

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: “DESARROLLO DE UN SOFTWARE ESPECÍFICO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES DE ARRIOSTRE O VIGA-COLUMNA PARA PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, CONFORME A LA NORMATIVA ANSI/AISC 341 -16”

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad de titulación: Trabajo de titulación con propuestas metodológicas y tecnológicas avanzadas.

Autoras: Ing. Liliana Lizbeth López López

Ing. María Fernanda Pico Núñez

Director: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Ambato – Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Jorge Javier Guevara Robalino Mg., e Ing. Diego Sebastián Cherrez Gavilanes, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “DESARROLLO DE UN SOFTWARE ESPECÍFICO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES DE ARRIOSTRE O VIGA-COLUMNA PARA PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, CONFORME A LA NORMATIVA ANSI/AISC 341 -16”, elaborado y presentado por la Ing. Liliana Lizbeth López López, e Ing. María Fernanda Pico Núñez, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Jorge Javier Guevara Robalino Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Diego Sebastián Cherrez Gavilanes, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “DESARROLLO DE UN SOFTWARE ESPECÍFICO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES DE ARRIOSTRE O VIGA-COLUMNA PARA PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, CONFORME A LA NORMATIVA ANSI/AISC 341 -16”, le corresponde exclusivamente a la Ing. Liliana Lizbeth López López, e Ing. María Fernanda Pico Núñez, autoras bajo la Dirección del Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg, Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Liliana Lizbeth López López

Autora

Ing. María Fernanda Pico Núñez

Autora

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Director

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Liliana Lizbeth López López

C.C.: 1804787867

Ing. María Fernanda Pico Núñez

C.C.: 1804403168

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO

PORTADA	i
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
AGRADECIMIENTO	xiv
DEDICATORIA	xvi
RESUMEN EJECUTIVO.....	xviii
ABSTRACT	xx
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos	4
CAPÍTULO II	5
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	5
2.1. Antecedentes investigativos	5
2.2. Fundamentación teórica	12
2.2.1. Estructuras.....	12
2.2.2. Estructuras metálicas.....	12
2.2.3. Elementos estructurales.....	13
2.2.4. Pórticos especiales a momento.....	14
2.2.5. Pórticos intermedios resistentes a momento IMF.....	15

2.2.6.	Pórticos ordinarios resistentes a momento	15
2.2.7.	Arriostramiento	16
2.2.8.	Unión viga columna	19
2.2.9.	Conexiones.....	20
2.2.10.	Fundamentación teórica para el diseño de las conexiones arriostradas concéntricamente	25
2.3.	Conclusiones parciales de la literatura científica	36
CAPÍTULO III		38
MARCO METODOLÓGICO		38
3.1.	Ubicación.....	38
3.2.	Equipos y Materiales	38
3.3.	Tipo de investigación	38
3.4.	Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender.....	39
3.5.	Población o muestra	39
3.6.	Recolección de información	40
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico:	41
3.8.	Variables de respuesta o resultados alcanzados	41
CAPÍTULO IV		43
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		43
4.1.	Presentación del Software Desarrollado.....	43
4.1.1.	Documentación técnica	43
4.1.2.	Tipos de conexiones	44
4.1.3.	Ventajas.....	44
4.2.	Presentación de la interfaz del software desarrollado.	45
4.3.	Análisis de resultados	46

CAPÍTULO V	60
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS	60
5.1. Conclusiones	60
5.2. Recomendaciones	61
5.3. Bibliografía.....	63
5.4. Anexos.....	67
5.4.1. Link de descarga del software desarrollado	67
5.4.2. Conexión simple viga – columna con dos arriostres (soldada).....	68
5.4.3. Diseño de una conexión simple viga – columna empernada	181
5.4.4. Conexión soldada arriostre – viga en x.	256
5.4.5. Manual de usuario	440

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ry and Rt Values for Steel and Steel Reinforcement Materials.....	31
Tabla 2: Comparación de resultados: Conexión simple viga - columna con dos arriostres.....	47
Tabla 3: Comparación de resultados: Conexión soldada arriostre - viga en X.....	51
Tabla 4: Comparación de resultados: Diseño de una conexión simple viga – columna empernada	57
Tabla 5: Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	82
Tabla 6: Análisis FEM: Resistencia de diseño de la unión.....	180
Tabla 7: Análisis FEM: Resistencia de diseño de la unión.....	255
Tabla 8: Análisis FEM: Resistencia de los pernos.....	255
Tabla 9: Análisis FEM: Resistencia de diseño de la unión.....	439

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEN.....	15
Figura 2: Tipos más comunes de PEAC.	18
Figura 3: Configuración típica para pórticos arriostrados excéntricamente	19
Figura 4: Otras configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente	19
Figura 5: Conexiones simples.....	21
Figura 6: Conexión parcialmente restringida.....	24
Figura 7: Riostra sometida a carga de compresión.	26
Figura 8: Modos de falla de riostras ante cargas axiales	27
Figura 9: Configuración de las riostras.....	28
Figura 10: Mecanismo de deformación de un pórtico.	29
Figura 11: Mecanismo plástico de un pórtico arriostrado.	30
Figura 12: Distribución de fuerzas en pórticos arriostrados concéntricamente.....	36
Figura 13: Menú principal de: SCBF DESIGN CONNECTION	45
Figura 14: Menú principal: Tipos de conexiones.	46
Figura 15: Conexión simple viga - columna con dos arriostramientos.	70
Figura 16: Cargas de diseño a - caso 1.	71
Figura 17: Cargas de diseño b - caso 1.	71
Figura 18: Cargas de diseño a - caso 2.	72
Figura 19: Cargas de diseño b - caso 2.	72
Figura 20: Valores aproximados del factor de longitud efectiva k.....	75
Figura 21: Cargas de diseño - caso 2.	79
Figura 22: Cargas de diseño - caso 2.	80
Figura 23: Arriostramiento por debajo de la viga.....	80
Figura 24: Longitud de soldadura arriostre inferior.....	83
Figura 25: Arrostramiento sobre la viga.	84
Figura 26: Longitud de soldadura arriostramiento superior.	86
Figura 27: Bloque de cortante en el arriostramiento.....	87
Figura 28: Cartela Inferior - Sección crítica de Whitmore	89
Figura 29: Cartela superior - Sección crítica de Whitmore.	92
Figura 30: Cartela inferior - Áreas solicitadas a corte.....	94

Figura 31: Cartela superior - Áreas solicitadas a corte.....	96
Figura 32: Cartela superior - Geometría de la Placa Gusset.....	99
Figura 33: Cartela inferior - Carga de diseño de compresión.....	105
Figura 34: Cartela superior - Carga de diseño de compresión.....	108
Figura 35: Bordes libres de la placa Gusset.....	110
Figura 36: Placa Gusset – Atiesadores.	112
Figura 37: Área gruesa y área efectiva del arriostramiento.	113
Figura 38: Área de refuerzo para el arriostramiento – Arriostramiento inferior.	115
Figura 39: Cordón de soldadura del área de refuerzo- arriostramiento inferior.	119
Figura 40: Área de refuerzo para el arriostramiento – Arriostramiento superior	121
Figura 41: Cordón de soldadura del área de refuerzo- arriostramiento superior.	125
Figura 42: Distribución de fuerzas en la placa Gusset.....	125
Figura 43: Fuerzas en la interfaz cartela superior – viga: Caso de máxima tracción. ..	131
Figura 44: Fuerzas en la interfaz cartela superior – viga: Caso de máxima compresión.	133
Figura 45: Fuerzas en la interfaz cartela inferior – viga: Caso de máxima tracción.....	138
Figura 46: Fuerzas en la interfaz cartela inferior – viga: Caso de máxima compresión.	140
Figura 47: Fuerzas interfaz cartela-viga. Cartela inferior.	141
Figura 48: Fuerzas interfaz cartela - columna. Cartela inferior.	144
Figura 49: Fuerzas interfaz cartela - viga. Cartela superior.....	147
Figura 50: Fuerzas interfaz cartela - columna. Cartela superior.	149
Figura 51: Longitud de cordones de soldadura: cartela - viga y cartela - columna.	165
Figura 52: Soldadura mínima: cartela - viga y cartela - columna.....	171
Figura 53: Fuerzas interfaz cartela inferior – viga: caso máxima tracción.....	173
Figura 54: Fuerzas interfaz cartela inferior – viga: caso máxima compresión.....	175
Figura 55: Fuerzas interfaz cartela inferior – columna: caso máxima tracción.....	177
Figura 56: Detalle de la conexión.	178
Figura 57: Análisis FEM: Conexión viga columna con dos arriostres. (Soldada)	179
Figura 58: Una conexión simple viga – columna empernada.....	183
Figura 59: Fuerza de tracción en la conexión.	184

Figura 60: Fuerza de compresión en la conexión.	185
Figura 61: Fuerza de post pandeo en la conexión.....	188
Figura 62: Ancho de Whitmore en la placa Gusset.	191
Figura 63: Sección crítica a fractura de las placas de conexión.	193
Figura 64: Bloque de cortante caso 1. Placas de conexión.....	196
Figura 65: Bloque de cortante caso 2. Placas de conexión.....	199
Figura 66: Longitud Lc1 y Lc2.....	203
Figura 67: Ubicación plancha externa.	206
Figura 68: Dimensión de la plancha externa.	206
Figura 69: Longitud sujeta a corte Lnv y longitud sujeta a tracción Lnt.....	208
Figura 70: Ancho efectivo de Whitmore de la placa Gusset.	211
Figura 71: Longitud de pandeo de la placa Gusset.....	213
Figura 72: Longitud Lb1 y Lb2.	216
Figura 73: Ubicación de las placas de conexión.....	218
Figura 74: Sección crítica de las placas de conexión.....	218
Figura 75: Longitud Ly y Lx.	220
Figura 76: Fuerzas en la interfaz cartela - viga: Caso de máxima tracción.	224
Figura 77: Fuerzas en la interfaz cartela viga - Caso de máxima compresión.	226
Figura 78: Fuerzas interfaz cartela - viga.....	227
Figura 79: Fuerzas interfaz cartela - columna.	230
Figura 80: Soldadura mínima: Cartela - viga y cartela - columna.....	242
Figura 81: Rigidizadores.....	243
Figura 82: Fuerzas interfaz cartela - viga: caso de máxima tracción.....	247
Figura 83: Fuerzas interfaz cartela - viga: caso de máxima compresión.....	250
Figura 84: Fuerzas interfaz cartela - columna: caso máxima tracción.	252
Figura 85: Detalle de la conexión empernada.	253
Figura 86: Análisis FEM: Conexión simple viga - columna. (Empernada)	254
Figura 87: Conexión soldada arriostre - viga en X.....	256
Figura 88: Carga a tracción en la riostra.....	259
Figura 89: Fuerza de compresión en arriostre inferior.....	262
Figura 90: Resistencias de tracción y compresión aplicadas al arrostramiento.....	264

Figura 91: Resistencia esperada a Post-Pandeo de los arriostres.....	265
Figura 92: Fuerzas que intervienen en el arriostre inferior.....	266
Figura 93: Detalle de soldadura.	268
Figura 94: Bloque de corte en las paredes del arriostramiento.....	269
Figura 95: Sección crítica de Whitmore.	271
Figura 96: Áreas solicitadas a corte.....	274
Figura 97: Geometría de la Placa Gusset.....	276
Figura 98: Fuerza de compresión aplicada a la Placa Gusset.....	277
Figura 99: Área gruesa y área efectiva del arriostramiento.....	281
Figura 100: Área de refuerzo para el arriostramiento.....	283
Figura 101: Longitud de reforzamiento en placa nodo inferior.....	287
Figura 102: Fuerzas aplicadas en el arriostre superior.	288
Figura 103: Fuerza de compresión en arriostre superior.	291
Figura 104: Resistencia en arriostres superiores.	293
Figura 105: Resistencia de post-pandeo en arriostres superiores.	294
Figura 106: Carga de diseño a tracción para el diseño de la soldadura.....	295
Figura 107: Detalle de soldadura en arriostre superior.....	298
Figura 108: Bloque de corte en paredes del arriostramiento.....	299
Figura 109: Sección crítica de Whitmore.	301
Figura 110: Áreas solicitadas a corte.....	304
Figura 111: Geometría de la placa.....	306
Figura 112: Compresión en el Placa Gusset.....	308
Figura 113: Área gruesa y área efectiva del arriostramiento.....	311
Figura 114: Área de refuerzo para el arriostramiento.....	314
Figura 115: Detalle de las soldaduras del arriostramiento superior.....	318
Figura 116: Fuerza esperada a compresión.....	319
Figura 117: Resistencia a Post - pandeo.	320
Figura 118: Detalle de la conexión.....	321
Figura 119: Fuerzas resultantes en la sección.....	324
Figura 120: Fuerzas resultantes en la cartela inferior criterio de diseño a.....	326
Figura 121: Desarrollo de la fuerza axial equivalente.....	332

Figura 122: Desarrollo de la fuerza axial equivalente.	345
Figura 123: Sección b-b cartela inferior.	348
Figura 124: Fuerzas resultantes en la sección.....	350
Figura 125: Fuerzas de post pandeo en cartela inferior.	354
Figura 126: Sección b-b para pandeo local.....	373
Figura 127: Cordón de soldadura arriostre inferior.	379
Figura 128: Fuerzas a compresión del arriostramiento.....	379
Figura 129: Fuerzas de post - pandeo del arriostramiento.....	380
Figura 130: Detalle de la conexión.	381
Figura 131: Fuerzas resultantes en la sección.....	384
Figura 132: Fuerzas resultantes en la sección.....	386
Figura 133: Pandeo local sección b-b.	405
Figura 134: Fuerzas resultantes en la sección.....	408
Figura 135: Fuerzas para Post - pandeo.....	412
Figura 136: Cordón de soldadura arriostre superior.	436
Figura 137: Detalle de la conexión.	437
Figura 138: Análisis FEM: Conexión soldada arriostre - viga en X.	438

AGRADECIMIENTO

Agradezco principalmente a Dios, por ser mi guía, mi protector durante todo este camino, dándome la fuerza para superar cada obstáculo presentado en el camino, gracias a ti esta meta esta cumplida.

A mi madre celestial y al Divino niño Jesús por ser los protectores de mi vida, quienes, cuidan cada uno de mis pasos.

A mis queridos padres, quienes, con su ejemplo de amor, lucha y constancia me enseñaron a siempre luchar por mis sueños y nunca darme por vencida.

A mi querida hermana Cris por amor y apoyo incondicional, quien siempre está a mi lado en cada momento y por su fe en mí.

Gracias a ti María Fernanda por tu paciencia, ayuda y gentileza, dios permitió que hiciéramos este trabajo juntas para aprender y conocer sobre un tema nuevo de nuestra área profesional y así poder culminar el presente trabajo.

Al Ing. Santiago Medina por brindarme su apoyo, conocimiento, tiempo y amistad, guiándome en el desarrollo del presente trabajo de investigación en calidad de tutor.

A Alex y Andrés, que han estado junto a mi acompañándome y apoyándome en el transcurso de esta etapa de mi vida.

Al PhD. Milton Aldas y Ing. Carlos Navarro por ser un apoyo incondicional en el transcurso de esta maestría.

Mi especial agradecimiento a la Universidad Técnica de Ambato, al Departamento de Posgrados y a mi querida Facultad de Ingeniería Civil por permitirme alcanzar una meta más.

Liliana Lizbeth

AGRADECIMIENTO

Agradezco principalmente a DIOS, por ser mi guía espiritual y darme salud y vida para ir alcanzando cada una de mis metas.

A mis queridos padres Magdalena y Eduardo quienes me dieron la vida y su ejemplo de lucha y constancia, para ir superando cada obstáculo que se me presente en cada uno de los sueños que me he propuesto.

A mis queridos hermanos quienes han sido un ejemplo de vida y de superación profesional.

Gracias a ti Liliana por tu paciencia, colaboración y confianza, en este proyecto, que ha afianzado más nuestra amistad y ha mejorado nuestros conocimientos como ingenieras.

Al Ing. Santiago Medina por brindarme su apoyo, conocimiento, tiempo y amistad, guiándome en el desarrollo del presente trabajo de investigación en calidad de tutor.

A Alex y Andrés, que han estado junto a mi acompañándome y apoyándome en el transcurso de esta etapa de mi vida.

A todos ellos y a muchas personas más, gracias, pues sin su ayuda esto no hubiese sido posible

María Fernanda

DEDICATORIA

Al creador de todas las cosas, quien me ha dado la fortaleza para hacer realidad uno de mis grandes sueños; por ello con toda la humildad le dedico mi trabajo a Dios.

A mis padres Danilo y Mariana por su amor incondicional y ser mi pilar fundamental, y apoyarme en cada meta propuesta, alentándome y apoyándome en cada momento por más gris que estos hayan sido. A ellos quienes me han dado su amor, cariño, comprensión y enseñarme que por más difícil que sean las cosas uno debe luchar por sus sueños sin rendirse.

Mi logro es el de ustedes.

Liliana Lizbeth

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a una de las personas más especiales que he tenido en mi vida, a mi abuelita Fabiana, aunque ya no está junto a mí, tengo presente el amor y todas las enseñanzas que me brindo para hacer de mí una mujer de bien y una excelente profesional. Tengo la certeza de lo orgullosa y feliz que está de mí, pues siempre me acompaña y bendice cada uno de mis días, ya que es mi ángel de la guarda que está en el cielo.

A mis padres y hermanos quienes han sido un apoyo incondicional durante este proceso de formación académico, por su amor y comprensión infinitos.

María Fernanda.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

Tema: “DESARROLLO DE UN SOFTWARE ESPECÍFICO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES DE ARRIOSTRE O VIGA-COLUMNA PARA PÓRTICOS DE ACERO ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, CONFORME A LA NORMATIVA ANSI/AISC 341 -16”

Autoras: Ing. Liliana Lizbeth López López – Ing. María Fernanda Pico Núñez

Director: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Línea de Investigación: Propuestas metodológica y tecnológicas avanzadas.

Fecha: Marzo 2022

RESUMEN EJECUTIVO

El presente proyecto de investigación tiene como propósito la codificación de un software específico para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos de acero arriostrados concéntricamente, el cual nos permite diseñar de manera rápida y segura la conexión simple viga-columna (empernada), conexión soldada viga-columna, conexión viga-columna con dos arriostres (soldada), conexión soldada arriostre – viga en X, conexión de tope simple viga-columna (empernada) y la conexión de tope soldada viga-columna. Para el diseño de las distintas conexiones se analizaron los criterios de la normativa ANSI/AISC 341-16, de la cual se tomaron las ecuaciones de cálculo para un diseño por capacidad.

Para el desarrollo del software se partió del cálculo manual de las diferentes conexiones, con ello se desarrolló el código de programación del software y a la vez se creó la interfaz gráfica para la visualización de los resultados.

Para la veracidad del software SCBF DESIGN CONNECTION, se compararon los resultados obtenidos mediante el software desarrollado con el método manual; dando como resultado un margen de error menor al 1.50 por ciento, con lo que se pudo verificar que los resultados obtenidos por el software son confiables.

Descriptores: acero, arriostre, columna, conexión emperrada, conexión soldada, conexión en x, arriostramiento concéntrico, pórticos, software, viga.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

Theme: "DEVELOPMENT OF A SPECIFIC SOFTWARE FOR BRACING CONNECTIONS OR BEAM-COLUMN CONNECTIONS DESIGN FOR STEEL SPECIAL CONCENTRICALLY BRACED FRAMES (SSCBF), ACCORDING TO ANSI/AISC 341 -16 STANDARD".

Authors: Ing. Liliana Lizbeth López López – Ing. María Fernanda Pico Núñez

Directed By: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Line of research: Methodological proposal and advanced technologies.

Date: March 2022

ABSTRACT

The present research project has as purpose the codification of a specific software for bracing connections or beam-column connections design for steel special concentrically braced frames (SSCBF). It allows us to design in a quick and safe way the simple beam-columns (bolted) connection, welded beam-column connection, double braced beam column (welded) connection, X brace-beam (welded) connection, simple beam-column (bolted) corner connection, and simple beam-column (welded) corner connection. For the design of the different connections, they were analyzed by ANSI/AISC 341-16 Standards criteria. From it the calculation equations for a design by capacity were taken.

For the development of the software, we started with the manual calculation of the different connections, with this the software programming code was developed and at the same time the graphic interface for the visualization of the results was created.

For the veracity of the SCBF DESIGN CONNECTION software, the results obtained by the developed software were compared with the manual method; resulting in a margin of error of less than 1.50 percent, thus verifying that the results obtained by the software are reliable.

Descriptors: steel, bracing, column, bolted connection, solder connection, x-connection, concentric bracing, frame, software, beam.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

“DESARROLLO DE UN SOFTWARE ESPECÍFICO PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES DE ARRIOSTRE O VIGA-COLUMNA PARA PÓRTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, CONFORME A LA NORMATIVA ANSI/AISC 341 -16”

1.1. Introducción

A nivel nacional, el acero ha ido tomando lugar como uno de los principales materiales para la construcción, siendo así sus áreas de aplicación: viviendas, edificaciones, puentes, oleoductos, entre otros. En el ámbito de la ingeniería civil, el acero es un material utilizado para la fabricación de diferentes perfiles estructurales, los cuales conforman los sistemas estructurales llamados pórticos.

En el presente trabajo se desarrolló un software específico para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columnas para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, este software les permitirá a los diseñadores disminuir el tiempo de cálculo, así como también garantizará la veracidad de los resultados. Se incluyen antecedentes investigativos, donde se resalta los beneficios de usar sistemas arriostrados concéntricamente bajo la normativa de diseño ANSI/AISC341-16, y también la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC2015.

Después se presenta el desarrollo del análisis y el cálculo manual de las conexiones con arriostres concéntricos, las conexiones analizadas en el presente proyecto son: Conexión simple viga-columna (empernada), Conexión soldada viga-columna, Conexión viga-columna con dos arriostres (soldada), Conexión soldada arriostre – viga en X, Conexión de tope simple viga-columna (empernada), Conexión de tope soldada viga-columna

La finalidad de estos ejercicios tipo es que sirvan como guía para el desarrollo de un código de programación en el cual se ha acoplado una interfaz gráfica donde se presentan las variables de los diferentes tipos de conexiones, así como también en esta se reflejan los resultados obtenidos. Proporcionando así una herramienta útil y de fácil manejo. Para el diseño de las conexiones metálicas se realizó en base a ecuaciones y criterios de diseño que presenta la normativa AISC 341-16 y NEC 2015, con relación al desarrollo de la herramienta informática, se utilizó un software de programación.

1.1.Justificación

Según la historia el acero se produjo en la Edad Media, pero su uso en la ingeniería de estructuras empezó hace poco más de un siglo. En la actualidad, el acero como material estructural es usado en destacadas estructuras a nivel mundial, debido a sus grandes ventajas frente a otros materiales. Los motivos por los que, el acero es un material altamente elegido para la construcción de la estructura principal de un edificio son: la relación resistencia/volumen, su alta gama de posibles aplicaciones, la posibilidad de disponer de piezas estandarizadas y su fiabilidad.[1]

Gracias a la implementación de códigos y normas de diseño para estructuras metálicas, se

ha logrado una mejor aplicación del comportamiento estructural, del análisis y diseño. Por ejemplo, el pórtico, que ha sido objeto de años de investigación, debido a que es una estructura eficiente por su forma, la cual posee un diseño plástico que permite la redistribución de momentos, para que el diagrama de flectores se ajuste lo más posible al diagrama de resistencia uniforme. Así como el pórtico, existen varios elementos estructurales que tienen su propio análisis y diseño, para lo cual es fundamental conocer las normativas vigentes como la Norma AISC/ANSI 314-16.[2]

En Ecuador, debido al desarrollo económico del país, se han venido reemplazando los métodos de construcción tradicionales, por tecnologías relativamente nuevas como son los sistemas de acero estructural, por esta razón la normativa de construcción ecuatoriana incluye el diseño de estructuras de acero, en la NEC-2015, en el capítulo “Estructuras de Acero”, NEC-SE-AC. [3]

Sin embargo, se desconoce de una herramienta tecnológica de libre acceso que ayude a los diseñadores a evaluar de manera rápida y confiable el diseño de estas conexiones viga – columna. En estos días, el diseñador de estructuras metálicas, por el empleo de los ordenadores, tiene un gran medio de apoyo y puede ser más preciso, de forma que han convertido en rutina, niveles de análisis que antes requerían gran cantidad de cálculo manual.[1]

De esta manera se propone la realización de este trabajo de titulación, que plantea el desarrollo de un software que optimice el tiempo empleado en el diseño de conexiones viga-columna en pórticos arriostrados concéntricamente, se debe a que su elevada rigidez lateral, permite un adecuado control de los desplazamientos, por esta razón este sistema es aplicado en todo tipo de construcciones, incluido en edificios en altura. [4]

En este trabajo de investigación, las implicaciones son de carácter económico técnico y social. La implicación económica radica en abaratar costos de inversión en la fase de cálculo y diseño ya que se está proporcionando un software de libre acceso. En el ámbito técnico el software a ser desarrollado ayudará al calculista a evitar el error humano que se genera de forma involuntaria en los cálculos manuales. En el ámbito social se está asegurando que las edificaciones tengan un buen desempeño estructural y cumplan con la función de precautelar la vida de los usuarios.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Desarrollar un software específico para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF), conforme a la normativa ANSI/AISC 341-16[2].

1.2.2. Específicos

- Desarrollar un software específico para el análisis y diseño de los distintos tipos de conexiones de arriostre o viga – columna, para pórticos especiales arriostrados concéntricamente.
- Adoptar una interfaz gráfica que muestre la información de los cálculos realizados para cada tipo de conexión.
- Comparar los resultados que se obtienen en el software con un análisis realizado de manera manual con la finalidad de verificar los resultados.
- Validar los resultados obtenidos en el software desarrollado con un modelo numérico basado en elementos finitos.
- Elaborar un manual de usuario para una correcta utilización del software.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Antecedentes investigativos

Fuentes, Gonzales y Calderín [5] manifiesta que para el diseño de estructuras sismorresistentes es fundamental implementar disposiciones respaldadas por normas que garanticen la seguridad para las estructuras. Además, plantean una estructuración metodológica para el diseño sismorresistentes de estructuras de acero, en la que incluyen estructuras arriostradas concéntricamente, los cuales van a ser tomados en cuenta para el desarrollo de los cálculos pertinentes. De acuerdo Vielma y Mendoza [6] en el diseño estructural los pórticos con arriostramientos laterales tienen mayor capacidad para disipar la energía en un acontecimiento sísmico, a diferencia de los pórticos sin arriostramientos. Además, el artículo contiene criterios de diseño que van a ser considerados al momento de realizar los cálculos y chequeos pertinentes para los distintos tipos de conexiones.

Rostrán, [7] en su trabajo de investigación diseño un edificio sismorresistente con sistema dual SCBF y SMF de acero con arriostres tipo V, V invertida, X y en diagonal sometida a fuerzas laterales. Los sistemas tipo X y V invertida ayudan a controlar los desplazamientos, en tanto los sistemas V y V invertidas disminuyen las fuerzas internas en las vigas y columnas, para el diseño de este tipo de sistemas se aplicó los criterios de la norma AISC 341-16, con el análisis desarrollado se verifico que el empleo de arriostres permite el diseño de columnas y vigas más ligeras, así como también ayudan en el control de los desplazamientos.

El diseño y modelización numérica no lineal de las placas de refuerzo diagonal en pórticos arriostrados concéntricamente, permitió comprender la influencia de la conexión en la esbeltez de la riostra [8], un punto importante a considerar en el desarrollo de los cálculos manuales. La utilización de conexiones viga-columna en pórticos arriostrados concéntricamente ayuda a disminuir la deriva sísmica, que se presenta en el diseño de una estructura de acero [9]. También en edificios de baja altura, proporciona una distribución más uniforme de la deriva entre pisos a lo largo de su altura con relación a los edificios de mediana altura [6]. Con el análisis de un sistema de pórticos arriostrados concéntricamente centrados (SC-CBF, por sus siglas en inglés) y con los resultados de la prueba experimental obtienen criterios que son fundamentales para comprender el comportamiento de este tipo de conexiones.

Carrillo[10] afirma que los sistemas estructurales con arriostramientos son rigidizadores que permiten la amplificación de la resistencia de la estructura ante fuerzas laterales, este tipo de sistemas permiten disminuir las derivas de piso así como también los periodos, considerando la norma AISC y la norma NEC, con lo cual se comprueba que este tipo de elementos mejora el comportamiento de la estructura ante demandas sísmicas y permite la disminución de las secciones de los elementos estructurales.

Capa [11] en su proyecto manifiesta que las conexiones soldadas son empleadas con mayor frecuencia en la construcción de estructuras de acero, debido a que este tipo de conexiones nos brindan mayor rigidez que es importante en el diseño estructural. Estas conexiones tienen un diseño simple, ya que intervienen menos partes, menos material y consecuentemente menos mano de obra. El trabajo incluye criterios para el diseño de conexiones soldadas con soporte en base a la norma [12] y [13], obteniendo una guía de diseño de conexiones soldadas que aplican los métodos: diseño por factores de carga y

resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés), y diseño por esfuerzos admisibles (ASD, por sus siglas en inglés), que serán considerados en el cálculo de las conexiones concéntricas.

Hernández y Tena en Julio del 2018 [14], realizaron la evaluación del diseño sísmico resiliente conforme al método de las fuerzas de marcos dúctiles de acero con disipadores de energía histeréticos, se hizo análisis dinámicos no lineales a doce modelos de edificios diseñados conforme al método de fuerzas y principios de diseño por capacidad y de fusible estructural, el método nos permite obtener diseños resilientes de estructuras con base en marcos contraventados de acero estructural. Los marcos con el sistema de contraventeo sirven para soportar a los disipadores de energía estos se comportan elásticamente, en el análisis se ha considerado marcos de acero que forman parte de un edificio de oficinas ubicado en la Ciudad de México, en el estudio se ha considerado edificios de diferente altura partiendo desde un edificio de 5 pisos hasta los 25 pisos, para el análisis se han considerado incrementos de 5 niveles. Para la evaluación se estudiaron variables como la proporción de la rigidez lateral del marco, la proporción de la rigidez lateral del disipador de energía con respecto a la rigidez lateral del contraventeo, la variación de la pendiente posterior, además, se analizó los mecanismos sísmicos últimos resilientes, la escala de colores para identificar demandas inelásticas, balances de rigidez. Mediante la evaluación del comportamiento de cada edificio mediante un análisis dinámico no lineal de doce modelos de edificios con marcos contraventados, nos da como resultado que es factible diseñar edificios con este tipo de sistemas ya que se producen periodos fundamentales elásticos inferiores al periodo asociado a la resonancia elástica.

Hortencio y Falcón [15], desarrollaron una metodología para la optimización de las uniones viga-columna para pórticos de acero, consecuentemente obtuvieron la determinación óptima de las dimensiones, espesor de placas y pernos. Para este objetivo desarrollaron una herramienta computacional en el software MATLAB, la misma que

consta de dos módulos computacionales, para el análisis y otro para la optimización, los cuales se comunican entre sí. La metodología aplicada fue el método de los componentes del EuroCódigo 3, que permite caracterizar el comportamiento mecánico de las conexiones al dividir la conexión en una serie de muelles. Como resultado, determinaron que la herramienta computacional cumple con el objetivo de minimizar el coste de las uniones viga-columna, ya que determina automáticamente perfiles optimizados a partir de perfiles comerciales que consten en la base de datos. Además, brindaron un entorno amigable y fácil de entender por usuario.

Faytarouni et. al., en Noviembre del 2019[16], realizaron el estudio de la demanda sísmica en los empalmes de los pilares en pórticos especiales arriostrados concéntricamente, el enfoque del estudio se realizó debido a la falta de investigación sobre las demandas sísmicas en los empalmes de las columnas en marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCDFs). En la investigación se analizó estructuras con pórticos de 5 y 13 pisos reforzados con arriostramientos concéntricos tipo X, se realizó un análisis pushover para conocer el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras, se evaluó 40 diferentes tipos de movimiento sísmico, así como también, la respuesta estructural de la estructura, la ductilidad, deformaciones, la flexión de los elementos, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, entre otros son factores que fueron analizados. La investigación sobre la conexión de la columna con cualquier otro elemento estructural es muy limitada y las existentes se rigen a la norma AISC 341. El cálculo de las columnas, vigas y arriostramientos se modelaron utilizando vigas-columnas basadas en fuerzas, de ese modo se simuló el comportamiento del elemento ante la presencia de las cargas axiales y los momentos flectores. Las conexiones viga-columna se modelaron como zonas rígidas conectadas a elementos anclados, la conexión de las columnas se modeló como continuas a lo largo de la altura del piso. Los marcos o pórticos arriostrados se diseñaron bajo las consideraciones para los sistemas SCBF. Las demandas sísmicas de las conexiones de columnas en marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) fueron evaluados en 40 diferentes tipos de movimientos sísmicos, en la evaluación se analizó sistemas

SCBF típicos de 5 y 13 pisos con refuerzos en X, para cada análisis se construyeron dos modelos estructurales, dando como resultado: La demanda de fuerza de tracción en los empalmes de columnas no excedieron el 40% del límite elástico axial, en los sistemas SCBF de 5 y 13 pisos con las ubicaciones de empalme convencionales alcanzaron más del 50% de la capacidad de momento plástico, en la fuerza de tracción combinada máxima y las demandas de momento de flexión en los empalmes de columnas alcanzaron un 75% y un 85% para los SCBF de 5 y 13 pisos respectivamente.

Faytarouni et. al., en Marzo del 2020[17], realizaron el análisis de un modelo de fractura de riostra mejorada para la evaluación sísmica de pórticos arriostrados concéntricamente, el análisis de la fractura la riostra es fundamental en la evaluación sísmica del desempeño posterior a la fractura de pórticos arriostrados concéntricamente. Se utilizó un modelo empírico de fractura basado en un grupo de seis muestras de riostras HSS cuadradas con relaciones ancho – espesor. Se utilizó el modelo CBF de seis pisos sometidos a tres movimientos sísmicos del suelo, se ha empleado un modelo a escala aplicando el método pseudodinámico, demostrando una buena correspondencia entre los resultados analíticos y los experimentales en la respuesta historia – tiempo de desplazamiento. Las principales razones para los modelos de fracturas que están basados en la ductilidad, pero deben incluir: La fractura inducida por fatiga de ciclo bajo los apoyos de HSS tienen influencia en los parámetros de demanda y resistencia, todos los modelos deben ser basados en ductilidad. Se evaluó la relación entre fracturas en ductilidad inicial, el efecto de la relación de esbeltez KL, el efecto del límite elástico sobre la ductilidad de la fractura. Para el análisis del proceso de fractura del arriostre bajo carga cíclica se deben considerar tres pasos distintos como son: inicio, propagación y terminación. Para todo esto se ha propuesto un proceso de modelado de fracturas implementado en OpenSees. Todo el análisis realizado da como resultado que mediante el modelo de fractura propuesto se puede predecir la respuesta cíclica de los arriostramientos, ya sean estos analizados como arriostramientos individuales o en pórticos arriostrados.

Naderpour M. y Aghakouchak A., en Agosto del 2018[18], realizaron la evaluación probabilística de los daños en los pórticos arriostrados concéntricamente con arriostramientos construidos. Los marcos reforzados concéntricamente CBF se utilizan para resistir las fuerzas sísmicas en sistemas estructurales de acero, la fractura a corte es uno de los modos de falla más comunes en este tipo de sistemas razón por la cual se realizó el análisis. Para lograr el objetivo del análisis se realizó experimentos utilizando modelos de elementos finitos, así como también se analizaron numéricamente 27 CBF con distintas relaciones de esbeltez, detalles de placas de refuerzo y diferentes distancias de los conectores que permiten evaluar el pórtico. En el desarrollo de la investigación para un sistema SCBF se debe cumplir ciertas consideraciones como: Emplear secciones dúctiles para riostras, vigas y columnas, controlar el pandeo de las riostras permitiendo la rotación de los extremos y evitar que las tensiones se presenten solo en las riostras. Tanto en el sistema OCBF como en el SCBF las conexiones deben ser diseñadas en función de la resistencia del arriostre. Para la evaluación del desempeño de la estructura se debe considerar la fractura de la riostra y el desgarro de la soldadura, para el análisis se tomó un enfoque basado en la tensión acumulativa, para definir el valor crítico de la fractura se consideró 14 pruebas experimentales de diversos estudios, en donde se considera la geometría de la riostra, material, carga, configuración y modos de falla primaria, también se realizó un análisis de pandeo, el chequeo de la probabilística del daño evaluando los PEEQ críticos asociados a la fractura del corte, el diseño fue desarrollado mediante el método de fuerza uniforme UFM recomendado por la AISC, todos los modelos fueron sometidos a protocolos de carga basados en desplazamiento cíclico dando como resultado que la probabilidad de la fractura en este tipo de riostra depende de la relación esbeltez de la riostra y la esbeltez del segmento de la misma.

Wijesundara KK. et. al., en Noviembre del 2018[19], realizaron la evaluación del comportamiento sísmico de pórticos de acero suspendidos y arriostrados concéntricamente. Los arriostramientos concéntricos son sistemas efectivos para resistir

cargas laterales inducidas por un terremoto esto se da debido a su alta rigidez elástica y características de resistencia, en este tipo de marcos con arriostramiento concéntrico CBF el más común es el arriostre Chevron (tipo V invertida) ya que permite una mejor ubicación de elementos como puertas, ventanas y sistemas mecánicos, sin embargo los CBF chevron se rigen por el pandeo de las riostras del primer piso en compresión dando así una localización de la falla y la pérdida de resistencia lateral a medida que aumenta el desplazamiento lateral, debido a lo planteado estudios realizados demuestran que para mejorar el desempeño del sistema CBF chevron se considera la implementación de columnas intermedias que soportan las fuerzas en los puntos de intersección de la riostra a la viga. En el estudio se evaluó el comportamiento sísmico de los CBF de acero suspendidos y arriostrados concéntricamente diseñados según el Eurocódigo 8 comparado con el rendimiento del CBF convencional, el análisis se realizó mediante un análisis historia – tiempo no lineal. El estudio utiliza solo el control reforzado STG, para el propósito se empleó dos marcos arriostrados concéntricamente diseñados para un movimiento del suelo con una probabilidad de suspensión igual al 10% en 50 años (periodo de retorno de 475 años) con una aceleración del suelo de 0.3 g de acuerdo con el EC 8, esto fue aplicado a marcos de 4 y 8 pisos, se aplicó el método de análisis no lineal OpenSees, los arriostramientos fueron modelados empleando un modelo inelástico de viga columna, el modelado de los arriostres permite conocer la posible respuesta inelástica de fuerza-desplazamiento, dando como resultado del análisis las fuerzas máximas de diseño de todos los elementos críticos en el sistema CBF.

Constanzo S. y D’Aniello en Octubre de 2018 [20], realizó la evaluación de la influencia de las conexiones viga - columna resistentes a momento en el comportamiento sísmico de los marcos arriostrados concéntricamente tipo chevron C-CBF, también son conocidos como arriostramientos en V invertida, son sistemas de resistencia lateral utilizados en edificios de acero que están sometidos a sollicitaciones sísmicas, este tipo de arriostre proporcionan gran rigidez lateral lo que permite que se cumpla las limitaciones de deriva y los requisitos de estabilidad. En el análisis se empleó alternativamente un conjunto de

pórticos de baja, mediana y gran altura con arriostramientos tipo chevron con uniones viga – columnas fijas, se analizó de manera estática como dinámica no lineal para revisar el comportamiento sísmico de estas. Para la evaluación se han considerado los criterios del Euro código EC 8, en la evaluación del desempeño sísmico se revisó el comportamiento no lineal de los marcos planos mediante modelos 2D, se revisó la relación de la deriva transitoria entre pisos IDR, La deriva entre pisos residuales así como también la ductilidad de los elementos. Todo lo expuesto anteriormente da como resultado la sobre resistencia debido a la redundancia, el rendimiento de la rigidez lateral, desplazamientos, la redundancia mejorada del sistema, la ductilidad de los elementos arriostrados, finalmente se concluye que se requiere de más investigación respecto al tema.

2.2. Fundamentación teórica

2.2.1. Estructuras

Las estructuras son sistemas compuestos por marcos de acero estructural resistentes a momento, estos marcos consisten en columnas, vigas, arriostres con placas, las conexiones de este tipo de sistemas pueden ser soldadas o empernadas.[3]

2.2.2. Estructuras metálicas

Tapia E. y García J.[21], en su investigación discutieron sobre el comportamiento de estructuras de acero bajo la demanda sísmica del sismo de magnitud 8.2 con epicentro en el golfo de Tehuantepec, ocurrido el 7 de septiembre del 2017. Se enfocaron en determinar el nivel de daño en elementos estructurales y no estructurales. Para el desarrollo de la investigación tomó como muestra un edificio de tres pisos construido en 1988, destinado para oficinas, también tomaron en cuenta las infraestructuras educativas de las zonas afectadas por el sismo. Las demandas sísmicas se consideraron mediante un análisis modal

espectral de cada estructura. Los autores llegaron a la conclusión que es de gran importancia tomar en cuenta la compatibilidad de deformaciones entre los sistemas que interactúan en una demanda sísmica. Por último, estimaron que las estructuras analizadas tuvieron un comportamiento satisfactorio, ya que cumplen con los requerimientos de reglamentos modernos.

De este modo se confirma que los sistemas de acero estructural, han ido reemplazando los métodos de construcción tradicionales debido a las grandes ventajas que proporciona el acero como material estructural, que se detallan a continuación:

- **Alta Resistencia:** El acero se caracteriza por su alta resistencia por unidad de peso, consecuentemente las estructuras cuentan con un bajo peso.
- **Uniformidad:** El acero no cambia apreciablemente sus propiedades con el paso del tiempo.
- **Elasticidad:** El acero sigue la Ley de Hook, hasta esfuerzos bastante altos.
- **Durabilidad:** Las estructuras de acero al recibir un mantenimiento de calidad, durarán indefinidamente.
- **Ductilidad:** El acero soporta grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos.
- **Tenacidad:** El acero al tener resistencia y ductilidad, es capaz de someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje.[22]

2.2.3. Elementos estructurales

Los elementos estructurales son miembros que forman parte de un sistema estructural de una edificación, entre estos tenemos: columnas, vigas, diagonales, riostras, losas, conexiones, entre otras, sean estas de hormigón o acero. De acuerdo a la Norma

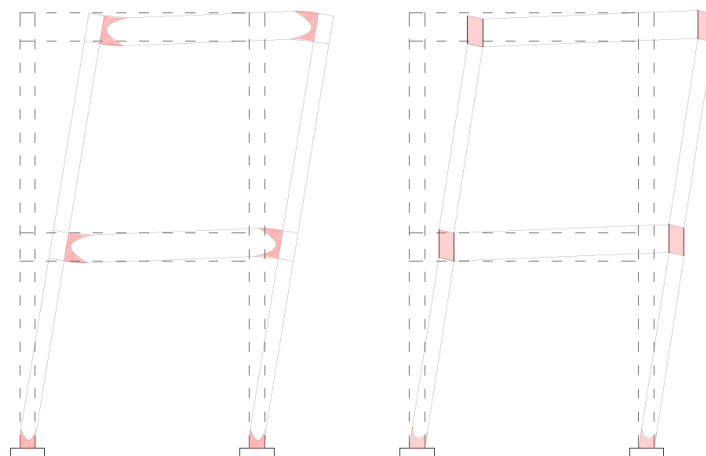
Ecuatoriana de la Construcción, en la sección de estructuras de acero, nos da los parámetros para el cálculo y diseño los diferentes elementos estructurales.[3]

2.2.4. Pórticos especiales a momento

Asgarian B. y Ordoubadi B.[23], decidieron investigar los efectos de incertidumbre estructural de una edificación diseñada a base de pórticos especiales a momento, frente a una sollicitación sísmica. Tomaron como muestra un pórtico de 5 pisos de altura, el cual se analizó de forma determinística y probabilística, para separar los efectos de incertidumbre epistémicos y aleatorios. De esta manera en la primera fase del análisis consideraron un conjunto de registros de terremotos y para la segunda fase tomaron las siguientes variables: amortiguamiento, la masa, el límite elástico y resistencia última. Implementaron el método IDA para ampliar el marco analítico y el método LHS para determinar las relaciones probabilísticas. Como resultado concluyeron que las incertidumbres epistémicas afectan al comportamiento sísmico de la estructura.

