del alma:

$$b_{ie} = 92 - 83,35 = 8,65 \ mm$$

Área efectiva de la sección total:

$$A_e = 3,87 \ cm^2 - (2 * 1,52 + 0,865) * 0,2 \ cm^2 = 3,089 \ cm^2$$

Resistencia nominal de la columna:

$$P_n = F_n A_e = 221,28 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 3,089 * 10^{-4} m^2 = 68,35 KN$$

6.16.4 Discusión de resultados

De acuerdo a los cálculos realizados, en ambos perfiles se esperaba una falla por una combinación de pandeo flexional y torsional, es decir una falla por pandeo flexo-torsional; sin embargo si se observan detenidamente las fotografías después de los ensayos, en ambos casos se puede ver un alabeo de las alas y una abolladura del alma, lo que significa una falla por pandeo local presentado en los extremos de los elementos.

En lo que se refiere a los valores obtenidos por cálculos y observados en los ensayos existe una diferencia considerable entre ambos. Por ejemplo para el perfil C80x40x2, la resistencia nominal de cálculo es de $P_n = 60,05 \text{ KN}$ y la de ensayo de $P_n = 47,33 \text{ KN}$; estos resultados deben llamar la atención ya que si se multiplica la resistencia nominal calculada por el factor de resistencia $\Phi = 0,85$ se obtiene $P_u = 51,04 \text{ KN}$, un valor menor que la obtenida por ensayo, aspecto que de alguna manera pone en riesgo probablemente no al miembro en sí, ya que si bien sufrió una pandeo local, el mismo aún se mantiene recto pero un tanto acortado.

Respecto a los valores de la resistencia nominal del perfil C100x50x2, la de cálculo es $P_n = 68,35 \text{ KN}$ y la de ensayo $P_n = 59,15 \text{ KN}$. Si se multiplica la resistencia nominal de cálculo por el factor de resistencia $\Phi = 0,85$ se obtiene $P_u = 58,10 \text{ KN}$ que es menor que el valor obtenido por ensayo, lo que quiere decir que este perfil muestra cierta seguridad.

De los ensayos de estos dos perfiles se puede concluir que mientras menor sea la relación de esbeltez del elemento, las columnas fallan en el rango inelástico y si esto ocurre la falla tiende a ser por pandeo local.

Otro aspecto que se puede concluir; es que mientras más anchas son las placas que intervienen en el perfil, se torna más inestable; este hecho se manifiesta por la diferencia entre el área total de la sección y el área neta efectiva. En el caso del perfil C80x40x2, el área total de la sección es $A_g = 3,07 \ cm^2$, el área neta efectiva que se utiliza en el cálculo de la resistencia nominal es $A_e = 2,806 \ cm^2$, es decir que se presenta una reducción de $\Delta A = 0,264 \ cm^2$. Si embargo el perfil C100x50x2 que tiene alas y alma más anchos tiene un área total de la sección transversal de $A_g = 3,87 \ cm^2$ y un área neta efectiva calculada de $A_e = 3,089 \ cm^2$, con una reducción de área de $\Delta A = 0,781 \ cm^2$, lo que evidencia que en este aspecto el perfil C80x40x2 es más eficiente que el perfil C100x50x2, lo que redunda en el valor de la resistencia nominal y desde luego en el costo del elemento estructural.

6.17 Estudios experimentales para determinar la resistencia a la compresión del perfil costanero CA 80x40x15x2

6.17.1 Objetivo del ensayo

Determinar la resistencia a la compresión e identificar el modo de pandeo de una columna de longitud L = 650 mm, constituida por un perfil costanero CA 80x40x15x2 y comparar esta resistencia con la obtenida por cálculo.

6.17.2 Descripción del ensayo





Figura 6.65 Muestras de perfiles "Costaneros" Figura 6.66 Ensayo de perfil "costanero"

Se preparan tres muestras idénticas de perfiles, se tapan los extremos con placas de acero para evitar daños en los soportes de la máquina y se procede con los ensayos respectivos a la compresión hasta la falla.