Los pórticos especiales a momentos (PEM) o en inglés, Special Moment Frame (SMF), son un sistema de pórticos, cuya finalidad es resistir a grandes deformaciones inelásticas, debido a fuerzas resultantes de un evento sísmico. En este tipo de sistema se espera que las deformaciones inelásticas deben producirse en las articulaciones plásticas de las vigas y en la base de las columnas. [24]

Figura 1: Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEN



Fuente: Norma NEC 2015.

2.2.5. Pórticos intermedios resistentes a momento IMF

Los pórticos intermedios disipan la energía por medio de la formación de las articulaciones plásticas en las vigas, en este tipo de sistemas su rotación inelástica es más pequeña que en los pórticos especiales, siempre se debe mantener el criterio de columna fuerte viga débil.

2.2.6. Pórticos ordinarios resistentes a momento

Los pórticos ordinarios resistentes a momentos, en inglés Ordinary Moment Frames (OMF), están diseñados para que los miembros y conexiones tengan una mínima capacidad de deformación. En este tipo de pórticos no existe una limitación en la relación ancho/espesor de los elementos. En los sistemas estructurales OMF se permite que las vigas de acero estén compuestas por una losa de hormigón armado para resistir las cargas por gravedad.[2]

2.2.7. Arriostramiento

Un arriostramiento es un miembro o sistemas estructurales que proporcionan resistencia y rigidez a una estructura, este tipo de sistemas ayudan a soportar las fuerzas laterales en los edificios de altura. [22]

2.2.7.1. Arriostramiento concéntrico

Suneel Kumar et al[25], realizaron un análisis del comportamiento sísmico de pórticos especiales de hasta 15 plantas con arriostramiento en X, cada uno de los arriostramientos fueron diseñados para una carga lateral del 100%, 70% y 60% del cortante de la base. Las cargas consideradas que actúan sobre la estructura fueron: carga muerta, carga viva y carga sísmica, con combinaciones de carga según IS 1983 e IS 800. Para el diseño de los elementos estructurales utilizaron la norma IS 800 y fueron modelados en el software SAP 2000. En cuanto al análisis de los pórticos concéntricos se realizó mediante un análisis estático no lineal, con el fin de asegurar el fallo secuencial de los pórticos bajo la acción de las cargas de diseño. El análisis pushover definió dos casos de carga no lineal, uno para carga por gravedad y otro para carga sísmica. Como resultado se determinó que los elementos estructurales (vigas, columnas y riostras) cumplen satisfactoriamente el diseño basado por capacidad. Otro resultado obtenido fue que la participación de la masa en el primer modo fue del 80% debido a la distribución invertida de la carga, de tal manera el primer modo no es el que rige.

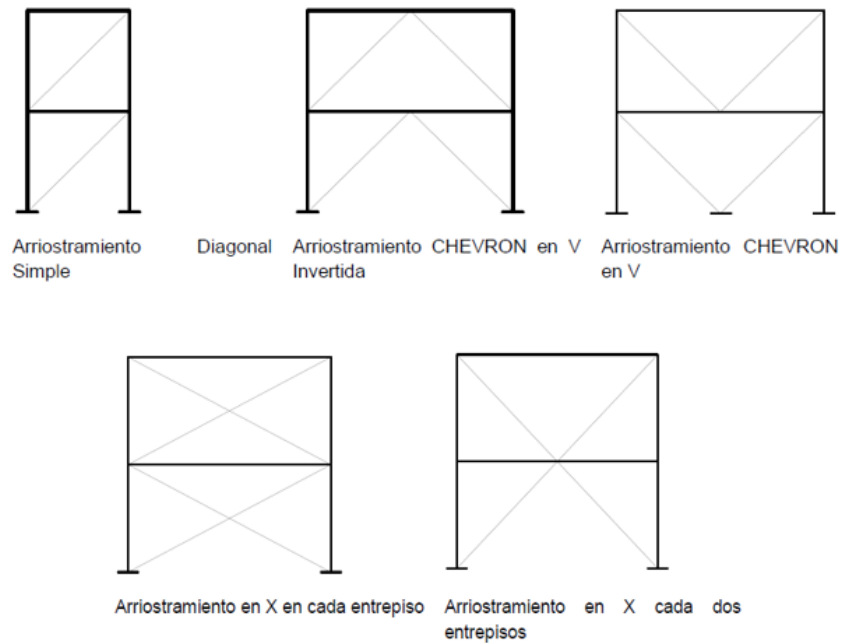
D’Aniello et al[26], realizaron un estudio paramétrico para analizar la influencia de la rigidez a flexión de la viga donde se sitúan los arriostramientos concéntricos chevron. El caso de estudio fue un edificio residencial de seis plantas, con una altura de entrepiso de 3.50m, con excepción de la primera planta con una altura de 4.00m, con una planta rectangular. Las metodologías que desarrollaron en este trabajo fueron el análisis pushover

y de análisis tiempo historia, de esta manera concluyeron que cuanto mayor es la relación de la rigidez de la viga y el tirante, menor es la relación de deriva. También determinaron que la viga del vano arriostrado desarrolla una rotula plástica en torno al 2% de la relación de derivas entre plantas. En el case de obtener un valor superior a 0.1 la viga tiende a comportarse de forma elástica ya que el aumento de rigidez provoca el un aumento de la resistencia de flexión.

Formisano et al [27], se enfocaron el analizar el comportamiento sísmico de un edificio de hormigón armado, donde se ha implementado un arriostramiento concéntrico. Se definió un edificio hipotético, con las características de edificios construidos entre los años setenta en Italia, destinados a un uso residencial. Este edificio se evaluó mediante un análisis pushover no lineal, según el Método N2 en el formato CSM. El sistema de arriostramiento concéntrico implementado consistió en un patrón en X de acero externo. Como resultado, se demostró que esta técnica de rehabilitación permite mejorar el comportamiento sísmico del edificio tanto en el estado límite de seguridad y el de daño. Por lo tanto, se evidencio el beneficio implica, del empleo de sistemas arriostrados concéntricamente en X, ya que presenta incrementos del factor de seguridad, con relación a otras estructuras.

Estos antecedentes investigativos evidencian el buen desempeño estructural de los pórticos que tienen un arriostramiento concéntrico. Los pórticos arriostrados concéntricamente son sistemas estructurales en los que los ejes centroidales de los miembros que se conectan a una junta se intercepta en un punto para formar una armadura vertical que resiste las cargas laterales. Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. [3]

Figura 2: Tipos más comunes de PEAC.

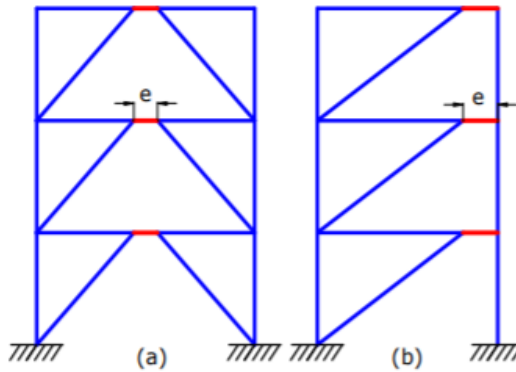


Fuente: Norma NEC 2015.

2.2.7.2. Arriostramiento excéntrico

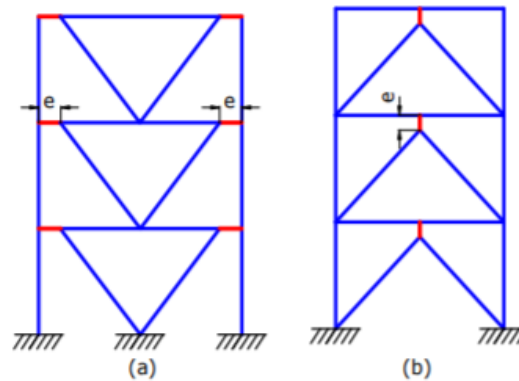
Los pórticos arriostrados excéntricamente son sistemas estructurales formados por vigas, columnas y arriostramientos (la riostra interseca a la viga en forma excéntrica, este enlace o unión tiene presente fuerzas de corte y momentos flectores). El objetivo de este tipo de sistemas es resistir las cargas laterales por medio de una combinación de acción de pórtico y acción de armadura. Los pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) deben ser diseñados para resistir las deformaciones inelásticas y permanecer en el rango elástico ante las máximas cargas generadas en el vínculo. [2], [3], [4]

Figura 3: Configuración típica para pórticos arriostrados excéntricamente



Fuente: ALACERO y Norma NEC 2015.

Figura 4: Otras configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente



Fuente: ALACERO y Norma NEC 2015.

2.2.8. Unión viga columna

Como su nombre lo dice es el punto en que se acoplan la columna con la viga. Para estructuras de acero existen varios tipos de conexiones ya sean: conexiones sin arriostramiento, conexiones con arriostramiento, conexiones soldadas, conexiones pernadas, etc.

2.2.9. Conexiones

Tapia et al [28], investigaron la respuesta sísmica de conexiones comúnmente usadas en México, con la finalidad de establecer la vulnerabilidad de las edificaciones de acero existentes. Establecieron tres configuraciones de conexiones viga I a columna I: dos conexiones a momento al eje mayor de la columna I CTP1 y cuatro conexiones a momento al eje menor de la columna I CPA Y CTA. Los ensayos experimentales se realizaron en el Laboratorio de la Universidad Nacional Autónoma de México, los especímenes se montaron sobre una losa de reacción y los protocolos de carga implementados se rigieron a los criterios y requisitos especificados por la norma AISC 341-16, capítulo K para conexiones no precalificadas. Los resultados obtenidos de los ensayos reportaron una concentración de daño en la zona de las conexiones, sin que se desarrolle una articulación plástica. En cuanto a la ductilidad resultó ser limitada, por lo que la aplicación de estas conexiones a marcos rígidos debe ser limitada a diseños con un factor de comportamiento sísmico de hasta 0.3.

Una conexión es la combinación de elementos estructurales y elementos de unión para permitir la transferencia de fuerzas entre varios elementos.

Para estructuras de acero la norma ANSI/AISC 341-16 en la sección D2 plantea los criterios generales para el diseño de conexiones en estructuras sismorresistentes. Los requerimientos que la norma plantea son los siguientes:

a. Conexiones apernadas

Las conexiones apernadas consisten en unir dos elementos mediante pernos, los pernos deben ser capaces de soportar la resistencia a corte de la conexión con agujeros estándar y la ranura corta perpendicular a la fuerza aplicada.

Los pernos y soldaduras no deben considerarse en una conexión para resistir las fuerzas.

Los agujeros para los pernos deben ser estándar o agujeros de ranura corta, se emplea agujeros holgados cuando la acción sísmica se transmite por tracción en los pernos y no por corte.

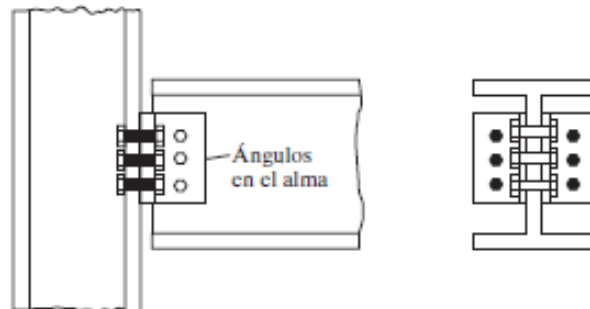
Los pernos deben ser de alta resistencia pretensados.

- b. Conexiones soldadas
- c. Conexiones compuestas [2], [3], [4]

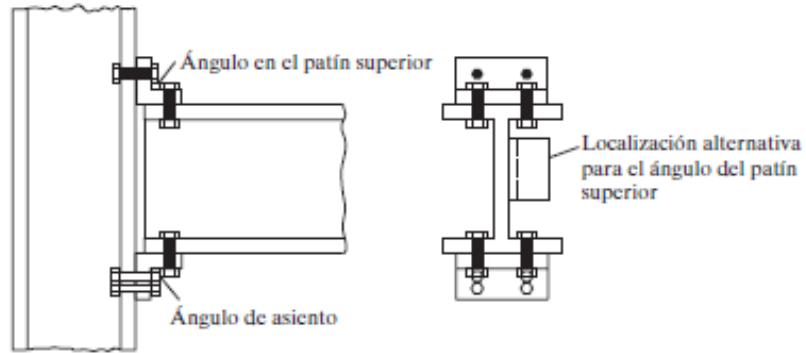
2.2.9.1. Conexiones simples

Las conexiones simples son conexiones del tipo PR, parcialmente restringida, se caracteriza por tener una rigidez insuficiente para evitar los cambios de los ángulos originales bajo la carga. Las conexiones simples se suponen completamente flexibles y libres de rotar, no tiene capacidad resistente a momento. [22]

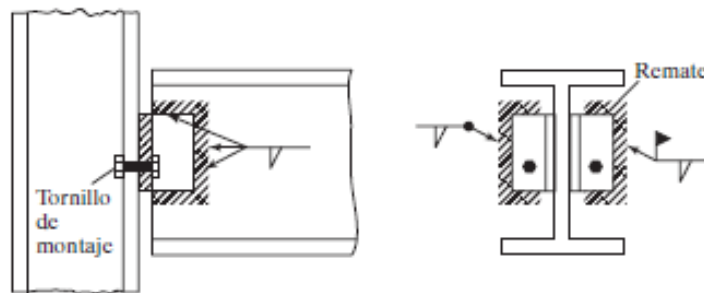
Figura 5: Conexiones simples.



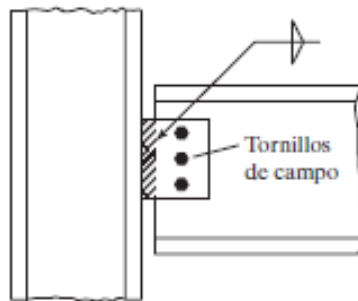
(a) Conexión simple reticular



(b) Conexión simple de asiento



(c) Conexión simple reticular



(d) Conexión simple con una sola placa o lengüeta de cortante

Fuente: J. C. McCormac y S. F. Cernak.

Según norma AISC 360-16, “una conexión simple transmite un momento despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las uniones simples permiten una rotación relativa sin restricciones entre los elementos de la estructura que se conectan.

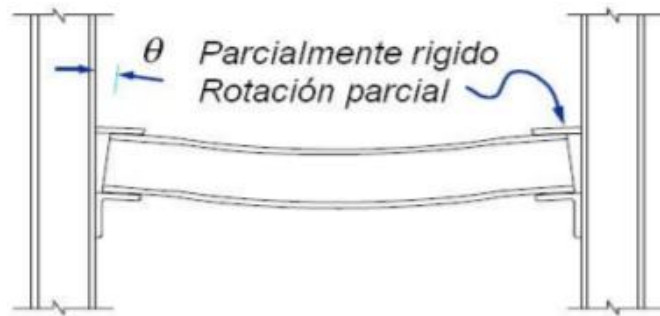
Una conexión simple deberá tener suficiente capacidad de rotación para acomodar la rotación requerida determinada por el análisis de la estructura”.[29]

2.2.9.2. Conexiones semi rígidas

Yang [30], realizó el análisis del comportamiento de una nueva conexión semirrígida para estructuras de acero modulares prefabricadas, para lo cual realizó un análisis estático y sísmico de una estructura de 14 pisos, con una dimensión de 29.496m por 12.390m y una altura de 40.5m. La conexión semirrígida empleada fue una conexión con pernos, y estaba conformada por columnas, vigas, placas de unión y pernos. El modelado y análisis de la estructura se realizó en el software ANSYS, un programa basado en el análisis por elementos finitos. Mediante el análisis estático se determinó, que los desplazamientos máximos laterales para las estructuras prefabricadas están dentro del límite de desplazamiento de la parte superior de la columna que establece el código T/CECS 5.7-2018. Referente al análisis sísmico de la estructura modular determinó que los desplazamientos máximos entre pisos provocados por un terremoto son mayores que el de las estructuras de marcos de acero. Como resultado obtuvo que las conexiones semirrígidas afectan a la propiedad de flexión, rigidez lateral y comportamiento rotacional.

Las conexiones semi rígidas (PR) transmiten momento, pero permiten rotación relativa entre los elementos de conexión. La norma AISC autoriza su uso siempre que se cuente con la documentación técnica o ensayos pertinentes en los que se demuestre que la conexión puede proporcionar al menos un porcentaje predecible de empotramiento y que exista suficiente ductilidad, rigidez y resistencia. Este tipo de conexiones al no ser ni rígidas ni simples deben considerarse en el análisis lo cual es un desafío para el análisis y diseño. [2], [4]

Figura 6: Conexión parcialmente restringida.



Fuente: ALACERO.

2.2.9.3. Conexiones rígidas

Las conexiones rígidas también llamadas continuas propias de marcos, son del tipo FR totalmente restringida. Son lo suficientemente rígidas que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas. Teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento de empotramiento. Estas conexiones se usan para edificios altos en los que se desarrollan resistencia al viento.[22]

2.2.9.4. Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas se consideran de carácter crítico en los siguientes casos:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras de conexiones columna – chapa base.
- Soldaduras en conexiones viga – columna.
- Soldaduras en conexiones enlace – columna.
- Soldaduras en juntas alma – ala de vigas armadas.[2], [3], [4]

2.2.9.5. Conexiones pernadas

Con aquellas conexiones, cuyos sujetadores son tornillos de alta resistencia y tornillos son torneados. La selección de este tipo de sujetadores es en base a los siguientes factores: requisitos de locales de construcción, la economía, preferencias del calculista y el fabricante y equipo disponible. Entre las ventajas de utilizar conexiones atornilladas está, la rapidez de montaje y que no requiere mano de obra especializada. Cuando existe carga por fatiga los tornillos de alta resistencia proveen un comportamiento muy bueno. [22]

2.2.10. Fundamentación teórica para el diseño de las conexiones arriostradas concéntricamente

Los sistemas con arriostres concéntricos se deben diseñar en base a los criterios de diseño de la Norma AISC 341-16, las conexiones arriostradas concéntricamente deben ser capaces de proporcionar rigidez lateral a las edificaciones, así como también deben tener la capacidad de desarrollar deformaciones inelásticas, mediante el pandeo de la riostra y la fluencia de las riostras.[2], [4]

Los pórticos arriostrados concéntricamente, permiten que exista excentricidades en el sistema cuya magnitud no sea mayor que el peralte de la viga. Los esfuerzos producidos por la excentricidad se emplean en el diseño para que su efecto no altere la capacidad de deformación del sistema.[4],

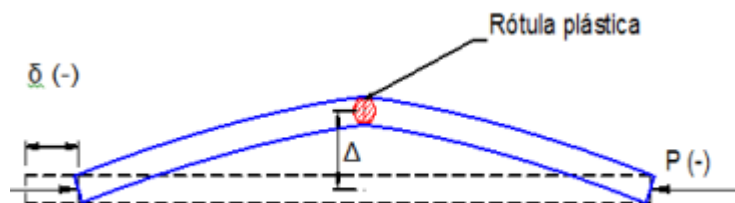
La resistencia requerida para el diseño de las conexiones SCBF se lo realiza utilizando el efecto de la carga sísmica de capacidad limitada. Para el análisis del efecto de la carga sísmica horizontal por capacidad limitada, se tiene que analizar:

- Las riostras son elementos estructurales capaces de resistir las fuerzas correspondientes a las fuerzas de compresión o tracción.
- Las riostras en tensión serán capaces de desarrollar la resistencia esperada y las riostras en compresión deben desarrollar la resistencia a post – pandeo.
- Los sistemas estructurales con pórticos que contengan riostras en varios niveles, el análisis de la fluencia progresiva y el pandeo de las riostras se debe realizar desde el nivel más bajo hasta el más fuerte, considerando la carga en ambas direcciones. [2]

Riostras

Las riostras, son elementos empleados para disipar la energía a través de las deformaciones inelásticas. Al aplicar carga axial de compresión sobre la riostra, la riostra se comportará como un elemento lineal y elástico, experimentando un acortamiento. A medida que la carga va aumentando se produce el pandeo del elemento. [2], [4]

Figura 7: Riostra sometida a carga de compresión.



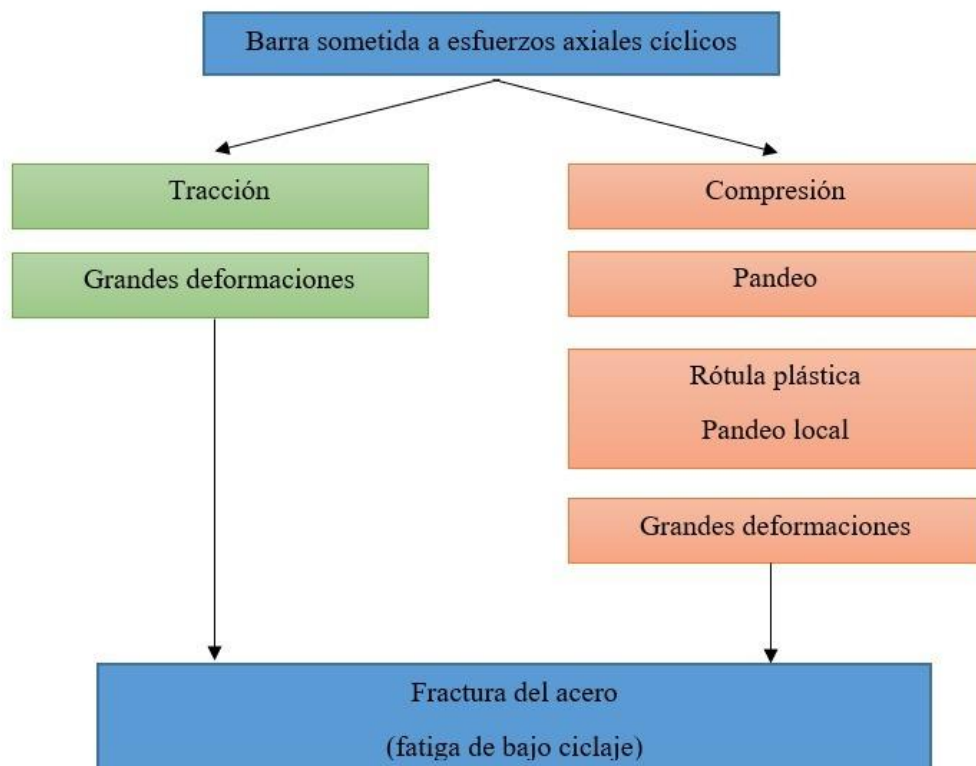
Fuente: ALACERO.

Mediante el pandeo de la riostra, la riostra se acorta y también experimenta una deflexión lateral, de tal forma, si aumenta la deformación axial y desplazamiento lateral, incrementa el momento flector y se forma la rótula plástica en la zona central del elemento. Al

continuar con el aumento de carga la riostra fluye en tracción y se deforma plásticamente. [4]

Las riostras ante acciones sísmicas están sometidas a esfuerzos cíclicos de compresión y tracción, todo esto produce deformaciones inelásticas en el acero. Los esfuerzos de compresión inducen el pandeo global y local, sumado a las deformaciones axiales de tracción pueden originar la fractura del material. [4]

Figura 8: Modos de falla de riostras ante cargas axiales

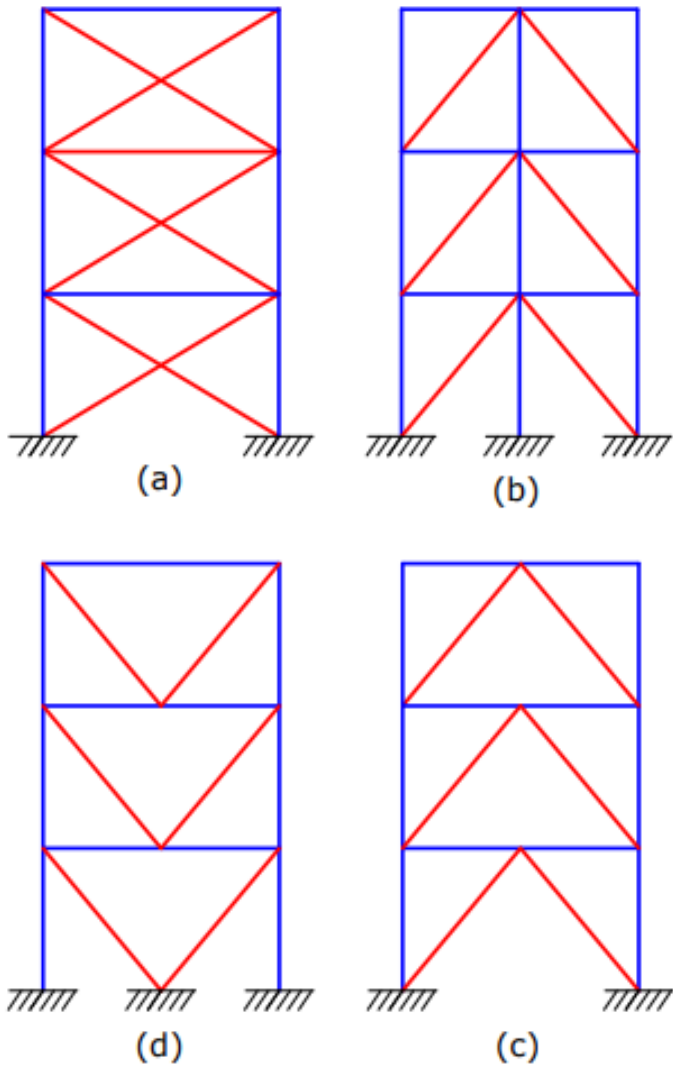


Fuente: ALACERO.

Configuración geométrica de las riostras

Los pórticos arriostrados concéntricamente pueden diseñarse con diversas configuraciones de las riostras respetando los criterios estructurales, el diseño de los sistemas arriostrados depende del ángulo de inclinación de la riostra el cual debe estar comprendido entre los 30° y 60° , los sistemas arriostrados deben ser simétricos cuando está sometida a acciones laterales cíclicas. [4]

Figura 9: Configuración de las riostras.

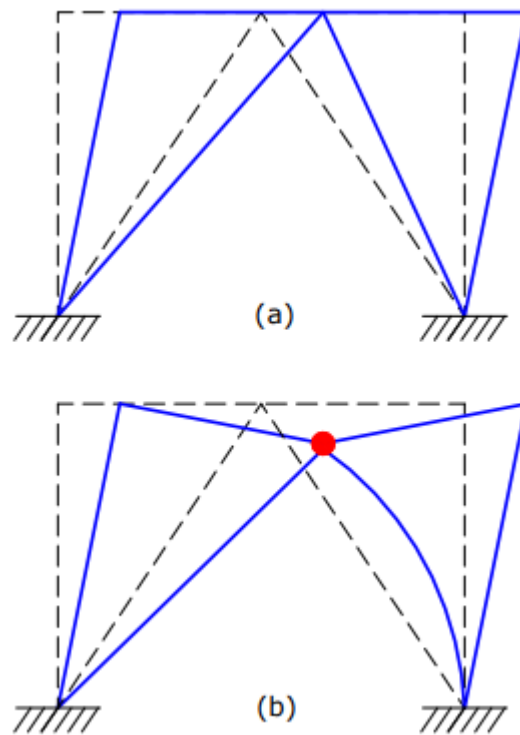


Fuente: ALACERO.

El adecuado balance entre las riostras comprimidas y traccionadas, evita la acumulación de distorsiones de piso inelástico. Toda la configuración del sistema arriostrado busca la respuesta en el rango inelástico dependerá de la relación entre la resistencia a tracción y compresión de la riostra y de la resistencia de post pandeo de la riostra comprimida, también dependerá de la resistencia flexional de la viga. Para ello se tiene dos casos:

1. La viga puede resistir sin plastificarse los esfuerzos resultantes de la carga sísmica y gravitatorias, en tanto que para vigas débiles se debe formar la rótula plástica en la viga, luego que la riostra comprimida se pandea.
2. Cuando la acción de la carga sísmica se invierte, la riostra depende del comportamiento post pandeo. [4]

Figura 10: Mecanismo de deformación de un pórtico.

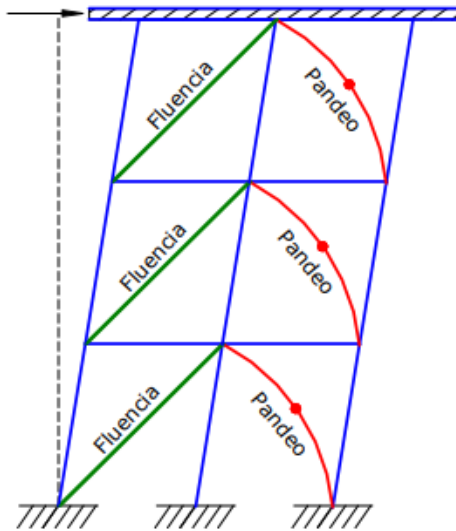


Fuente: ALACERO.

Diseño de pórticos arriostrados

Los pórticos arriostrados concéntricamente desarrollan un mecanismo plástico ante la acción de cargas sísmicas, las cargas sísmicas provocan deformaciones en las estructuras, originando así el pandeo de las riostras comprimidas y posteriormente la fluencia de las riostras traccionadas. El objetivo es que el sistema tenga un comportamiento dúctil con una adecuada disipación de energía. [4]

Figura 11: Mecanismo plástico de un pórtico arriostrado.



Fuente: ALACERO.

El diseño de las riostras se debe determinar en compresión y tensión despreciando la carga de gravedad, se debe considerar el análisis en ambas direcciones. Se debe considerar que cuando las riostras están sometida a fuerzas de compresión la riostra se pandea, pero cuando la riostra está sometida a fuerzas de tensión la riostra fluye.

Resistencia a tensión

La resistencia esperada en tensión de la riostra será calculada mediante los criterios de diseño de la norma AISC 341-16[2], para lo cual se empleará la siguiente formula:

$$P_{tension} = R_y * F_y * A_g$$

Donde:

$P_{tension}$: Resistencia en tensión.

R_y : Factor de sobre resistencia.

F_y : Tensión de fluencia mínima del acero.

A_g : Área bruta de la riostra.

El Factor de sobre resistencia R_y , se obtiene de la Tabla A3.1 de la Norma AISC 341-16:

Tabla 1: R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials

TABLA A3.1		
R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot – rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr.36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr.50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr.50 (345), 60 (415), 65 (450) or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043 Gr. 50(345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2

• ASTM A529 Gr. 50 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr.60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

Fuente: Norma ANSI/AISC 341-16.[2]

Resistencia a compresión

La resistencia esperada en compresión de la riostra será calculada mediante los criterios de diseño de la norma AISC 341-16[2], por lo que la resistencia a compresión de la riostra será el menor valor de entre las siguientes ecuaciones:

$$P_{compresion} = \frac{1.0}{0.877} * F_{cre} * A_g$$

$$P_{compresion} = R_y * F_y * A_g$$

Donde:

$P_{compresion}$: Resistencia a compresión.

F_{cre} : Tensión de pandeo por flexión.

R_y : Factor de sobre resistencia.

F_y : Tensión de fluencia mínima del acero.

A_g : Área bruta del miembro.

Esfuerzo elástico de Pandeo

El esfuerzo elástico de pandeo se calcula de acuerdo a la normativa ANSI/AISC 360-16, para miembros a compresión nos presenta la ecuación E3-4[29]:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

Donde:

F_e : Tensión de pandeo elástico.

E : Módulo de elasticidad del acero.

$\frac{K*L}{r}$: Relación de esbeltez del elemento.

Tensión de Pandeo por Flexión

La tensión de pandeo por flexión se calcula de acuerdo a la normativa ANSI/AISC 360-16[29], para el diseño de miembros a compresión, nos presenta las ecuaciones E3-2 y E3-3 para el cálculo de la tensión de pandeo por flexión:

a) Cuando:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$\text{o, } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

Donde:

$\frac{K*L}{r}$: Relación de esbeltez del elemento.

E : Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Tensión de fluencia mínima del acero.

R_y : Factor de sobre resistencia.

Entonces la tensión de pandeo por flexión se determina con la ecuación E3-2:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e} \right) * F_y * R_y$$

Donde:

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión.

F_e : Tensión de pandeo elástico.

F_y : Tensión de fluencia mínima del acero.

R_y : Factor de sobre resistencia.

b) Cuando:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$\text{o, } \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

La tensión de pandeo por flexión se determina con la ecuación E3-2:

$$F_{cr} = 0.877 * F_e * R_y$$

Donde:

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión.

F_e : Tensión de pandeo elástico.

R_y : Factor de sobre resistencia.

Resistencia de Post – Pandeo

La resistencia esperada de la riostra después del pandeo del elemento será calculada mediante los criterios de diseño de la norma AISC 341-16[29], se considera un máximo de 0.30 veces de la resistencia a compresión de la riostra.

$$P_{post-p} = 0.3 * P_{compresion}$$

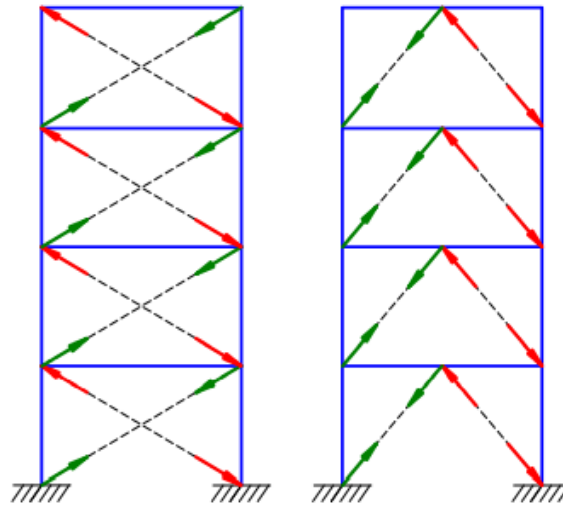
Donde:

P_{post-p} : Resistencia de diseño de post – pandeo.

$P_{compresion}$: Resistencia de compresión.

Las riostras se diseñan por capacidad, de acuerdo con la normativa la cual nos permite despreocupar el momento flector que se genera en el arriostre ante la presencia de la acción sísmica. De este modo se puede calcular de forma directa las resistencias requeridas, mediante el remplazo de las resistencias esperadas en tracción y compresión. [2], [4]

Figura 12: Distribución de fuerzas en pórticos arriostrados concéntricamente.



Fuente: ALACERO.

2.3. Conclusiones parciales de la literatura científica

Según la bibliografía consultada, las conexiones de arrioste o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, proporcionan a las estructuras resistencia y rigidez ante fuerzas laterales resultantes de un sismo. Para el cálculo de este tipo de conexiones se basa en los criterios dados por la norma ANSI/AISC 341-16, con esta información se procedió a realizar el código de programación para finalmente obtener el software específico planteado.

En la documentación revisada no existe información sobre el desarrollo de un software para el cálculo de conexiones de arrioste concéntrico, con una interfaz gráfica amigable con el usuario y que sea de libre acceso.

Por lo antes planteado, es el presente trabajo de investigación se desarrolló un software específico para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación.

El presente proyecto se realizará en la Universidad Técnica de Ambato en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Campus Huachi, en la ciudad de Ambato – Ecuador.

3.2. Equipos y Materiales

Para el desarrollo del presente proyecto se requerirá de un Computador para desarrollar el Software específico para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, conforme a la normativa ANSI/AISC 341 -16 [2].

Recursos Materiales

- Computadoras.
- Software específico para la programación.
- Libros.
- Normas.
- Internet.
- Materiales de Oficina.

3.3. Tipo de investigación

Tecnológico:

El nivel de investigación es de tipo tecnológico debido a que se busca como fin el desarrollo de un software, que se genera mediante el cálculo y diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, conforme a la normativa ANSI/AISC 341 -16[2].

Aplicada:

Se considera aplicada ya que se utilizarán conocimientos de estructuras metálicas en el área del diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, con el fin de desarrollar un software específico para el diseño de este tipo de conexiones, conforme a la normativa ANSI/AISC 341 -16[2], proporcionando una herramienta que sea útil tanto para estudiantes como para ingenieros.

3.4. Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender

El desarrollo de un software específico influye de manera positiva en el tiempo de análisis y diseño de los distintos tipos de conexiones de arriostre o viga – columna, para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, bajo la normativa ANSI/AISC 341-16[2].

3.5. Población o muestra

Población:

Conexiones de arriostre o viga-columna.

Muestra:

Las conexiones con arriostres concéntricos tienen grandes ventajas en sus sistema estructural y constructivo, estas conexiones tienen una gran funcionalidad en la rehabilitación sísmica de estructuras, también son empleados en edificios de mediana y baja altura. Este tipo de conexiones se utilizan para disminuir la excentricidad, además brindan una mayor rigidez a la estructura permitiendo con ello un control de los desplazamientos.

Por lo antes mencionado se ha elegido las siguientes conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente:

- Conexión simple viga-columna (empenada).
- Conexión soldada viga-columna.
- Conexión viga-columna con dos arriostres (soldada).
- Conexión soldada arriostre – viga en X.
- Conexión de tope simple viga-columna (empenada).
- Conexión de tope soldada viga-columna.

3.6. Recolección de información

El presente trabajo de investigación se sustentará mediante la aplicación de normas ecuatorianas y extranjeras que rigen nuestro país:

- NEC-SE-AC 2015[3]: Norma Ecuatoriana de la construcción. Estructuras de acero.
- ANSI/AISC 341-16[2]: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 358-16[31]: Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, including Supplement No. 1

- ANSI/AISC 360-16[29]: Specification for Structural Steel Buildings.
- ASCE/SEI 7-16 [32]: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico:

Para el cumplimiento del presente proyecto se seguirá un plan estructurado de la siguiente manera:

1. Revisión de la bibliografía necesaria para entender el presente trabajo.
2. Identificación del tipo de lenguaje de programación.
3. Desarrollo del software.
4. Diseño de las conexiones de arriostre o viga – columna, para pórticos especiales arriostrados concéntricamente planteados de forma manual.
5. Diseño de las conexiones de arriostre o viga – columna, para pórticos especiales arriostrados concéntricamente planteados mediante el software desarrollado.
6. Análisis y comprobación de los resultados obtenidos.
7. Verificación de hipótesis: Validación de resultados obtenidos en el software desarrollado con un modelo numérico basado en elementos finitos.

3.8. Variables de respuesta o resultados alcanzados

Se espera obtener un software específico para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente, conforme a la normativa ANSI/AISC 341 -16[5], este software será elaborado mediante un código de programación.

Este software específico permitirá calcular las siguientes conexiones:

- Conexión simple viga-columna (empernada).
- Conexión soldada viga-columna.
- Conexión viga-columna con dos arriostres (soldada).
- Conexión soldada arriostre – viga en X.
- Conexión de tope simple viga-columna (empernada).
- Conexión de tope soldada viga-columna.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Presentación del Software Desarrollado

Como objetivo principal del presente proyecto, se desarrolló un software para el diseño de conexiones concéntricas para pórticos arriostrados concéntricamente denominado SCBF DESIGN CONNECTION. Este programa se llevó a cabo con el objetivo de facilitar el diseño por capacidad y la verificación de seis tipos de conexiones concéntricas (SCBF), brindándole al usuario una herramienta confiable a través de múltiples procedimientos de cálculo, permitiéndonos determinar la resistencia de la conexión verificando que la índice demanda capacidad (IDC) cumpla con los estándares establecidos por la normativa ANSI/AISC 341-16 y ANSI/AISC 360-16.

El software presenta una interfaz gráfica interactiva dentro de sus ventanas, con lo cual el usuario puede seguir paso a paso cada uno de los cálculos realizados para las distintas conexiones.

4.1.1. Documentación técnica

SCBF DESIGN CONNECTION está programado para que los diseños de la conexión se ajusten a las normas AISC las cuales se mencionan a continuación:

- ANSI/ AISC 341-16.
- ANSI/AISC 360-16.

4.1.2. Tipos de conexiones

El presente software cuenta con seis tipos de conexiones a momento:

- Conexión simple viga-columna (empernada).
- Conexión soldada viga-columna.
- Conexión viga-columna con dos arriostres (soldada).
- Conexión soldada arriostre – viga en X.
- Conexión de tope simple viga-columna (empernada).
- Conexión de tope soldada viga-columna.

4.1.3. Ventajas

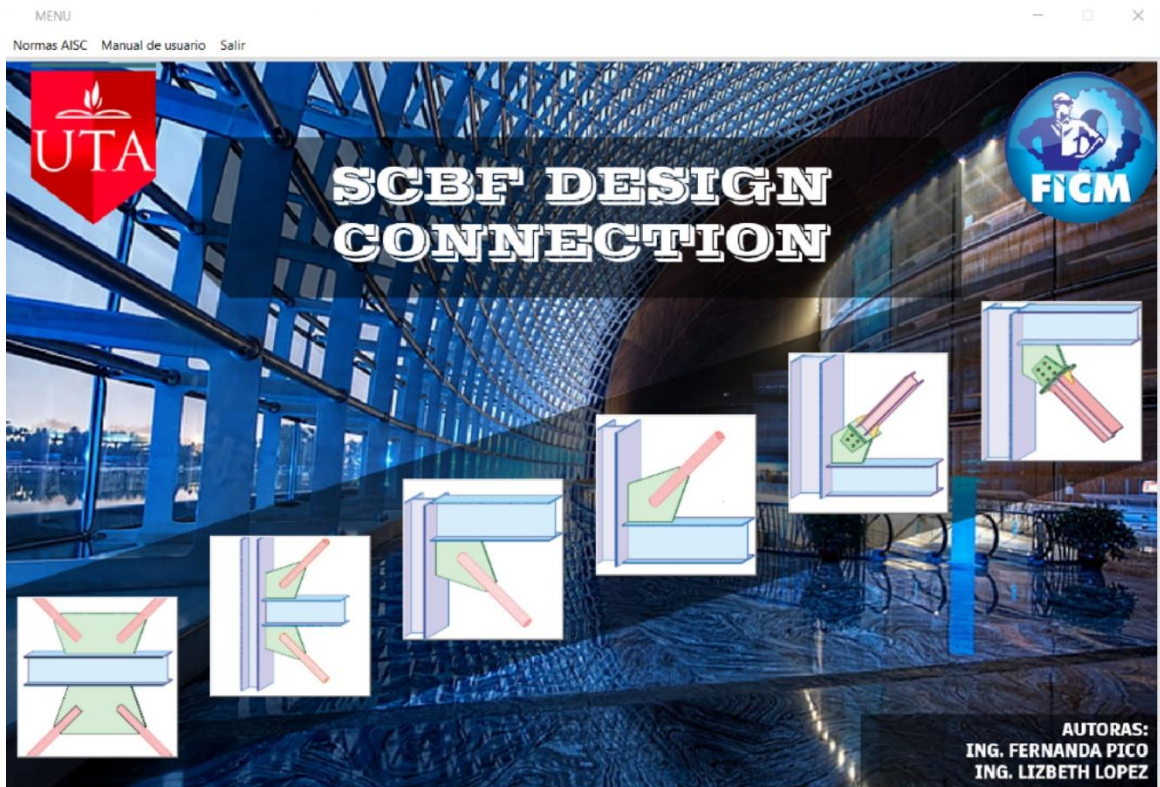
Con el software desarrollado se permite realizar el diseño de conexiones concéntricas, SCBF DESIGN CONNECTION ofrece las siguientes ventajas:

- Incluye una interfaz gráfica sencilla y amigable para el ingreso de datos y la visualización de resultados.
- Presenta ilustraciones detalladas para ayudar a comprender la geometría de las conexiones.
- Se presenta un manual de usuario para una correcta utilización del software.
- El proyecto contiene en el apartado de anexos el cálculo manual de conexiones tipo, donde se detalla los pasos y las normativas correspondientes.

4.2. Presentación de la interfaz del software desarrollado.

Una vez instalado el software, el programa cuenta con un menú de seis tipos de conexiones, las normativas AISC, y el manual de usuario en el que se detalla el manejo del software junto con un ejemplo tipo de una de las conexiones.

Figura 13: Menú principal de: SCBF DESIGN CONNECTION



Fuente: Autoras.

Tipos de conexiones

El presente software cuenta con seis tipos de conexiones de arrioste o viga columna para pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF): conexión simple viga-columna (empernada), conexión soldada viga-columna, conexión viga-columna con dos arriostres (soldada), conexión soldada arrioste – viga en X, conexión de tope simple viga-columna (empernada) y conexión de tope soldada viga-columna.

Figura 14: Menú principal: Tipos de conexiones.



Fuente: Autoras.

4.3. Análisis de resultados

Resultados del cálculo manual

El desarrollo del cálculo manual de las distintas conexiones se encuentra en el apartado de anexos del presente documento, estas cuentan con el cálculo paso a paso y la normativa que a esta les aplica.

Resultados obtenidos por SCBF DESIGN CONNECTION

En el apartado de anexos se encuentra las pantallas de los resultados obtenidos.

Comparación de resultados

Tabla 2: Comparación de resultados: Conexión simple viga - columna con dos arriostres.

Descripción	Manual	Software	Unidad	Diferencia
Cargas de diseño				
Arriostre Superior				
Fuerza de diseño a tracción.	215730	215690.83	kg	0.0182%
Fuerza de diseño a compresión.	145089	145015.37	kg	0.0507%
Fuerza de diseño de post-pandeo	43530	43504.61	kg	0.0583%
Arriostre Inferior				
Fuerza de diseño a tracción.	254580	254621.81	kg	0.0164%
Fuerza de diseño a compresión.	199020	199017.62	kg	0.0012%
Fuerza de diseño de post-pandeo	59710	59705.29	kg	0.0079%
Diseño de la soldadura del arriostramiento y placa gusset				
Arriostre Superior				
Tensión nominal del metal de soldadura	2952.89	2953.2	kg/cm ²	0.0105%
Tamaño máximo del filete	1.38	1.38	cm	0.0000%
Tamaño mínimo del filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño del filete	0.8	0.8	cm	0.0000%
Longitud del cordón de soldadura calculado	43.04	43.04	cm	0.0000%
Longitud del cordón de soldadura	51	51	cm	0.0000%
Arriostre Inferior				
Tensión nominal del metal de soldadura	2953.2	2953.2	kg/cm ²	0.0000%
Tamaño máximo del filete	1.38	1.38	cm	0.0000%
Tamaño mínimo del filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño del filete	0.7	0.7	cm	0.0000%
Longitud del cordón de soldadura	50.8	50.81	cm	0.0197%
Longitud del cordón de soldadura	51	51	cm	0.0000%
Bloque de cortante en las paredes del arriostramiento				
Resistencia de bloque de cortante arriostramiento superior	447681	447681.43	kg	0.0001%
Resistencia de bloque de cortante arriostramiento inferior	447681	447681.43	kg	0.0001%
Cedencia en tracción de la placa Gasset				
Resistencia a la fluencia en tracción del arriostramiento superior	247738	247021.28	kg	0.2893%

Resistencia a la fluencia en tracción del arriostamiento inferior	257210	256275.01	kg	0.3635%
Bloque de cortante en la placa gusset				
Resistencia al bloque de cortante en la placa gusset superior	260222	260418.24	kg	0.0754%
Resistencia al bloque de cortante en la placa gusset inferior	272952	272854.08	kg	0.0359%
Geometría de la placa gusset				
Arriostre Superior				
Ancho mínimo del pliegue	3.2	3.2	cm	0.0000%
Ancho máximo del pliegue	6.4	6.4	cm	0.0000%
Tamaño del pliegue	5	5	cm	0.0000%
Longitud L	74.05	73.92	cm	0.1756%
Longitud LA	59.42	59.24	cm	0.3029%
Longitud LB	48.51	48.33	cm	0.3711%
Arriostre Inferior				
Ancho mínimo del pliegue	3.2	3.2	cm	0.0000%
Ancho máximo del pliegue	6.4	6.4	cm	0.0000%
Tamaño del pliegue	5	5	cm	0.0000%
Longitud L	75.3	75.19	cm	0.1461%
Longitud LA	61.19	61.04	cm	0.2451%
Longitud LB	50.28	50.13	cm	0.2983%
Chequeo a compresión de la placa gusset				
Resistencia a compresión de la cartela inferior	213777.96	213340.63	kg	0.2046%
Resistencia a compresión de la cartela superior	219955.14	219312.57	kg	0.2921%
Esbeltez límite de los bordes de la placa gusset				
Longitud máxima de borde libre lbmax	34.57	34.57	cm	0.0000%
Longitud lb1	70.3	70.3	cm	0.0000%
Longitud lb2	61.8	61.8	cm	0.0000%
Longitud atiesador 1	35.7	35.73	cm	0.0840%
Longitud atiesador 2	27.2	27.23	cm	0.1103%
Revisión del área gruesa y área efectiva del arriostamiento				
Arriostre Superior				
Área neta efectiva	47.48	47.47	cm ²	0.0211%
Área gruesa	52.2	52.2	cm ²	0.0000%
Área efectiva de refuerzo	65.48	65.65	cm ²	0.2596%
Tamaño máximo de filete	0.98	0.98	cm	0.0000%
Tamaño mínimo de filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño de filete	0.6	0.6	cm	0.0000%

Longitud mínima de cordón de soldadura	28.7	28.69	cm	0.0348%
Longitud de cordón de soldadura	30	30	cm	0.0000%
Arriostre Inferior				
Área neta efectiva	56.88	56.89	cm ²	0.0176%
Área gruesa	61.6	61.61	cm ²	0.0162%
Área efectiva de refuerzo	76.28	76.65	cm ²	0.4851%
Tamaño máximo de filete	0.98	0.98	cm	0.0000%
Tamaño mínimo de filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño de filete	0.6	0.6	cm	0.0000%
Longitud mínima de cordón de soldadura	33.87	33.87	cm	0.0000%
Longitud de cordón de soldadura	35	35	cm	0.0000%
Distribución de fuerzas a la columna y a la viga - placa gusset superior				
Interfaz cartela - viga: caso máxima tracción				
Vb1	81531.7	81665.69	kg	0.1643%
Hb1	95488.4	95365.79	kg	0.1284%
Mb1	0	0	kg-cm	0.0000%
Vc1	71013.6	70850.76	kg	0.2293%
Hc1	57056.9	57150.66	kg	0.1643%
Mc1	145218	145398.08	kg-cm	0.1240%
Interfaz cartela - viga: caso máxima compresión				
Vb2	54804.2	54906.27	kg	0.1862%
Hb2	64185.7	64117.26	kg	0.1066%
Mb2	0	0	kg-cm	0.0000%
Vc2	47734.1	47635.08	kg	0.2074%
Hc2	38352.6	38424.09	kg	0.1864%
Mc2	97600.8	97755.46	kg-cm	0.1585%
Distribución de fuerzas a la columna y a la viga - placa gusset inferior				
Interfaz cartela - viga: caso máxima tracción				
Vb1	94539.8	94697.24	kg	0.1665%
Hb1	113856	113774.51	kg	0.0716%
Mb1	0	0	kg-cm	0.0000%
Vc1	85369.7	85347.57	kg	0.0259%
Hc1	66160.1	66270.3	kg	0.1666%
Mc1	168377	168599.53	kg-cm	0.1322%
Interfaz cartela - viga: caso máxima compresión				
Vb2	73907.3	74017.3	kg	0.1488%
Hb2	89007.7	88928.48	kg	0.0890%
Mb2	0	0	kg-cm	0.0000%
Vc2	66730.4	66709.41	kg	0.0315%
Hc2	51721.2	51798.22	kg	0.1489%

Mc2	131627	131780.84	kg-cm	0.1169%
Soldadura mínima requerida. Arriostramiento inferior				
Conexión placa gusset - columna				
Espesor mínimo	0.948	0.95	cm	0.2110%
Espesor	1	1	cm	0.0000%
Conexión placa gusset - viga				
Espesor mínimo	0.948	0.95	cm	0.2110%
Espesor	1	1	cm	0.0000%
Soldadura mínima requerida. Arriostramiento superior				
Conexión placa gusset - columna				
Espesor mínimo	0.948	0.95	cm	0.2110%
Espesor	1	1	cm	0.0000%
Conexión placa gusset - viga				
Espesor mínimo	0.948	0.95	cm	0.2110%
Espesor	1	1	cm	0.0000%
Verificación de viga y columna				
Fluencia local del alma de la viga				
Resistencia	278476.23	279179.19	kg	0.2524%
IDC	0.4	0.4		0.0000%
Aplastamiento local en el alma de la viga				
Resistencia	271179.5	271165.35	kg	0.0052%
IDC	0.41	0.41		0.0000%
Cedencia local del alma de la columna				
Resistencia	359219	356977.54	kg	0.6240%
IDC	0.24	0.24		0.0000%

Fuente: Autoras.

Una vez realizada la comparación entre los resultados obtenidos del cálculo manual y el software desarrollado los cuales se muestran en la tabla 2, se puede apreciar que el porcentaje de diferencia máxima fue de 0.62%, verificando así la confiabilidad de los resultados que el software arroja, siendo estos aceptados por las autoras del mismo.

Tabla 3: Comparación de resultados: Conexión soldada arriostre - viga en X.

Descripción	Manual	Software	Unidad	Diferencia
Cargas de diseño				
Arriostre Superior				
Fuerza de diseño a tracción.	135969.12	135969.12	kg	0.0000%
Fuerza de diseño a compresión.	73550.85	73511.65	kg	0.0533%
Fuerza de diseño de post-pandeo	22065.26	22053.5	kg	0.0533%
Arriostre Inferior				
Fuerza de diseño a tracción.	215732.16	215690.83	kg	0.0192%
Fuerza de diseño a compresión.	145088.835	145015.37	kg	0.0506%
Fuerza de diseño de post-pandeo	43526.65	43504.61	kg	0.0506%
Diseño de la soldadura del arriostramiento y placa gusset				
Arriostre Superior				
Tensión nominal del metal de soldadura	2953.2	2953.2	kg/cm ²	0.0000%
Tamaño máximo del filete	1.04	1.04	cm	0.0000%
Tamaño mínimo del filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño del filete	0.7	0.7	cm	0.0000%
Longitud del cordón de soldadura calculado	31.006	31.01	cm	0.0129%
Longitud del cordón de soldadura	32	32	cm	0.0000%
Arriostre Inferior				
Tensión nominal del metal de soldadura	2953.2	2953.2	kg/cm ²	0.0000%
Tamaño máximo del filete	1.38	1.38	cm	0.0000%
Tamaño mínimo del filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño del filete	0.7	0.7	cm	0.0000%
Longitud del cordón de soldadura	49.19	49.19	cm	0.0000%
Longitud del cordón de soldadura	51	51	cm	0.0000%
Bloque de cortante en las paredes del arriostramiento				
Resistencia de bloque de cortante arriostramiento superior	210915.38	211863.86	kg	0.4497%
Resistencia de bloque de cortante arriostramiento inferior	447681.427	447681.43	kg	0.0000%
Cedencia en tracción de la placa gusset				
Resistencia a la fluencia en tracción del arriostramiento superior	180886.4	180886.4	kg	0.0000%
Resistencia a la fluencia en tracción del arriostramiento inferior	257076.51	257076.51	kg	0.0000%
Bloque de cortante en la placa gusset				

Resistencia al bloque de cortante en la placa gusset superior	178761.6	178761.6	kg	0.0000%
Resistencia al bloque de cortante en la placa gusset inferior	260222.4	260418.24	kg	0.0753%
Geometría de la placa gusset				
Arriostre Superior				
Ancho mínimo del pliegue	3.2	3.2	cm	0.0000%
Ancho máximo del pliegue	6.4	6.4	cm	0.0000%
Tamaño del pliegue	5	5	cm	0.0000%
Longitud lb	32.25	32.25	cm	0.0000%
Arriostre Inferior				
Ancho mínimo del pliegue	3.2	3.2	cm	0.0000%
Ancho máximo del pliegue	6.4	6.4	cm	0.0000%
Tamaño del pliegue	5	5	cm	0.0000%
Longitud lb	42.613	42.61	cm	0.0070%
Chequeo a compresión de la placa gusset				
Resistencia a compresión de la cartela inferior	219953.35	219820.95	kg	0.0602%
Resistencia a compresión de la cartela superior	166003.08	165369	kg	0.3820%
Revisión del área gruesa y área efectiva del arriostramiento				
Arriostre Superior				
Área neta efectiva	29.36	29.34	cm ²	0.0681%
Área gruesa	32.9	32.9	cm ²	0.0000%
Área efectiva de refuerzo	39.4	39.2	cm ²	0.5076%
Tamaño máximo de filete	0.69	0.69	cm	0.0000%
Tamaño mínimo de filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño de filete	0.6	0.6	cm	0.0000%
longitud mínima de cordón de soldadura	18.1	18.09	cm	0.0552%
Longitud de cordón de soldadura	20	20	cm	0.0000%
Arriostre Inferior				
Área neta efectiva	47.48	47.47	cm ²	0.0211%
Área gruesa	52.2	52.19	cm ²	0.0192%
Área efectiva de refuerzo	65.49	65.62	cm ²	0.1985%
Tamaño máximo de filete	0.98	0.98	cm	0.0000%
Tamaño mínimo de filete	0.5	0.5	cm	0.0000%
Tamaño de filete	0.6	0.6	cm	0.0000%
Longitud mínima de cordón de soldadura	28.69	28.69	cm	0.0000%
Longitud de cordón de soldadura	30	30	cm	0.0000%

Cartela inferior: Fuerzas esperada a compresión.				
Fuerzas resultantes en la sección a-a				
Carga axial N	50000	49975.1	kg	0.0498%
Carga a corte V	254620	255057.8	kg	0.1719%
Carga de momento M	7002000	7001336.56	kg-cm	0.0095%
Fuerzas resultantes en la sección b-b				
Carga axial N´	25000	24987.55	kg	0.0498%
Carga a corte V´	40010	40012.19	kg	0.0055%
Carga de momento M´	-618000	-617192.6	kg-cm	-0.1306%
Cartel inferior cedencia de la sección a-a, fuerza a compresión				
Esfuerzo por corte	996.41	996.32	kg-cm ²	0.0090%
Esfuerzo por flexión	879.1	878.94	kg-cm ²	0.0182%
Chequeo por corte de la placa gusset	388608	388608	kg	0.0000%
Combinación fuerza axial y momento				
Carga axial equivalente	225050	225008.52	kg	0.0184%
Ecuación interacción Dowswell	0.49	0.49		0.0000%
Cedencia local: alma de la viga	864010	859022.06	kg	0.5773%
I.D.C.	0.26	0.26		0.0000%
Aplastamiento local del alma de la viga	718534	717937.89	kg	0.0830%
I.D.C.	0.31	0.31		0.0000%
Cartel inferior cedencia de la sección b-b, fuerza a compresión				
Esfuerzo por corte	335.74	335.67	kg-cm	0.0208%
Esfuerzo por flexión	488.09	487.63	kg-cm ²	0.0942%
Chequeo por corte de la placa gusset	180945.6	180945.6	kg	0.0000%
Combinación fuerza axial y momento				
Carga axial equivalente	58181.21	58125.4	kg	0.0959%
Ecuación interacción Dowswell	0.13	0.13		0.0000%
Pandeo local de la sección b-b				
Fuerza crítica	652.45	651.26	kg/cm ²	0.1824%
Carga axial equivalente	58181.21	58125.4	kg	0.0959%
Esfuerzo axial	488.09	487.63	kg/cm ²	0.0942%
Caso de diseño a: Fuerzas esperada a post-pandeo				
Fuerzas resultantes en la sección a-a				
Carga axial N	121760	121754.05	kg	0.0049%
Carga a corte V	183320	183278.85	kg	0.0224%
Carga de momento M	5032000	5031004.55	kg-cm	0.0198%
Fuerzas resultantes en la sección b-b				
Carga axial N´	60880	60877.02	kg	0.0049%
Carga a corte V´	28760	28751.87	kg	0.0283%

Carga de momento M'	-1504500	-	1503662.46	kg-cm	-0.0557%
Cartel inferior cedencia de la sección a-a, fuerza post-pandeo					
Esfuerzo por corte	716.09	715.93		kg-cm ²	0.0223%
Esfuerzo por flexión	967.035	966.91		kg-cm ²	0.0129%
Chequeo por corte de la placa gusset	388608	388608		kg	0.0000%
Combinación fuerza axial y momento					
Carga axial equivalente	247560	247529.16		kg	0.0125%
Ecuación interacción Dowswell	0.31	0.31			0.0000%
Cedencia local: alma de la viga	864010	859022.06		kg	0.5773%
I.D.C.	0.29	0.29			0.0000%
Aplastamiento local del alma de la viga	719978	717937.89		kg	0.2834%
I.D.C.	0.34	0.34			0.0000%
Cartel inferior cedencia de la sección b-b, fuerza de post-pandeo					
Esfuerzo por corte	241.28	241.21		kg-cm ²	0.0290%
Esfuerzo por flexión	1188.41	1188.01		kg-cm ²	0.0337%
Chequeo por corte de la placa gusset	180945.6	180945.6		kg	0.0000%
Combinación fuerza axial y momento					
Carga axial equivalente	141658.52	141610.58		kg	0.0338%
Ecuación interacción Dowswell	0.35	0.35			0.0000%
Pandeo local de la sección b-b					
Fuerza crítica	1253.25	1253.77		kg/cm ²	0.0415%
Carga axial equivalente	141658.52	141610.58		kg	0.0338%
Esfuerzo axial	856.51	856.22		kg/cm ²	0.0339%
Cartela superior: Fuerzas esperada a compresión.					
Fuerzas resultantes en la sección a-a					
Carga axial N	44130	44164.1		kg	0.0773%
Carga a corte V	148150	148125.28		kg	0.0167%
Carga de momento M	4067000	4066038.81		kg-cm	0.0236%
Fuerzas resultantes en la sección b-b					
Carga axial N'	22070	22082.05		kg	0.0546%
Carga a corte V'	15970	15976.37		kg	0.0399%
Carga de momento M'	-434000	-435016.37		kg-cm	-0.2342%
Cartel superior cedencia de la sección a-a, fuerza a compresión					
Esfuerzo por corte	661.38	661.27		kg-cm	0.0166%
Esfuerzo por flexión	715.76	715.79		kg-cm	0.0042%
Chequeo por corte de la placa gusset	340032	340032		kg	0.0000%
Combinación fuerza axial y momento					
Carga axial equivalente	160330	160336.64		kg	0.0041%
Ecuación interacción Dowswell	0.27	0.27			0.0000%

Cedencia local: alma de la viga	760660	755681.06	kg	0.6546%
I.D.C.	0.21	0.21		0.0000%
Aplastamiento local del alma de la viga	648041.67	646354.14	kg	0.2604%
I.D.C.	0.24	0.24		0.0000%
Cartel superior cedencia de la sección b-b, fuerza a compresión				
Esfuerzo por corte	183.14	183.22	kg/cm ²	0.0437%
Esfuerzo por flexión	618.39	619.34	kg/cm ²	0.1536%
Chequeo por corte de la placa gusset	132369.6	132369.6	kg	0.0000%
Combinación fuerza axial y momento				
Carga axial equivalente	53923.21	54009.86	kg	0.1607%
Ecuación interacción Dowswell	0.17	0.17		0.0000%
Pandeo local de la sección b-b				
Fuerza crítica	1185.74	1183.41	kg/cm ²	0.1965%
Carga axial equivalente	53923.2	54009.86	kg	0.1607%
Esfuerzo axial	618.39	619.38	kg/cm ²	0.1601%
Caso de diseño a: Fuerzas esperada a post-pandeo				
Fuerzas resultantes en la sección a-a				
Carga axial N	80550	80550.51	kg	0.0006%
Carga a corte V	111750	111738.86	kg	0.0100%
Carga de momento M	3067500	3067231.8	kg-cm	0.0087%
Fuerzas resultantes en la sección b-b				
Carga axial N´	40280	40275.26	kg	0.0118%
Carga a corte V´	12053.57	12051.83	kg	0.0144%
Carga de momento M´	-792550	-793422.53	kg-cm	-0.1101%
Cartela superior cedencia de la sección a-a, fuerza post-pandeo				
Esfuerzo por corte	498.88	498.83	kg/cm ²	0.0100%
Esfuerzo por flexión	750.86	750.83	kg/cm ²	0.0040%
Chequeo por corte de la placa gusset	340030	340032	kg/cm ²	0.0006%
Combinación fuerza axial y momento				
Carga axial equivalente	168192.85	168185.7	kg	0.0043%
Ecuación interacción Dowswell	0.21	0.21		0.0000%
Cedencia local: alma de la viga	765665.5	755681.06	kg	1.3040%
I.D.C.	0.22	0.22		0.0000%
Aplastamiento local del alma de la viga	649330	646354.14	kg	0.4583%
I.D.C.	0.25	0.25		0.0000%
Cartela superior cedencia de la sección b-b, fuerza de post-pandeo				
Esfuerzo por corte	138.07	138.21	kg/cm ²	0.1014%
Esfuerzo por flexión	1128.21	1129.68	kg/cm ²	0.1303%

Chequeo por corte de la placa gusset	132370	132369.6	kg	0.0003%
Combinación fuerza axial y momento				
Carga axial equivalente	98445.14	98508.1	kg	0.0640%
Ecuación interacción Dowswell	0.33	0.33		0.0000%
Pandeo local de la sección b-b				
Fuerza crítica	1184.04	1183.41	kg/cm ²	0.0532%
Carga axial equivalente	98445.137	98508.1	kg	0.0640%
Esfuerzo axial	1128.96	1129.68	kg/cm ²	0.0638%
Diseño de la soldadura entre placa gusset y la viga				
Placa gusset superior				
Tamaño mínimo de filete	1.293	1.293	cm	0.0000%
Tamaño de filete	1.3	1.3	cm	0.0000%
Placa gusset Inferior				
Tamaño mínimo de filete	1.79	1.79	cm	0.0000%
Tamaño de filete	1.8	1.8	cm	0.0000%

Fuente: Autoras.

Una vez realizada la comparación entre los resultados obtenidos del cálculo manual y el software desarrollado los cuales se muestran en la tabla 3, se puede apreciar que el porcentaje de diferencia máxima fue de 1.3%, verificando así la confiabilidad de los resultados que el software arroja, siendo estos aceptados por las autoras del mismo.

Tabla 4: Comparación de resultados: Diseño de una conexión simple viga – columna empernada

Descripción	Manual	Software	Unidad	Diferencia
Cargas de diseño				
Fuerza de diseño a tracción.	163190	163185	kg	0,0031%
Fuerza de diseño a compresión.	102010	102866,01	kg	0,8391%
Fuerza de diseño de post-pandeo	30600	30559,8	kg	0,1314%
Distribución de la carga de tracción				
Fuerza de tracción en cada ala	63760	63756	kg	0,0063%
Fuerza de tracción en el alma	35670	35673	kg	0,0084%
Diseño de las placas de conexión				
Diseño a corte de los pernos				
Área gruesa de pernos	5,07	5,07	cm ²	0,0000%
Resistencia a corte del perno	18180	18165,46	kg	0,0800%
Número de pernos	6	6	u	0,0000%
Chequeo de la fluencia del área bruta				
Ancho Lwhitmore	27,321	27,32	cm	0,0037%
Resistencia a la fluencia	236380	236393,43	kg	0,0057%
D.C.	0,69	0,69		0,0000%
Chequeo de la fractura en el área neta				
Área neta efectiva	31,01	31,01	cm ²	0,0000%
Resistencia a la fractura	94890	94884,48	kg	0,0058%
D.C.	0,86	0,86		0,0000%
Chequeo por bloque de cortante				
Resistencia por bloque de cortante	128150	128154,24	kg	0,0033%
Pu _{tracción} /2	81600	81592,5	kg	0,0092%
Aplastamiento de los pernos				
Longitud Lc1	3,58	3,58	cm	0,0000%
Longitud Lc2	4,66	4,66	cm	0,0000%
Resistencia del perno externo	33300	33302,59	kg	0,0078%
Resistencia del perno interno	43350	43349,18	kg	0,0019%
Resistencia por aplastamiento	82460	82465,78	kg	0,0070%
D.C.	0,98	0,99		1,0204%
Diseño de la placa externa				
Momento flector de diseño	33800	33750,83	kg-cm	0,1455%
Ancho efectivo de flexión	5,65	5,65	cm	0,0000%
Espesor requerido	3,2	3,24	cm	1,2500%
Espesor asumido	3,2	3,2	cm	0,0000%
Diseño de la placa gusset				

Resistencia por bloque de cortante	162930	163899,72	kg	0,5952%
D.C.	1	1		0,0000%
Cedencia por tracción de la placa gusset				
Resistencia	219290	219287,25	kg	0,0013%
D.C.	0,74	0,74		0,0000%
Chequeo por compresión de la placa gusset				
Resistencia	188300	188430,35	kg	0,0692%
D.C.	0,54	0,54		0,0000%
Esbeltz límite de los bordes de la placa gusset				
Longitud lbmax	45,5	45,5	cm	0,0000%
Revisión del área efectiva y área gruesa del arriostre				
Área neta efectiva	46,51	46,51		0,0000%
Área gruesa del arriostre	43	43		0,0000%
Distribución de las fuerzas a la columna y a la viga - Placa Gusset				
Interfaz cartela - viga: Caso de máxima tracción				
Vb1	57380	57375,86	kg	0,0072%
Hb1	51640	51638,27	kg	0,0034%
Mb1	201000	200815,49	kg-cm	0,0918%
Vc1	58010	58013,36	kg	0,0058%
Hc1	63750	63750,95	kg	0,0015%
Mc1	0	0	kg-cm	0,0000%
Interfaz cartela - viga: Caso de máxima compresión				
Vb2	35870	35816,09	kg	0,1503%
Hb2	32280	32234,48	kg	0,1410%
Mb2	126000	125356,33	kg-cm	0,5108%
Vc2	36260	36214,05	kg	0,1267%
Hc2	39850	39795,66	kg	0,1364%
Mc2	0	0	kg-cm	0,0000%
Diseño de la cartela				
Interfaz cartela - viga				
Ec. Interacción de Dowswell	0,14	0,14		0,0000%
Interfaz cartela - columna				
Ec. Interacción de Dowswell	0,08	0,08		0,0000%
Soldadura mínima requerida - Arriostamiento				
Conexión placa Gusset - columna				
Espesor mínimo	2,09	2,09	cm	0,0000%
Espesor	2,1	2,1	cm	0,0000%
Conexión placa Gusset - viga				
Espesor mínimo	2,09	2,09	cm	0,0000%
Espesor	2,1	2,1	cm	0,0000%

Diseño del rigidizador				
Longitud del rigidizador	14	14	cm	0,0000%
Espesor	0,5	0,5	cm	0,0000%
Pandeo local del rigidizador				
Razón ancho espesor	8	8		0,0000%
Razón ancho espesor máximo	13,58	13,58		0,0000%
Verificación de viga y columna				
Fluencia local del alma de la viga				
Resistencia	83140	83135,8	kg	0,0051%
IDC	0,97	0,98		1,0309%
Aplastamiento local en el alma de la viga				
Resistencia	48580	48586,01	kg	0,0124%
IDC	1	1		0,0000%
Cedencia local del alma de la columna				
Resistencia	147380	147378,82	kg	0,0008%
IDC	0,39	0,39		0,0000%

Fuente: Autoras.

Una vez realizada la comparación entre los resultados obtenidos del cálculo manual y el software desarrollado los cuales se muestran en la tabla 4, se puede apreciar que el porcentaje de diferencia máxima fue de 1.25%, verificando así la confiabilidad de los resultados que el software arroja, siendo estos aceptados por las autoras del mismo.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

5.1. Conclusiones

Se cumplió el objetivo principal del presente proyecto que fue el desarrollo de un software para el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos arriostrados concéntricamente, para ayudar a optimizar el tiempo requerido para realizar el diseño de una conexión, disminuyendo también el rango de error en los cálculos.

El software SCBF DESIGN CONNECTION permite el cálculo de: conexión simple viga-columna (empernada), conexión soldada viga-columna, conexión viga-columna con dos arriostres (soldada), conexión soldada arriostre – viga en x, conexión de tope simple viga-columna (empernada), conexión de tope soldada viga-columna.

Los resultados obtenidos mediante el software desarrollado tienen un rango de diferencia menor al 1.50% comparado con los valores obtenidos mediante el cálculo manual, por lo que es válido el uso de este programa para los diferentes cálculos que éste presenta.

El error que se presenta entre los resultados de los cálculos manuales y los del software desarrollado se deben al número de decimales con los que se está trabajando, debido a que el software trabaja con todos los decimales a diferencia que el método manual se trabajó con valores redondeados.

El análisis FEM de las conexiones diseñadas manualmente, dio como resultado que las secciones, y materiales de dichas conexiones ante las cargas de diseño, cumplen satisfactoriamente con todos los chequeos del análisis; también gracias al diagrama de concentración de esfuerzos se pudo verificar que los modos de falla se producen en las zonas esperadas.

El software desarrollado cuenta con una interfaz gráfica amigable que permite ingresar los datos necesarios de manera sencilla e interpretar los resultados obtenidos de una manera simple rápida. Sumado a ello el software permite al usuario opciones de visualización con figuras detalladas.

El software y el procedimiento de cálculo desarrollado para el diseño de las conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF), se basa en las normas ANSI/AISC 341-16, ANSI/AISC 360-16 según los requerimientos necesarios para cada conexión.

La implementación del software junto con el manual de usuario como una herramienta de diseño es ideal para los para estudiantes y profesionales, ya que permite tener una guía del manejo correcto de este.

5.2. Recomendaciones

Para el correcto uso del software, se requiere tener conocimiento en el diseño de conexiones de arriostre o viga-columna para pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF), con la finalidad de que sepan ingresar correctamente los datos al programa y con ello tengan la capacidad de interpretar los resultados obtenidos, por lo que el presente trabajo es recomendado para estudiantes y profesionales que tengan el conocimiento y la experticia relacionados al tema.

Para el correcto uso del software se recomienda leer el manual, el mismo que forma parte de este proyecto de tesis, para facilitar la comprensión sobre el correcto manejo del mismo.

5.3. Bibliografía

- [1] ITEA, «TOMO 1: Construcción en acero. Factores económicos y comerciales», *WEBAERO/Ingeniería*.
http://www.webaero.net/ingenieria/estructuras/metaliana/bibliografia_documentacion/itea (accedido 12 de junio de 2021).
- [2] American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI AISC 341-16.pdf*. 2016, p. 480. Accedido: 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en:
<https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf>
- [3] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC*. 2015, p. 122. Accedido: 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en:
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/>
- [4] F. Crisafulli, «Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero». Asociación Latinoamericana del acero, marzo de 2018. Accedido: 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en:
https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/diseño_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-5ta_ed.pdf
- [5] S. Fuentes-Sánchez, L. González-Díaz, F. Calderín-Mestre, y Y. Sánchez-Zamora, «Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero en Cuba», *Cienc. En Su PC*, vol. 1, n.º 4, pp. 11-26, 2018.
- [6] J. C. Vielma Pérez y E. Mendoza, «Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas», *Rev. Ing. UC*, vol. 18, n.º 1, pp. 88-98, 2011.
- [7] J. C. Rostrán Cerna, «Diseño de un edificio sismorresistente con sistema dual tipo SCBF y SMF de acero tipificado utilizando arriostres tipo V, V invertida, X Y en diagonal para determinar la configuración geométrica más eficiente en el control de desplazamientos», Universidad Nacional de Ingeniería, Nicaragua, 2019. [En línea]. Disponible en:
<http://ribuni.uni.edu.ni/3297/1/94402.pdf>
<http://ribuni.uni.edu.ni/3297/1/94402.pdf>
- [8] A. Silva, J. M. Castro, y R. Monteiro, «Practical considerations on the design of concentrically-braced steel frames to Eurocode 8», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 158, pp. 71-85, jul. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.03.011.

- [9] G. J. O'Reilly y J. Goggins, «Experimental testing of a self-centring concentrically braced steel frame», *Eng. Struct.*, vol. 238, pp. 111-121, jul. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111521.
- [10] A. R. Carrillo Cobeña, «Análisis Comparativo Entre Sistema A Momento Y Sistema Arriostrado Concéntrico De Una Edificación De Estructura Metálica», bachelor Tesis, Universidad de Guayaquil, Guayaquil - Ecuador, 2016. Accedido: 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/15568>
- [11] E. V. Capa Guachón, «Diseño de conexiones soldadas», Tesis de Grado, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2014. Accedido: 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8497>
- [12] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Building ANSI/AISC360-05*. 2005.
- [13] American Iron and Steel Institute, *Specification for the Design of Cold - Former Steel Structural Memembers*. 1997.
- [14] H. Hernandez Ramirez y A. Tena Colunga, «EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO RESILIENTE CONFORME AL MÉTODO DE LAS FUERZAS DE MARCOS DÚCTILES DE ACERO CON DISIPADORES DE ENERGÍA HISTERÉTICOS», *Rev. Ing. Sísmica*, n.º 98, p. 45, jul. 2018, doi: 10.18867/ris.98.495.
- [15] R. da S. Hortencio y G. A. S. Falcón, «Optimal design of beam-column connections of plane steel frames using the component method», *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 15, n.º 11, oct. 2018, doi: 10.1590/1679-78254247.
- [16] M. Faytarouni, O. Seker, B. Akbas, y J. Shen, «Seismic demand on column splices in special concentrically braced frames», *Eng. Struct.*, vol. 199, p. 109596, nov. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109596.
- [17] M. Faytarouni, J. Shen, O. Seker, y B. Akbas, «Improved brace fracture model for seismic evaluation of concentrically braced frames», *Eng. Struct.*, vol. 206, p. 110184, mar. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110184.
- [18] M. N. Naderpour y A. A. Aghakouchak, «Probabilistic damage assessment of concentrically braced frames with built up braces», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 147, pp. 191-202, ago. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.04.011.

- [19] K. K. Wijesundara, R. Nascimbene, y G. A. Rassati, «Evaluation of the seismic performance of suspended zipper column concentrically braced steel frames», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 150, pp. 452-461, nov. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.003.
- [20] S. Costanzo, M. D’Aniello, y R. Landolfo, «The influence of moment resisting beam-to-column connections on seismic behavior of chevron concentrically braced frames», *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 113, pp. 136-147, oct. 2018, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.06.001.
- [21] E. Tapia Hernández y J. S. García Carrera, «COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 2017», *Rev. Ing. Sísmica*, n.º 101, pp. 36-52, dic. 2019, doi: 10.18867/ris.101.499.
- [22] J. C. McCormac y S. F. Csernak, *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*, 5ta ed. Mexico: Alfaomega Grupo Editor S A, 2012. [En línea]. Disponible en: <http://www.alfaomega.com.mx>
- [23] B. Asgarian y B. Ordoubadi, «Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 120, pp. 132-142, abr. 2016, doi: 10.1016/j.jcsr.2015.12.031.
- [24] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015». Imprenta Activa, septiembre de 2016. Accedido: 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>
- [25] M. S. Kumar, R. Senthilkumar, y L. Sourabha, «Seismic performance of special concentric steel braced frames», *Structures*, vol. 20, pp. 166-175, ago. 2019, doi: 10.1016/j.istruc.2019.03.012.
- [26] M. D’Aniello, S. Costanzo, y R. Landolfo, «The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric bracings», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 112, pp. 305-324, sep. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2015.05.021.
- [27] A. Formisano, A. Massimilla, G. Di Lorenzo, y R. Landolfo, «Seismic retrofit of gravity load designed RC buildings using external steel concentric bracing systems», *Eng. Fail. Anal.*, vol. 111, p. 104485, abr. 2020, doi: 10.1016/j.engfailanal.2020.104485.

- [28] E. Tapia Hernández, «COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES DE MARCOS DE ACERO ANTE DEMANDAS SÍSMICAS», *Rev. Ing. Sísmica*, n.º 103, pp. 37-55, sep. 2020, doi: 10.18867/ris.103.562.
- [29] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-16*. 2016, p. 680. [En línea]. Disponible en: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf>
- [30] H. Yang, «Performance analysis of semi-rigid connections in prefabricated high-rise steel structures», *Structures*, vol. 28, pp. 837-846, dic. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.09.036.
- [31] American Institute of Steel Construction, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. ANSI/AISC 358-16*. 2016, p. 314. Accedido: 17 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a358-18w.pdf>
- [32] American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. p. 889.

5.4. Anexos

5.4.1. Link de descarga del software desarrollado

<https://drive.google.com/drive/folders/1mWDKXhVP2PL2Uq0n9gbqkOhymjyXpjzr?usp=sharing>

5.4.2. Conexión simple viga – columna con dos arriostres (soldada).

Realice el diseño de una conexión simple con dos arriostres (soldada), con los siguientes datos:

DATOS GENERALES:

Materiales:

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad.}$$

Aceros:

ASTM A36: plancha Gusset

$$Fy_{pl} = 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Fluencia de la plancha.}$$

$$Fu_{pl} = 4080 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ruptura de la plancha.}$$

ASTM A500 Gr B: arriostramientos

$$Fy_a = 2952 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Fluencia del arriostramiento.}$$

$$Fu_a = 4080 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ruptura del arriostramiento.}$$

ASTM A992: columna y viga

$$Fy_{c-v} = 3515 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Fluencia de la columna y viga.}$$

$$Fu_{c-v} = 4570 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ruptura de la columna y viga.}$$

Soldadura:

$$F_{Exx} = 70 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia mínima a la tensión.}$$

Geometría de las secciones:

Viga: W21x62

$d_v = 533 \text{ mm}$ Altura de la sección.

$tw_v = 10.2 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$bf_v = 210 \text{ mm}$ Ancho del patín.

$tf_v = 15.6 \text{ mm}$ Espesor del patín.

Columna: W14x132

$d_c = 373 \text{ mm}$ Altura de la sección.

$tw_c = 16.4 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$bf_c = 373 \text{ mm}$ Ancho del patín.

$tf_v = 26.2 \text{ mm}$ Espesor del patín.

Arriostramiento por encima de la viga: HSS 6x0.50

$d_a = 152 \text{ mm}$ Diámetro de la sección.

$t_{noma} = 12.7 \text{ mm}$ Espesor nominal.

$t_{disa} = 11.8 \text{ mm}$ Espesor de diseño.

$Ag_a = 52.2 \text{ cm}^2$ Área gruesa.

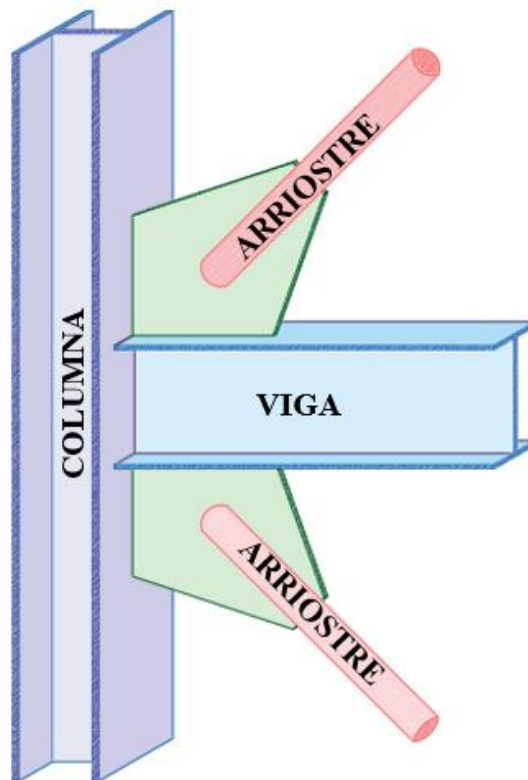
$r_a = 4.98 \text{ mm}$ Radio de giro.

Arriostramiento por debajo de la viga: HSS 7x0.50

$d_b = 178 \text{ mm}$ Diámetro de la sección.

$t_{nomb} = 12.7 \text{ mm}$	Espesor nominal.
$t_{disb} = 11.8 \text{ mm}$	Espesor de diseño.
$Ag_b = 61.6 \text{ cm}^2$	Área gruesa.
$r_b = 5.89 \text{ mm}$	Radio de giro.
$l_a = 5.66 \text{ m}$	Longitud del arriostamiento.
$\theta = 45^\circ$	Ángulo del arriostamiento.
$t_{pl} = 16 \text{ mm}$	Espesor tentativo de la placa Gusset.

Figura 15: Conexión simple viga - columna con dos arriostamientos.



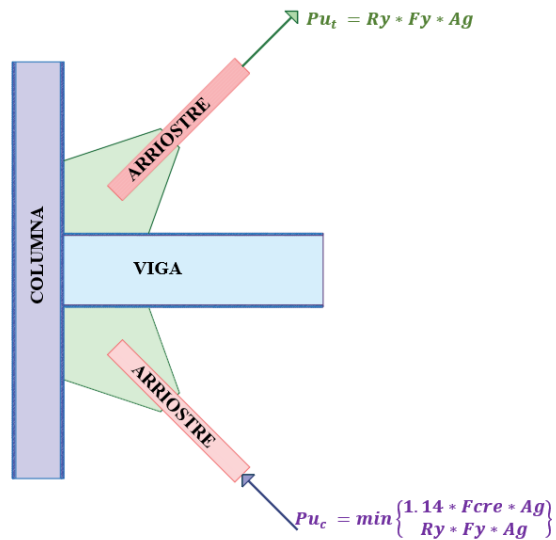
Fuente: Autoras.

CÁLCULO DE LAS CARGAS DE DISEÑO

- **Caso de diseño 1:**

a) AISC 341-16, F2-3

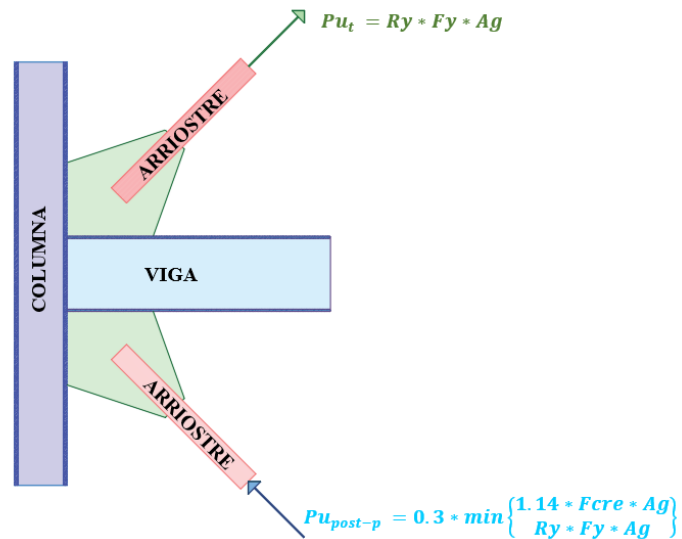
Figura 16: Cargas de diseño a - caso 1.



Fuente: Autoras.

b) AISC 341-16, F2-3

Figura 17: Cargas de diseño b - caso 1.

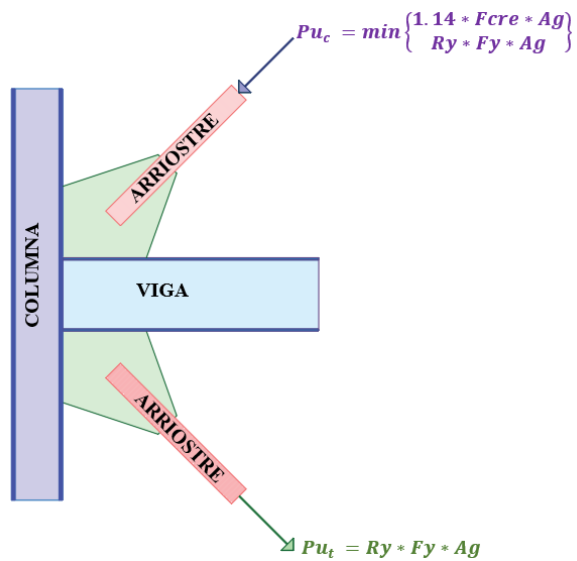


Fuente: Autoras.