Fotografía 6.67 Falla en perfil "Costanero" Fotog

Fotografía 6.68 Pandeo en perfil "Costanero"

Los resultados se anotan en la tabla 6.18

Tabla 6.18	Resultados	de ensayos pa	ra la sección	CA 80x40x15x2
------------	------------	---------------	---------------	---------------

Nº de Ensayo	Sección (mm)	Área de la sección (mm ²)	Longitud de Muestra (mm)	Carga Nominal (KN)
1	CA 80x40x15x2	354	650	66,65
2	CA 80x40x15x2	354	650	68,72
3	CA 80x40x15x2	354	650	68,26

Resistencia Nominal de compresión promedio: $P_n = 67,88 \ KN$

6.17.3 Cálculo de la resistencia a la compresión

Propiedades geométricas de la sección:

De tablas:

$$A_g = 3,54 \ cm^2$$

$$I_x = 35,3 \ cm^4$$

 $I_y = 8,07 \ cm^4$

$$r_x = 3,16 \ cm$$

 $r_y = 1,51 \ cm$
 $r_o = 4,94 \ cm$
 $\beta = 0,502$
 $J = 0,0472 \ cm^4$
 $C_w = 129 \ cm^6$
Características de la columna:
Acero ST 37-24 ES
 $F_y = 234,44 \ MPa$
 $F_u = 362,97 \ MPa$
 $\mu = 0,30$
 $E = 203 \ GPa$
 $G = 78,08 \ GPa$

L = 650 mm

$$K_x = K_y = K_t = 1.0$$

1) Pandeo Flexional:

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1,0*65}{1,51} = 43,05 < 200 \qquad Correcto.$$

Tensión de pandeo flexional elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{K_y L_y}{r_y})^2} = \frac{\pi^2 * 203 * 10^3}{(43,05)^2} = 1081,24 MPa$$

2) Pandeo torsional:

$$\sigma_{t} = \frac{1}{A r_{o}^{2}} \left[G J + \frac{\pi^{2} E C_{w}}{(K_{t} L_{t})} \right]$$

$$\sigma_{t} = \frac{1}{3,54*10^{-4}*(4,94*10^{-2})^{2}} \left[78,08*10^{3}*0,0472*10^{-8} + \frac{\pi^{2}*203*10^{3}*129*10^{-12}}{(1,0*0,65)^{2}} \right]$$

$$\sigma_{t} = 750,77 MPa$$

3) Pandeo Flexo-torsional:

$$\begin{split} F_e &= \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \\ \sigma_{ex} &= \frac{\pi^2 E}{(\frac{K_x L_x}{r_x})^2} \\ \frac{K_x L_x}{r_x} &= \frac{1,0*65}{3,16} = 20,57 < 200 \quad Correcto \\ \sigma_{ex} &= \frac{\pi^2 * 203*10^3}{(20,57)^2} = 4735,08 \, MPa \\ F_e &= \frac{1}{2*0,502} \left[(4735,08 + 750,77) - \sqrt{(4735,08 + 750,77)^2 - 4*0,502*4735,08*750,77)} \right] \\ F_e &= 691,82 \, MPa \end{split}$$

La columna fallará por una combinación de pandeo flexional y torsional.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{235,44}{691,82}} = 0.58 < 1.5$$

La columna pandeará en el rango inelástico.

$$F_n = F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$
$$\lambda_c^2 = (0.58)^2 = 0.34$$
$$F_n = (0.658^{0.34}) * 235.44 = 204.21 MPa$$

Área efectiva del perfil CA 80x40x15x2



a) Ancho efectivo del ala (Elemento parcialmente rigidizado):

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{F_n}} = 1,28 \sqrt{\frac{203 * 10^3}{204,21}} = 40,36$$

0,328 S = 13,24
$$\frac{b}{t} = \frac{32}{2} = 16 > 0,328 S = 13,24$$

$$b_{e1} = \left(\frac{b_e}{2}\right) (R_I)$$

Donde:

$$(R_{I}) = \frac{l_{s}}{l_{a}} \le 1,0$$

$$I_{a} = 399 t^{4} \left[\frac{b/t}{s} - 0,328\right]^{3} \le t^{4} \left[115 \frac{b/t}{s} + 5\right]$$

$$I_{a} = 399 (2)^{4} \left[\frac{16}{40,36} - 0,328\right]^{3} \le (2)^{4} \left[115 \frac{16}{40,36} + 5\right]$$