• Caso de diseño 2:

a) AISC 341-16, F2-3

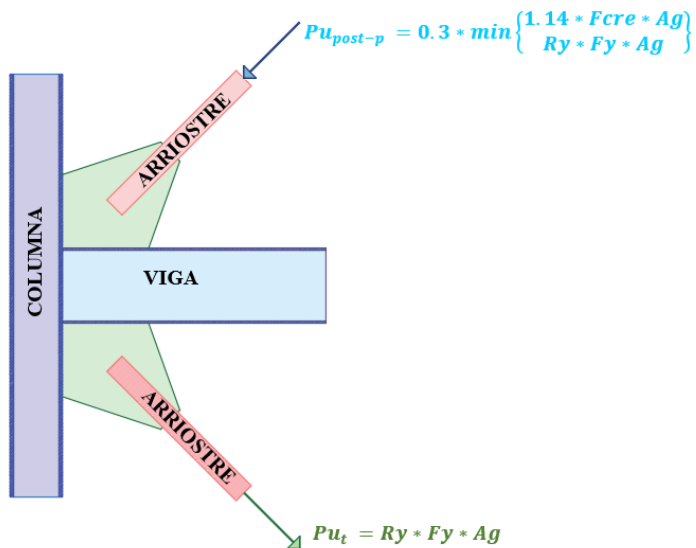
Figura 18: Cargas de diseño a - caso 2.



Fuente: Autoras.

b) AISC 341-16, F2-3

Figura 19: Cargas de diseño b - caso 2.



Fuente: Autoras.

- **Fuerza de diseño a tracción (AISC 341-16, F2-3)**

Arriostramiento por encima de la viga:

$$Pu_{trac} = Ry_a * Fy_a * Ag_a$$

El factor de sobre resistencia Ry , se obtiene de la tabla A3.1 de la Norma AISC 341-16.

$$Ry_a = 1.4$$

$$Rt_a = 1.3$$

$$Pu_{trac} = Ry_a * Fy_a * Ag_a$$

$$Pu_{trac} = 1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 52.2 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{trac} = 215.73 \text{ tn} = 215730 \text{ kg}$$

Arriostramiento por debajo de la viga:

$$Pu_{trac} = Ry_a * Fy_a * Ag_b$$

El factor de sobre resistencia Ry , se obtiene de la tabla A3.1 de la Norma AISC 341-16.

$$Ry_a = 1.4$$

$$Rt_a = 1.3$$

$$Pu_{trac} = Ry_a * Fy_a * Ag_a$$

$$Pu_{trac} = 1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 61.6 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{trac} = 254.58 \text{ tn} = 254580 \text{ kg}$$

- **Fuerza de diseño a compresión (AISC 341-16, F2-3)**

La longitud de pandeo aproximado del arriostramiento se encuentra entre un 65% a 75%.

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{pa} = l_a * 0.70$$

$$l_{pa} = 5.66 \text{ m} * 0.70$$

$$l_{pa} = 3.96 \text{ m}$$

- Arriostramiento por encima de la viga

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo (AISC 360-16, E3-4):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_{pa}}{r_a}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1 * 3.96 \text{ m}}{4.98 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_e = 3277.84 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión de pandeo por flexión (AISC 360-16, E3-2, E3-3):

Si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e}\right) * F_y * R_y$$





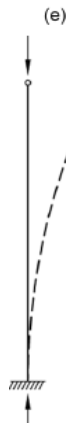






Caso contrario, si:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Factor de longitud efectiva:

Figura 20: Valores aproximados del factor de longitud efectiva k .

TABLA C-A-701						
Valores aproximados del factor de longitud efectiva, k .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valor k teórico	0,50	0,70	1,00	1,00	2,00	2,00
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,00
Simbolos para las condiciones de extremo	 <ul style="list-style-type: none">  Rotación y traslación impedidas  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación y traslación libres 					

Fuente: Norma AISC 360-1, comentario del apéndice 7.

$$k = 1$$

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$\frac{1.0 * 3.96 \text{ m}}{4.98 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2952 \text{ kg/cm}^2 * 1.4}}$$

$$79.52 \leq 106.17 \quad \therefore \text{OK}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y * R_y}{F_e}}\right) * F_y * R_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2952 * 1.4}{3277.84}}\right) * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 1.4$$

$$F_{cr} = 2438.14 \text{ kg/cm}^2$$

Criterio 1:

$$Pu_{comp1} = \frac{1}{0.877} * F_{cr} * A_g$$

$$Pu_{comp1} = 1.14 * 2438.14 \text{ kg/cm}^2 * 52.2 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{comp1} = 145.09 \text{ tn}$$

Criterio 2:

$$Pu_{comp2} = R_y * F_y * A_g$$

$$Pu_{comp2} = 1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 52.2 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{comp2} = 215.73 \text{ tn}$$

Fuerza de diseño a compresión:

Se tomará el menor valor de los dos criterios calculados anteriormente.

$$Pu_{comp} = 145.09 \text{ tn}$$

- **Arriostamiento por debajo de la viga:**

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo (AISC 360-16, E3-4):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_{pa}}{r_b}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1 * 3.96 \text{ m}}{5.89 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_e = 4585.21 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión de pandeo por flexión (AISC 360-16, E3-2, E3-3):

Si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y * R_y}{F_e}}\right) * F_y * R_y$$

Caso contrario, si:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$k = 1$

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$\frac{1.0 * 3.96 \text{ m}}{5.89 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2952 \text{ kg/cm}^2 * 1.4}}$$

$$67.23 \leq 106.17 \quad \therefore \quad ok$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e} \right) * F_y * R_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2952 * 1.4}{4585.21} \right) * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 1.4$$

$$F_{cr} = 2834.04 \text{ kg/cm}^2$$

Criterio 1:

$$Pu_{comp1} = \frac{1}{0.877} * F_{cr} * Ag_a$$

$$Pu_{comp1} = 1.14 * 2834.04 \text{ kg/cm}^2 * 61.6 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{comp1} = 199.02 \text{ tn}$$

Criterio 2:

$$Pu_{comp2} = R_{y_a} * F_{y_a} * Ag_a$$

$$Pu_{comp2} = 1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 61.6 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{comp2} = 272.76 \text{ tn}$$

Fuerza de diseño a compresión:

Se tomará el menor valor de los dos criterios calculados anteriormente.

$$Pu_{comp} = 199.02 \text{ tn} = 199020 \text{ kg}$$

- **Fuerza de diseño de Post-Pandeo (AISC 341-16, F2-3)**

Arriostramiento por encima de la viga:

$$Pu_{post-p} = 0.3 * Pu_{comp}$$

$$Pu_{post-p} = 0.3 * 145.09tn$$

$$Pu_{post-p} = 43.53 tn = 43530kg$$

Arriostramiento por debajo de la viga:

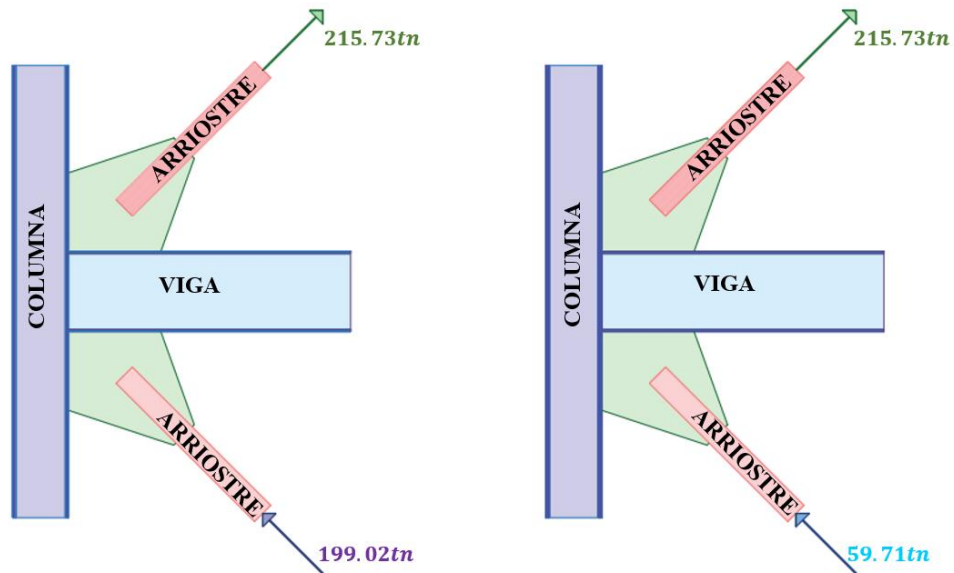
$$Pu_{post-p} = 0.3 * Pu_{comp}$$

$$Pu_{post-p} = 0.3 * 199.02tn$$

$$Pu_{post-p} = 59.71 tn = 59710kg$$

- **Caso de diseño 1: AISC 341-16, F2-3:**

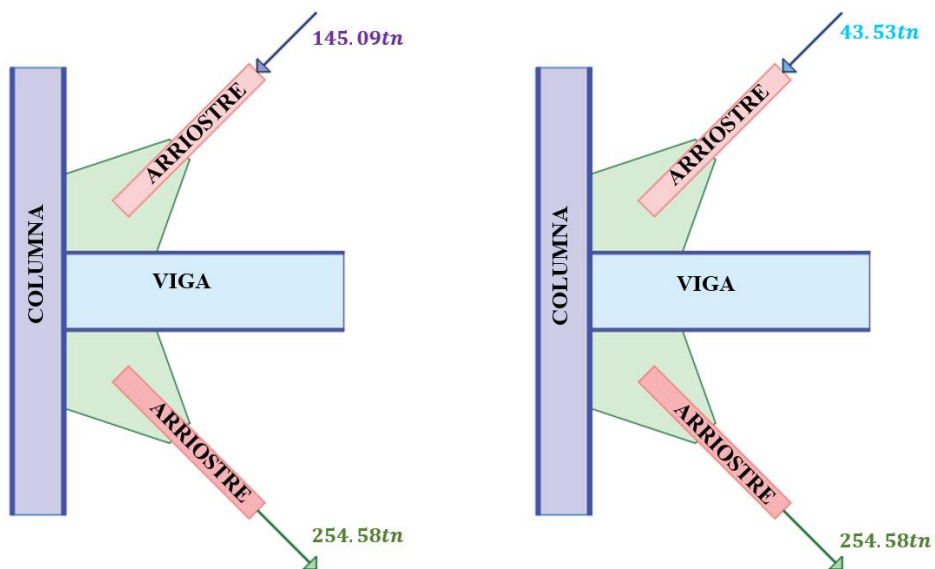
Figura 21: Cargas de diseño - caso 2.



Fuente: Autoras.

Caso de diseño 2: AISC 341-16, F2-3:

Figura 22: Cargas de diseño - caso 2.

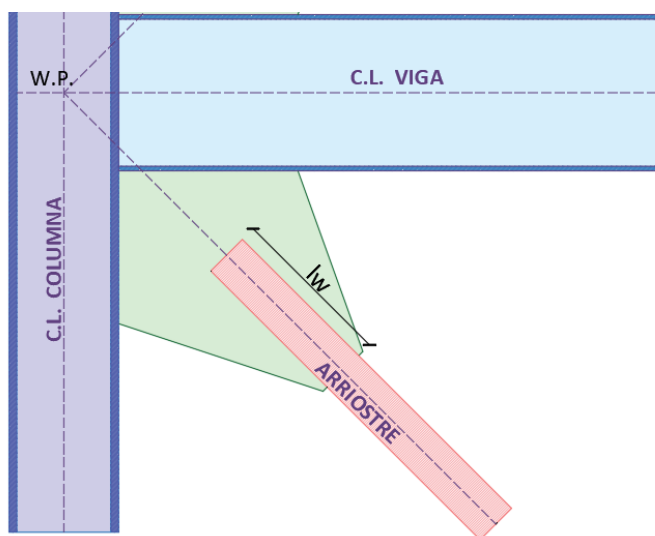


Fuente: Autoras.

DISEÑO DE LA SOLDADURA DEL ARRIOSTRAMIENTO Y PLACA GUSSET

- Arriostramiento por debajo de la viga:

Figura 23: Arriostramiento por debajo de la viga.



Fuente: Autoras.

Resistencia de la soldadura:

$$\phi Rn = N * \frac{\sqrt{2}}{2} * lw * w * \phi_w * F_{nw} \geq Pu_{trac}$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC 360-16, J2-5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{Exx} * (1 + 0.5 \text{ sen } \theta^{1.5})$$

Donde:

$\theta = 0^\circ$ Ángulo entre la línea de acción de la fuerza requerida y el eje longitudinal de la soldadura, en grados.

$F_{Exx} = 70 \text{ ksi}$ Resistencia de clasificación del metal de relleno.

$$F_{nw} = 0.6 * F_{Exx} * (1 + 0.5 \text{ sen } \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 70 \text{ ksi} * (1 + 0.5 \text{ sen } 0^{1.5})$$

$$F_{nw} = 2953.20 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del tamaño del filete:

Resistencia a la ruptura en corte (AISC 360-16, J4-4)

$$\phi Rn = \phi * 0.60 * Fu_a * A_{nv}$$

Donde:

$\phi = 0.75$ Coeficiente para el cálculo de la resistencia de la soldadura.

$A_{nv} = lw * t_{dis}$ Área neta solicitada a corte

$$\phi * F_{nw} * 0.707 * w * lw \leq \phi * 0.60 * Fu_a * lw * t_{dis}$$

$$w_{max} = \frac{\phi * 0.60 * Fu_a * t_{dis}}{\phi * F_{nw} * 0.707}$$

$$w_{max} = \frac{0.75 * 0.60 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 1.18 \text{ cm}}{0.75 * 2953.20 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$w_{max} = 13.83 \text{ mm} = 1.383 \text{ cm}$$

Según AISC 360-16, la tabla J2.4 nos presenta el tamaño mínimo de soldadura de filete.

$$t_{dis} = 11.8 \text{ mm}$$

Tabla 5: Tamaño mínimo de soldadura de filete.

TABLA J2.4	
Tamaño mínimo de soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada (mm)	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^(a) (mm)
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
^(a) Dimensión de pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

Fuente: Norma AISC 360-16.

$$w_{min} = 5 \text{ mm} = 0.5 \text{ cm}$$

Seleccionamos un tamaño de filete dentro del rango mínimo y máximo.

$$w_{max} \geq w \geq w_{min}$$

$$13 \text{ mm} \geq 8 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \therefore \quad OK$$

$$w = 8 \text{ mm} = 0.8 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud requerida de la soldadura:

$$\phi R_n = N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi * F_{nw} \geq P_{u_{trac}}$$

Donde:

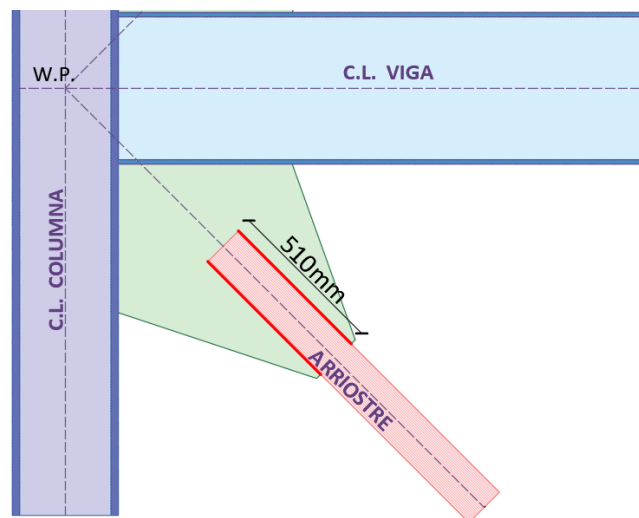
$N = 4$ Número de filetes

$$l_w = \frac{P_{u_{trac}}}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * \phi * F_{nw}} = \frac{254.58 \text{ tn}}{4 * \frac{\sqrt{2}}{2} * 0.8 \text{ cm} * 0.75 * 2953.2 \text{ kg/cm}^2}$$

$$l_w = 50.80 \text{ cm} = 508 \text{ mm}$$

Asumimos un valor mayor a la calculada: $l_w = 510 \text{ mm} = 51 \text{ cm}$

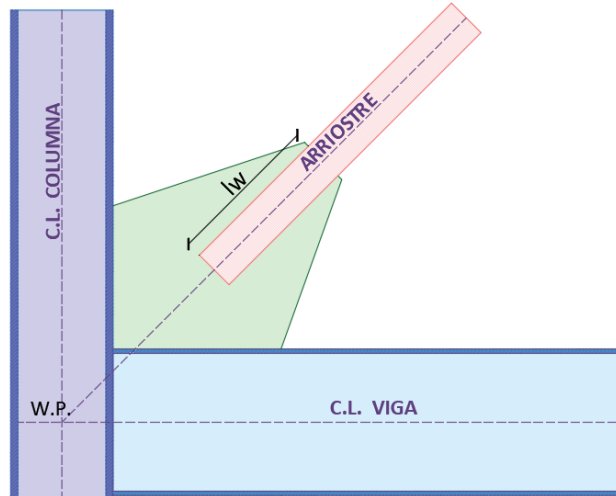
Figura 24: Longitud de soldadura arriostre inferior.



Fuente: Autoras.

- Arriostramiento por arriba de la viga

Figura 25: Arrostramiento sobre la viga.



Fuente: Autoras.

Resistencia de la soldadura

$$\phi R_n = N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi_w * F_{nw} \geq P u_{trac}$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC 360-16, J2-5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{Exx} * (1 + 0.5 \text{ sen } \theta^{1.5})$$

Donde:

$\theta = 0^\circ$ Ángulo entre la línea de acción de la fuerza requerida y el eje longitudinal de la soldadura, en grados.

$F_{Exx} = 70 \text{ ksi}$ Resistencia de clasificación del metal de relleno.

$$F_{nw} = 0.6 * F_{Exx} * (1 + 0.5 \text{ sen } \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 70 \text{ ksi} * (1 + 0.5 \text{ sen } 0^{1.5})$$

$$F_{nw} = 2953.20 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del tamaño del filete:

Resistencia a la ruptura en corte (AISC 360-16, J4-4):

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv}$$

Donde:

$\phi = 0.75$ Coeficiente

$A_{nv} = lw * t_{dis}$ Área neta solicitada a corte

$$\phi * F_{nw} * 0.707 * w * lw \leq \phi * 0.60 * F_u * lw * t_{dis}$$

$$w_{max} = \frac{\phi * 0.60 * F_u * t_{dis}}{\phi * F_{nw} * 0.707}$$

$$w_{max} = \frac{0.75 * 0.60 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 1.18 \text{ cm}}{0.75 * 2953.20 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$w_{max} = 13.83 \text{ mm} = 1.383 \text{ cm}$$

Según AISC 360-16, la tabla J2.4 nos presenta el tamaño mínimo de soldadura de filete.

$$t_{dis} = 11.8 \text{ mm}$$

$$w_{min} = 5 \text{ mm}$$

Seleccionamos un tamaño de filete dentro del rango mínimo y máximo.

$$w_{max} \geq w \geq w_{min}$$

$$13.83 \text{ mm} \geq 7 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \therefore \text{OK}$$

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

Cálculo de la longitud requerida de la soldadura:

$$\phi R_n = N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi * F_{nw} \geq P_{u_{trac}}$$

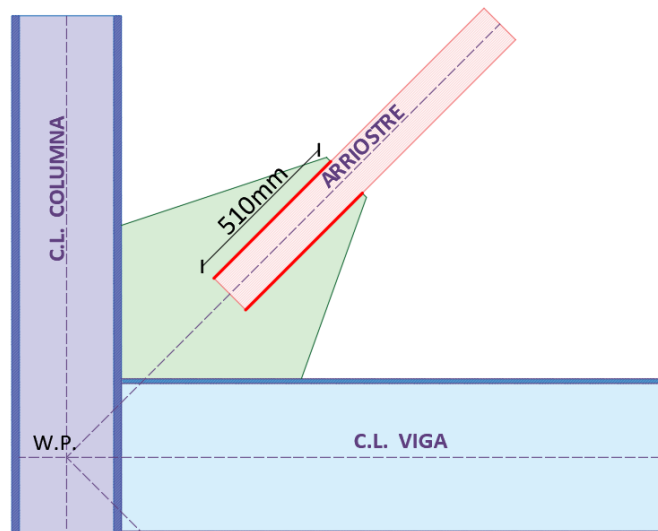
Donde:

$N = 4$ Número de filetes

$$l_w = \frac{P_{u_{trac}}}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * \phi * F_{nw}}$$
$$l_w = \frac{215.73 \text{ tn}}{4 * \frac{\sqrt{2}}{2} * 0.8 \text{ cm} * 0.75 * 2953.20 \text{ kg/cm}^2}$$
$$l_w = 43.04 \text{ cm}$$

Asumimos un valor mayor a la calculada: $l_w = 510 \text{ mm}$

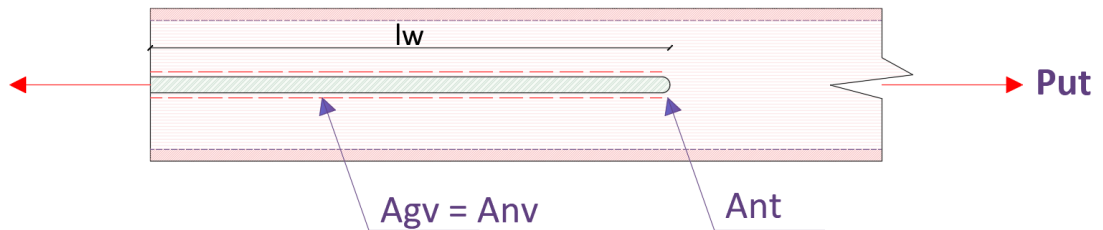
Figura 26: Longitud de soldadura arriostramiento superior.



Fuente: Autoras.

CÁLCULO DEL BLOQUE DE CORTANTE EN LAS PAREDES DEL ARRIOSTRAMIENTO.

Figura 27: Bloque de cortante en el arriostramiento.



Fuente: Autoras.

- **Resistencia de bloque de corte (AISC 316-16, J4-5), para ambos casos**

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

Coeficiente

$$A_{nt}$$

Área neta solicitada a tracción

$$A_{nv}$$

Área neta solicitada a corte

$$A_{gv}$$

Área bruta solicitada a corte

$$U_{bs} = 1$$

Tensión de tracción uniforme

$$U_{bs} = 0.5$$

Tensión de tracción no es uniforme

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nv} = 4 * lw * t_{dis}$$

$$A_{nv} = 4 * 510mm * 11.8mm$$

$$A_{nv} = 24072mm^2 = 240.72cm^2$$

Cálculo del área bruta solicitada a corte:

$$A_{gv} = 4 * lw * t_{dis}$$

$$A_{gv} = 4 * 510mm * 11.8mm$$

$$A_{gv} = 24072mm^2 = 240.72cm^2$$

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nt} = 0$$

• **Resistencia de bloque de cortante (AISC 316-16, J4-5):**

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * Rt * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Rt * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 1.3 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 240.72cm^2 + 1 * 1.3 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 0$$

$$Rn = 766.07 \text{ tn}$$

$$Rn = 0.6 * Ry * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Rt * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 240.72cm^2 + 1 * 1.3 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 0$$

$$Rn = 597 \text{ tn}$$

Resistencia:

Se considerará el menor valor de entre las ecuaciones anteriores:

$$Rn = 597 \text{ tn}$$

Resistencia minorada:

$$\phi Rn = \phi * 597 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 597 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 447681 \text{ kg} = 447.68 \text{ tn}$$

Si $\phi Rn \geq Pu_{trac}$, "OK", "Revisar"

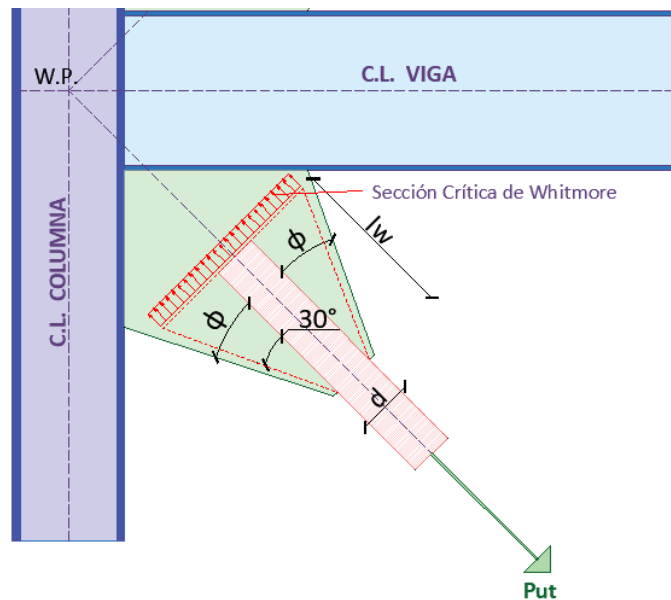
$$\phi Rn > Pu_{trac}$$

$$447.68 \text{ tn} > 215.73 \text{ tn} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

DISEÑO DE LA PLACA GUSSET, CEDENCIA EN TRACCIÓN (SECCIÓN DE WHITMORE)

- Cartela inferior

Figura 28: Cartela Inferior - Sección crítica de Whitmore



Fuente: Autoras.

$$\theta_{whitmore} = 30^\circ$$

Es recomendable que la longitud d de la placa sea mayor al diámetro de la sección:

$$d_a = 152 \text{ mm.}$$

$$d > d_b$$

$$d = d_b + 50 \text{ mm}$$

$$d = 178 \text{ mm} + 50 \text{ mm}$$

$$d = 228 \text{ mm} \rightarrow 230 \text{ mm}$$

Cálculo del ancho efectivo de Whitmore:

$$w = \min \left\{ \begin{array}{l} D + 2 \tan 30^\circ * lw \\ d + 2 \tan \phi * lw \end{array} \right\}$$

$$w_{whitmore} = (d_b + 2 * \tan(\theta_{withmore})) * lw$$

$$w_{whitmore} = (178 \text{ mm} + 2 * \tan(30^\circ)) * 510 \text{ mm}$$

$$w_{whitmore} = 766.89 \text{ mm}$$

$$w_{whitmore} = d + 2 * \tan \phi * lw$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$w_{whitmore} = 230 \text{ mm} + 2 * \tan(25^\circ) * 510 \text{ mm}$$

$$w_{whitmore} = 705.63 \text{ mm}$$

$$w_{whitmore} = \min [(d_b + 2 * \tan(\theta_{whitmore})) * lw, (d + 2 * \tan \phi * lw)]$$

$$w_{whitmore} = \min [740.89 \text{ mm}, 705.63 \text{ mm}]$$

$$w_{withmore} = 705.63mm \approx 706mm$$

Cálculo de resistencia a fluencia en tracción (AISC360.16, J4-1):

$$\phi Rn = \phi Fy * t_{pl} * w_{withmore} \geq P_{ut}$$

$$t_{pl} \geq \frac{P_{ut}}{\phi Fy * w_{withmore}}$$

$$t_{pl} \geq \frac{254.58tn}{0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 70.6cm}$$

$$t_{pl} \geq 1.58cm$$

Usamos:

$$t_{pl} = 16mm$$

$$\Phi = 0.90$$

Coeficiente

$$\Phi Rn = \Phi * Fy_{pl} * A_g$$

$$\Phi Rn = \Phi * Fy_{pl} * w_{withmore} * t_{pl}$$

$$\Phi Rn = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 70.6cm * 1.6cm$$

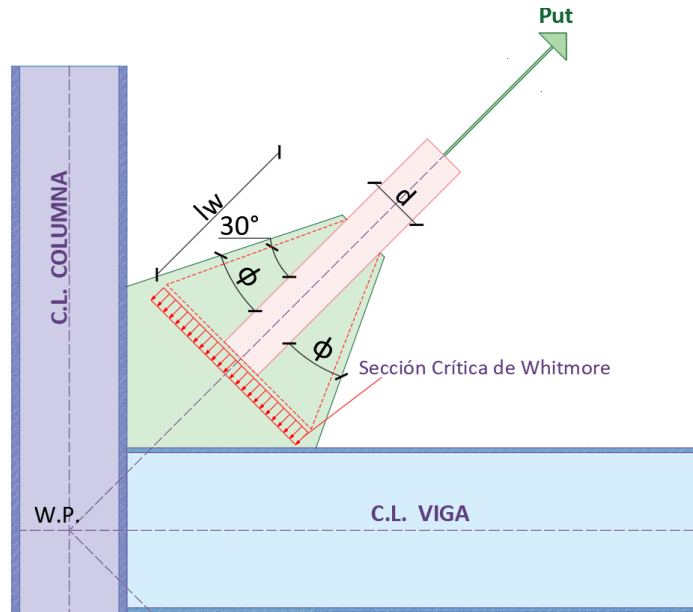
$$\Phi Rn = 257210kg = 257.21 tn$$

Si ($\phi Rn \geq P_{u_{trac}}$, "OK", "Revisar")

$$257.21 tn \geq 254.58 tn \quad \therefore \quad Ok$$

- Cartela superior

Figura 29: Cartela superior - Sección crítica de Whitmore.



Fuente: Autoras.

$$\theta_{whitmore} = 30^\circ$$

Es recomendable que la longitud d de la placa sea mayor al diámetro de la sección:

$$d_a = 152 \text{ mm.}$$

$$d > d_a$$

$$d = d_a + 50 \text{ mm}$$

$$d = 152 \text{ mm} + 50 \text{ mm}$$

$$d = 202 \text{ mm} \rightarrow 205 \text{ mm}$$

Cálculo del ancho efectivo de Whitmore:

$$w = \min \left\{ \begin{array}{l} D + 2 \tan 30^\circ * lw \\ d + 2 \tan \phi * lw \end{array} \right\}$$

$$w_{whitmore} = (d_a + 2 * \tan(\theta_{withmore})) * lw$$

$$w_{whitmore} = (152mm + 2 * \tan(30^\circ)) * 510mm$$

$$w_{whitmore} = 740.89mm$$

$$w_{whitmore} = d + 2 * \tan\phi * lw$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$w_{whitmore} = 205mm + 2 * \tan(25^\circ) * 510mm$$

$$w_{whitmore} = 680.63mm$$

$$w_{whitmore} = \min [(d_a + 2 * \tan(\theta_{whitmore})) * lw, (d + 2 * \tan\phi * lw)]$$

$$w_{whitmore} = \min [740.89mm, 680.63mm]$$

$$w_{whitmore} = 680.63mm \approx 680mm$$

Cálculo de resistencia a fluencia en tracción (AISC360.16, J4-1):

$$\phi Rn = \phi Fy * t_{pl} * w_{withmore} \geq P_{ut}$$

$$t_{pl} \geq \frac{P_{ut}}{\phi Fy * w_{withmore}}$$

$$t_{pl} \geq \frac{215.73tn}{0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 68m}$$

$$t_{pl} \geq 1.39cm$$

Usamos:

$$t_{pl} = 16mm$$

$$\Phi = 0.90$$

Coeficiente

$$\Phi Rn = \Phi * Fy_{pl} * A_g$$

$$\Phi Rn = \Phi * Fy_{pl} * w_{withmore} * t_{pl}$$

$$\Phi Rn = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 68\text{cm} * 1.6\text{cm}$$

$$\Phi Rn = 247738\text{kg} = 247.74 \text{ tn}$$

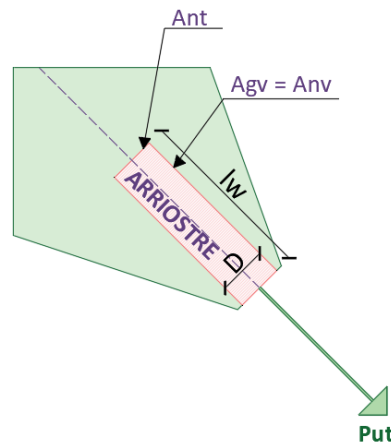
Si ($\phi Rn \geq Pu_{trac}$, "OK", "Revisar")

$$247.74 \text{ tn} \geq 215.73\text{tn} \quad \therefore \quad \text{Ok}$$

BLOQUE DE CORTANTE EN LA PLACA GUSSET

- Cartela inferior

Figura 30: Cartela inferior - Áreas solicitadas a corte.



Fuente: Autoras.

$$Pu_{trac} = 254.58 \text{ tn}$$

Resistencia de bloque de corte (AISC 316-16, J4-5):

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

Donde:

$\phi = 0.75$ Coeficiente.

A_{nt} Área neta solicitada a tracción.

A_{nv}	Área neta solicitada a corte.
A_{gv}	Área bruta solicitada a corte.
$U_{bs} = 1$	Tensión de tracción uniforme.
$U_{bs} = 0.5$	Tensión de tracción no es uniforme.

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nv} = 2 * lw * t_{pl}$$

$$A_{nv} = 2 * 510mm * 16mm$$

$$A_{nv} = 163.2cm^2$$

Cálculo del área bruta solicitada a corte:

$$A_{gv} = 2 * lw * t_{pl}$$

$$A_{gv} = 2 * 510mm * 16mm$$

$$A_{gv} = 163.2cm^2$$

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nt} = d_b * t_{pl}$$

$$A_{nt} = 178mm * 16mm$$

$$A_{nt} = 28.48cm^2$$

Resistencia de bloque de cortante:

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 163.2cm^2 + 1 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 28.48cm^2$$

$$Rn = 515.71 tn$$

$$Rn = 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 163.2 \text{ cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 28.48 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 363.94 \text{ tn}$$

Resistencia:

Se considera el menor valor de entre los dos resultados:

$$Rn = 363.94 \text{ tn}$$

Resistencia minorada:

$$\phi Rn = \phi * 363.94 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 363.94 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 272952 \text{ kg} = 272.95 \text{ tn}$$

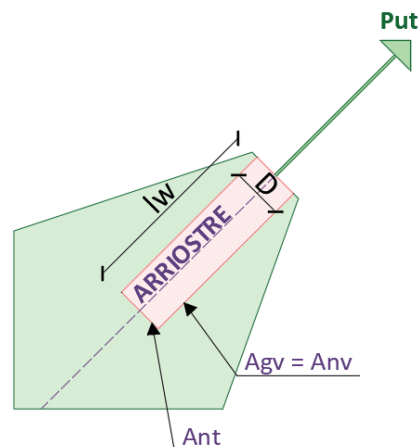
Si ($\phi Rn \geq Pu_{trac}$, "OK", "Revisar")

$$\phi Rn > Pu_{trac}$$

$$272.95 \text{ tn} > 254.58 \text{ tn} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

- **Cartela superior**

Figura 31: Cartela superior - Áreas solicitadas a corte.



Fuente: Autoras.

$$Pu_{trac} = 215.73 \text{ tn}$$

Resistencia de bloque de corte (AISC 316-16, J4-5):

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

Coeficiente

$$A_{nt}$$

Área neta solicitada a tracción

$$A_{nv}$$

Área neta solicitada a corte

$$A_{gv}$$

Área bruta solicitada a corte

$$U_{bs} = 1$$

Tensión de tracción uniforme

$$U_{bs} = 0.5$$

Tensión de tracción no es uniforme

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nv} = 2 * lw * t_{pl}$$

$$A_{nv} = 2 * 510mm * 16mm$$

$$A_{nv} = 163.2cm^2$$

Cálculo del área bruta solicitada a corte:

$$A_{gv} = 2 * lw * t_{pl}$$

$$A_{gv} = 2 * 510mm * 16mm$$

$$A_{gv} = 163.2cm^2$$

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nt} = d_b * t_{pl}$$

$$A_{nt} = 178mm * 16mm$$

$$A_{nt} = 24.32 \text{ cm}^2$$

Resistencia de bloque de cortante:

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 163.2 \text{ cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 24.32 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 498.74 \text{ tn}$$

$$Rn = 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 163.2 \text{ cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 24.32 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 346.96 \text{ tn}$$

Resistencia:

Se considera el menor valor de entre los dos resultados:

$$Rn = 346.96 \text{ tn}$$

Resistencia minorada:

$$\phi Rn = \phi * 346.96 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 346.96 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 260222 \text{ kg} = 260.22 \text{ tn}$$

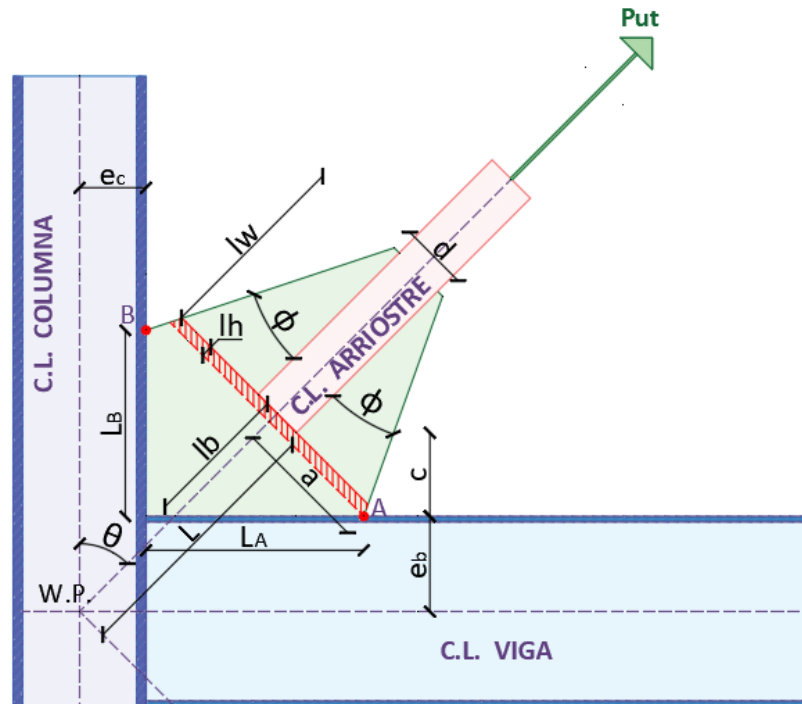
Si ($\phi Rn \geq Pu_{trac}$, "OK", "Revisar")

$$\phi Rn > Pu_{trac}$$

$$260.22 \text{ tn} > 215.73 \text{ tn} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

GEOMETRÍA DE LA PLACA GUSSET

Figura 32: Cartela superior - Geometría de la Placa Gusset.



Fuente: Autoras.

- Detallado de las cartelas (AISC 341-16, F2-6c)

Cartela inferior:

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$e_b = \frac{d_v}{2}$$

$$e_b = \frac{533\text{mm}}{2}$$

$$e_b = 266.5\text{mm}$$

$$e_c = \frac{d_c}{2}$$

$$e_c = \frac{373mm}{2}$$

$$e_c = 186.5mm$$

El ancho de la línea del pliegue debe tener un valor entre dos o cuatro veces el espesor de la placa Gusset.

$$2t_{pl} \leq l_h \leq 4t_{pl}$$

$$2 * 16mm \leq l_h \leq 4 * 16mm$$

$$32mm \leq l_h \leq 64mm$$

Usamos:

$$l_h = 50mm = 5cm$$

$$a = \frac{d}{2} + (lw + l_h) * \tan \phi$$

$$a = \frac{230mm}{2} + (510mm + 50mm) * \tan 25^\circ$$

$$a = 376.13mm = 37.61cm$$

$$l_b = a * \tan \theta + l_h$$

$$l_b = 376.13mm * \tan 45^\circ + 50mm$$

$$l_b = 426.13mm = 42.61cm$$

Cálculo de L:

$$L = \sqrt{(e_b * \tan \theta + a * \sin \theta)^2 + (e_b + a * \sin \theta)^2}$$

$$L = \sqrt{(266.5 * \tan 45^\circ + 376.13 * \sin 45^\circ)^2 + (266.5 + 376.13 * \sin 45^\circ)^2}$$

$$L = 753.02mm = 75.302cm$$

Cálculo de L_A :

$$L_A = \frac{a}{\cos \theta} + e_b * \tan \theta - e_c$$

$$L_A = \frac{376.13mm}{\cos 45^\circ} + 266.5mm * \tan 45^\circ - 186.5mm$$

$$L_A = 611.93mm = 61.193cm$$

Cálculo de L_B :

$$L_B = (L + lw + l_h) * \cos \theta + \frac{d}{2} * \sin \theta - e_b - \left[(L + lw + l_h) * \sin \theta - \frac{d}{2} * \cos \theta - e_c \right] * \tan(90^\circ - \theta - \phi)$$

$$L_B = (753.02mm + 510mm + 50mm) * \cos 45^\circ + \frac{230mm}{2} * \sin 45^\circ - 266.5mm - \left[(753.02mm + 510mm + 50mm) * \sin 45^\circ - \frac{230mm}{2} * \cos 45^\circ - 186.5mm \right] * \tan(90^\circ - 45^\circ - 25^\circ)$$

$$L_B = 502.81mm = 50.281cm$$

Cartela superior:

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$e_b = \frac{d_v}{2}$$

$$e_b = \frac{533mm}{2}$$

$$e_b = 266.5mm$$

$$e_c = \frac{d_c}{2}$$

$$e_c = \frac{373mm}{2}$$

$$e_c = 186.5mm$$

El ancho de la línea del pliegue debe tener un valor entre dos o cuatro veces el espesor de la placa Gusset.

$$2t_{pl} \leq l_h \leq 4t_{pl}$$

$$2 * 16mm \leq l_h \leq 4 * 16mm$$

$$32mm \leq l_h \leq 64mm$$

Usamos:

$$l_h = 50mm = 5cm$$

$$a = \frac{d}{2} + (lw + l_h) * \tan \phi$$

$$a = \frac{205mm}{2} + (510mm + 50mm) * \tan 25^\circ$$

$$a = 363.63mm = 36.36cm$$

$$l_b = a * \tan \theta + l_h$$

$$l_b = 363.63mm * \tan 45^\circ + 50mm$$

$$l_b = 413.63mm = 41.36cm$$

Cálculo de L :

$$L = \sqrt{(e_b * \tan \theta + a * \sin \theta)^2 + (e_b + a * \sin \theta)^2}$$

$$L = \sqrt{(266.5 * \tan 45^\circ + 363.63 * \sin 45^\circ)^2 + (266.5 + 363.63 * \sin 45^\circ)^2}$$

$$L = 740.52mm = 74.05cm$$

Cálculo de L_A :

$$L_A = \frac{a}{\cos \theta} + e_b * \tan \theta - e_c$$

$$L_A = \frac{363.63mm}{\cos 45^\circ} + 266.5mm * \tan 45^\circ - 186.5mm$$

$$L_A = 594.23mm = 59.42cm$$

Cálculo de L_B :

$$L_B = (L + lw + l_h) * \cos \theta + \frac{d}{2} * \sin \theta - e_b - \left[(L + lw + l_h) * \sin \theta - \frac{d}{2} * \cos \theta - e_c \right] * \tan(90^\circ - \theta - \phi)$$

$$L_B = (740.52mm + 510mm + 50mm) * \cos 45^\circ + \frac{205mm}{2} * \sin 45^\circ - 266.5mm - \left[(740.52mm + 510mm + 50mm) * \sin 45^\circ - \frac{205mm}{2} * \cos 45^\circ - 186.5mm \right] * \tan(90^\circ - 45^\circ - 25^\circ)$$

$$L_B = 485.14mm = 48.51cm$$

CHEQUEO POR COMPRESIÓN DE LA PLACA GUSSET.

Radio de giro de la placa Gusset:

$$r = \frac{t_{pl}}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{16 \text{ mm}}{\sqrt{12}}$$

$$r = 4.62 \text{ mm}$$

Longitud de pandeo:

$$l_b = 413.63 \text{ mm} = 41.36 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

Si:

$$\frac{kl_b}{r} > 25$$

Entonces se debe aplicar los criterios de la norma AISC 360-16, capítulo E.

$$k = 0.60$$

Factor de longitud efectiva. (Tabla C-A-7.1)

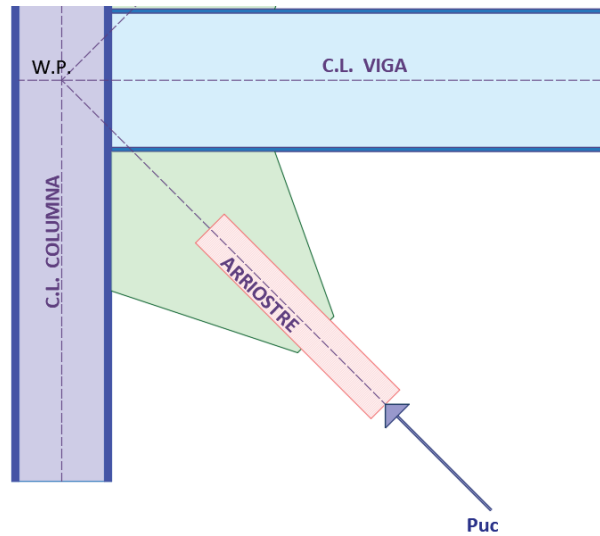
$$\frac{0.60 * 413.63 \text{ mm}}{4.62 \text{ mm}} > 25$$

$$53.72 > 25 \quad \therefore \quad OK$$

Aplicamos el Capítulo E de AISC 360.16.

- Pandeo en compresión, cartela inferior

Figura 33: Cartela inferior - Carga de diseño de compresión.



Fuente: Autoras.

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo (AISC 360-16, E3-4):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{0.6 * 426.13\text{mm}}{4.62\text{mm}}\right)^2}$$

$$F_e = 6767.31 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión de pandeo por flexión (AISC 360-16, E3-2):

Si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e}\right) * F_y * R_y$$

Caso contrario, si:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$k = 0.60$

Factor de longitud efectiva. (Tabla C-A-7.1)

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0.60 * 426.13 \text{ mm}}{4.62 \text{ mm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$55.34 \leq 135.69 \quad \therefore \quad ok$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2530}{6767.31}\right) * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2163.53 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área efectiva de la Placa Gusset:

$$A_w = w_{whitmore} * t_{pl}$$

$$A_w = 706mm * 16mm$$

$$A_w = 11296mm^2 = 112.96cm^2$$

$$\phi Rn = \phi * F_{cr} * A_w$$

$$\phi Rn = 0.90 * 2163.55 \frac{kg}{cm^2} * 112.96cm^2$$

$$\phi Rn = 219955.14 kg = 219.96 tn$$

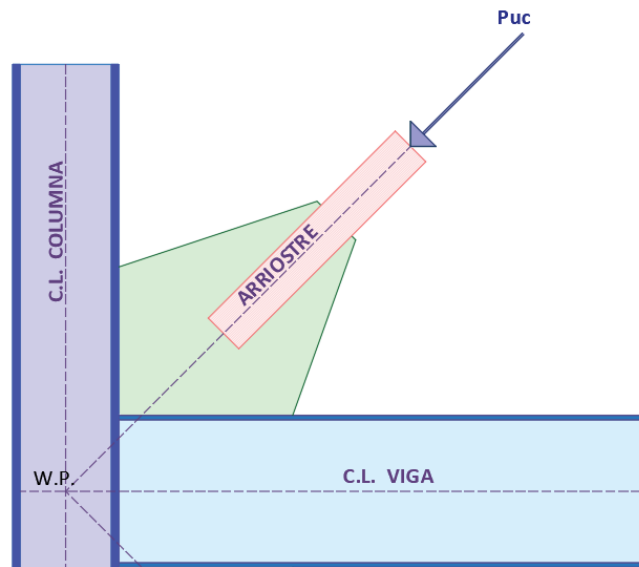
Si ($\phi Rn \geq 1.1 * Pu_{trac}$, "OK", "Revisar")

$$219.96 tn > 1.1 * 199.02 tn \text{ OK}$$

$$219.96tn > 218.92 tn \quad \therefore \quad \text{OK}$$

- **Pandeo en compresión, cartela superior**

Figura 34: Cartela superior - Carga de diseño de compresión



Fuente: Autoras.

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo (AISC 360-16, E3-4):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{0.6 * 413.63 \text{ mm}}{4.62 \text{ mm}}\right)^2}$$

$$F_e = 7182.51 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión de pandeo por flexión (AISC 360-16, E3-2):

Si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e}\right) * F_y * R_y$$

Caso contrario, si:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$k = 0.60$

Factor de longitud efectiva. (Tabla C-A-7.1)

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0.60 * 426.13mm}{4.62mm} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$55.71 \leq 135.69 \quad \therefore \quad ok$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2530}{182.51}\right) * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2183.19 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área efectiva de la Placa Gusset:

$$A_w = w_{whitmore} * t_{pl}$$

$$A_w = 680mm * 16mm$$

$$A_w = 10880 \text{mm}^2 = 108.8 \text{cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi * F_{cr} * A_w$$

$$\phi R_n = 0.90 * 2183.19 \text{ kg/cm}^2 * 108.8 \text{cm}^2$$

$$\phi R_n = 213777.96 \text{ kg} = 213.79 \text{tn}$$

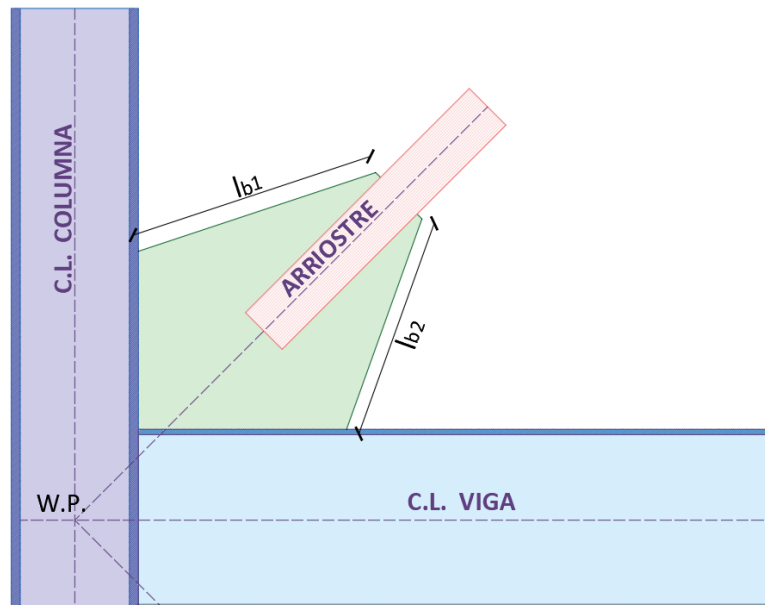
Si ($\phi R_n \geq 1.1 * P_{u_{trac}}$, "OK", "Revisar")

$$213.79 \text{ tn} > 1.1 * 145.09 \text{ tn}$$

$$213.79 \text{ tn} > 159.60 \text{ tn} \quad \therefore \text{ OK}$$

ESBELTEZ LÍMITE DE LOS BORDES DE LA PLACA GUSSET, PARA AMBAS CARTELAS

Figura 35: Bordes libres de la placa Gusset.



Fuente: Autoras.

Razón ancho espesor, límite λ_r (elementos compactos y no compactos), de acuerdo con la norma AISC 360-16, Tabla B4.1ª, caso 4.

$$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}}$$

$$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 21.61$$

Cálculo de la longitud máxima de borde libre:

$$\lambda = \frac{l}{t}$$

$$l_{bmax} = \lambda_r * t_{pl}$$

$$l_{bmax} = 21.61 * 16mm$$

$$l_{bmax} = 34.576cm = 345.76mm \approx 346mm$$

Conociendo la dimensión de l_{b1} y l_{b2} , se comprueba la esbeltez.

Si ($l_{b1} \leq l_{bmax}$, "OK", "Colocar atiesador o aumentar t")

$$l_{b1} \leq l_{bmax}$$

$$703mm \leq 346mm \text{ No, Colocar atiesador o aumentar t}$$

Si ($l_{b2} \leq l_{bmax}$, "OK", "Colocar atiesador o aumentar t")

$$l_{b2} \leq l_{bmax}$$

$$618mm \leq 346mm \text{ No, Colocar atiesador o aumentar t}$$

Colocamos atiesador:

Longitud de los atiesador 1:

$$l_{atie1} = l_{b1} - l_{bmax}$$

$$l_{atie1} = 703mm - 346mm$$

$$l_{atie1} = 357mm = 35.7cm$$

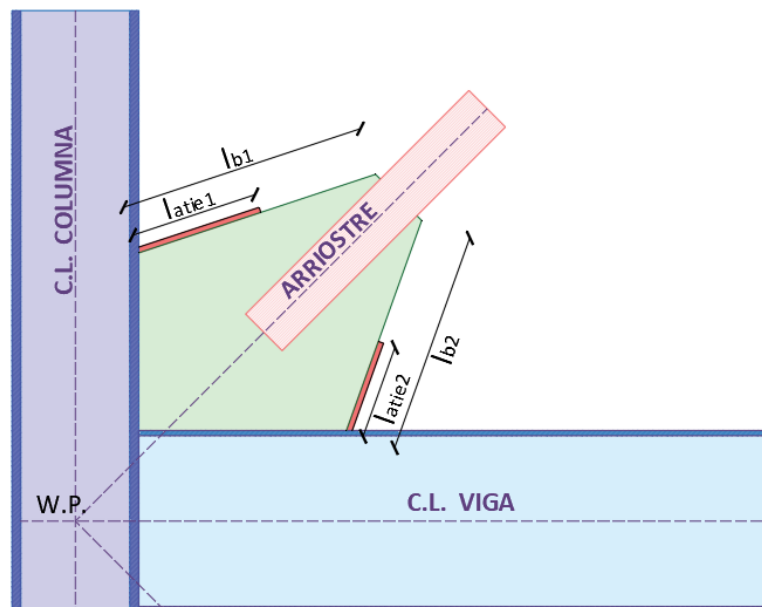
Longitud de los atiesador 2:

$$l_{atie1} = l_{b2} - l_{bmax}$$

$$l_{atie1} = 618mm - 346mm$$

$$l_{atie1} = 272mm = 27.2cm$$

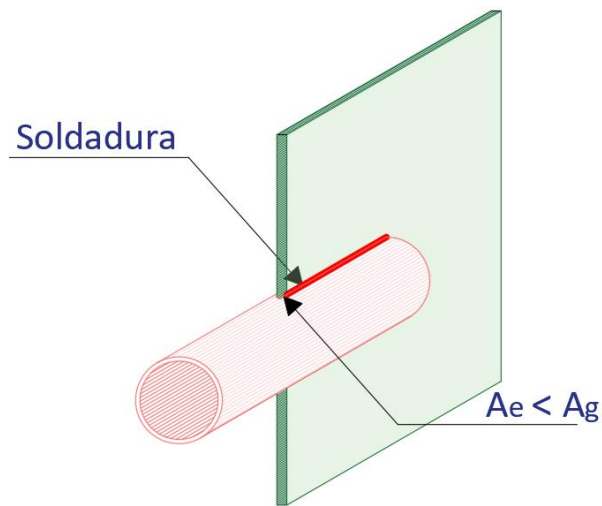
Figura 36: Placa Gusset – Atiesadores.



Fuente: Autoras.

REVISIÓN DEL ÁREA EFECTIVA Y ÁREA GRUESA DEL ARRIOSTRAMIENTO

Figura 37: Área gruesa y área efectiva del arriostramiento.



Fuente: Autoras.

- **Arriostramiento por debajo de la viga**

Área gruesa:

$$A_{gb} = 61.6 \text{ cm}^2$$

Tolerancia de la ranura para el montaje:

$$\text{tolerancia} = 4 \text{ mm}$$

Cálculo del área neta:

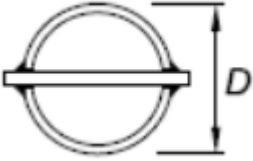
$$A_{neta} = A_{gb} - 2 * (t_{pl} + \text{tolerancia}) * t_{dis}$$

$$A_{neta} = 61.6 \text{ cm}^2 - 2 * (1.6 \text{ cm} + 0.4 \text{ cm}) * 1.18 \text{ cm}$$

$$A_{neta} = 56.88 \text{ cm}^2$$

De la tabla D3.1 de la Norma AISC 360-16, obtenemos el factor de corte diferido para tubos redondos con una placa Gusset.

Tabla N: Tabla D3.1.

TABLA D 3.1			
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, \quad U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D,$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad \bar{x} = \frac{D}{\pi}$	

Fuente: Norma AISC 360-16.

Donde:

D Diámetro

U Factor de corte diferido, determinado con la tabla D3.1.

$$l = lw = 510mm$$

$$510mm \geq 1.3 * 17.8mm$$

$$510mm \geq 23.14mm$$

$$U = 1$$

Cálculo del área neta efectiva (AISC 360-16, D3-1):

$$A_e = A_n * U$$

$$A_e = 56.88cm^2 * 1$$

$$A_e = 56.88cm^2$$

Si ($A_e \geq A_{ga}$, "OK", "Reforzar")

$$56.88cm^2 \geq 61.6cm^2 \text{ No cumple, reforzar}$$

- **Comprobar la relación de capacidad por cedencia y ruptura:**

$$\frac{A_e}{A_{ga}} = \frac{56.88 \text{cm}^2}{61.6 \text{cm}^2} = 0.92$$

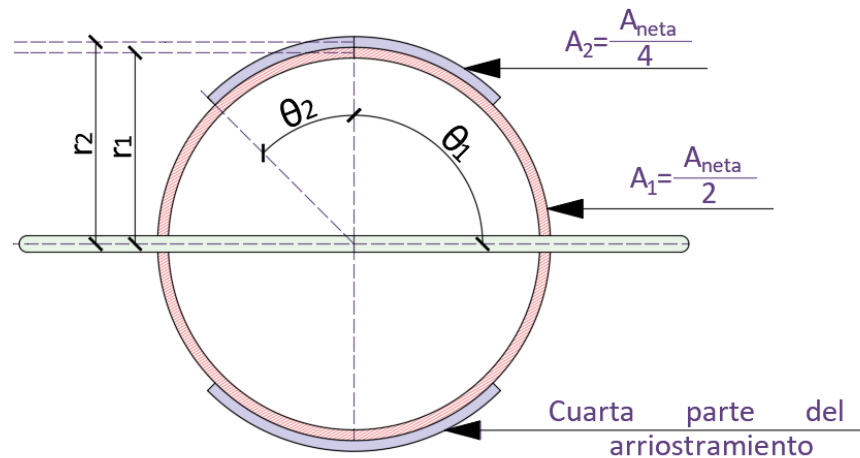
$$\frac{Ry_a * Fy_a}{0.75 * Rt_a * Fu_a} = \frac{1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2}{0.75 * 1.3 * 4080 \text{ kg/cm}^2} = 1.04$$

$$\text{Si } \left(\frac{A_e}{A_{ga}} \geq \frac{Ry_a * Fy_a}{0.75 * Rt_a * Fu_a}, \text{ "OK", "Reforzar"} \right)$$

0.92 \geq 1.04 \therefore No cumple, reforzar

- **Cálculo del área efectiva de refuerzo:**

Figura 38: Área de refuerzo para el arriostramiento – Arriostramiento inferior.



Fuente: Autoras.

$$A_1 = \frac{A_{neta}}{2} = \frac{56.88 \text{cm}^2}{2} = 28.44 \text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{gb}}{4} = \frac{61.6cm^2}{4} = 15.40cm^2$$

$$r_1 = \frac{d_b - t_{dis}}{2} = \frac{17.8cm - 1.18cm}{2} = 8.31cm$$

$$r_2 = \frac{d_b + t_{dis}}{2} = \frac{17.8cm + 1.18cm}{2} = 9.49cm$$

$$x_1 = \frac{r_1 * \sin \theta_1}{\theta_1} = \frac{8.31cm * \sin 90^\circ}{\frac{\pi}{2}} = 5.29cm$$

$$x_2 = \frac{r_2 * \sin \theta_2}{\theta_2} = \frac{9.49cm * \sin 45^\circ}{\frac{\pi}{4}} = 8.54cm$$

$$\bar{X} = \frac{A_1 * x_1 + A_2 * x_2}{A_1 + A_2}$$

$$\bar{X} = \frac{28.44cm^2 * 5.29cm + 15.40cm^2 * 8.54cm}{28.44cm^2 + 15.40cm^2}$$

$$\bar{X} = 6.43cm$$

Área neta:

$$A_{neta} = 2 * (A_1 + A_2)$$

$$A_{neta} = 2 * (28.44cm^2 + 15.40cm^2)$$

$$A_{neta} = 87.68cm^2$$

Área neta efectiva:

$$A_e = U * A_{neta}$$

U Factor de corte diferido, determinado con la tabla D3.1.

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$$

$$U = 1 - \frac{64.3mm}{510mm}$$

$$U = 0.87$$

$$A_e = U * A_{neta}$$

$$A_e = 0.87 * 87.68cm^2$$

$$A_e = 76.28cm^2$$

Si ($A_e \geq A_{ga}$, "OK", "Reforzar")

$$76.28cm^2 \geq 61.6cm^2 \quad \therefore \quad \text{OK}$$

- **Cálculo de las soldaduras de las planchas de refuerzo**

Tamaño máximo de la soldadura (AISC360-16, J2.2b):

$$w_{max} = t_{dis} - 2mm$$

$$w_{max} = 11.8mm - 2mm$$

$$w_{max} = 9.8mm = 0.98cm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

$$w_{min} = 5mm$$

$$w = 6mm$$

Si ($w_{max} \geq w \geq w_{min}$, "OK", "Revisar")

$$9.8mm \geq 6mm \geq 5mm, OK$$

Longitud de la soldadura:

$$N * \phi * F_{nw} * 0.707 * w * lw \leq Ry * Fy * A$$

Donde:

N Numero de cordones de soldadura

ϕ Coeficiente

F_{nw} Tensión nominal del material de soldadura

w Tamaño del cordón de soldadura

lw Longitud del cordón de soldadura

$$lw_{req} = \frac{Ry_a * Fy_a * A}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * \phi * F_{nw}}$$

$$lw_{req} = \frac{1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 15.40 \text{ cm}^2}{2 * \frac{\sqrt{2}}{2} * 0.6 \text{ cm} * 0.75 * 2952.89 \text{ kg/cm}^2}$$

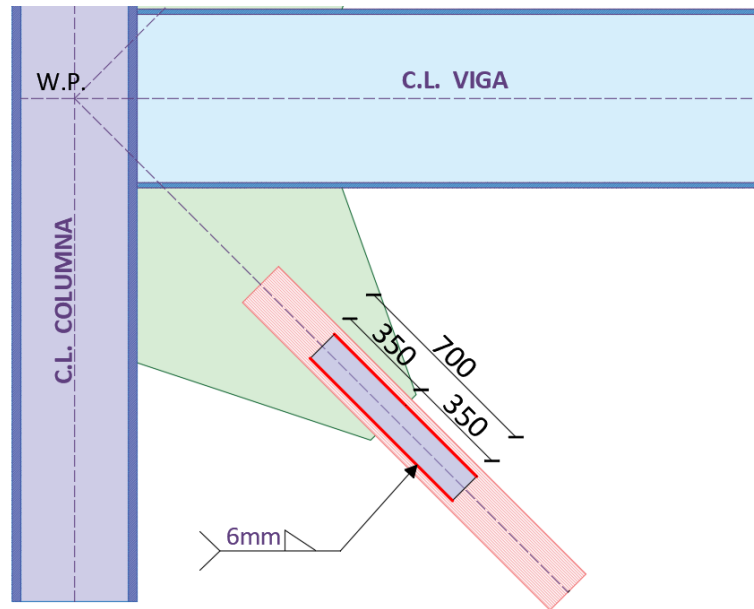
$$lw_{req} = 33.87 \text{ cm} = 338.70 \text{ mm}$$

Usamos $lw = 350 \text{ mm}$

Si ($lw \geq lw_{req}$, "OK", "Aumentar longitud")

$$350 \text{ mm} \geq 338.7 \text{ mm}, \therefore OK$$

Figura 39: Cordón de soldadura del área de refuerzo- arriostramiento inferior.



Fuente: Autoras.

- Arriostramiento por encima de la viga

Área gruesa:

$$A_{ga} = 52.2 \text{ cm}^2$$

Tolerancia de la ranura para el montaje:

$$\text{tolerancia} = 4 \text{ mm}$$

Cálculo del área neta:

$$A_{neta} = A_{ga} - 2 * (t_{pl} + \text{tolerancia}) * t_{dis}$$

$$A_{neta} = 52.2 \text{ cm}^2 - 2 * (1.6 \text{ cm} + 0.4 \text{ cm}) * 1.18 \text{ cm}$$

$$A_{neta} = 47.48 \text{ cm}^2$$

De la tabla D3.1 de la Norma AISC 360-16, obtenemos el factor de corte diferido para tubos redondos con una placa Gusset.

$$l \geq 1.3 * D, U = 1$$

$$D \leq l \leq 1.3 * D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = \frac{D}{\pi}$$

$$l = lw = 510mm$$

$$510mm \geq 1.3 * 15.2mm$$

$$510mm \geq 19.76mm,$$

$$U = 1$$

Cálculo del área neta efectiva (AISC 360-16, D3-1):

$$A_e = A_n * U$$

$$A_e = 47.48cm^2 * 1$$

$$A_e = 47.48cm^2$$

Si ($A_e \geq A_{ga}$, "OK", "Reforzar")

$$47.48cm^2 \geq 52.2cm^2 \therefore \text{No cumple} \therefore \text{reforzar}$$

• **Comprobar la relación de capacidad por cedencia y ruptura:**

$$\frac{A_e}{A_{ga}} = \frac{47.48cm^2}{52.2cm^2}$$

$$\frac{A_e}{A_{ga}} = 0.91$$

$$\frac{Ry_a * Fy_a}{0.75 * Rt_a * Fu_a} = \frac{1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2}{0.75 * 1.3 * 4080 \text{ kg/cm}^2} = 1.04$$

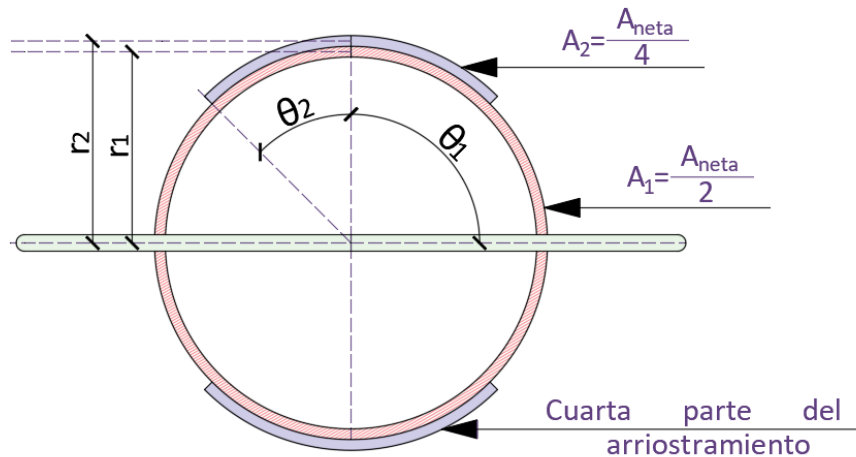
$$\frac{Ry_a * Fy_a}{0.75 * Rt_a * Fu_a} = 1.04$$

$$\text{Si } \left(\frac{A_e}{A_{ga}} \geq \frac{Ry_a * Fy_a}{0.75 * Rt_a * Fu_a}, \text{ "OK", "Reforzar"} \right)$$

0.91 \geq 1.04 \therefore No cumple \therefore reforzar

- Cálculo del área efectiva de refuerzo

Figura 40: Área de refuerzo para el arriostramiento – Arriostramiento superior



Fuente: Autoras.

$$A_1 = \frac{A_{neta}}{2} = \frac{47.48cm^2}{2} = 23.74cm^2$$

$$A_2 = \frac{A_{ga}}{4} = \frac{52.2cm^2}{4} = 13.05cm^2$$

$$r_1 = \frac{d_a - t_{dis}}{2} = \frac{15.2cm - 1.18cm}{2} = 7.01cm$$

$$r_2 = \frac{d_a + t_{dis}}{2} = \frac{15.2cm + 1.18cm}{2} = 8.19cm$$

$$x_1 = \frac{r_1 * \sin \theta_1}{\theta_1} = \frac{7.01cm * \sin 90^\circ}{\frac{\pi}{2}} = 4.46cm$$

$$x_2 = \frac{r_2 * \sin \theta_2}{\theta_2} = \frac{8.19m * \sin 45^\circ}{\frac{\pi}{4}} = 7.37cm$$

$$\bar{X} = \frac{A_1 * x_1 + A_2 * x_2}{A_1 + A_2}$$

$$\bar{X} = \frac{23.74cm^2 * 4.463cm + 13.05cm^2 * 7.374cm}{23.74cm^2 + 13.05cm^2}$$

$$\bar{X} = 5.50cm$$

Área neta

$$A_{neta} = 2 * (A_1 + A_2)$$

$$A_{neta} = 2 * (23.74cm^2 + 13.05cm^2)$$

$$A_{neta} = 73.58cm^2$$

Área neta efectiva

$$A_e = U * A_{neta}$$

U Factor de corte diferido, determinado con la tabla D3.1.

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$$

$$U = 1 - \frac{55.00mm}{510mm}$$

$$U = 0.89$$

$$A_e = U * A_{neta}$$

$$A_e = 0.89 * 73.58cm^2$$

$$A_e = 65.48cm^2$$

Si ($A_e \geq A_{ga}$, "OK", "Reforzar")

$$73.58cm^2 \geq 52.2cm^2, \therefore \text{OK}$$

- **Cálculo de las soldaduras de las planchas de refuerzo**

Tamaño máximo de la soldadura (AISC360-16, J2.2b):

$$w_{max} = t_{dis} - 2mm$$

$$w_{max} = 11.8mm - 2mm$$

$$w_{max} = 9.8mm = 0.98cm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

$$w_{min} = 5mm = 0.5cm$$

$$w = 6mm = 0.6cm$$

Si ($w_{max} \geq w \geq w_{min}$, "OK", "Revisar")

$$9.8mm \geq 6mm \geq 5mm, \therefore OK$$

Longitud de la soldadura:

$$N * \phi * F_{nw} * 0.707 * w * lw \leq Ry * Fy * A$$

Donde:

N Número de cordones de soldadura

ϕ Coeficiente

F_{nw} Tensión nominal del material de soldadura

w Tamaño del cordón de soldadura

lw Longitud del cordón de soldadura

$$lw_{req} = \frac{Ry_a * Fy_a * A}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * \phi * F_{nw}}$$

$$lw_{req} = \frac{1.4 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 13.05 \text{ cm}^2}{2 * \frac{\sqrt{2}}{2} * 0.6 \text{ cm} * 0.75 * 2952.89 \text{ kg/cm}^2}$$

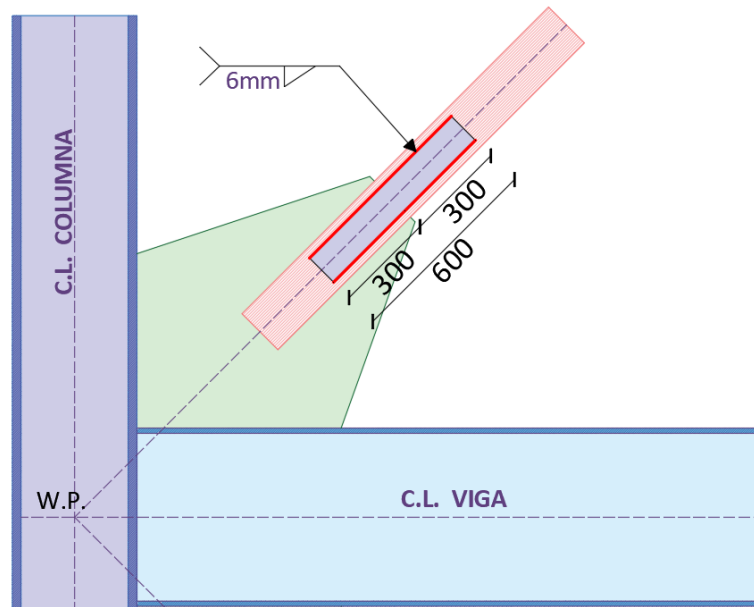
$$lw_{req} = 28.70 \text{ cm} = 286.99 \text{ mm}$$

Usamos $lw = 300 \text{ mm}$

Si ($lw \geq lw_{req}$, "OK", "Aumentar longitud")

$$300 \text{ mm} \geq 287 \text{ mm}, \therefore OK$$

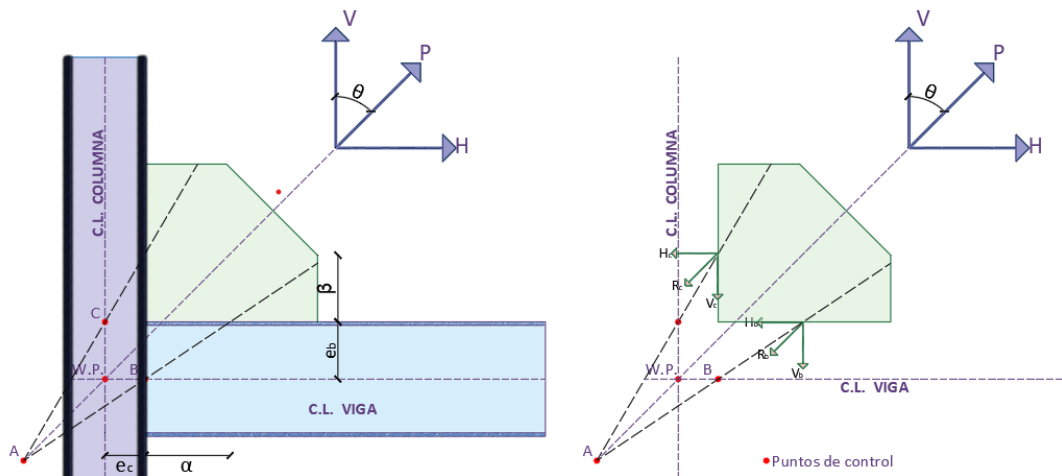
Figura 41: Cordón de soldadura del área de refuerzo- arriostramiento superior.

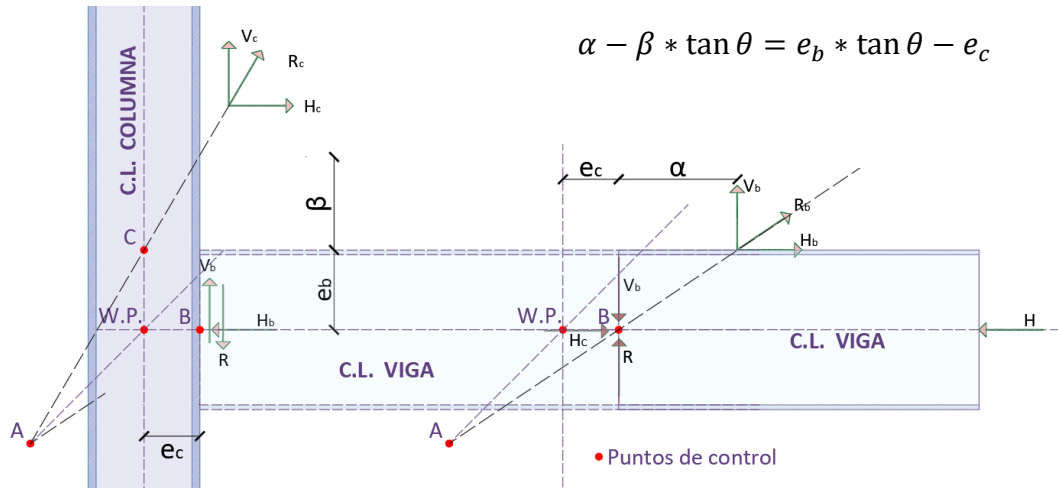


Fuente: Autoras.

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS A LA VIGA Y A LA COLUMNA POR LA PLACA GUSSET, MÉTODO DE LA FUERZA UNIFORME. (GUÍA DE DISEÑO AISC 29).

Figura 42: Distribución de fuerzas en la placa Gusset





$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$H_b = \frac{\alpha}{R} P \quad V_b = \frac{e_b}{R} P$$

$$V_c = \frac{\beta}{R} P \quad H_c = \frac{e_c}{R} P$$

Fuente: Guía de diseño AISC 29.

Cartela superior:

- Geometría de la placa Gusset:**

$\theta = 45^\circ$ Angulo entre el eje de la riostra y la vertical.

$L_A = 594.25mm$ Longitud de la placa en el eje x.

$L_B = 485.14mm$ Longitud de la placa en el eje y.

$clip = 30mm$

$t_{dis} = 16mm$ Espesor de la placa Gusset.

Cálculo de e_b (mitad de la profundidad de la viga):

$$e_b = \frac{d_v}{2}$$

$$e_b = \frac{533mm}{2}$$

$$e_b = 266.5mm$$

Cálculo de e_c (mitad de la profundidad de la columna):

$$e_c = \frac{d_c}{2}$$

$$e_c = \frac{373mm}{2}$$

$$e_c = 186.5mm$$

Asumimos:

$$\beta' = \frac{L_B - clip}{2} + clip$$

$$\beta' = \frac{485.14mm - 30mm}{2} + 30mm$$

$$\beta' = 257.57mm$$

$$\alpha' = \frac{L_A - clip}{2} + clip$$

$$\alpha' = \frac{594.25mm - 30mm}{2} + 30mm$$

$$\alpha' = 312.12mm$$

Escogemos $\beta = \beta' = 257.57mm$

Ecuación (13-1) Manual AISC 15th Ed.

$$\alpha - \beta * \tan \theta = e_b * \tan \theta - e_c$$

$$\alpha = e_b * \tan \theta - e_c + \beta * \tan \theta$$

$$\alpha = 266.5mm * \tan 45^\circ - 186.5mm + 257.57mm * \tan 45^\circ$$

$$\alpha = 337.57mm$$

Si($\alpha < \alpha'$, "M_{ub} NO aumenta corte en viga", "problemas por corte")

$$337.57mm < 312.12mm, \text{Problemas por corte}$$

Si($\alpha > \alpha'$, "cambiar a $\alpha = \alpha'$ ", "Usar $\beta = \beta'$ ")

$$337.57mm > 312.12mm, \text{"cambiar a } \alpha = \alpha'$$

Escogemos $\alpha = \alpha' = 312.12mm$

Ecuación (13-1) Manual AISC 15th Ed.

$$\alpha - \beta * \tan \theta = e_b * \tan \theta - e_c$$

$$\beta = \frac{\alpha + e_c}{\tan \theta} - e_b$$

$$\beta = \frac{312.12mm + 186.5mm}{\tan 45^\circ} - 266.5mm$$

$$\beta = 232.12mm$$

Si($\beta < \beta'$, "M_{ub} NO aumenta corte en la columna", "problemas por corte")

$$232.12mm < 257.57mm, M_{ub} \text{ NO aumenta corte en la columna}$$

Usamos:

$$\alpha = 312.12mm$$

$$\beta = 232.12mm$$

Ecuación (13-6) Manual AISC 15th Ed.

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(312.12mm + 186.5mm)^2 + (232.12mm + 266.5mm)^2}$$

$$r = 705.15mm$$

- **Fuerzas en la interface cartela superior -viga: Caso máxima tracción.**

$$Pu_{trac} = 215.73tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-4):

$$V_{b1} = \frac{e_b}{r} * P$$

$$V_{b1} = \frac{266.5mm}{705.15mm} * 215.73tn$$

$$V_{b1} = 81.53tn = 81531.7kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-5):

$$H_{b1} = \frac{\alpha}{r} * P$$

$$H_{b1} = \frac{312.12mm}{705.15mm} * 215.73tn$$

$$H_{b1} = 95.49tn = 95488.4kg$$

Cálculo del momento en la columna:

$$M_{b1} = V_{b1} * (\alpha' - \alpha)$$

$$M_{b1} = 81.53tn * (312.12mm - 312.12mm)$$

$$M_{b1} = 0tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-2):

$$V_{c1} = \frac{\beta}{r} * P$$

$$V_{c1} = \frac{232.12mm}{705.15mm} * 215.73tn$$

$$V_{c1} = 71.01tn = 71013.6kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-3):

$$H_{c1} = \frac{e_c}{r} * P$$

$$H_{c1} = \frac{186.5mm}{705.15mm} * 215.73tn$$

$$H_{c1} = 57.06tn = 57056.9kg$$

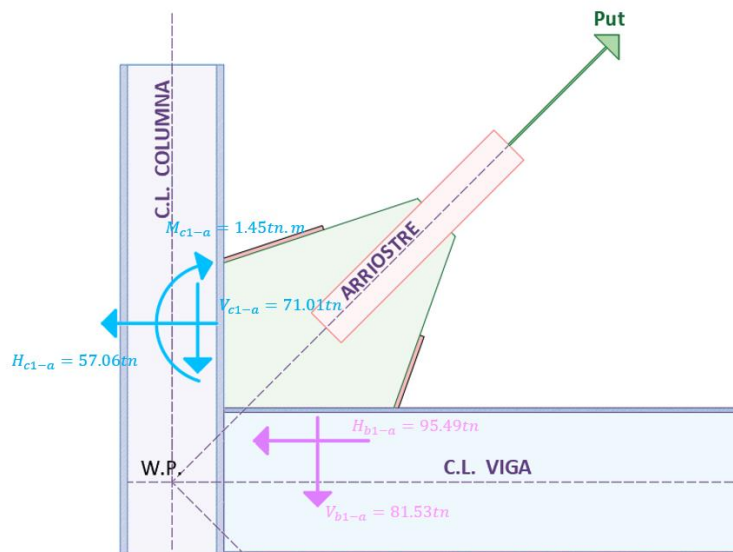
Cálculo del momento en la viga:

$$M_{c1} = H_{c1} * (\beta' - \beta)$$

$$M_{c1} = 57.06tn * (257.57mm - 232.12mm)$$

$$M_{c1} = 1.45tn.m = 145218kg.cm$$

Figura 43: Fuerzas en la interfaz cartela superior – viga: Caso de máxima tracción.



Fuente: Autoras.

- **Fuerzas en la interface cartela superior-viga: Caso máxima compresión:**

$$Pu_{comp} = 145.01tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-4):

$$V_{b2} = \frac{e_b}{r} * P$$

$$V_{b2} = \frac{266.5mm}{705.15mm} * 145.01tn$$

$$V_{b2} = 54.80tn = 54804.2kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-5):

$$H_{b2} = \frac{\alpha}{r} * P$$

$$H_{b2} = \frac{312.12mm}{705.15mm} * 145.01tn$$

$$H_{b2} = 64.19tn = 64185.7kg$$

Cálculo del momento en la columna:

$$M_{b2} = V_{b2} * (\alpha' - \alpha)$$

$$M_{b2} = 54.80tn * (312.12mm - 312.12mm)$$

$$M_{b2} = 0tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-2):

$$V_{c2} = \frac{\beta}{r} * P$$

$$V_{c2} = \frac{232.12mm}{705.15mm} * 145.01tn$$

$$V_{c2} = 47.73tn = 47734.1kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-3):

$$H_{c2} = \frac{e_c}{r} * P$$

$$H_{c2} = \frac{186.5mm}{705.15mm} * 145.01tn$$

$$H_{c2} = 38.35tn = 38352.6kg$$

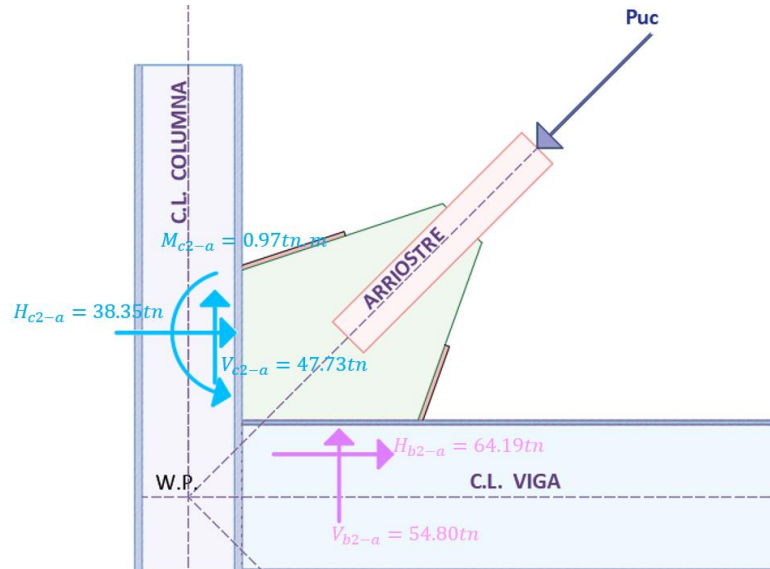
Cálculo del momento en la viga:

$$M_{c2} = H_{c2} * (\beta' - \beta)$$

$$M_{c2} = 38.35tn * (257.57mm - 232.12mm)$$

$$M_{c_2} = 0.97 \text{tn.m} = 97600.8 \text{kg.cm}$$

Figura 44: Fuerzas en la interfaz cartela superior – viga: Caso de máxima compresión.



Fuente: Autoras.

Cartela inferior:

- Geometría de la placa Gusset:

$\theta = 45^\circ$ Angulo entre el eje de la riostra y la vertical.

$L_A = 611.9 \text{mm}$ Longitud de la placa en el eje x.

$L_B = 502.8 \text{mm}$ Longitud de la placa en el eje y.

$clip = 30 \text{mm}$

$t_{dis} = 16 \text{mm}$ Espesor de la placa Gusset.

Cálculo de e_b (mitad de la profundidad de la viga):

$$e_b = \frac{d_v}{2}$$

$$e_b = \frac{533mm}{2}$$

$$e_b = 266.5mm$$

Cálculo de e_c (mitad de la profundidad de la columna):

$$e_c = \frac{d_c}{2}$$

$$e_c = \frac{373mm}{2}$$

$$e_c = 186.5mm$$

Asumimos:

$$\beta' = \frac{L_B - clip}{2} + clip$$

$$\beta' = \frac{502.8mm - 30mm}{2} + 30mm$$

$$\beta' = 266.4mm$$

$$\alpha' = \frac{L_A - clip}{2} + clip$$

$$\alpha' = \frac{611.9mm - 30mm}{2} + 30mm$$

$$\alpha' = 320.95mm$$

Escogemos $\beta = \beta' = 266.4mm$

Ecuación (13-1) Manual AISC 15th Ed.

$$\alpha - \beta * \tan \theta = e_b * \tan \theta - e_c$$

$$\alpha = e_b * \tan \theta - e_c + \beta * \tan \theta$$

$$\alpha = 266.5mm * \tan 45^\circ - 186.5mm + 266.4mm * \tan 45^\circ$$

$$\alpha = 346.35mm$$

Si($\alpha < \alpha'$, " M_{ub} NO aumenta corte en viga", "problemas por corte")

$$346.35mm < 320.95m, \text{Problemas por corte}$$

Si($\alpha > \alpha'$, "cambiar a $\alpha=\alpha'$ ", "Usar $\beta = \beta'$ ")

$$346.35mm > 320.95m, \text{"cambiar a } \alpha=\alpha'$$

Escogemos $\alpha = \alpha'=320.95mm$

Ecuación (13-1) Manual AISC 15th Ed.

$$\alpha - \beta * \tan \theta = e_b * \tan \theta - e_c$$

$$\beta = \frac{\alpha + e_c}{\tan \theta} - e_b$$

$$\beta = \frac{320.95mm + 186.5mm}{\tan 45^\circ} - 266.5mm$$

$$\beta = 240.95mm$$

Si($\beta < \beta'$, " M_{ub} NO aumenta corte en la columna", "problemas por corte")

$$240.95mm < 266.4mm, M_{ub} \text{ NO aumenta corte en la columna}$$

Usamos:

$$\alpha = 320.95mm$$

$$\beta = 240.95mm$$

Ecuación (13-6) Manual AISC 15th Ed.