$$I_{a} = 2,046 mm^{4} < 809,44 mm^{4} \quad Correcto$$

$$I_{s} = \frac{t \, d^{3} sin^{2} \theta}{12} = \frac{2*(11)^{3} sin^{2} 90^{\circ}}{12} = 221,38 mm^{4}$$

$$(R_{I}) = \frac{l_{s}}{l_{a}} = \frac{221,83}{2,046} = 108,42 > 1,0$$

$$(R_{I}) = 1,0$$

Cálculo del coeficiente de pandeo de placa K (Tabla 5.2)

$$\frac{D}{d} = \frac{15}{32} = 0,469$$

Como: $0,25 < \frac{D}{d} \le 0,8$
 $K = \left(4,82 - \frac{5D}{b}\right)(R_I)^n + 0,43 \le 4,0$

Donde:

$$n = \left(0,582 - \frac{b/t}{4s}\right) \ge \frac{1}{3}$$
$$n = \left(0,582 - \frac{16}{4*40,36}\right) = 0,483 > \frac{1}{3} \qquad Correcto$$

$$K = \left(4,82 - \frac{5*15}{32}\right)(1)^{0,483} + 0,43 = 2,906 < 4$$

$$K = 2,906$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1,052}{\sqrt{2,906}} (16) \sqrt{\frac{204,21}{203*10^3}} = 0,313 < 0,673$$

El ala es totalmente efectiva

$$b_e = b = 32 mm$$

b) Ancho efectivo del borde rigidizador (Elemento no rigidizado):

$$d_s = d'_s \left(R_I \right)$$

Donde:

 d'_s = Ancho efectivo del borde rigidizador calculado con K = 0,43

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{d}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{11}{2}\right) \sqrt{\frac{204.21}{203 \times 10^3}} = 0.28 < 0.673$$

El borde rigidizador es totalmente efectivo.

$$d'_{s} = d = 11 \, mm$$

Ancho efectivo reducido del rigidizador de borde:

$$d_s = d'_s(R_I) = 11 (1) = 11 mm$$

c) Ancho efectivo del alma (Elemento rigidizado):

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \left(\frac{h}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \left(\frac{72}{2}\right) \sqrt{\frac{204,21}{203 \times 10^3}} = 0,60 < 0,673$$

El alma es totalmente efectiva

Por lo tanto:

$$A_e = A_g = 3,54 \ cm^2$$

Resistencia nominal de la columna:

$$P_n = F_n A_e = 204,21 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 3,54 * 10^{-4} m^2 = 72,29 KN$$
4) Aplicación de la sección (a) para el cálculo de la resistencia al pandeo Distorsional del perfil CA 80x40x15x2:

$$\lambda_{d} = \sqrt{\frac{P_{y}}{P_{crd}}}$$

$$P_{y} = A_{g} F_{y} = 3.54 * 234.44 \times 10^{-1} = 82.99 KN$$

$$P_{crd} = A_{g} F_{d}$$

Limites dimensionales:

1) $50 \le \frac{h_o}{t} = \frac{80}{2} = 40 \le 200$ 2) $25 \le \frac{b_o}{t} = \frac{40}{2} = 20 \le 100$ 3) $6.25 \le \frac{D}{t} = \frac{15}{2} = 7.5 \le 50$ 4) $45^o \le \vartheta = 90^o \le 90^o$ 5) $2 \le \frac{h_o}{b_o} = \frac{80}{40} = 2 \le 8$ 6) $0.04 \le \frac{D \sin \vartheta}{b_o} = \frac{15 \sin 90^o}{40} = 0.375 \le 0.5$

Si bien no todas las condiciones se encuentran dentro de los límites dimensionales, al estar muy próximos a cumplirse y con el objeto de obtener una aproximación del esfuerzo de pandeo elástico distorsional F_d se utilizará la ecuación (5.25).

$$F_{d} = \propto K_{d} \frac{\pi^{2} E}{12 (1-\mu^{2})} \left(\frac{t}{b_{o}}\right)^{2}$$

Donde: $\propto = \left(\frac{L_{m}}{L_{cr}}\right) ln\left(\frac{L_{m}}{L_{cr}}\right) \quad para \ L_{m} < L_{cr}$

siendo: $L_m = L = 650 mm$

$$L_{cr} = 1.2 h_o \left(\frac{b_o D \sin \theta}{h_o t}\right)^{0.6} \le 10 h_o$$

 $L_{cr} = 1.2 * 80 \left(\frac{40*15 \sin 90^{\circ}}{80*2}\right)^{0.6} = 212.17 \ mm \le 10 * 80 = 800 \ mm$

como: $L_m = 650 \text{ mm} > L_{cr} = 212.17 \text{ mm}; \text{tomar} \propto = 1.0$

$$K_d = 0.05 \le 0.1 \left(\frac{b_o D \sin \theta}{h_o t}\right)^{1.4} \le 8.0$$
$$0.05 \le 0.1 \left(\frac{40*15 \sin 90^o}{80*2}\right)^{1.4} = 0.636 \le 8.0$$

Luego: $K_d = 0.636$

Entonces:

$$F_d = 1.0 * 0.636 \frac{\pi^2 * 203 \times 10^3 MPa}{12 (1-0.3^2)} \left(\frac{2}{40}\right)^2 = 291.72 MPa$$

Por tanto:

$$P_{crd} = A_g F_d = 3.54 * 291.72 \times 10^{-1} = 103.27 \ KN$$

$$\lambda_{d} = \sqrt{\frac{P_{y}}{P_{crd}}} = \sqrt{\frac{82.99}{103.27}} = 0.90 > 0.561$$
$$P_{n} = \left[1 - 0.25 \left(\frac{P_{crd}}{P_{y}}\right)^{0.6}\right] \left(\frac{P_{crd}}{P_{y}}\right)^{0.6} * P_{y}$$

$$P_n = \left[1 - 0.25 \left(\frac{103.27}{82.99}\right)^{0.6}\right] \left(\frac{103.27}{82.99}\right)^{0.6} * 82.99 = 67.65 \ KN$$

5) Aplicación de la sección (b) para el cálculo de la resistencia al pandeo Distorsional del perfil CA 80x40x15x2:

Para determinar F_d se debe utilizar la expresión:

$$F_d = \frac{K_{\phi fe} + K_{\phi we} + K_{\phi}}{\widetilde{K}_{\phi fg} + \widetilde{K}_{\phi wg}}$$

Donde:

$$K_{\emptyset f e} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \left[E I_{xf} (x_o - h_x)^2 + E C_{wf} - E \frac{I^2_{xyf}}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right] + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 G J_f$$

 I_{xf} , I_{yf} , I_{xyf} , C_{wf} , $x_o y h_x$, son propiedades del ala en compresión más el borde rigidizador alrededor de un sistema de ejes x-y con origen en el centroide del ala; con el eje x positivo a la derecha del centroide y el eje Y positivo hacia abajo del centroide. Para determinar estos valores se utilizaran las formulas dadas en la tabla A4 de las Especificaciones.

A objeto de facilitar el cálculo de las propiedades requeridas, es conveniente trabajar con la línea central (Método lineal).

$$A_f = (b+d)t = (3.8+1.4)(0.2) = 1.08 \, cm^2$$

$$I_{xf} = \frac{t[t^2 b^4 + 4 b d^3 + t^2 b d + d^4]}{12 (b + d)}$$
$$= \frac{0.2 [(0.2)^2 (3.8)^4 + 4(3.8)(1.4)^3 + (0.2)^2 (3.8)(1.4) + (1.4)^4]}{12 (3.8 + 1.4)}$$

 $I_{xf} = 0.173 \ cm^4$

$$I_{yf} = \frac{t \ [b^4 + 4d \ b^3]}{12 \ (b+d)} = \frac{0.2 \ [(3.8)^4 + 4 \ (1.4) \ (3.8)^3]}{12 \ (3.8 + 1.4)} = 1.653 \ cm^4$$

$$I_{xyf} = \frac{t \ b^2 d^2}{4 \ (b+d)} = \frac{0.2 \ (3.8)^2 \ (1.4)^2}{4 \ (3.8+1.4)} = 0.272 \ cm^4$$

$$X_{of} = \frac{b^2}{2(b+d)} = \frac{(3.8)^2}{2(3.8+1.4)} = 1.388 \ cm$$

$$Y_{of} = -\frac{d^2}{2(b+d)} = -\frac{(1.4)^2}{2(3.8+1.4)} = -0.188 \, cm$$

$$h_x = -\frac{[b^2 + 2bd]}{2(b+d)} = -\frac{[(3.8)^2 + 2(1.4)(3.8)]}{2(3.8+1.4)} = -2.42 \, cm$$

$$J_f = \frac{[bt^3 + dt^3]}{3} = \frac{[(3.8)(0.2)^3 + (1.4)(0.2)^3]}{3} = 0.0139 \, cm^4$$