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(320.95mm + 186.5mm)^2 + (240.95mm + 266.5mm)^2}$$

$$r = 717.64mm$$

- **Fuerzas en la interface cartela inferior -viga: Caso máxima tracción**

$$Pu_{trac} = 254.58tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-4):

$$V_{b1} = \frac{e_b}{r} * P$$

$$V_{b1} = \frac{266.5mm}{717.64mm} * 254.58tn$$

$$V_{b1} = 94.54tn = 94539.8kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-5):

$$H_{b1} = \frac{\alpha}{r} * P$$

$$H_{b1} = \frac{320.95mm}{717.64mm} * 254.58tn$$

$$H_{b1} = 113.86tn = 113856kg$$

Cálculo del momento en la columna:

$$M_{b1} = V_{b1} * (\alpha' - \alpha)$$

$$M_{b1} = 94.54tn * (320.95mm - 320.95mm)$$

$$M_{b1} = 0tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-2):

$$V_{c1} = \frac{\beta}{r} * P$$

$$V_{c1} = \frac{240.65mm}{717.64mm} * 254.58tn$$

$$V_{c1} = 85.37tn = 85369.7kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-3):

$$H_{c1} = \frac{e_c}{r} * P$$

$$H_{c1} = \frac{186.5mm}{717.64mm} * 254.58tn$$

$$H_{c1} = 66.16tn = 66160.1kg$$

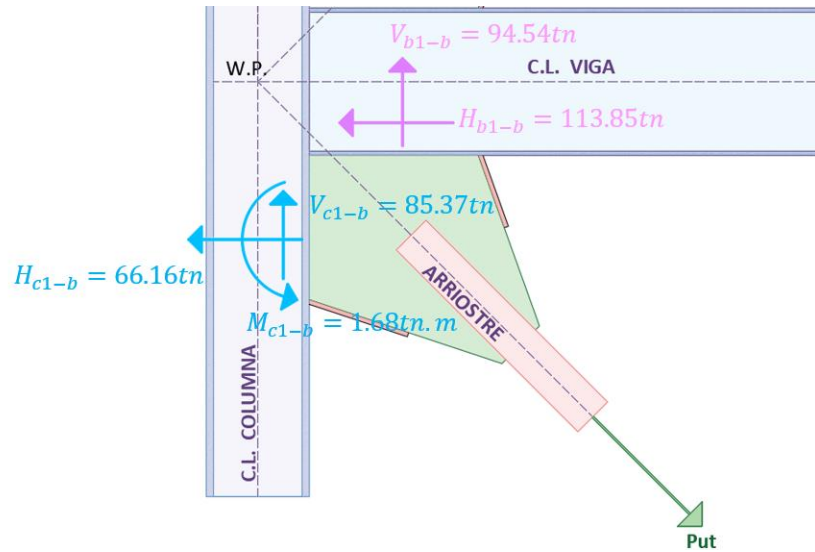
Cálculo del momento en la viga:

$$M_{c1} = H_{c1} * (\beta' - \beta)$$

$$M_{c1} = 66.16tn * (266.4mm - 240.95mm)$$

$$M_{c1} = 1.68tn.m = 168377kg.cm$$

Figura 45: Fuerzas en la interfaz cartela inferior – viga: Caso de máxima tracción.



Fuente: Autoras.

- **Fuerzas en la interface cartela inferior-viga: Caso máxima compresión.**

$$Pu_{comp} = 199.02tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-4):

$$V_{b2} = \frac{e_b}{r} * P$$

$$V_{b2} = \frac{266.5mm}{717.64mm} * 199.02tn$$

$$V_{b2} = 73.91tn = 73907.3kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-5):

$$H_{b2} = \frac{\alpha}{r} * P$$

$$H_{b2} = \frac{320.95mm}{717.64mm} * 199.02tn$$

$$H_{b2} = 89.0tn = 89007.7kg$$

Cálculo del momento en la columna:

$$M_{b2} = V_{b1} * (\alpha' - \alpha)$$

$$M_{b2} = 73.91tn * (320.95mm - 320.95mm)$$

$$M_{b2} = 0tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-2):

$$V_{c2} = \frac{\beta}{r} * P$$

$$V_{c2} = \frac{240.65mm}{717.64mm} * 199.02tn$$

$$V_{c2} = 66.74tn = 66730.4kg$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-3):

$$H_{c2} = \frac{e_c}{r} * P$$

$$H_{c2} = \frac{186.5mm}{717.64mm} * 199.02tn$$

$$H_{c2} = 51.72tn = 51721.2kg$$

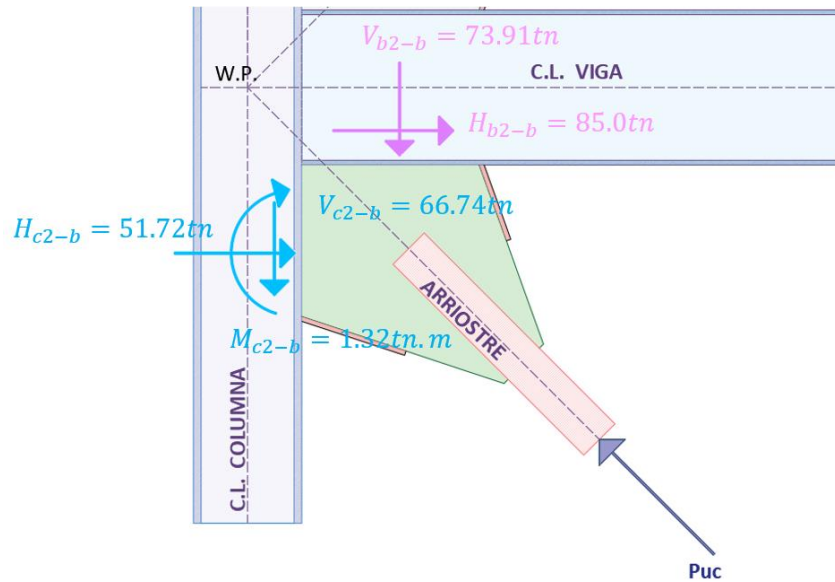
Cálculo del momento en la viga:

$$M_{c2} = H_{c2} * (\beta' - \beta)$$

$$M_{c2} = 51.72tn * (266.4mm - 240.95mm)$$

$$M_{c2} = 1.32tn.m = 131627kg.cm$$

Figura 46: Fuerzas en la interfaz cartela inferior – viga: Caso de máxima compresión.



Fuente: Autoras.

DISEÑO DE LAS CARTELAS

- Estado tensional en la unión con la viga y la columna. Cartela inferior.

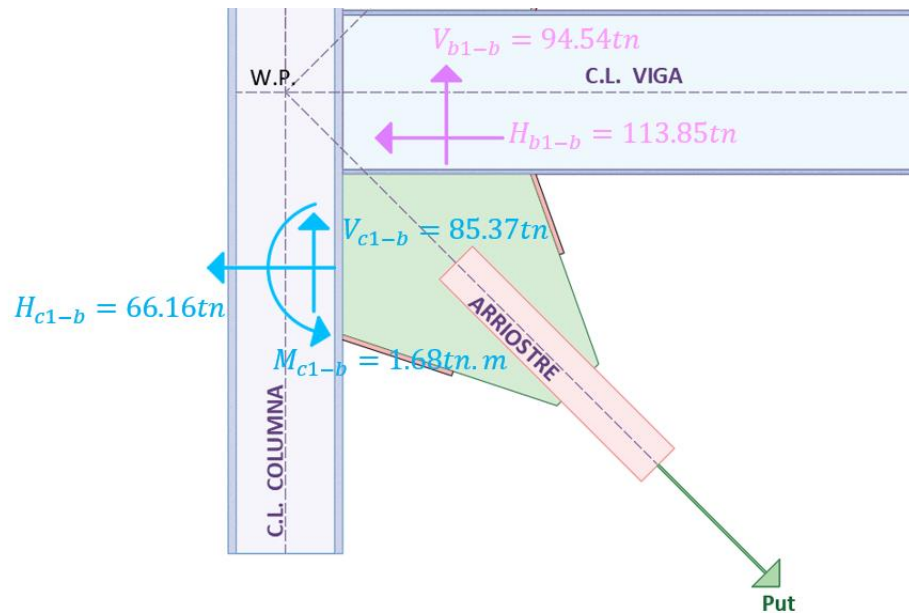
Interface cartela – viga

$V_{b1} = 94.54tn$ Fuerza cortante

$H_{b1} = 113.86tn$ Fuerza axial

$M_{b1} = 0tn.m$ Momento flector

Figura 47: Fuerzas interfaz cartela-viga. Cartela inferior.



Fuente: Autoras.

$$L = L_A - clip$$

$$L = 611.93mm - 30mm$$

$$L = 581.93mm$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M_{b1}}{H_{b1}}\right)^2 + L^2 - 2 * \frac{M_{b1}}{H_{b1}}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{0tn.m}{96.48tn}\right)^2 + 581.93^2 - 2 * \frac{0tn.m}{96.48tn}}$$

$$L_{ef} = 581.93mm$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{113.86tn}{1.6cm * 58.193cm}\right)^2 + 3 * \left(\frac{94.54tn}{1.6cm * 58.193cm}\right)^2} = 2142.04 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Si \left(\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2} \leq \phi Fy_{pl}, OK, Revisar \right)$$

$$2142.04 \frac{kg}{cm^2} \leq 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$2142.04 \frac{kg}{cm^2} \leq 2277 \frac{kg}{cm^2}, \therefore \text{ok}$$

Otra metodología:

Ecuación de interacción, basada en la teoría plástica (Astaneh 1998 y Dowsell 2015).

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * P_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * V_n}\right)^4 \leq 1.0$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_t = 0.90$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$M_n = Fy_{pl} * \frac{L^2 * t_{pl}}{4}$$

$$M_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * \frac{58.193cm^2 * 1.6cm}{4}$$

$$M_n = 34.27tn.m$$

$$P_n = Fy_{pl} * L * t_{pl}$$

$$P_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 58.193cm * 1.6cm$$

$$P_n = 235.57tn$$

$$V_n = 0.60 * F_{ypl} * L * t_{pl}$$

$$V_n = 0.60 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 58.193cm * 1.6cm$$

$$V_n = 141.34tn$$

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * Pn} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * Vn} \right)^4$$

$$\frac{0}{0.9 * 34.27tn.m} + \left(\frac{94.54tn}{0.9 * 235.57tn} \right)^2 + \left(\frac{113.86tn}{1.0 * 141.34tn} \right)^4 = 0.62$$

$$Si \left(\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * Pn} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * Vn} \right)^4 \leq 1.0, OK, Revisar \right)$$

$$0.62 \leq 1.0, \therefore OK$$

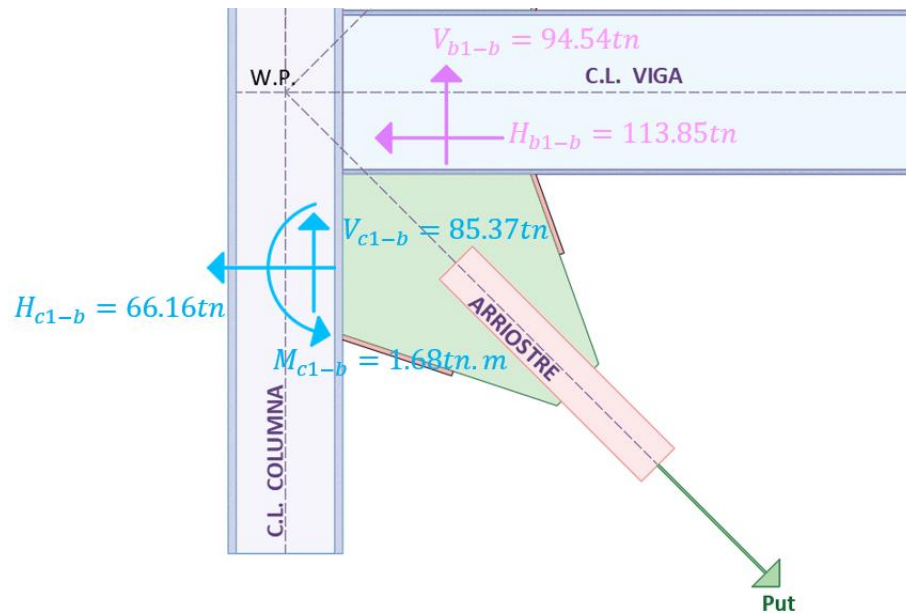
Interface cartela – columna

$$V_{c1} = 85.37tn \quad \text{Fuerza cortante}$$

$$H_{c1} = 66.16tn \quad \text{Fuerza axial}$$

$$M_{c1} = 1.68tn.m \quad \text{Momento flector}$$

Figura 48: Fuerzas interfaz cartela - columna. Cartela inferior.



Fuente: Autoras.

$$L = L_B - clip$$

$$L = 502.81mm - 30mm$$

$$L = 472.81mm = 47.28cm = 0.473m$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M_{c1}}{H_{c1}}\right)^2 + L^2 - 2 * \frac{M_{c1}}{H_{c1}}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{1.68tn.m}{66.16tn}\right)^2 + 0.473m^2 - 2 * \frac{1.68tn.m}{66.16tn}}$$

$$L_{ef} = 0.425m = 42.49cm$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{c1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{c1}}{t_{pl} * L}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{66.16tn}{1.6cm * 42.49cm}\right)^2 + 3 * \left(\frac{85.37tn}{1.6cm * 47.28cm}\right)^2} = 2183.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$Si \left(\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2} \leq \phi Fy_{pl}, OK, Revisar \right)$$

$$2183.51 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2183.51 \text{ kg/cm}^2 \leq 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \therefore \text{ ok}$$

Otra metodología:

Ecuación de interacción, basada en la teoría plástica (Astaneh 1998 y Dowswell 2015).

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * P_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * V_n}\right)^4 \leq 1.0$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_t = 0.90$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$M_n = Fy_{pl} * \frac{L^2 * t_{pl}}{4}$$

$$M_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{58.193\text{cm}^2 * 1.6\text{cm}}{4}$$

$$M_n = 34.27tn.m$$

$$P_n = Fy_{pl} * L * t_{pl}$$

$$P_n = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 58.193\text{cm} * 1.6\text{cm}$$

$$P_n = 235.57tn$$

$$V_n = 0.60 * F_{ypl} * L * t_{pl}$$

$$V_n = 0.60 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 58.193cm * 1.6cm$$

$$V_n = 141.34tn$$

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{c1}}{\phi_t * Pn} \right)^2 + \left(\frac{H_{c1}}{\phi_v * Vn} \right)^4$$

$$\frac{0}{0.9 * 34.27tn.m} + \left(\frac{85.37tn}{0.9 * 235.57tn} \right)^2 + \left(\frac{66.16tn}{1.0 * 141.34tn} \right)^4 = 0.21$$

$$Si \left(\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * Pn} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * Vn} \right)^4 \leq 1.0, OK, Revisar \right)$$

$$0.21 \leq 1.0, \quad \therefore OK$$

- **Estado tensional en la unión con la viga y la columna. Cartela superior.**

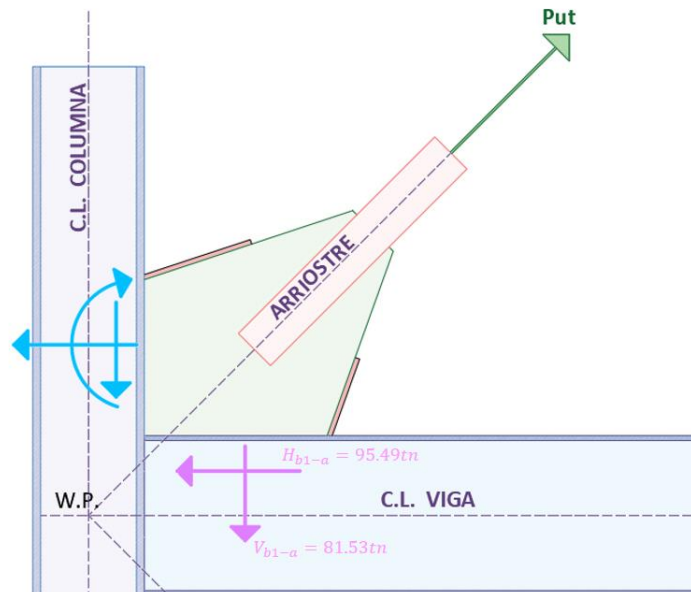
Interface cartela – viga

$$V_{b1} = 81.53tn \quad \text{Fuerza cortante}$$

$$H_{b1} = 95.49tn \quad \text{Fuerza axial}$$

$$M_{b1} = 0tn.m \quad \text{Momento flector}$$

Figura 49: Fuerzas interfaz cartela - viga. Cartela superior.



Fuente: Autoras.

$$L = L_A - clip$$

$$L = 594.25mm - 30mm$$

$$L = 564.25mm$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M_{b1}}{H_{b1}}\right)^2 + L^2 - 2 * \frac{M_{b1}}{H_{b1}}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{0tn.m}{95.49tn}\right)^2 + 564.25^2 - 2 * \frac{0tn.m}{95.49tn}}$$

$$L_{ef} = 564.25$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{95.49tn}{16mm * 564.25mm}\right)^2 + 3 * \left(\frac{81.53tn}{16mm * 564.25mm}\right)^2} = 18882.3 \text{ tn}/m^2$$

$$Si \left(\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2} \leq \phi Fy_{pl}, OK, Revisar \right)$$

$$18882.3 \text{ tn}/m^2 \leq 22770 \text{ tn}/m^2, \therefore OK$$

Otra metodología:

Ecuación de interacción, basada en la teoría plástica (Astaneh 1998 y Dowswell 2015).

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * P_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * V_n}\right)^4 \leq 1.0$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_t = 0.90$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$M_n = Fy_{pl} * \frac{L^2 * t_{pl}}{4}$$

$$M_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * \frac{56.425cm^2 * 1.6cm}{4}$$

$$M_n = 32.22tn.m = 3221985.99kg.cm$$

$$P_n = Fy_{pl} * L * t_{pl}$$

$$P_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 56.425cm * 1.6cm$$

$$P_n = 228408kg = 228.41tn$$

$$V_n = 0.60 * Fy_{pl} * L * t_{pl}$$

$$V_n = 0.60 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 56.425cm * 1.6cm$$

$$V_n = 137045kg = 137.045tn$$

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * Pn} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * Vn} \right)^4$$

$$\frac{0}{0.9 * 32.22tn.m} + \left(\frac{81.53tn}{0.9 * 228.41tn} \right)^2 + \left(\frac{95.49tn}{1.0 * 137.045tn} \right)^4 = 0.39$$

$$Si \left(\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * Pn} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * Vn} \right)^4 \leq 1.0, OK, Revisar \right)$$

$$0.39 \leq 1.0, \quad \therefore OK$$

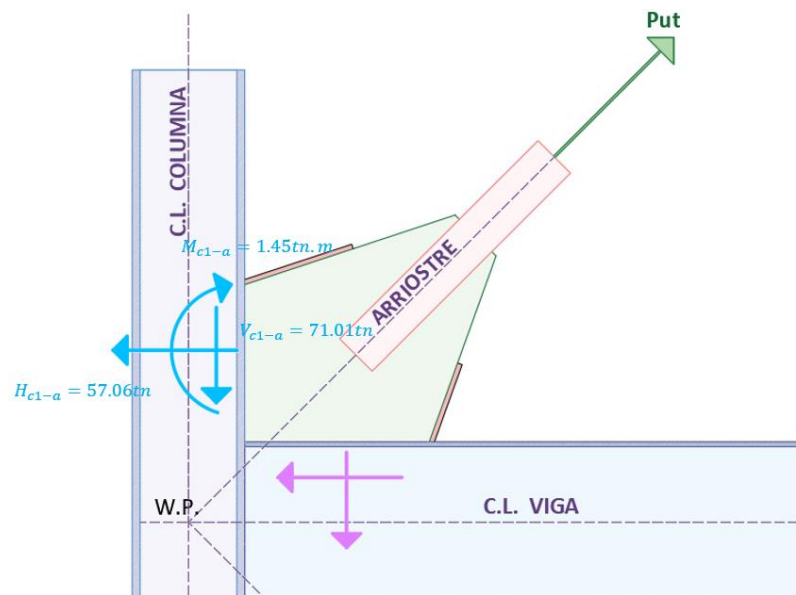
Interface cartela – columna

$$V_{c1} = 71.01tn \quad \text{Fuerza cortante}$$

$$H_{c1} = 57.06tn \quad \text{Fuerza axial}$$

$$M_{c1} = 1.45tn.m \quad \text{Momento flector}$$

Figura 50: Fuerzas interfaz cartela - columna. Cartela superior.



Fuente: Autoras.

$$L = L_B - clip$$

$$L = 485.14mm - 30mm$$

$$L = 455.14mm = 45.514cm = 0.4551m$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M_{c1}}{H_{c1}}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M_{c1}}{H_{c1}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{1.45tn.m}{57.06tn}\right)^2 + 0.4551m^2} - 2 * \frac{1.45tn.m}{57.06tn}$$

$$L_{ef} = 0.407m = 40.71cm$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{c1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{c1}}{t_{pl} * L}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{57.06tn}{1.6cm * 40.71cm}\right)^2 + 3 * \left(\frac{71.01tn}{1.6cm * 47.28cm}\right)^2} = 1846.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$Si \left(\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2} \leq \phi Fy_{pl}, OK, Revisar \right)$$

$$1846.84 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1846.84 \text{ kg/cm}^2 \leq 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \therefore \text{ok}$$

Otra metodología:

Ecuación de interacción, basada en la teoría plástica (Astaneh 1998 y Dowswell 2015).

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * V_n} \right)^4 \leq 1.0$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_t = 0.90$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$M_n = F_{ypl} * \frac{L^2 * t_{pl}}{4}$$

$$M_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * \frac{45.514cm^2 * 1.6cm}{4}$$

$$M_n = 20.96tn.m$$

$$P_n = F_{ypl} * L * t_{pl}$$

$$P_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 45.514cm * 1.6cm$$

$$P_n = 184.24tn$$

$$V_n = 0.60 * F_{ypl} * L * t_{pl}$$

$$V_n = 0.60 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 45.514cm * 1.6cm$$

$$V_n = 110.54tn$$

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{c1}}{\phi_t * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{c1}}{\phi_v * V_n} \right)^4$$

$$\frac{1.45tn.m}{0.9 * 20.96tn.m} + \left(\frac{71.01tn}{0.9 * 184.24tn} \right)^2 + \left(\frac{57.06tn}{1.0 * 110.54tn} \right)^4 = 0.33$$

$$Si \left(\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_t * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_v * V_n} \right)^4 \leq 1.0, OK, Revisar \right)$$

$$0.33 \leq 1.0, \therefore OK$$

CÁLCULO DE LA SOLDADURA EN CONEXIÓN PLACA GUSSET-VIGA Y PLACA GUSSET-COLUMNA.

Cartela inferior:

- Cálculo de la soldadura en conexión placa gusset – columna

Cálculo de la fuerza resultante en la conexión:

$$P_{uc} = \sqrt{V_{c1}^2 + H_{c1}^2}$$

$$P_{uc} = \sqrt{(85.37tn)^2 + (66.16tn)^2}$$

$$P_{uc} = 108.0tn$$

Cálculo del ángulo resultante de la carga:

$$\theta_c = \tan^{-1} \left(\frac{H_{c1}}{V_{c1}} \right)$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \left(\frac{66.16tn}{85.37tn} \right)$$

$$\theta_c = 37.77^\circ$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC360-16, J2.5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

Donde:

$$F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del metal de relleno}$$

$$\theta = 37.77^\circ \quad \text{Ángulo resultante de la carga}$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2 (1.0 + 0.50 * \sin 37.77^{1.5})$$

$$F_{nw} = 3659.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = \phi * 3659.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = 0.75 * 3659.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = 2744.64 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la soldadura en la columna:

$$Lw_c = L_B - 50mm$$

$$Lw_c = 502.8mm - 50mm$$

$$Lw_c = 452mm \approx 450mm \quad (\text{redondeado a múltiplo de 10})$$

Cálculo filete mínimo requerido:

$$D_{req} = \frac{P_{uc}}{2 * lw_c * \phi F_{nwc} * 0.707}$$

$$D_{req} = \frac{108 \text{ tn}}{2 * 45cm * 2744.64 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$D_{req} = 0.62cm = 6.18mm \approx 7mm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

Espesor de la placa Gusset $\rightarrow t_{pl} = 16 mm$

$$Dw_c = 6 mm$$

Usamos: $Dw_c = 7 mm$

Cálculo del factor de reducción para longitud de soldadura (AISC360-16, J2.1):

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right) \leq 1.0$$

Donde:

l Longitud existente de la soldadura en los extremos cargados

w Tamaño de la soldadura

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right)$$

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{450mm}{6mm}\right)$$

$$\beta = 1.05$$

Si ($\beta \leq 1.0, \beta, 1.0$)

$$1.05 \leq 1.0 \text{ No}$$

$$\beta = 1.0$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura:

$$\phi Rn = \frac{2 * lw_c * Dw_c * \beta * \phi F_{nwc}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi Rn = \frac{2 * 45cm * 0.7cm * 1 * 2744.64 \text{ kg/cm}^2}{\sqrt{2}}$$

$$\phi Rn = 122.27tn$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{P_{uc}}{\phi Rn}$$

$$IDC = \frac{108.0 tn}{122.27tn}$$

$$IDC = 0.88$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.88 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la soldadura en conexión placa Gusset – viga**

Cálculo de la fuerza resultante en la conexión:

$$P_{ub} = \sqrt{V_{b1}^2 + H_{b1}^2}$$

$$P_{ub} = \sqrt{(94.54tn)^2 + (113.86tn)^2}$$

$$P_{ub} = 147.99tn$$

Cálculo del ángulo resultante de la carga:

$$\theta_b = \tan^{-1}\left(\frac{H_{b1}}{V_{b1}}\right)$$

$$\theta_b = \tan^{-1}\left(\frac{113.86tn}{94.54tn}\right)$$

$$\theta_c = 50.30^\circ$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC360-16, J2.5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX}(1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

Donde:

$$F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del metal de relleno}$$

$$\theta = 50.30^\circ \quad \text{Ángulo resultante de la carga}$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX}(1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2 (1.0 + 0.50 * \sin 50.30^{1.5})$$

$$F_{nw} = 3948.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = \phi * 3948.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = 0.75 * 3948.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = 2961.09 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la soldadura en la viga:

$$Lw_b = L_A - 50mm$$

$$Lw_b = 611.93mm - 50mm$$

$$Lw_b = 561.93mm \approx 560mm \quad (\text{redondeado a múltiplo de 10})$$

Cálculo filete mínimo requerido:

$$D_{req} = \frac{P_{ub}}{2 * lw_b * \phi F_{nwb} * 0.707}$$

$$D_{req} = \frac{147.99 \text{ tn}}{2 * 56 \text{ cm} * 2961.09 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$D_{req} = 0.63 \text{ cm} = 6.31 \text{ mm} \approx 7 \text{ mm}$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

Espesor de la placa Gusset $\rightarrow t_{pl} = 16 \text{ mm}$

$$D_{w_b} = 6 \text{ mm}$$

Usamos:

$$D_{w_b} = 7 \text{ mm}$$

Cálculo del factor de reducción para longitud de soldadura (AISC360-16, J2.1):

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{l}{w} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de β :

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{l}{w} \right)$$

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{560 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} \right)$$

$$\beta = 1.013$$

Si $(\beta \leq 1.0, \beta, 1.0)$

$$1.013 \leq 1.0 \therefore \text{No}$$

$$\beta = 1.0$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n = \frac{2 * l_{wb} * D_{wb} * \beta * \phi F_{nwb}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = \frac{2 * 56cm * 0.7cm * 1 * 2961.09 \text{ kg/cm}^2}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = 164.15tn$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{P_{ub}}{\phi R_n}$$

$$IDC = \frac{147.99 \text{ tn}}{164.15tn}$$

$$IDC = 0.90$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.90 \leq 1.0 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Cartela superior:

- **Cálculo de la soldadura en conexión placa gusset – columna**

Cálculo de la fuerza resultante en la conexión:

$$P_{uc} = \sqrt{V_{c1}^2 + H_{c1}^2}$$

$$P_{uc} = \sqrt{(71.01tn)^2 + (57.06tn)^2}$$

$$P_{uc} = 91.09tn$$

Cálculo del ángulo resultante de la carga:

$$\theta_c = \tan^{-1} \left(\frac{H_{c1}}{V_{c1}} \right)$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \left(\frac{57.06tn}{71.01tn} \right)$$

$$\theta_c = 38.78^\circ$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC360-16, J2.5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

Donde:

$$F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del metal de relleno}$$

$$\theta = 38.78^\circ \quad \text{Ángulo resultante de la carga}$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2 (1.0 + 0.50 * \sin 38.78^{0.15})$$

$$F_{nw} = 3683.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = \phi * 3683.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = 0.75 * 3683.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = 2762.72 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la soldadura en la columna:

$$Lw_c = L_B - 50mm$$

$$Lw_c = 485.14mm - 50mm$$

$$Lw_c = 435.14mm \approx 440mm \quad (\text{redondeado a múltiplo de 10})$$

Cálculo filete mínimo requerido:

$$D_{req} = \frac{P_{uc}}{2 * lw_c * \phi F_{nwc} * 0.707}$$

$$D_{req} = \frac{91.09 \text{ tn}}{2 * 44cm * 2744.64 \frac{kg}{cm^2} * 0.707}$$

$$D_{req} = 0.53cm = 5.30mm \approx 6mm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

Espesor de la placa Gusset $\rightarrow t_{pl} = 16 \text{ mm}$

$$Dw_{min} = 6 \text{ mm}$$

Usamos: $Dw_c = 6 \text{ mm}$

Cálculo del factor de reducción para longitud de soldadura (AISC360-16, J2.1):

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right) \leq 1.0$$

Donde:

l Longitud existente de la soldadura en los extremos cargados

w Tamaño de la soldadura

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right)$$

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{440mm}{6mm}\right)$$

$$\beta = 1.05$$

Si ($\beta \leq 1.0, \beta, 1.0$)

$$1.05 \leq 1.0 \text{ No}$$

$$\beta = 1.0$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n = \frac{2 * l_{wc} * D_{wc} * \beta * \phi F_{nwc}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = \frac{2 * 44\text{cm} * 0.6\text{cm} * 1 * 2744.64 \text{ kg/cm}^2}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = 102.47\text{tn}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{P_{uc}}{\phi R_n}$$

$$IDC = \frac{91.09 \text{ tn}}{102.47\text{tn}}$$

$$IDC = 0.88$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.88 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la soldadura en conexión placa Gusset – viga**

Cálculo de la fuerza resultante en la conexión:

$$P_{ub} = \sqrt{V_{b1}^2 + H_{b1}^2}$$

$$P_{ub} = \sqrt{(81.53\text{tn})^2 + (95.49\text{tn})^2}$$

$$P_{ub} = 125.56\text{tn}$$

Cálculo del ángulo resultante de la carga:

$$\theta_b = \tan^{-1} \left(\frac{H_{b1}}{V_{b1}} \right)$$

$$\theta_b = \tan^{-1} \left(\frac{95.49tn}{81.53tn} \right)$$

$$\theta_c = 49.51^\circ$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC360-16, J2.5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

Donde:

$$F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del metal de relleno}$$

$$\theta = 49.51^\circ \quad \text{Ángulo resultante de la carga}$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2 (1.0 + 0.50 * \sin 49.51^{1.5})$$

$$F_{nw} = 3930.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = \phi * 3930.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = 0.75 * 3930.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = 2948.2 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la soldadura en la viga:

$$Lw_b = L_A - 50mm$$

$$Lw_b = 594.25mm - 50mm$$

$$Lw_b = 544.25mm \approx 545mm \quad (\text{redondeado a múltiplo de 10})$$

Cálculo filete mínimo requerido:

$$D_{req} = \frac{P_{ub}}{2 * lw_b * \phi F_{nwb} * 0.707}$$

$$D_{req} = \frac{125.56 \text{ tn}}{2 * cm * 2961.09 \frac{kg}{cm^2} * 0.707}$$

$$D_{req} = 0.55cm = 5.5mm \approx 6mm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

Espesor de la placa Gusset $\rightarrow t_{pl} = 16 \text{ mm}$

$$Dw_b = 6mm$$

Usamos:

$$Dw_b = 6 \text{ mm}$$

Cálculo del factor de reducción para longitud de soldadura (AISC360-16, J2.1):

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right) \leq 1.0$$

Cálculo de β :

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{l}{w}\right)$$

$$\beta = 1.2 - 0.002\left(\frac{545mm}{6mm}\right)$$

$$\beta = 1.018$$

Si ($\beta \leq 1.0, \beta, 1.0$)

$$1.018 \leq 1.0 \therefore \text{No}$$

$$\beta = 1.0$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n = \frac{2 * l w_b * D w_b * \beta * \phi F_{nwb}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = \frac{2 * 54.5 \text{ cm} * 0.6 \text{ cm} * 1 * 2961.09 \text{ kg/cm}^2}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = 136.94 \text{ tn}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{P_{ub}}{\phi R_n}$$

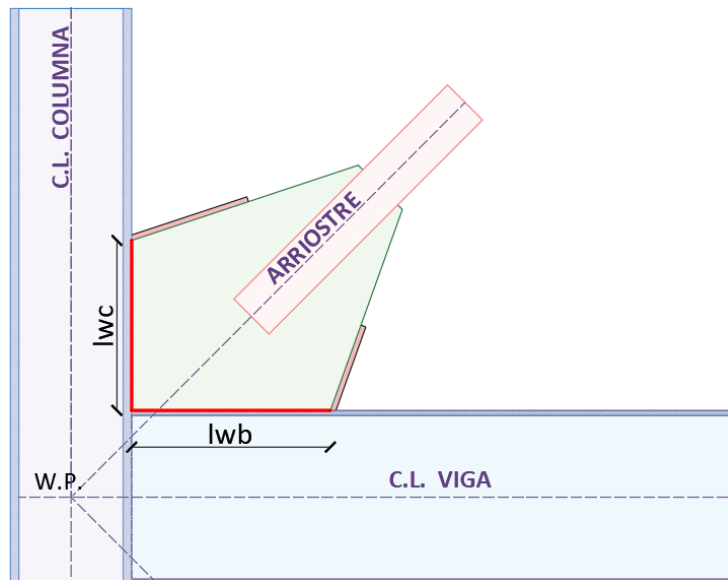
$$IDC = \frac{125.56 \text{ tn}}{136.94 \text{ tn}}$$

$$IDC = 0.916$$

Si ($IDC \leq 1.0, \text{Cumple, No Cumple}$)

$$0.90 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple}$$

Figura 51: Longitud de cordones de soldadura: cartela - viga y cartela - columna.



Fuente: Autoras.

DEFINICIÓN DE LA SOLDADURA EN LA CONEXIÓN PLACA GUSSET – VIGA Y PLACA GUSSET -COLUMNNA, CONFORME AL CRITERIO DE CAPACIDAD DE CORTE DE LA PLACA GUSSET

Cartela inferior:

Cálculo de la resistencia disponible a corte de la placa. (AISC341-16, F2.4):

$$V = 0.6 * R_y * F_y * t_p$$

Donde:

R_y Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de refuerzo

t_p espesor de la placa de refuerzo.

Cálculo de la demanda de corte en la conexión placa Gusset-columna:

$$V_c = 0.6 * Ry * Fy * t_p * lw_c$$

$$V_c = 0.6 * 1.1 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1.6cm * 45cm$$

$$V_c = 120.23tn$$

Cálculo del espesor requerido de la soldadura en la conexión placa Gusset-columna:

$$Dw_{c1} = \frac{V_c}{2 * lw_c * \phi_w * F_w * 0.707}$$

$$Dw_{c1} = \frac{120.23tn}{2 * 45cm * 0.75 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 0.707}$$

$$Dw_{c1} = 0.85cm = 8.53mm$$

Cálculo de la demanda de corte en la conexión placa gusset-viga:

$$V_b = 0.6 * Ry * Fy * t_p * lw_b$$

$$V_b = 0.6 * 1.1 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1.6cm * 56cm$$

$$V_b = 149.61tn$$

Cálculo del espesor requerido de la soldadura en la conexión placa gusset-columna:

$$Dw_{b1} = \frac{V_c}{2 * lw_b * \phi_w * F_w * 0.707}$$

$$Dw_{b1} = \frac{149.61tn}{2 * 54.5cm * 0.75 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 0.707}$$

$$Dw_{b1} = 0.85cm = 8.53mm$$

Cálculo de la capacidad plástica de la placa gusset (Roeder W., Lumpkin J. y Lehman E. 2011, A.12):

$$2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707) * w \geq Ry * Fy * t_p$$

Donde:

$\beta = 0.75$ Factor de balance

$$w \geq \frac{Ry * Fy * t_p}{2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707)}$$

$$w = \frac{Ry * Fy * t_p}{2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707)}$$

$$w = \frac{1.1 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.6cm}{2(1.5) * 0.75 * (0.60) * 4920 \text{ kg/cm}^2 * (0.707)}$$

$$w = 0.948cm = 9.48 mm$$

Cartela superior:

Cálculo de la resistencia disponible a corte de la placa. (AISC341-16, F2.4):

$$V = 0.6 * Ry * Fy * t_p$$

Donde:

Ry Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico
.....mínimo especificado

Fy Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de refuerzo

t_p espesor de la placa de refuerzo.

Cálculo de la demanda de corte en la conexión placa Gusset-columna:

$$V_c = 0.6 * Ry * Fy * t_p * lw_c$$

$$V_c = 0.6 * 1.1 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.6\text{cm} * 44\text{cm}$$

$$V_c = 117.55\text{tn}$$

Cálculo del espesor requerido de la soldadura en la conexión placa Gusset-columna:

$$Dw_{c1} = \frac{V_c}{2 * lw_c * \phi_w * F_w * 0.707}$$

$$Dw_{c1} = \frac{117.55\text{tn}}{2 * 44\text{cm} * 0.75 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$Dw_{c1} = 0.85\text{cm} = 8.53\text{mm}$$

Cálculo de la demanda de corte en la conexión placa gusset-viga:

$$V_b = 0.6 * Ry * Fy * t_p * lw_b$$

$$V_b = 0.6 * 1.1 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.6\text{cm} * 54.5\text{cm}$$

$$V_b = 145.61\text{tn}$$

Cálculo del espesor requerido de la soldadura en la conexión placa gusset-columna:

$$Dw_{b1} = \frac{V_c}{2 * lw_b * \phi_w * F_w * 0.707}$$

$$Dw_{b1} = \frac{145.61\text{tn}}{2 * 56\text{cm} * 0.75 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$Dw_{b1} = 0.85\text{cm} = 8.53\text{mm}$$

Cálculo de la capacidad plástica de la placa gusset (Roeder W., Lumpkin J. y Lehman E. 2011, A.12):

$$2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707) * w \geq Ry * Fy * t_p$$

Donde:

$\beta = 0.75$ Factor de balance

$$w \geq \frac{Ry * Fy * t_p}{2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707)}$$

$$w = \frac{Ry * Fy * t_p}{2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707)}$$

$$w = \frac{1.1 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.6 \text{ cm}}{2(1.5) * 0.75 * (0.60) * 4920 \text{ kg/cm}^2 * (0.707)}$$

$$w = 0.948 \text{ cm} = 9.48 \text{ mm}$$

CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS MÍNIMAS REQUERIDAS EN LA CONEXIÓN PLACA GUSSET-VIGA Y PLACA GUSSET-COLUMNA, CONFORME AL MÉTODO DE FUERZA UNIFORME Y AL CRITERIO DE CAPACIDAD POR CORTE DE LA PLACA GUSSET.

Cartela inferior:

Cálculo del espesor mínimo de soldadura en la conexión placa gusset-columna:

$$Dw_{c-req} = \max(Dw_c, Dw_{c1}, w)$$

$$Dw_{c-req} = \max(7 \text{ mm}, 8.53 \text{ mm}, 9.48 \text{ mm})$$

$$Dw_{c-req} = 9.48 \text{ mm}$$

$$Dw_{c-req} = 10 \text{ mm}$$

Cálculo del espesor mínimo de soldadura en la conexión placa gusset-viga:

$$Dw_{b-req} = \max(Dw_b, Dw_{b1}, w)$$

$$Dw_{b-req} = \max(7mm, 8.53mm, 9.48mm)$$

$$Dw_{b-req} = 9.48mm$$

$$Dw_{b-req} = 10mm$$

Cartela superior:

Cálculo del espesor mínimo de soldadura en la conexión placa gusset-columna:

$$Dw_{c-req} = \max(Dw_c, Dw_{c1}, w)$$

$$Dw_{c-req} = \max(6mm, 8.53mm, 9.48mm)$$

$$Dw_{c-req} = 9.48mm$$

$$Dw_{c-req} = 10mm$$

Cálculo del espesor mínimo de soldadura en la conexión placa gusset-viga:

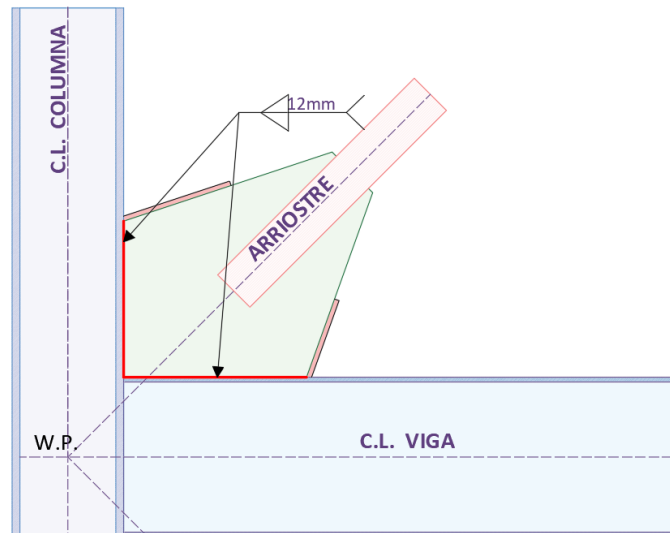
$$Dw_{b-req} = \max(Dw_b, Dw_{b1}, w)$$

$$Dw_{b-req} = \max(mm, 8.53mm, 9.48mm)$$

$$Dw_{b-req} = 9.48mm$$

$$Dw_{b-req} = 10mm$$

Figura 52: Soldadura mínima: cartela - viga y cartela - columna.



Fuente: Autoras.

**VERIFICACIÓN DE LA VIGA Y LA COLUMNA. ESPECIFICACIÓN J10
AISC360-16, ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS.**

Cálculo de la fluencia local de alma de la viga (AISC 360-16, J10-2 y J10-3)

$$Si(\alpha > d_v, Fy_w * tw(5k + l_b), Fy_w * tw(2.5k + l_b))$$

Donde:

$$x = \alpha = 320.95mm$$

$$k = 33.338 mm$$

$$d_v = 533 mm$$

Cálculo de la longitud de apoyo de la carga concentrada:

$$l_b = L_A - clip$$

$$l_b = 611.93 mm - 30 mm$$

$$l_b = 581.93mm$$

Cálculo de la resistencia Rn:

$$Rn = Si(\alpha > d_v, Fy_w * tw(5k + l_b), Fy_w * tw(2.5k + l_b))$$

$$\alpha > d_v$$

320.95 mm > 533 mm ∴ NO, entonces:

$$Rn = Fy_w * tw(2.5k + l_b)$$

$$Rn = 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1.02 \text{ cm} * (2.5 * 3.33 \text{ cm} + 58.19 \text{ cm})$$

$$Rn = 278.48 \text{ tn}$$

$\phi = 1.0$ Factor de reducción de por resistencia

$$\phi Rn = 1.0 * 238.48 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 278.48 \text{ tn} = 278476 \text{ kg}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{V_{b1} + \frac{4M_{b1}}{L_A - clip}}{\phi Rn}$$

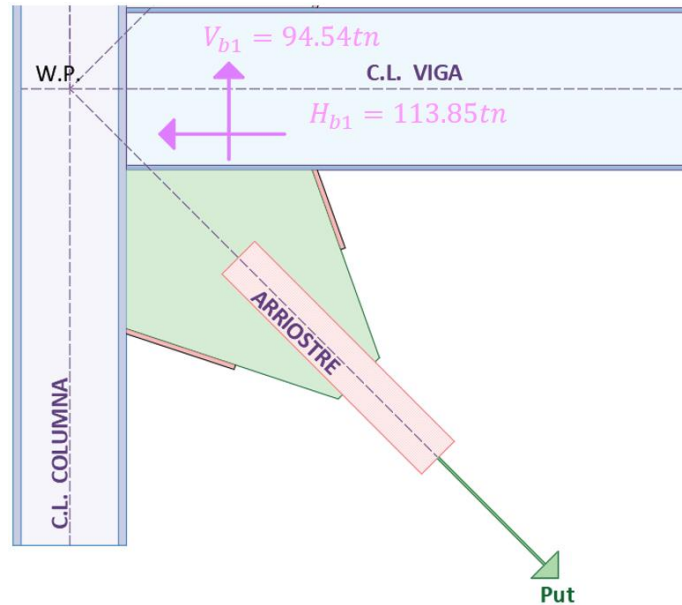
$$IDC = \frac{94.54 \text{ tn} + \frac{4 * 0}{581.93 \text{ mm}}}{238.48 \text{ tn}}$$

$$IDC = 0.40$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple: colocar placas de refuerzo)

$$0.40 \leq 1.0 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Figura 53: Fuerzas interfaz cartela inferior – viga: caso máxima tracción.