 $C_{wf} = 0.0 \ cm^6$

De acuerdo con la ecuación (5.33) ; la longitud crítica no arriostrada de pandeo distorsional, L_{cr} , puede ser calculada como sigue:

$$L_{cr} = \left\{ \frac{6 \pi^4 h_o (1 - \mu^2)}{t^3} \left[I_{xf} \left(x_{of} - h_x \right)^2 + C_{wf} - \frac{I^2_{xyf}}{I_{yf}} \left(X_{of} - h_x \right)^2 \right] \right\}^{1/4}$$

$$L_{cr} = \left\{ \frac{6\pi^4(8) (1 - 0.3^2)}{0.2^3} \left[(0.173) (1.388 + 2.412)^2 + 0 - \frac{0.272^2}{1.653} (1.388 + 2.412)^2 \right] \right\}^{1/4} =$$

 $L_{cr} = 31.503 \ cm = 0.315 \ m$

Siendo: $L_m = 65 \text{ cm} > L_{cr} = 31.503 \text{ cm}$ usar: L=31.503 cm

La rigidez elástica rotacional proporcionada por el ala a la conexión ala - alma, $K_{\phi fe}$, puede ser calculada mediante la ecuación (5.29), como sigue:

$$\begin{split} K_{\emptyset f e} &= \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \left[E \ I_{xf} \left(x_{of} - h_x\right)^2 + E \ C_{wf} - E \ \frac{l^2 xy_f}{l_{yf}} \left(x_{of} - h_x\right)^2 \right] + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \ G \ J_f \\ K_{\emptyset f e} &= \left(\frac{\pi}{31.503}\right)^4 \left[20.3 * 0.173 * (1.388 + 2.412)^2 + 0 - 20.3 * \frac{0.272^2}{1.653} (1.388 + 2.412)^2 \right] \\ &+ \left(\frac{\pi}{31.503}\right)^2 7.808 * 0.0139 \\ MN * cm \qquad KN * cm \end{split}$$

 $K_{\emptyset fe} = 0.00480 \frac{MN * cm}{cm} = 4.80 \frac{KN * cm}{cm}$

De acuerdo a la ecuación dada anteriormente:

$$K_{\phi we} = \frac{E t^3}{6 h_o (1 - \mu^2)}$$
$$K_{\phi we} = \frac{20.3 * 0.2^3}{6 * 8 * (1 - 0.3^2)} = 0.00372 \frac{MN * cm}{cm} = 3.72 \frac{MN * cm}{cm}$$

Debido a que no existe un entablado o entarimado unido a la sección canal el ala no esta restringido, por tanto:

$$K_{\emptyset} = 0$$

La rigidez rotacional geométrica requerida por el ala de la unión ala/alma es:

$$\widetilde{K}_{\emptyset fg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \left\{ A_f \left[\left(X_{of} - h_x \right)^2 \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}} \right)^2 - 2 Y_{of} \left(x_{of} - h_x \right) \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}} \right) + h^2_x + y^2_{of} \right] + I_{xf} + I_{yf} \right\}$$

$$\widetilde{K}_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{31.503}\right)^2 \left\{ 1.08 \left[(1.388 + 2.412)^2 \left(\frac{0.272}{1.653}\right)^2 - 2(-0.188)(1.388 + 2.412) \left(\frac{0.272}{1.653}\right)^2 + (-2.412)^2 + (-0.188)^2 \right] + 0.173 + 1.653 \right\} =$$

$$\widetilde{K}_{\phi fg} = 0.08775 \ \frac{\frac{MN * cm}{cm}}{MN}$$

La rigidez rotacional geométrica requerida por el alma de la unión ala/alma es:

$$\widetilde{K}_{\phi wg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \frac{t h_{\phi}^3}{60}$$
$$\widetilde{K}_{\phi wg} = \left(\frac{\pi}{31.503}\right)^2 \left[\frac{0.2 * 8^3}{60}\right] =$$
$$\widetilde{K}_{\phi wg} = 0.0169 \left[\frac{\frac{MN * cm}{cm}}{\frac{MN}{cm^2}}\right]$$

Por lo que de la ecuación del Manual AISI-2007

$$\begin{split} F_{d} &= \frac{K_{\phi f e} + K_{\phi w e} + K_{\phi}}{\widetilde{K}_{\phi f g} + \widetilde{K}_{\phi w g}} \\ F_{d} &= \frac{4.80 + 3.72 + 0}{0.08775 + 0.0169} = 81.414 \; \frac{KN}{cm^{2}} \end{split}$$

La carga de pandeo distorsional es:

$$P_{crd} = A_g F_d = 3.54 \ cm^2 \left(81.414 \ \frac{KN}{cm^2} \right) =$$

 $P_{crd} = 288.206 \, KN$

Tomando en cuenta la ecuación 5.23:

$$P_y = A_g F_y = 3.54 * 234.44 \times 10^{-1} = 82.99 KN$$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{P_y}{P_{crd}}}$$
$$\lambda_d = \sqrt{\frac{82.99}{288.206}} = 0.537 < 0.561$$

Por lo tanto, la carga axial nominal para el pandeo distorisonal, basada en la sección (b) de las especificaciones AISI 2007 es:

$$P_n = P_v = 82.99 \ KN$$

Que resulta ser mayor a $P_n = 67.65 \text{ KN}$, obtenida basada en la sección C4.2 (a).

6.17.4 Discusión de resultados

La resistencia nominal de compresión del perfil C80x40x15x2 medida en los ensayos es de $P_n = 67,88 \text{ KN}$ y la resistencia nominal calculada con las expresiones del AISI-2007 es de $P_n = 72,29 \text{ KN}$ para el pandeo flexo-torsional. Tomando en cuenta el pandeo distorsional, de los dos análisis realizados, el menor de los valores es de $P_n = 67,65 \text{ KN}$, que se aproxima muchísimo al valor obtenido mediante ensayos. Por lo que se puede observar en las fotografías, es precisamente este tipo de falla el que se presenta en el perfil.

Si se compara el comportamiento de este perfil que tiene una longitud de L =650 mm, con el perfil C80x40x2, que no tiene bordes rigidizadores y con una longitud de L = 435 mm, mucho menor que el perfil costanero, se concluye que el perfil costanero debido a sus bordes rigidizadores, que mejoran el comportamiento del perfil tiene una resistencia nominal a la compresión mucho mayor que el perfil canal.

El área neta efectiva de la sección es el mismo que el área total de la sección transversal, esto debido a que los bordes rigidizadores mejoran el comportamiento de las alas ya que éstas, pasan de ser elementos no rigidizados a parcialmente rigidizados, incrementando de esta manera el valor del coeficiente de pandeo de placas de k = 0,43 correspondiente a elementos no rigidizados a k = 2,906 correspondiente a la placa parcialmente rigidizada.

CONCLUSIONES

- Los ensayos realizados en los diferentes tipos de elementos estructurales tienen un fuerte componente informativo; permitieron observar los distintos modos de falla y determinar de una manera directa los valores de las resistencias nominales. Esta información se la pudo comparar con la obtenida mediante cálculos utilizando las expresiones planteadas por las especificaciones AISI-2007 para establecer las diferencias y las posibles causas de esas diferencias.
- Mediante los ensayos se pudo corroborar que el proceso de conformado en frío al que se someten las placas planas, sufren un incremento en las propiedades mecánicas del acero, esto se debe al endurecimiento por deformación del acero en las esquinas que afectan también en las propiedades del acero que se encuentra en las partes planas del perfil. Por seguridad; los valores del límite de fluencia y del límite de rotura incrementados, no se suelen utilizar en los diseños, debido a las condiciones requeridas por las especificaciones para su uso, sin embargo quiérase o no representa un factor de seguridad adicional.
- El comportamiento y consecuentemente el cálculo de las conexiones empernadas, se puede predecir con más exactitud que las conexiones soldadas, debido a los diferentes imponderables que se tienen en este último tipo de conexiones. En la práctica es bastante difícil depositar por ejemplo un cordón de soldadura en las dimensiones requeridas, por esta razón es que para el diseño de conexiones empernadas se utiliza un factor de resistencia de 0,65 y para las conexiones soldadas un factor de resistencia de 0,60.
- El comportamiento de los elementos estructurales sujetos a compresión es más difícil de predecir mediante cálculos por la existencia de diferentes modos de pandeo que dependen de varios factores: longitud del elemento, tipo de sujeción de sus extremos, propiedades geométricas de la sección transversal, etc. Se pudo observar que a medida que la relación de esbeltez del elemento va en aumento, los valores de la resistencia nominal calculados con las expresiones del AISI-2007 se aproximan más a los medidos en los ensayos.