Fuente: Autoras.

- Aplastamiento local en el alma de la viga (AISC 360-16, J10- y J10-5)

$$Si(\alpha \geq \frac{d_b}{2}, 0.80 * tw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{tw}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy_{yw} * t_f}{tw}} Q_f, (J10 - 5))$$

Sección (J10-5):

$$Si \left(\frac{l_b}{d} \leq 0.2, 0.40 * tw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{tw}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy_{yw} * t_f}{tw}} Q_f, \right. \\ \left. 0.40 * tw^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{tw}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy_{yw} * t_f}{tw}} Q_f \right)$$

Donde:

Q_f 1.0 para sección de ala ancha y secciones tubulares HSS

Cálculo de la resistencia R_n :

$$\alpha \geq \frac{d_b}{2}$$

$$320.95 \text{ mm} \geq \frac{533 \text{ mm}}{2}$$

$320.95 \text{ mm} \geq 266.5 \text{ mm} \therefore OK$, entonces:

$$Rn = 0.80tw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{tw}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EFy_{yw}t_f}{tw}} Q_f$$

$$Rn = 0.80(1.02\text{cm})^2 \left[1 + 3 \left(\frac{58.19\text{cm}}{53.3\text{cm}} \right) \left(\frac{1.02\text{cm}}{1.56\text{cm}} \right)^{1.5} \right]$$

$$* \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1.56\text{cm}}{1.02\text{cm}}}$$

$$Rn = 271179.5 \text{ kg} = 271.18 \text{ tn}$$

$\phi = 0.75$ Factor de reducción de por resistencia

$$\phi Rn = 0.75 * 271.19 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 271179.5 \text{ kg} = 271.18 \text{ tn}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{V_{b2} + \frac{4M_{b2}}{L_A - clip}}{\phi Rn}$$

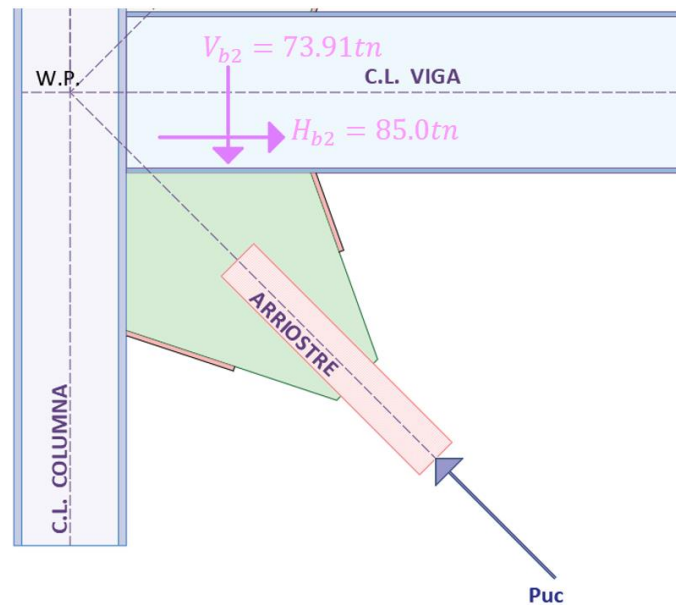
$$IDC = \frac{73.91 \text{ tn} + \frac{4 * 0}{581.93\text{mm}}}{181.18\text{tn}}$$

$$IDC = 0.41$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple: colocar placas de refuerzo

$$0.41 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple}$$

Figura 54: Fuerzas interfaz cartela inferior – viga: caso máxima compresión.



Fuente: Autoras.

- **Cedencia local del alma de la columna:**

$$Si(\alpha > d_v, Fy_w * tw(5k + l_b), Fy_w * tw(2.5k + l_b))$$

Donde:

Fy_w Tensión de fluencia mínima especificada del alma

k Distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma

l_b Longitud del apoyo

tw Espesor del alma

$$x = \beta = 266.41mm$$

$$k = 53.2mm$$

$$d_c = 373 mm$$

Cálculo de la longitud de apoyo de la carga concentrada:

$$l_b = L_B - clip$$

$$l_b = 502.8 \text{ mm} - 30 \text{ mm}$$

$$l_b = 472.8 \text{ mm}$$

Cálculo de la resistencia Rn:

$$Rn = Si(\alpha > d_c, Fy_w * tw(5k + l_b), Fy_w * tw(2.5k + l_b))$$

$$\alpha > d_v$$

266.41 mm > 373 mm ∴ NO, entonces:

$$Rn = Fy_w * tw(2.5k + l_b)$$

$$Rn = 3515 \text{ kg/cm}^2 * 1.64 \text{ cm} * (2.5 * 5.32 \text{ cm} + 47.28 \text{ cm})$$

$$Rn = 359.22 \text{ tn}$$

$\phi = 1.0$ Factor de reducción de por resistencia

$$\phi Rn = 1.0 * 349.22 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 359.22 \text{ tn} = 359219 \text{ kg}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{V_{c1}}{\phi Rn}$$

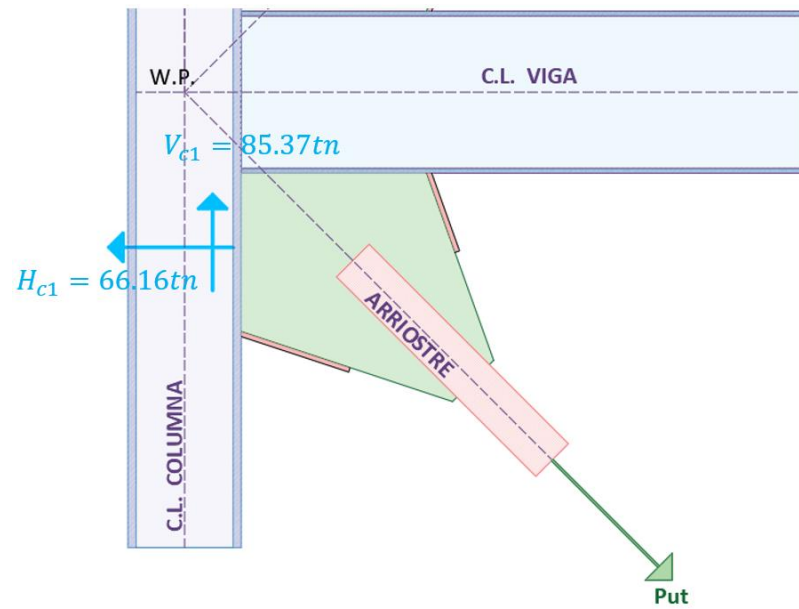
$$IDC = \frac{85.37 \text{ tn}}{349.22 \text{ tn}}$$

$$IDC = 0.24$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple: colocar placas de refuerzo)

$$0.24 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple}$$

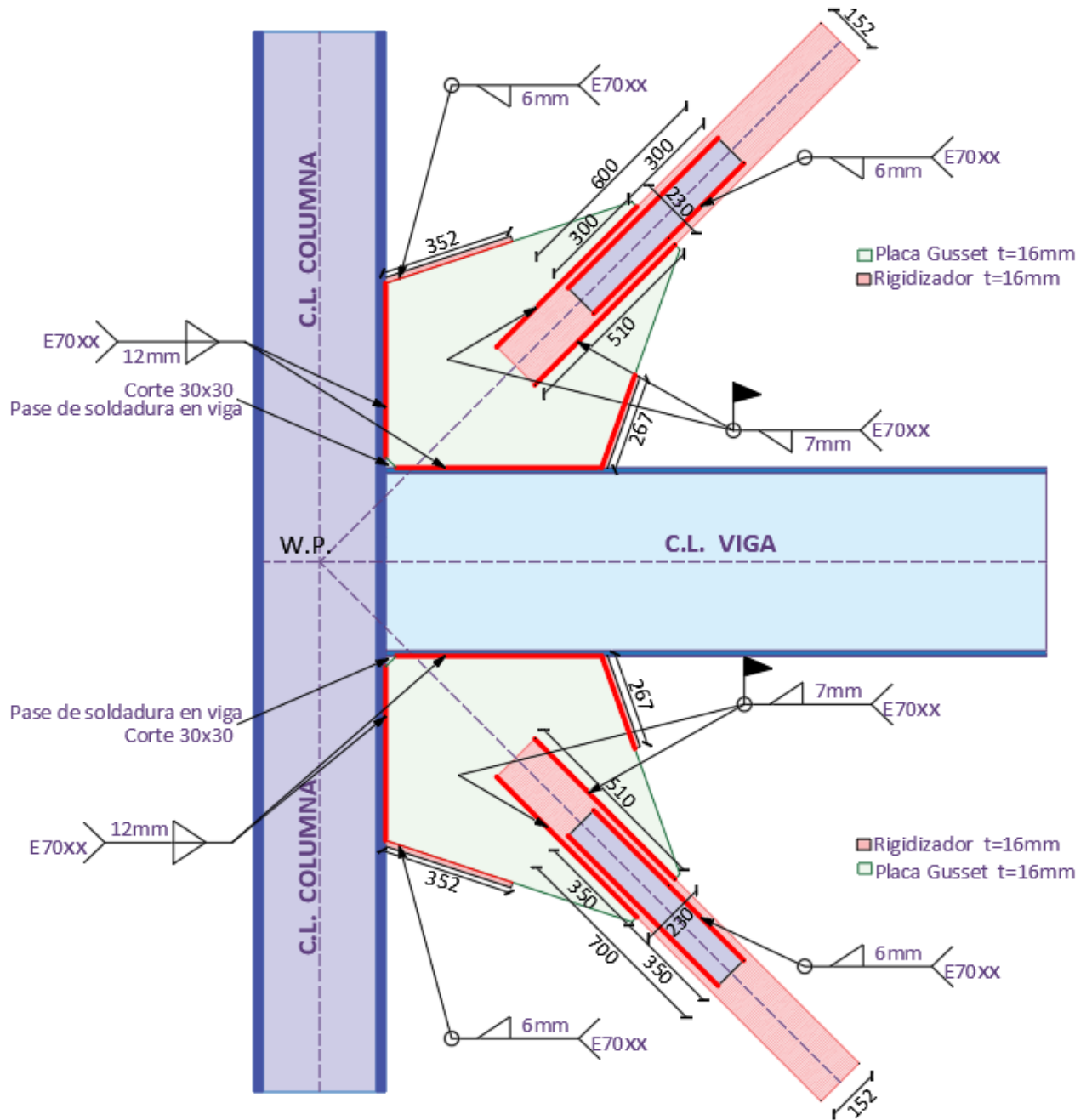
Figura 55: Fuerzas interfaz cartela inferior – columna: caso máxima tracción.



Fuente: Autoras.

DETALLE FINAL:

Figura 56: Detalle de la conexión.

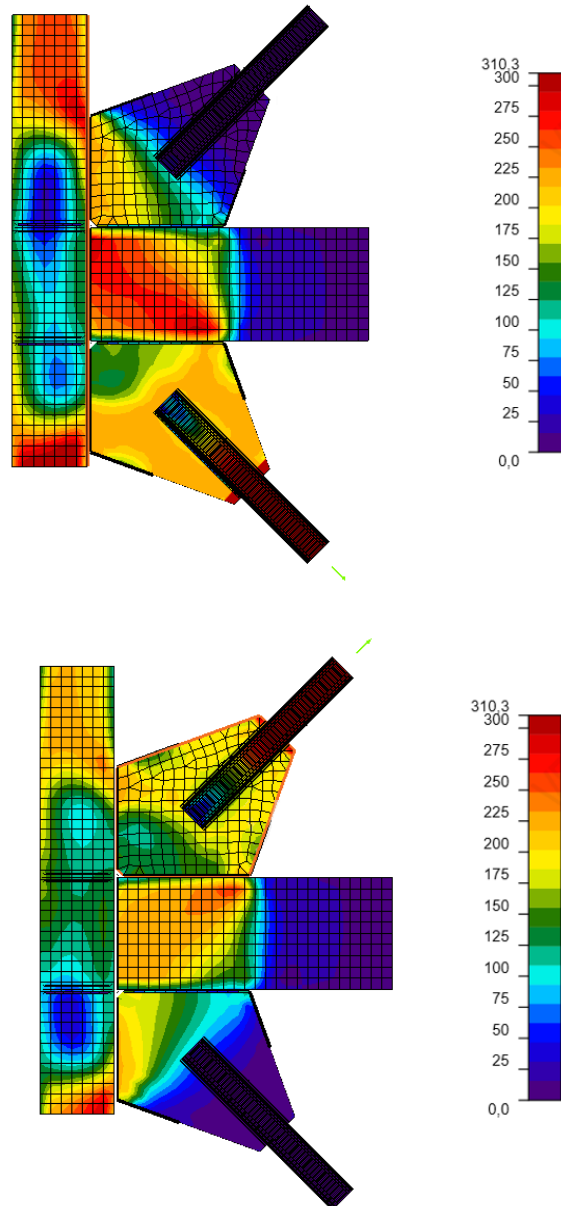


Fuente: Autoras.

ANÁLISIS FEM:

Para la validación del software desarrollado se ha realizado el análisis de las conexiones en un software específico para el análisis de elementos finitos, dándonos como resultado lo siguiente:

Figura 57: Análisis FEM: Conexión viga columna con dos arriostres. (Soldada)



Fuente: Autoras.

Resistencia de diseño de la unión

Tabla 6: Análisis FEM: Resistencia de diseño de la unión

Cargas	IDC
Tracción superior	0.708
Compresión superior	0.950
Post pandeo superior	0.941
Tracción inferior	0.602
Compresión inferior	0.768
Post pandeo inferior	0.926

Fuente: Autoras.

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos, los elementos diseñados ante cargas solicitantes de tracción, compresión y post - pandeo, tiene una índice demanda/capacidad menor a 1.00, recomendado por la norma, de lo que se puede concluir que la conexión tiene un mejor comportamiento estructural a tracción, a diferencia de la compresión y post – pandeo.

5.4.3. Diseño de una conexión simple viga – columna emperrada

Realice el diseño de una conexión simple viga – columna emperrada, con los siguientes datos:

Datos generales:

Materiales:

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

Aceros:

ASTM A36: plancha Gusset, viga, columna y arriostramiento.

$$F_{y(pl,v,c,a)} = 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de fluencia}$$

$$F_{u(pl,v,c,a)} = 4080 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de ruptura}$$

Soldadura:

$$F_{Exx} = 70 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia mínima a la tensión}$$

Pernos:

ASTM A325-N (Rosca incluida)

$$F_{nt} = 6320 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo nominal a tracción. (Tabla J3.2, AISC 360-16)}$$

$$F_{nv} = 4780 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo nominal a corte. (Tabla J3.2, AISC 360-16)}$$

Geometría de las secciones:

Viga: IPE 360

$$d_v = 360 \text{ mm} \quad \text{Altura de la sección}$$

$$t_{w_v} = 8 \text{ mm} \quad \text{Espesor del alma}$$

$$b_{f_v} = 170 \text{ mm} \quad \text{Ancho del patín}$$

$tf_v = 12.7 \text{ mm}$ Espesor del patín

Columna: HEB 400

$d_c = 400 \text{ mm}$ Altura de la sección

$tw_c = 13.5 \text{ mm}$ Espesor del alma

$bf_c = 300 \text{ mm}$ Ancho del patín

$tf_c = 24 \text{ mm}$ Espesor del patín

Arriostramiento: HEB 140

$d_a = 140 \text{ mm}$ Diámetro de la sección

$tw_a = 7 \text{ mm}$ Espesor del alma

$bf_a = 140 \text{ mm}$ Ancho del patín

$tf_a = 12 \text{ mm}$ Espesor del patín

$Ag_a = 43 \text{ cm}^2$ Área gruesa

$I_{xa} = 1509 \text{ cm}^4$ Inercia en X

$I_{ya} = 550 \text{ cm}^4$ Inercia en Y

Radio de giro en X:

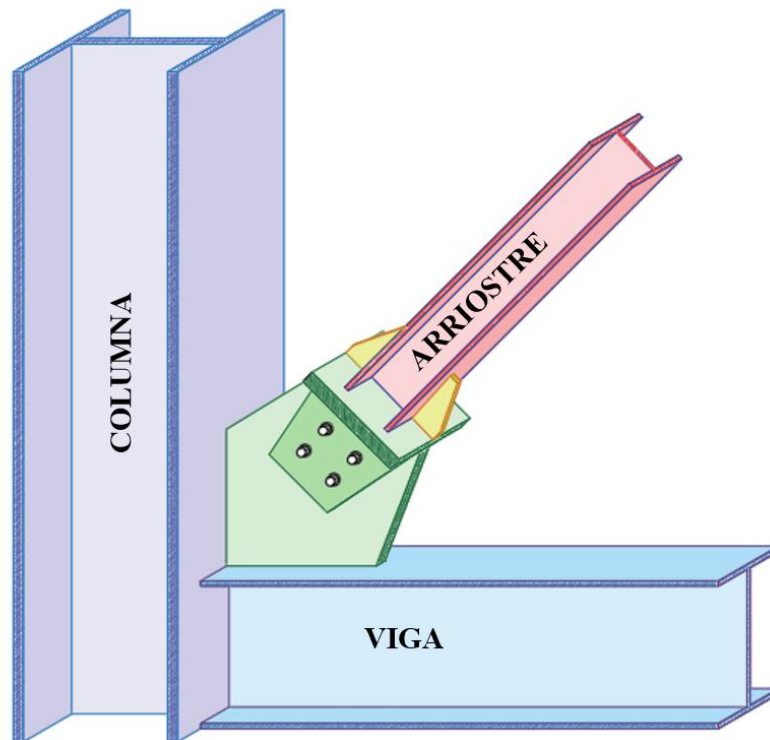
$$r_{xa} = \sqrt{\frac{I_{xa}}{Ag_a}} = \sqrt{\frac{1509 \text{ cm}^4}{43 \text{ cm}^2}} = 5.92 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y:

$$r_{ya} = \sqrt{\frac{I_{ya}}{Ag_a}} = \sqrt{\frac{550 \text{ cm}^4}{43 \text{ cm}^2}} = 3.58 \text{ cm}$$

$l_a = 4.53 \text{ m}$	Longitud del arriostramiento
$\theta = 45^\circ$	Ángulo del arriostramiento
$t_{pl} = 25 \text{ mm}$	Espesor tentativo de la placa Gusset
$t_{ple} = 32 \text{ mm}$	Espesor tentativo de la placa externa
$t_{rig} = 10 \text{ mm}$	Espesor tentativo del rigidizador
$t_{conex} = 19 \text{ mm}$	Espesor tentativo placas de conexión

Figura 58: Una conexión simple viga – columna emperrada.

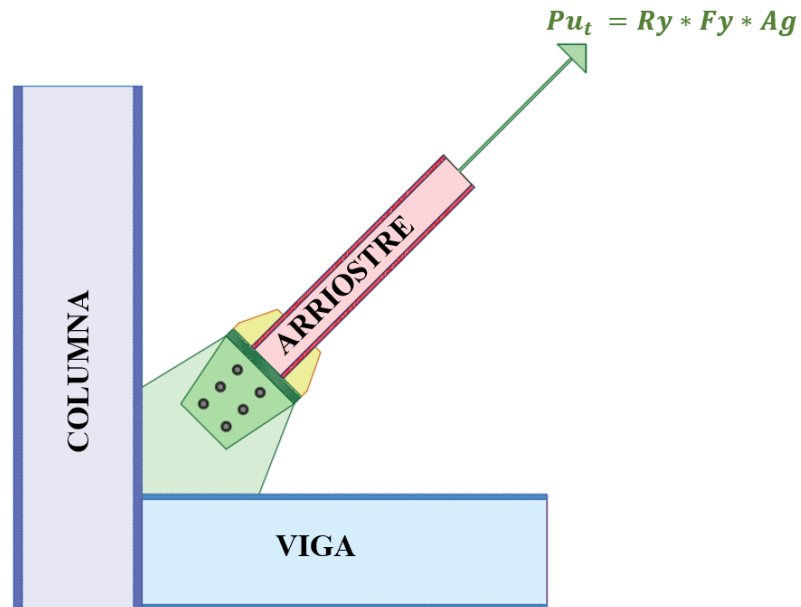


Fuente: Autoras.

CÁLCULO DE LAS CARGAS DE DISEÑO

Fuerza de diseño a tracción (AISC 341-16, F2-3)

Figura 59: Fuerza de tracción en la conexión.



Fuente: Autoras.

$$Pu_{trac} = Ry_a * Fy_a * Ag_a$$

El factor de sobre resistencia Ry , se obtiene de la tabla A3.1 de la Norma AISC 341-16.

$$Ry_a = 1.5$$

$$Rt_a = 1.2$$

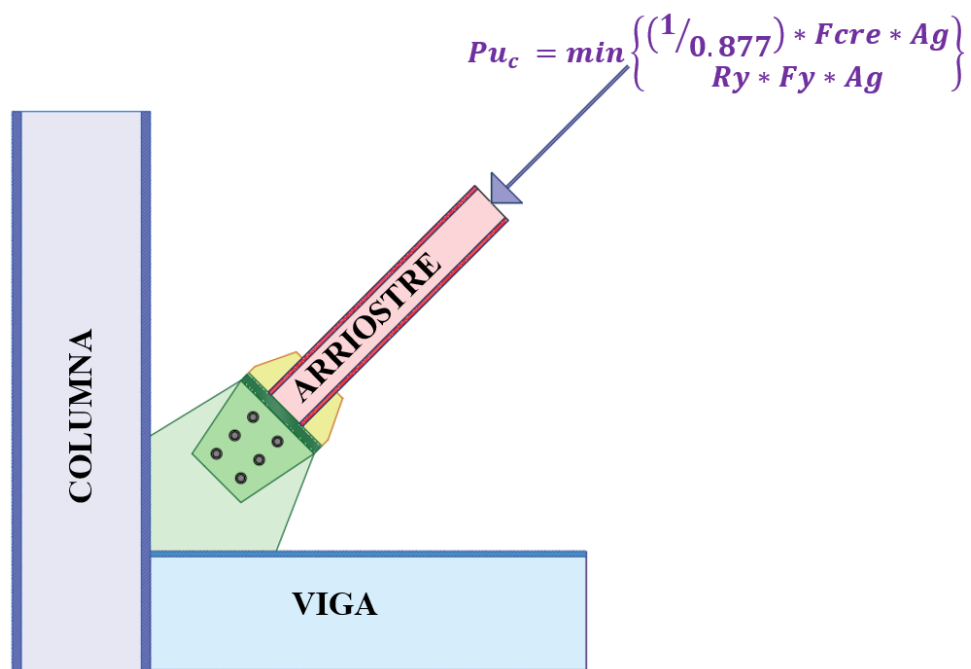
$$Pu_{trac} = Ry_a * Fy_a * Ag_a$$

$$Pu_{trac} = 1.5 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 43 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{trac} = 163.19 \text{ tn}$$

Fuerza de diseño a compresión (AISC 341-16, F2-3):

Figura 60: Fuerza de compresión en la conexión.



Fuente: Autoras.

La longitud de pandeo aproximado del arriostramiento se encuentra entre un 65% a 75%.

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{pa} = l_a * 0.70$$

$$l_{pa} = 4.53 \text{ m} * 0.70$$

$$l_{pa} = 3.17 \text{ m}$$

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo (AISC 360-16, E3-4):

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_{pa}}{r_{ya}} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1 * 3.17 \text{ m}}{3.58 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_e = 2643.42 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión de pandeo por flexión (AISC 360-16, E3-2, E3-3):

Si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e}\right) * F_y * R_y$$

Caso contrario, si:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$k = 1$

Factor de longitud efectiva. (Tabla C-A-7.1)

$$\frac{kl_{pa}}{r_a} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{y_a} * R_{y_a}}}$$

$$\frac{1.0 * 3.17 \text{ m}}{3.58 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.5}}$$

88.54 ≤ 110.80 ok, entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{Fy_a * Ry_a}{Fe}}\right) * Fy_a * Ry_a$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2530 * 1.5}{2643.42}}\right) * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.5$$

$$F_{cr} = 2080.89 \text{ kg/cm}^2$$

Criterio 1:

$$Pu_{comp1} = \frac{1}{0.877} * F_{cr} * Ag_a$$

$$Pu_{comp1} = 1.14 * 2080.89 \text{ kg/cm}^2 * 43 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{comp1} = 102.01 \text{ tn}$$

Criterio 2:

$$Pu_{comp2} = Ry_a * Fy_a * Ag_a$$

$$Pu_{comp2} = 1.5 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 43 \text{ cm}^2$$

$$Pu_{comp2} = 163.19 \text{ tn}$$

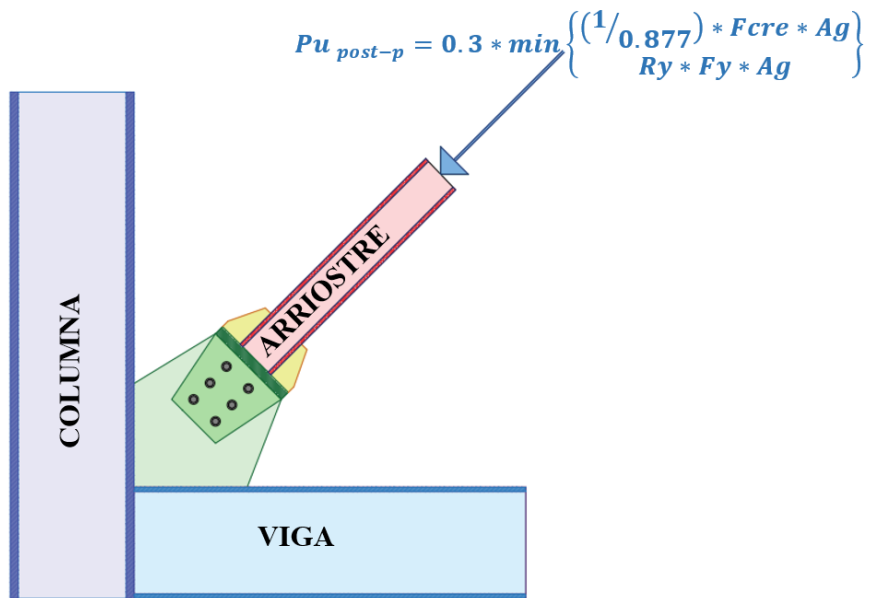
Fuerza de diseño a compresión:

Se debe considerar el menor valor de los criterios anteriores:

$$Pu_{comp} = 102.01 \text{ tn}$$

Fuerza de diseño de Post-Pandeo (AISC 341-16, F2-3)

Figura 61: Fuerza de post pandeo en la conexión



Fuente: Autoras.

$$Pu_{post-p} = 0.3 * Pu_{comp}$$

$$Pu_{post-p} = 0.3 * 102.01 \text{ tn}$$

$$Pu_{post-p} = 30.60 \text{ tn}$$

Distribución de la carga:

La fuerza de tracción del arriostramiento se distribuye en proporción a las áreas de las alas y el alma de la sección.

$$Pu_{trac} = 163.19 \text{ tn}$$

Cálculo del área gruesa del ala:

$$A_{f_a} = b_{f_a} * t_{f_a}$$

$$A_{f_a} = 14 \text{ cm} * 1.2 \text{ cm}$$

$$A_{f_a} = 16.8 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área gruesa del alma:

$$A_{w_a} = A_{g_a} - 2 * A_{f_a}$$

$$A_{w_a} = 43 \text{ cm}^2 - 2 * 16.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{w_a} = 9.4 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la fuerza de tracción en cada ala:

$$T_{u_f} = P_{u_{trac}} * \left(\frac{A_{f_a}}{A_{g_a}} \right)$$

$$T_{u_f} = 163.19 \text{ tn} * \left(\frac{16.8 \text{ cm}^2}{43 \text{ cm}^2} \right)$$

$$T_{u_f} = 63.76 \text{ tn}$$

Cálculo de la fuerza de tracción en el alma:

$$T_{u_w} = P_{u_{trac}} * \left(\frac{A_{w_a}}{A_{g_a}} \right)$$

$$T_{u_w} = 163.19 \text{ tn} * \left(\frac{9.4 \text{ cm}^2}{43 \text{ cm}^2} \right)$$

$$T_{u_w} = 35.67 \text{ tn}$$

DISEÑO DE LAS PLACAS DE CONEXIÓN

Diseño a corte de los pernos

$$d_{bolt} = 1in = 2.54cm \quad \text{Diámetro de los pernos}$$

Cálculo del área gruesa de los pernos:

$$A_{bolt} = \frac{\pi * d_{bolt}^2}{4}$$

$$A_{bolt} = \frac{\pi * (2.54cm)^2}{4}$$

$$A_{bolt} = 5.07cm^2$$

Cálculo de la resistencia minorada a corte del perno (AISC 360-16, J3-1):

$$\phi_v * R_n = \phi_v * F_n * A_b$$

Donde:

F_n Tensión de tracción nominal F_{nt} , o tensión de corte nominal F_{nv} .

A_b Área bruta del perno o parte roscada

$\phi_v = 0.75$ Factor de minoración

$$\phi_v * R_n = \phi_v * F_{nv} * A_{bolt}$$

$$\phi_v * R_n = 0.75 * 4780 \frac{kg}{cm^2} * 5.07cm^2$$

$$\phi_v * R_n = 18.18tn$$

Cálculo del número mínimo de pernos requerido:

$$n_{min} = \frac{Pu_{trac}}{N_{pc} * \phi_v * R_n}$$

$N_{pc} = 2$ Número de planos de corte

$$n_{min} = \frac{Pu_{trac}}{N_{pc} * \phi_v * R_n}$$

$$n_{min} = \frac{163.19tn}{2 * 18.18tn}$$

$$n_{min} = 4.50$$

Cálculo del número de pernos:

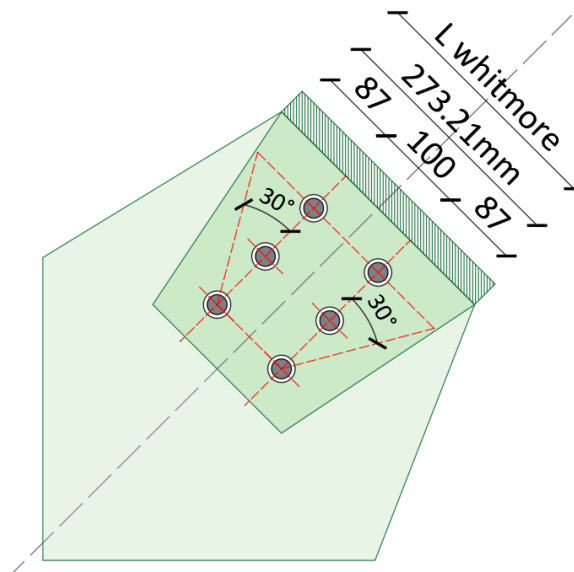
$$n_{bolt} = Ceil(n_{min}, 1)$$

$$n_{bolt} = Ceil(4.50, 1)$$

$$n_{bolt} = 5 \approx 6$$

Chequeo de fluencia del área bruta:

Figura 62: Ancho de Whitmore en la placa Gusset.



Fuente: Autoras.

$\theta_{whitmore} = 30^\circ$ Ángulo de Whitmore

$g = 100mm$ Distancia entre filas de pernos

$S = 75mm$ Separación entre pernos

$N_{columnas-bolt} = 3$ Número de columnas de pernos

Cálculo del ancho de Whitmore:

$$L_{whitmore} = 2 * (N_{columnas-bolt} - 1) * S * \tan(\theta_{whitmore}) + g$$

$$L_{whitmore} = 2 * (3 - 1) * 75mm * \tan(30^\circ) + 100mm$$

$$L_{whitmore} = 273.21mm$$

Cálculo de la resistencia para fluencia minorada (AISC 360-16, J4-1):

$$\phi R_n = \phi * F_y * A_g$$

Donde:

F_y Esfuerzo de fluencia

A_g Área bruta

$\phi_y = 0.90$ Factor de minoración

$N_{placas} = 2$ Número de placas

$$\phi R_n = \phi_y * F_{ypl} * A_g$$

$$\phi R_n = \phi_y * F_{ypl} * L_{whitmore} * t_{conex} * N_{placas}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 27.32cm * 1.9cm * 2$$

$$\phi R_n = 236.38tn$$

Cálculo índice demanda capacidad:

$$D. C. = \frac{Pu_{trac}}{\phi R_n}$$

$$D.C. = \frac{163.19tn}{236.38tn}$$

$$D.C. = 0.69$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.69 \leq 1.0 \text{ Cumple}$$

Chequeo fractura del área neta

Cálculo del área neta efectiva (AISC 360-16, D3-1):

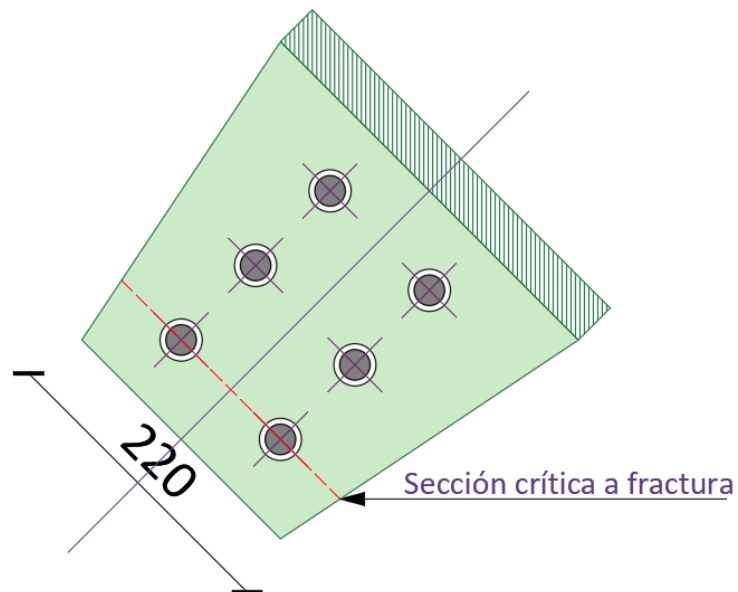
$$A_e = A_n * U$$

Donde:

A_n Área neta en tensión

$U = 1.0$ Factor de corte (Tabla D3.1, caso 1)

Figura 63: Sección crítica a fractura de las placas de conexión.



Fuente: Autoras.

Área gruesa de la sección crítica:

$$A_{g-sc} = L_{sc} * t_{conex}$$

Donde:

L_{sc} Longitud para la sección crítica

t_{conex} Espesor de la placa de conexión

$$A_{g-sc} = L_{sc} * t_{conex}$$

$$A_{g-sc} = 22cm * 1.9cm$$

$$A_{g-sc} = 41.8cm^2$$

Área neta en tensión de la sección crítica:

$$A_{n-sc} = A_{g-sc} - agujeros$$

$$A_{n-sc} = A_{g-sc} - \#_{agujeros} * t_{conex} * \emptyset_{agujero}$$

Donde:

A_{g-sc} Área gruesa de la sección crítica

$\emptyset_{agujero}$ Diámetro de agujero estándar.

$\#_{agujeros} = 2$ Número de agujeros en la sección crítica

$$\emptyset_{agujero} = d_{bolt} + 3mm$$

$$\emptyset_{agujero} = 2.54cm + 0.3cm$$

$$\emptyset_{agujero} = 2.84cm$$

$$A_{n-sc} = A_{g-sc} - \#_{agujeros} * t_{conex} * \emptyset_{agujero}$$

$$A_{n-sc} = 41.8cm^2 - 2 * 1.9cm * 2.84cm$$

$$A_{n-sc} = 31.01cm^2$$

Si ($A_{n-sc} \leq 0.85A_{g-sc}$, Ok, Usar $0.85A_{g-sc}$)

$$A_{n-sc} \leq 0.85A_{g-sc}$$

$$31.01cm^2 \leq 0.85 * 41.8cm^2$$

$$31.01cm^2 \leq 35.53cm^2, \text{ Ok}$$

$$A_{n-sc} = 31.01cm^2$$

Área neta efectiva:

$$A_e = A_{n-sc} * U$$

$$A_e = 31.01cm^2 * 1.0$$

$$A_e = 31.01cm^2$$

Cálculo de la resistencia para ruptura minorada (AISC 360-16, J4-2):

$$\phi R_n = \phi * F_u * A_e$$

Donde:

F_u Esfuerzo de ruptura

A_e Área neta efectiva

$\phi_u = 0.75$ Factor de minoración

$$\phi R_n = \phi_u * F_{u_{pl}} * A_e$$

$$\phi R_n = 0.75 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 31.01cm^2$$

$$\phi R_n = 94.89tn$$

Cálculo índice demanda capacidad:

$$D.C. = \frac{Pu_{trac}/2}{\phi R_n}$$

$$D.C. = \frac{163.19tn/2}{94.89tn}$$

$$D.C. = \frac{81.55tn}{94.89tn}$$

$$D.C. = 0.86$$

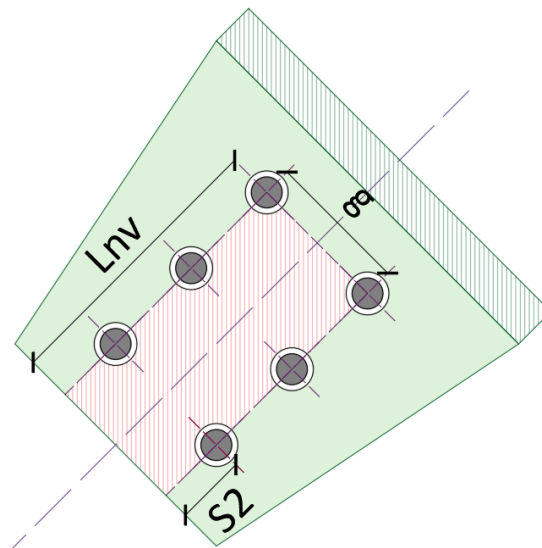
Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.86 \leq 1.0 \text{ Cumple}$$

Chequeo por bloque de cortante:

Bloque de cortante caso 1 (AISC 316-16, J4-5):

Figura 64: Bloque de cortante caso 1. Placas de conexión.



Fuente: Autoras.

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

Donde:

$\phi_v = 0.75$ Coeficiente de bloque de cortante

A_{nt} Área neta solicitada a tracción

A_{nv} Área neta solicitada a corte

A_{gv} Área bruta solicitada a corte

$U_{bs} = 1$ Tensión de tracción uniforme

$U_{bs} = 0.5$ Tensión de tracción no es uniforme

$S_2 = 50 \text{ mm}$ Distancia desde el centro al borde

$n_{bolt} = 6$ Número de pernos

Longitud sujeta a corte:

$$L_{nv} = S_2 + S * \left(\frac{n}{2} - 1\right)$$

$$L_{nv} = 50\text{mm} + 75\text{mm} * \left(\frac{6}{2} - 1\right)$$

$$L_{nv} = 200\text{mm}$$

Área neta sujeta a corte:

$$A_{nv} = \left(L_{nv} - \phi_{agujero} * \left(\frac{n_{bolt}}{2} - 0.5\right)\right) * t_{conex} * 2$$

$$A_{nv} = \left(20\text{cm} - 2.84\text{cm} * \left(\frac{6}{2} - 0.5\right)\right) * 1.9\text{cm} * 2$$

$$A_{nv} = 49.02 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área bruta solicitada a corte:

$$A_{gv} = 2 * L_{nv} * t_{conex}$$

$$A_{gv} = 2 * 20\text{cm} * 1.9\text{cm}$$

$$A_{gv} = 76\text{cm}^2$$

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 * t_{conex} * \phi_{agujero} * \left(\frac{n_{bolt}}{2} - 0.5\right)$$

$$A_{nv} = 76\text{cm}^2 - 2 * 1.9\text{cm} * 2.84\text{cm} * \left(\frac{6}{2} - 0.5\right)$$

$$A_{nv} = 49.02\text{cm}^2$$

Cálculo del área neta solicitada a tracción:

$$A_{nt} = (g - \phi_{agujero}) * t_{conex}$$

$$A_{nt} = (10\text{cm} - 2.84\text{cm}) * 1.9\text{cm}$$

$$A_{nt} = 13.60\text{cm}^2$$

Resistencia de bloque de cortante (AISC 316-16, J4-5):

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * Fu_{pl} * A_{nv} + U_{bs} * Fu_{pl} * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 49.02\text{cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 13.60\text{cm}^2$$

$$Rn = 175.49 \text{ tn}$$

$$Rn = 0.6 * Fy_{pl} * A_{gv} + U_{bs} * Fu_{pl} * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 76 \text{ cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 13.60 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 170.86 \text{ tn}$$

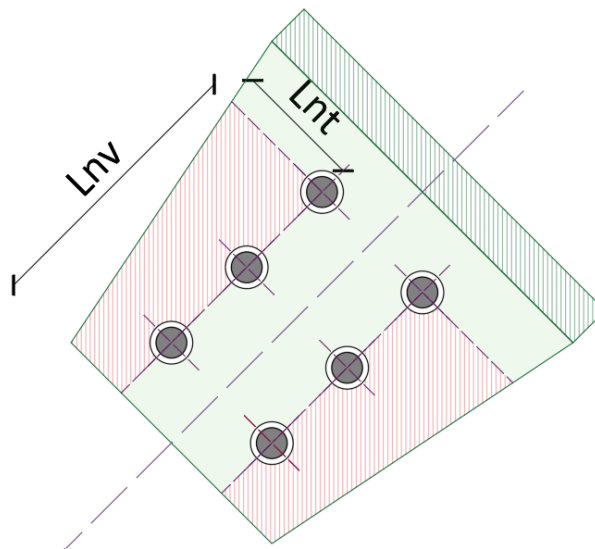
Resistencia:

Se debe considerar el menor el valor de las ecuaciones anteriores:

$$Rn = 170.86 \text{ tn}$$

Bloque de cortante caso 2 (AISC 316-16, J4-5):

Figura 65: Bloque de cortante caso 2. Placas de conexión.