- Las diferencias entre los valores de la resistencia nominal de los diferentes tipos de elementos estructurales calculados y obtenidos por ensayos, se deben también al empleo de las propiedades mecánicas del acero dadas por el fabricante. En la práctica, estos valores si bien están garantizados por el fabricante, no son del todo exactos. Sin embargo, estas diferencias son tomadas en cuenta precisamente por los factores de resistencia si se emplea el método LRFD o por factores de seguridad si se emplea el método DEP en el diseño.
- Mediante cálculos y ensayos se pudo corroborar la importancia que tienen los bordes rigidizadores en el comportamiento de los elementos en compresión. Estos bordes rigidizadores hacen que los elementos no rigidizados incrementen su factor de pandeo de placas k, incluso hasta hacer que en algunos casos y bajo ciertas condiciones trabajen como elementos rigidizados, incrementando de esta manera el área neta efectiva de la sección y por los tanto la capacidad de carga del elemento.

RECOMENDACIONES

- Antes de dar inicio al diseño de una estructura de acero con perfiles conformados en frío, se recomienda averiguar las propiedades mecánicas del acero empleado en la elaboración de los perfiles para no cometer errores en los cálculos de las resistencias nominales y de diseño de los elementos estructurales que forman parte de la estructura.
- En el diseño de conexiones soldadas se deberá tomar en cuenta los posible errores que el soldador nacional comete durante el soldado, como ser la falta de limpieza y retirado de la escoria para depositar una segunda capa de soldadura o la discontinuidad del cordón de soldadura.
- El proyectista deberá tener un cuidado muy especial al elegir el factor de longitud efectiva en el diseño de un elemento en compresión. En la práctica no existen articulaciones ideales (K = 1), ni empotramientos perfectos (K = 0,5), de manera que en el diseño de armaduras por ejemplo, aplicando su criterio debe interpolar racionalmente entre estos dos extremos y utilizar valores intermedios dependiendo del grado de rigidez que es posible conseguir en un determinado caso.
- En el diseño de conexiones empernadas, se deberá dar fiel cumplimiento a las recomendaciones dadas por las especificaciones AISI-2007, en lo que se refiere a las distancias mínimas entre pernos, distancias mínimas a los cantos, etc., para evitar fallas no consideradas en los cálculos.
- Se recomienda respetar las máximas relaciones ancho/espesor de los elementos placa que forman parte de los perfiles para evitar posible fallas prematuras por pandeo local.

BIBLIOGRAFIA

Yu, W., (2000) *Cold-Formed Steel Design.* Third Edition. Canada, Editorial John Wiley and Sons.

American Iron and Steel Institute, (2007) North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, México, Editorial Canacero.

Salmon, Ch., Johnson, J., (2008), Steel Structures, Design and behavior, 5th Edition. USA, Editorial Prentice Hall.

Troglia, G., (2010) *Estructuras de Acero con Tubos y Secciones Abiertas Conformadas en Frío. Proyecto por Estados Límites.* Primera Edición. Córdoba- Argentina, Editorial Universitas.

McCormack, J., (2000) *Diseño de Estructuras de Acero- Método LRFD. Segunda* Edición. México. Editorial Alfaomega.

Vinakota, S., (2006) *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México. Editorial Mc Graw Hill.

Hancock, G.; Murray, T. y D. Ellifritt, (2001) Cold- Formed Steel Structures to the AISI Specification, Usa.

Bresler, B, Lin, T., Scalzi, J.,(1980) Diseño de Estructuras de Acero. Cuarta Edición. México, Editorial Limusa.

Instituto Técnico de la Estructura en Acero, Placas láminas. Madrid-España.