Fuente: Autoras

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

Donde:

$\phi_v = 0.75$ Coeficiente de bloque de cortante

$U_{bs} = 1$ Tensión de tracción uniforme

$U_{bs} = 0.5$ Tensión de tracción no es uniforme

$S_2 = 50mm$ Distancia desde el centro al borde

$n_{bolt} = 6$ Número de pernos

Longitud sujeta a corte:

$$L_{nv} = S_2 + S * \left(\frac{n}{2} - 1\right)$$

$$L_{nv} = 50mm + 75mm * \left(\frac{6}{2} - 1\right)$$

$$L_{nv} = 200mm$$

Área neta sujeta a corte:

$$A_{nv} = \left(L_{nv} - \phi_{agujero} * \left(\frac{n_{bolt}}{2} - 0.5\right)\right) * t_{conex} * 2$$

$$A_{nv} = \left(20cm - 2.84cm * \left(\frac{6}{2} - 0.5\right)\right) * 1.9cm * 2$$

$$A_{nv} = 49.02 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área bruta solicitada a corte:

$$A_{gv} = 2 * L_{nv} * t_{conex}$$

$$A_{gv} = 2 * 20cm * 1.9cm$$

$$A_{gv} = 76cm^2$$

Cálculo del área neta solicitada a corte:

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 * t_{conex} * \phi_{agujero} * \left(\frac{n_{bolt}}{2} - 0.5\right)$$

$$A_{nv} = 76cm^2 - 2 * 1.9cm * 2.84cm * \left(\frac{6}{2} - 0.5\right)$$

$$A_{nv} = 49.02cm^2$$

Cálculo del área neta solicitada a tracción

$L_{nt} = 90mm$ longitud para el área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} = (2 * L_{nt} - \phi_{agujero}) * t_{conex}$$

$$A_{nt} = (2 * 9cm - 2.84cm) * 1.9cm$$

$$A_{nt} = 28.80cm^2$$

Resistencia de bloque de cortante (AISC 316-16, J4-5):

$$Rn = 0.6 * Fu * A_{nv} + U_{bs} * Fu * A_{nt} \leq 0.6 * Fy * A_{gv} + U_{bs} * Fu * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * Fu_{pl} * A_{nv} + U_{bs} * Fu_{pl} * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 49.02cm^2 + 1 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 28.8cm^2$$

$$Rn = 237.51 tn$$

$$Rn = 0.6 * Fy_{pl} * A_{gv} + U_{bs} * Fu_{pl} * A_{nt}$$

$$Rn = 0.6 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 76 \text{ cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 28.8 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 232.87 \text{ tn}$$

Resistencia:

Se debe considerar el menor el valor de las ecuaciones anteriores:

$$Rn = 232.87 \text{ tn}$$

Resistencia por bloque de cortante:

$$Rn = \min(Rn_{caso1}, Rn_{caso2})$$

$$Rn = \min(170.86 \text{ tn}, 232.87 \text{ tn})$$

$$Rn = 170.86 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = \phi_v * 170.86 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 170.86 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 128.15 \text{ tn}$$

Si ($\phi Rn \geq Pu_{trac}/2$, "OK", "Revisar")

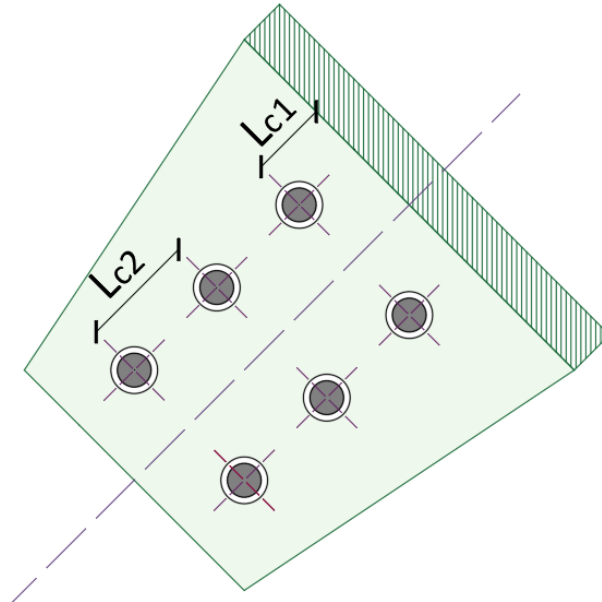
$$\phi Rn > Pu_{trac}/2$$

$$128.15 \text{ tn} > 163.19 \text{ tn}/2$$

$$128.15 \text{ tn} > 81.60 \text{ tn}, \text{ Ok}$$

Resistencia por aplastamiento de pernos:

Figura 66: Longitud L_{c1} y L_{c2} .



Fuente: Autoras.

Cálculo de la longitud L_{c1} :

$$L_{c1} = S_2 - 0.5 * \phi_{\text{agujero}}$$

$$L_{c1} = 5\text{cm} - 0.5 * 2.84\text{cm}$$

$$L_{c1} = 3.58\text{cm}$$

Cálculo de la longitud L_{c2} :

$$L_{c2} = S - \phi_{\text{agujero}}$$

$$L_{c2} = 7.5\text{cm} - 2.84\text{cm}$$

$$L_{c2} = 4.66\text{cm}$$

Resistencia perno externo:

$$Rn_1 = \min(1.2 * L_{c1} * t_{\text{conex}} * Fu_{pl}, 2.4 * \phi_{\text{agujero}} * t_{\text{conex}} * Fu_{pl})$$

$$Rn = 1.2 * L_{c1} * t_{conex} * Fu_{pl}$$

$$Rn = 1.2 * 3.58cm * 1.9cm * 4080 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 33.30tn$$

$$Rn = 2.4 * \emptyset_{agujero} * t_{conex} * Fu_{pl}$$

$$Rn = 2.4 * 2.84cm * 1.9cm * 4080 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 52.84tn$$

$$Rn_1 = \min(33.3. tn, 52.84tn)$$

$$Rn_1 = 33.3tn$$

Resistencia perno interno:

$$Rn_2 = \min(1.2 * L_{c2} * t_{conex} * Fu_{pl}, 2.4 * \emptyset_{agujero} * t_{conex} * Fu_{pl})$$

$$Rn = 1.2 * L_{c2} * t_{conex} * Fu_{pl}$$

$$Rn = 1.2 * 4.66cm * 1.9cm * 4080 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 43.35tn$$

$$Rn = 2.4 * \emptyset_{agujero} * t_{conex} * Fu_{pl}$$

$$Rn = 2.4 * 2.84cm * 1.9cm * 4080 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 52.84tn$$

$$Rn_2 = \min(43.35. tn, 52.84tn)$$

$$Rn_2 = 43.35tn$$

Cálculo de la resistencia por aplastamiento del conjunto de pernos en la plancha:

$\phi_{aplastas} = 0.75$ Factor de minoración por aplastamiento

$$\phi R_n = \phi_{aplastas} * (2 * Rn_1 + Rn_2)$$

$$\phi R_n = 0.75 * (2 * 33.3tn + 43.35tn)$$

$$\phi R_n = 82.46tn$$

Cálculo índice demanda capacidad

$$D.C. = \frac{Pu_{trac}/2}{\phi R_n}$$

$$D.C. = \frac{163.19tn/2}{82.46tn}$$

$$D.C. = \frac{81.55tn}{82.46tn}$$

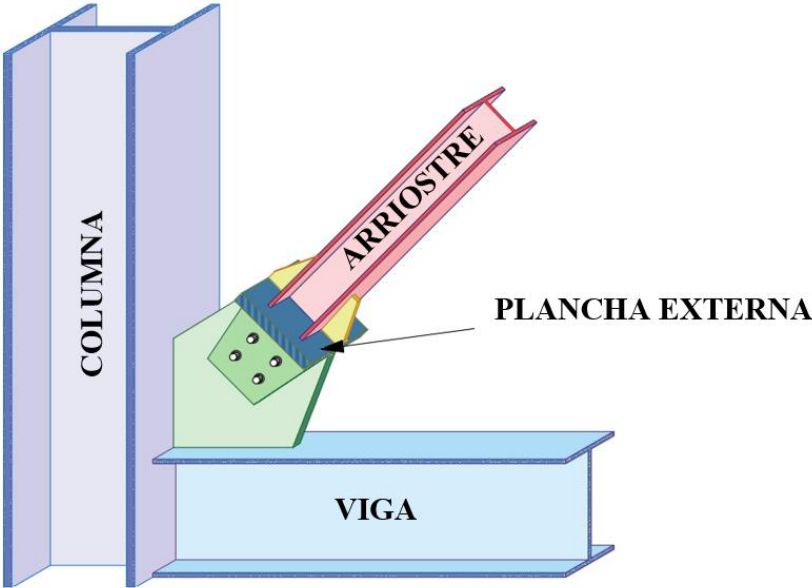
$$D.C. = 0.98$$

Si (IDC ≤ 1.0, Cumple, No Cumple)

$$0.98 \leq 1.0 \text{ Cumple}$$

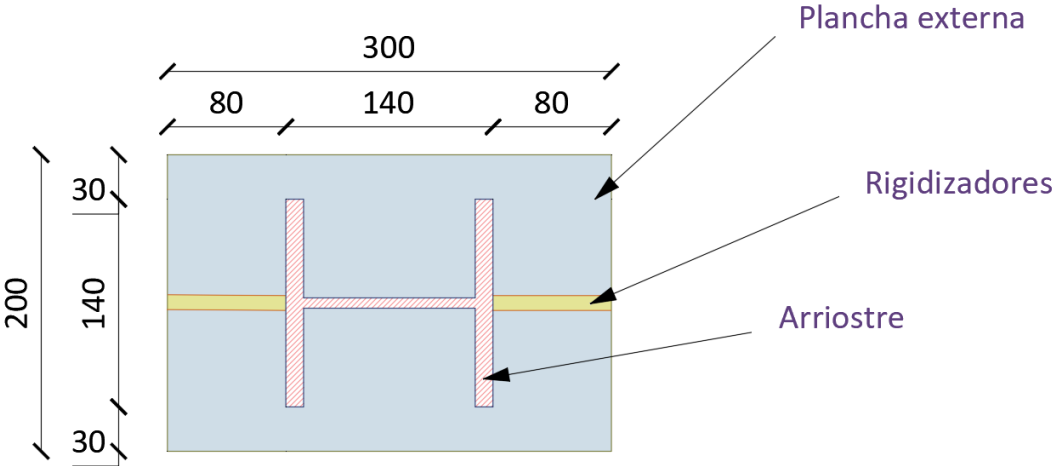
DISEÑO DE LA PLANCHA EXTERNA

Figura 67: Ubicación plancha externa.



Fuente: Autoras.

Figura 68: Dimensión de la plancha externa.



Fuente: Autoras.

$$T_{uf} = 63.76tn \quad \text{Tracción en el ala del arriostamiento}$$

Cálculo de la carga distribuida sobre el patín del arriostamiento:

$$w_f = \frac{T_{uf}}{bf_a}$$

$$w_f = \frac{63.76tn}{0.14m}$$

$$w_f = 455.43 \text{ tn/m}$$

Cálculo de la longitud a flexión:

$$l = \frac{bf_a - t_{pn} - 2 * t_{conex}}{2}$$

$$l = \frac{14cm - 2.5cm - 2 * 1.9cm}{2}$$

$$l = 3.85cm$$

Cálculo del momento flector de diseño:

$$M_u = \frac{w_f * l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{455.43 \text{ tn/m} * (0.0385m)^2}{2}$$

$$M_u = 0.338tn.m = 33800kg.cm$$

Cálculo del ancho efectivo a flexión:

$$B = 2 * l * \tan 30^\circ + tf_a$$

$$B = 2 * 3.85cm * \tan 30^\circ + 1.2cm$$

$$B = 5.65\text{cm}$$

Cálculo del espesor requerido:

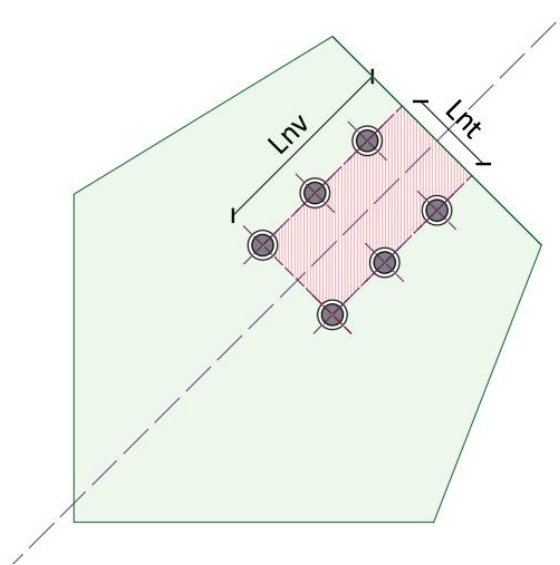
$$t_{p_{req2}} = \sqrt{\frac{4 * M_u}{0.9 * B * Fy_{pl}}}$$

$$t_{p_{req2}} = \sqrt{\frac{4 * 33800\text{kg} \cdot \text{cm}}{0.9 * 5.65\text{cm} * 2530\text{kg}/\text{cm}^2}}$$

$$t_{p_{req2}} = 3.2\text{cm}$$

DISEÑO DE LA PLACA GUSSET

Figura 69: Longitud sujeta a corte L_{nv} y longitud sujeta a tracción L_{nt} .



Fuente: Autoras.

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Donde:

$$\phi_v = 0.75$$

Coefficiente de bloque de cortante

A_{nt}	Área neta solicitada a tracción
A_{nv}	Área neta solicitada a corte
A_{gv}	Área bruta solicitada a corte
$U_{bs} = 1$	Tensión de tracción uniforme
$U_{bs} = 0.5$	Tensión de tracción no es uniforme
$L_{nv} = 190mm$	Longitud sujeta a corte
$L_{nt} = 100mm$	Longitud sujeta a tracción
$n_{bolt} = 6$	Número de pernos

Cálculo del área neta sujeta a corte:

$$A_{nv} = \left(L_{nv} - \phi_{agujero} * \left(\frac{n_{bolt}}{2} - 0.5 \right) \right) * t_{pn} * 2$$

$$A_{nv} = \left(19cm - 2.84cm * \left(\frac{6}{2} - 0.5 \right) \right) * 2.5cm * 2$$

$$A_{nv} = 59.5cm^2$$

Cálculo del área gruesa sujeta a corte:

$$A_{gv} = 2 * L_{nv} * t_{pn}$$

$$A_{gv} = 2 * 19cm * 2.5cm$$

$$A_{gv} = 95cm^2$$

Cálculo del área neta sujeta a tracción:

$$A_{nt} = (L_{nt} - \phi_{agujero}) * t_{pn}$$

$$A_{nt} = (10\text{cm} - 2.84\text{cm}) * 2.5\text{cm}$$

$$A_{nt} = 17.9\text{cm}^2$$

Resistencia de bloque de cortante (AISC 316-16, J4-5):

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * F_{u_{pl}} * A_{nv} + U_{bs} * F_{u_{pl}} * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 59.5\text{cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 17.9\text{cm}^2$$

$$R_n = 218.69 \text{ tn}$$

$$R_n = 0.6 * F_{y_{pl}} * A_{gv} + U_{bs} * F_{u_{pl}} * A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 95\text{cm}^2 + 1 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 17.9\text{cm}^2$$

$$R_n = 217.24 \text{ tn}$$

$$R_n = \min(218.69\text{tn}, 217.24\text{tn})$$

$$R_n = 217.24 \text{ tn}$$

Cálculo de la resistencia:

$$\phi R_n = \phi_v * 170.86 \text{ tn}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 217.24 \text{ tn}$$

$$\phi R_n = 162.93 \text{ tn}$$

Cálculo índice demanda capacidad:

$$D. C. = \frac{P_{u_{trac}}}{\phi R_n}$$

$$D.C. = \frac{163.19tn}{162.93tn}$$

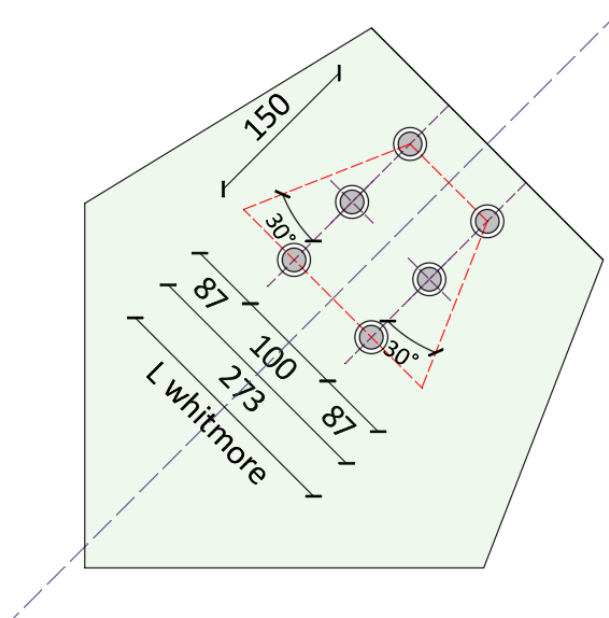
$$D.C. = 1.0$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Ok, Aumentar espesor)

$$1.0 \leq 1.0, Ok$$

Chequeo de cedencia por tracción de la placa Gusset:

Figura 70: Ancho efectivo de Whitmore de la placa Gusset.



Fuente: Autoras.

$$\theta_{whitmore} = 30^\circ$$

Ángulo de Whitmore

$$L_{whitmore} = 273mm$$

Ancho efectivo de Whitmore

$$\phi_y = 0.90$$

Factor de minoración

Cálculo de resistencia a fluencia en tracción (AISC360.16, J4-1):

$$\Phi R_n = \Phi * F_{ypl} * A_g$$

$$\Phi R_n = \Phi_y * F_{ypl} * L_{withmore} * t_{pn}$$

$$\Phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 27.3 \text{ cm} * 2.5 \text{ cm}$$

$$\Phi R_n = 155.41 \text{ tn}$$

Cálculo índice demanda capacidad:

$$D. C. = \frac{P_{u_{trac}}}{\phi R_n}$$

$$D. C. = \frac{163.19 \text{ tn}}{155.41 \text{ tn}}$$

$$D. C. = 1.05$$

Si (IDC ≤ 1.0, Ok, Aumentar espesor)

$$1.05 \leq 1.0, \text{ Aumentar espesor}$$

Debido a que la placa gusset no cumple la cedencia por tracción para no aumentar el espesor se cambiará la calidad del acero a A572 Gr.50 con:

$$F_{ypl-nodo} = 3570 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{u_{pl-nodo}} = 4690 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo de resistencia a fluencia en tracción (AISC360.16, J4-1):

$$\Phi R_n = \Phi * F_{ypl} * A_g$$

$$\Phi R_n = \Phi_y * F_{ypl-nodo} * L_{withmore} * t_{pn}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 3570 \frac{kg}{cm^2} * 27.3cm * 2.5cm$$

$$\phi R_n = 219.29 tn$$

Cálculo índice demanda capacidad:

$$D.C. = \frac{Pu_{trac}}{\phi R_n}$$

$$D.C. = \frac{163.19tn}{219.29tn}$$

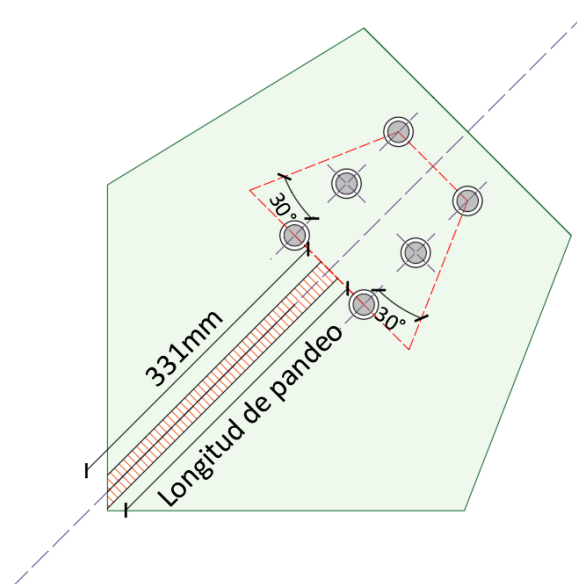
$$D.C. = 0.74$$

Si (IDC ≤ 1.0, Ok, Aumentar espesor)

$$0.74 \leq 1.0, Ok$$

Chequeo por compresión de la placa Gusset:

Figura 71: Longitud de pandeo de la placa Gusset.



Fuente: Autoras.

$L_{pandeo} = 331 \text{ mm}$ Longitud de pandeo de la placa Gusset.

Cálculo del radio de giro de la placa Gusset:

$$r_{pn} = \frac{t_{pn}}{\sqrt{12}}$$

$$r_{pn} = \frac{2.5 \text{ cm}}{\sqrt{12}}$$

$$r_{pn} = 0.72 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo (AISC 360-16, E3-4):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * l_{pandeo}}{r_{pn}}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1 * 33.1 \text{ cm}}{0.72 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_e = 9806.82 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la tensión de pandeo por flexión (AISC 360-16, E3-2, E3-3):

Si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y * R_y}{F_e}\right) * F_y * R_y$$

Caso contrario, si:

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y * R_y}}$$

Entonces:

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

$k = 0.65$

Factor de longitud efectiva. (Tabla C-A-7.1)

$$\frac{kL_{pandeo}}{r_{pn}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{y_{pl-nodo}}}}$$

$$\frac{1.0 * 33.1 \text{ cm}}{0.72 \text{ cm}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3570 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$45.97 \leq 114.23 \therefore ok$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_{y_{pl-nodo}}}{F_e}\right) * F_{y_{pl-nodo}}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3570}{9806.82}\right) * 3570 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3065.47 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área efectiva a compresión de la placa Gusset:

$$A_w = L_{whitmore} * t_{pn}$$

$$A_w = 27.3 \text{ cm} * 2.5 \text{ cm}$$

$$A_w = 68.25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de resistencia a fluencia en compresión (AISC360.16, J4-1):

$$\Phi R_n = \Phi_y * F_{cr} * A_w$$

$$\Phi R_n = 0.9 * 3065.47 \text{ kg/cm}^2 * 68.25 \text{ cm}^2$$

$$\Phi R_n = 188.30 \text{ tn}$$

Cálculo índice demanda capacidad:

$$D.C. = \frac{Pu_{comp}}{\phi R_n}$$

$$D.C. = \frac{102.01 \text{ tn}}{188.30 \text{ tn}}$$

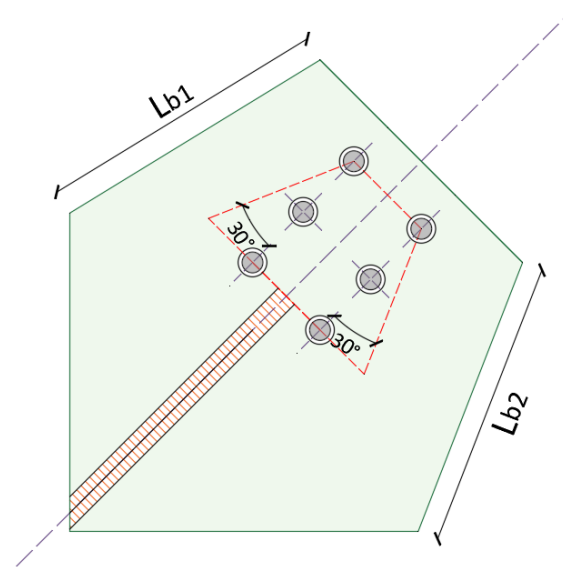
$$D.C. = 0.54$$

Si (IDC ≤ 1.0, Ok, No cumple)

$$0.54 \leq 1.0, \text{ Ok}$$

Esbeltez límite de los bordes de la placa Gusset:

Figura 72: Longitud Lb1 y Lb2.



Fuente: Autoras.

$$l_{b1} = 308mm$$

$$l_{b2} = 303mm$$

Razón ancho espesor, límite λ_r (elementos compactos y no compactos):

Norma AISC 360-16, Tabla B4.1^a, caso 4.

$$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_{y_{pl-nodo}}}}$$

$$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3570 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_r = 18.19$$

Cálculo de la longitud máxima de borde libre:

$$\lambda = \frac{l}{t}$$

$$l_{bmax} = \lambda_r * t_{pn}$$

$$l_{bmax} = 18.19 * 25mm$$

$$l_{bmax} = 454.75mm \approx 455mm$$

Si ($l_{b1} \leq l_{bmax}$, "OK", "Colocar atiesador o aumentar t")

$$l_{b1} \leq l_{bmax}$$

$$308mm \leq 455mm, \text{ Ok}$$

Si ($l_{b2} \leq l_{bmax}$, "OK", "Colocar atiesador o aumentar t")

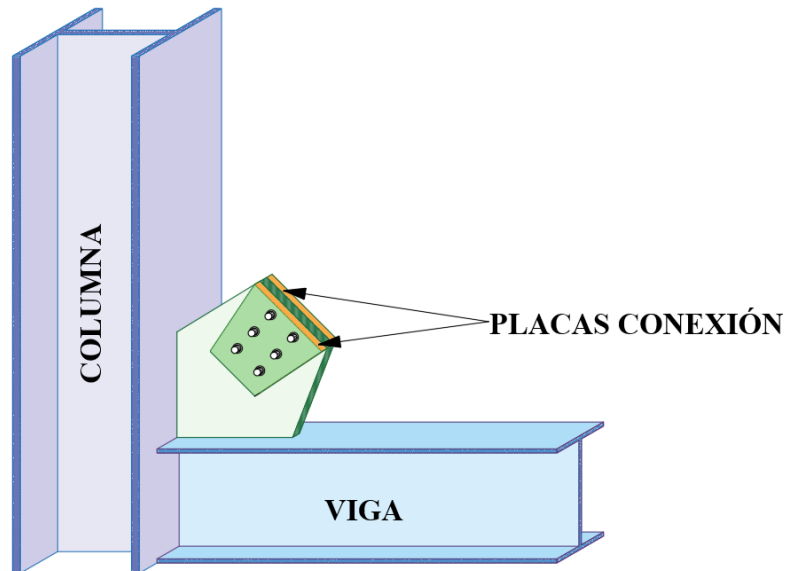
$$l_{b2} \leq l_{bmax}$$

$$303mm \leq 455mm, \text{ Ok}$$

REVISIÓN DEL ÁREA EFECTIVA Y ÁREA GRUESA DEL ARRIOSTRAMIENTO

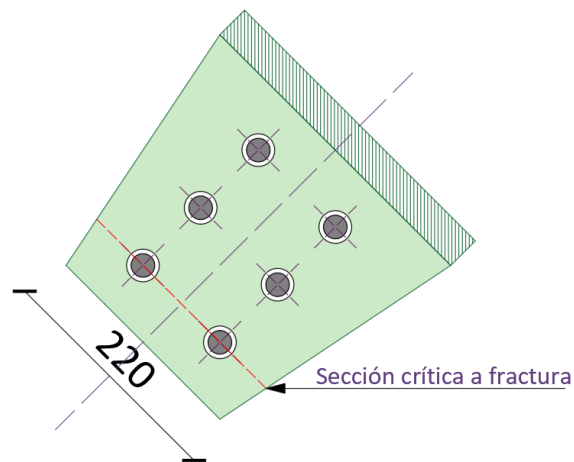
Según las provisiones sísmicas, el área neta efectiva no debe ser menor que el área gruesa del arriostramiento, a fin de prevenir una falla frágil.

Figura 73: Ubicación de las placas de conexión.



Fuente: Autoras.

Figura 74: Sección crítica de las placas de conexión.



Fuente: Autoras.

$\Phi_{agujero} = 2.84cm$	Diámetro de agujero estándar.
$L_{sc} = 22cm$	Longitud para la sección crítica
$t_{conex} = 1.9cm$	Espesor de la placa de conexión
$N_{pl} = 2$	Número de placas

Área gruesa:

$$A_{gruesa} = L_{sc} * t_{conex} * N_{pl}$$

$$A_{gruesa} = 22cm * 1.9cm * 2$$

$$A_{gruesa} = 83.6 cm^2$$

Cálculo del área neta:

$$A_{neta} = A_{gruesa} - (2 * \Phi_{agujero} * t_{conex} * N)$$

$$A_{neta} = 83.6cm^2 - (2 * 2.84cm * 1.9cm * 2)$$

$$A_{neta} = 62.02cm^2$$

Cálculo del área neta efectiva (AISC 360-16, D3-1):

$$A_{n-efectiva} = A_{neta} * U$$

Donde:

$U = 0.75$ Factor de corte diferido, determinado con la tabla D3.1.

$$A_{n-efectiva} = A_{neta} * U$$

$$A_{n-efectiva} = 62.02cm^2 * 0.75$$

$$A_{n-efectiva} = 46.51cm^2$$

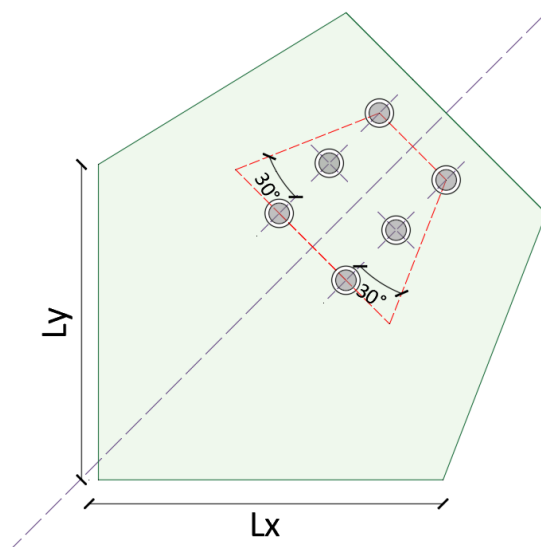
Si ($A_{n-efectiva} \geq A_{ga}$, “OK”, “Reforzar”)

$$46.51cm^2 \geq 43cm^2, OK$$

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS A LA VIGA Y A LA COLUMNA POR LA PLACA GUSSET, MÉTODO DE LA FUERZA UNIFORME. (GUÍA DE DISEÑO AISC 29)

Figura: Placa Gusset.

Figura 75: Longitud L_y y L_x .



Fuente: Autoras.

$\theta = 45^\circ$ Angulo entre el eje de la riostra y la vertical.

$L_x = 364 \text{ mm}$ Longitud de la placa en el eje x.

$L_y = 334 \text{ mm}$ Longitud de la placa en el eje y.

$clip = 30 \text{ mm}$

$t_{pn} = 25 \text{ mm}$ Espesor de la placa Gusset.

Cálculo de e_b (mitad de la profundidad de la viga):

$$e_b = \frac{d_v}{2}$$

$$e_b = \frac{360mm}{2}$$

$$e_b = 180mm$$

Cálculo de e_c (mitad de la profundidad de la columna):

$$e_c = \frac{d_c}{2}$$

$$e_c = \frac{400mm}{2}$$

$$e_c = 200mm$$

Asumimos:

$$\beta' = \frac{L_y - clip}{2} + clip$$

$$\beta' = \frac{334mm - 30mm}{2} + 30mm$$

$$\beta' = 182mm$$

$$\alpha' = \frac{L_x - clip}{2} + clip$$

$$\alpha' = \frac{364mm - 30mm}{2} + 30mm$$

$$\alpha' = 197mm$$

Escogemos $\beta = \beta' = 182m$

Ecuación (13-1) Manual AISC 15th Ed.

$$\alpha - \beta * \tan \theta = e_b * \tan \theta - e_c$$

$$\alpha = e_b * \tan \theta - e_c + \beta * \tan \theta$$

$$\alpha = 180mm * \tan 45^\circ - 200mm + 182mm * \tan 45^\circ$$

$$\alpha = 162mm$$

Si($\alpha > \alpha'$, "Problemas de corte en la viga, cambiar a $\alpha = \alpha'$ ","Use $\beta = \beta'$ ")

Ya que $\alpha < \alpha'$, el momento M_{ub} NO puede incrementar la fuerza cortante en la viga.

$$162mm > 197mm, Use \beta = \beta'$$

Usamos:

$$\alpha = 162mm$$

$$\beta = \beta' = 182mm$$

Ecuación (13-6) Manual AISC 15th Ed.

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(162mm + 200mm)^2 + (182mm + 180mm)^2}$$

$$r = 511.95mm$$

Fuerzas en la interface cartela-viga: Caso máxima tracción.

$$Pu_{trac} = 163.19tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-4):

$$V_{b1} = \frac{e_b}{r} * Pu_{trac}$$

$$V_{b1} = \frac{180mm}{511.95mm} * 163.19tn$$

$$V_{b1} = 57.38tn$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-5):

$$H_{b1} = \frac{\alpha}{r} * Pu_{trac}$$

$$H_{b1} = \frac{162mm}{511.95mm} * 163.19tn$$

$$H_{b1} = 51.64tn$$

Cálculo del momento en la columna:

$$M_{b1} = V_{b1} * (\alpha' - \alpha)$$

$$M_{b1} = 57.38tn * (197mm - 162mm)$$

$$M_{b1} = 2.01tn.m$$

Cálculo de la fuerza vertical en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-2):

$$V_{c1} = \frac{\beta}{r} * Pu_{trac}$$

$$V_{c1} = \frac{182mm}{511.95mm} * 163.19tn$$

$$V_{c1} = 58.01tn$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-3):

$$H_{c1} = \frac{e_c}{r} * Pu_{trac}$$

$$H_{c1} = \frac{200mm}{511.95mm} * 163.19tn$$

$$H_{c1} = 63.75tn$$

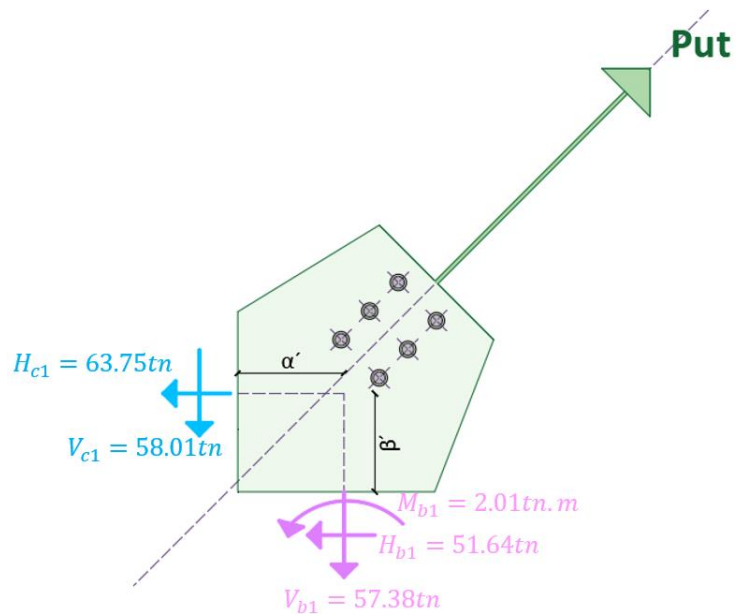
Cálculo del momento en la viga:

$$M_{c1} = H_{c1} * (\beta' - \beta)$$

$$M_{c1} = 63.75tn * (182mm - 182mm)$$

$$M_{c1} = 0 tn.m$$

Figura 76: Fuerzas en la interfaz cartela - viga: Caso de máxima tracción.



Fuente: Autoras.

Fuerzas en la interface cartela-viga: Caso máxima compresión.

$$Pu_{comp} = 102.01tn$$

Cálculo de la fuerza vertical en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-4)

$$V_{b2} = \frac{e_b}{r} * Pu_{comp}$$

$$V_{b2} = \frac{180mm}{511.95mm} * 102.01tn$$

$$V_{b2} = 35.87tn$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la viga (Manual AISC 15th Ed, 13-5)

$$H_{b2} = \frac{\alpha}{r} * Pu_{comp}$$

$$H_{b2} = \frac{162mm}{511.95mm} * 102.01tn$$

$$H_{b2} = 32.28tn$$

Cálculo del momento en la columna

$$M_{b2} = V_{b2} * (\alpha' - \alpha)$$

$$M_{b2} = 35.87tn * (197mm - 162mm)$$

$$M_{b2} = 1.26tn.m$$

Cálculo de la fuerza vertical en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-2)

$$V_{c2} = \frac{\beta}{r} * Pu_{comp}$$

$$V_{c2} = \frac{182mm}{511.95mm} * 102.01tn$$

$$V_{c2} = 36.26tn$$

Cálculo de la fuerza horizontal en la columna (Manual AISC 15th Ed, 13-3)

$$H_{c2} = \frac{e_c}{r} * Pu_{comp}$$

$$H_{c2} = \frac{200mm}{511.95mm} * 102.01tn$$

$$H_{c1} = 39.85tn$$

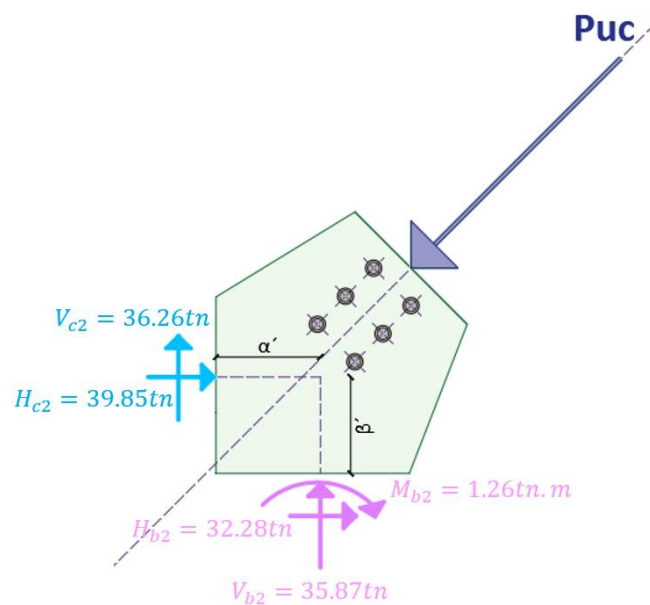
Cálculo del momento en la viga

$$M_{c2} = H_{c2} * (\beta' - \beta)$$

$$M_{c2} = 39.85tn * (182mm - 182mm)$$

$$M_{c2} = 0 \text{ tn.m}$$

Figura 77: Fuerzas en la interfaz cartela viga - Caso de máxima compresión.



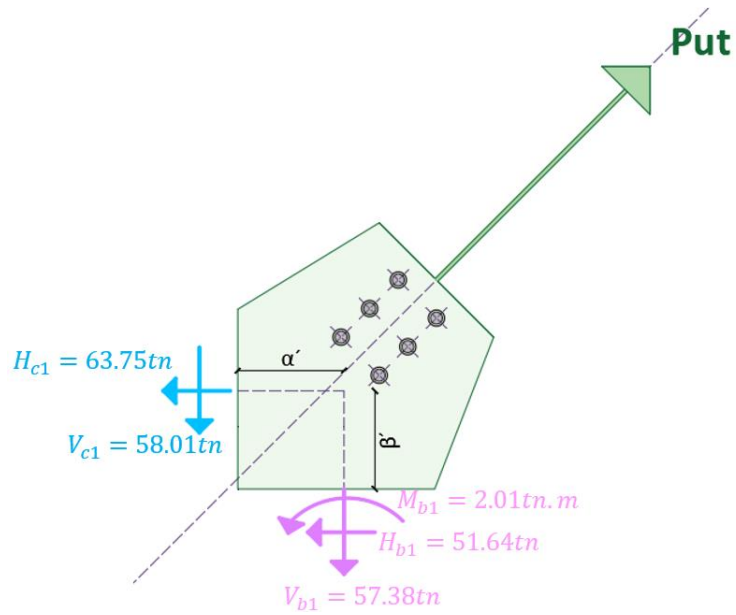
Fuente: Autoras.

DISEÑO DE LAS CARTELAS

Estado tensional en la unión con la viga y la columna

Interface cartela – viga:

Figura 78: Fuerzas interfaz cartela - viga.



Fuente: Autoras.

$V_{b1} = 57.38tn$ Fuerza cortante

$H_{b1} = 51.64tn$ Fuerza axial

$M_{b1} = 2.01tn.m$ Momento flector

$$L = L_x - clip$$

$$L = 364mm - 30mm$$

$$L = 334mm$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M_{b1}}{H_{b1}}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M_{b1}}{H_{b1}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{2.01tn.m}{51.64tn}\right)^2 + 0.334m^2} - 2 * \frac{2.01tn.m}{51.64tn}$$

$$L_{ef} = 265.11mm$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pn} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pn} * L}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{51.64tn}{25mm * 265.11mm}\right)^2 + 3 * \left(\frac{57.38tn}{25mm * 334mm}\right)^2} = 7948.34 \text{ tn}/m^2$$

$$Si \left(\sqrt{\left(\frac{H_{b1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{b1}}{t_{pl} * L}\right)^2} \leq \phi Fy_{pl-nodo}, OK, Revisar \right)$$

$$\Phi_y = 0.90$$

Factor de minoración

$$7948.34 \text{ tn}/m^2 \leq 0.9 * 35700 \text{ tn}/m^2, OK$$

$$7948.34 \text{ tn}/m^2 \leq 32130 \text{ tn}/m^2, OK$$

Otra metodología:

Ecuación de interacción, basada en la teoría plástica (Astaneh 1998 y Dowsell 2015)

$$\frac{M_{ub}}{\phi_b * M_n} + \left(\frac{V_{ub}}{\phi_t * P_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{ub}}{\phi_v * V_n}\right)^4 \leq 1.0$$

$$\phi_{b1} = 0.90$$

$$\phi_{t1} = 0.90$$

$$\phi_{v1} = 1.00$$

$$M_n = Fy_{pl-nodo} * \frac{L^2 * t_{pn}}{4}$$

$$M_n = 3570 \frac{kg}{cm^2} * \frac{(33.4cm)^2 * 2.5cm}{4}$$

$$M_n = 24.89tn.m$$

$$P_n = Fy_{pl-nodo} * L * t_{pn}$$

$$P_n = 3570 \frac{kg}{cm^2} * 33.4cm * 2.5cm$$

$$P_n = 298.09tn$$

$$V_n = 0.60 * Fy_{pl-nodo} * L * t_{pn}$$

$$V_n = 0.60 * 3570 \frac{kg}{cm^2} * 33.4cm * 2.5cm$$

$$V_n = 178.86tn$$

$$\frac{M_{b1}}{\phi_{b1} * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_{t1} * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_{v1} * V_n} \right)^4$$

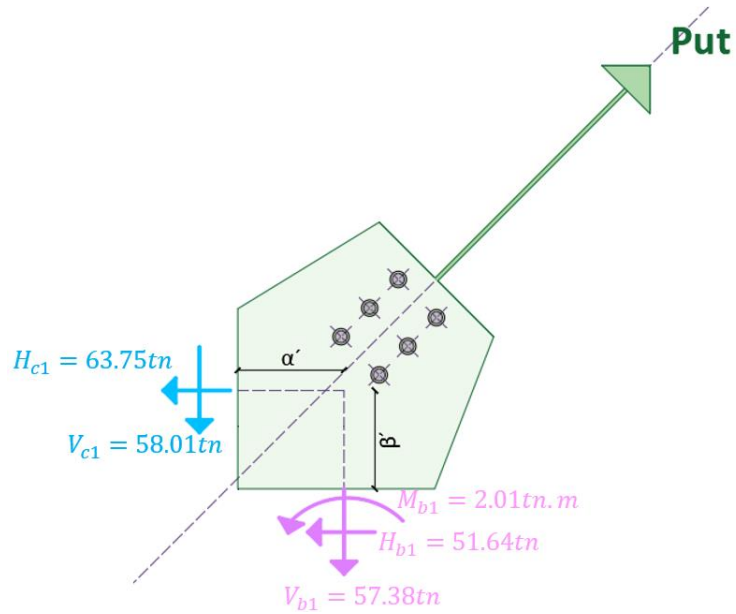
$$\frac{2.01tn.m}{0.9 * 24.89tn.m} + \left(\frac{57.38tn}{0.9 * 298.09tn} \right)^2 + \left(\frac{51.64tn}{1.0 * 178.86tn} \right)^4 = 0.14$$

$$Si \left(\frac{M_{b1}}{\phi_{b1} * M_n} + \left(\frac{V_{b1}}{\phi_{t1} * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{b1}}{\phi_{v1} * V_n} \right)^4 \leq 1.0, OK, Revisar \right)$$

$$0.14 \leq 1.0, OK$$

Interface cartela – columna:

Figura 79: Fuerzas interfaz cartela - columna.



Fuente: Autoras.

$V_{c1} = 58.01tn$ Fuerza cortante

$H_{c1} = 63.75tn$ Fuerza axial

$M_{c1} = 0tn.m$ Momento flector

$$L = L_y - clip$$

$$L = 334mm - 30mm$$

$$L = 304mm = 30.4cm$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M_{c1}}{H_{c1}}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M_{c1}}{H_{c1}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{0tn.m}{63.75tn}\right)^2 + 0.304m^2} - 2 * \frac{0tn.m}{63.75tn}$$

$$L_{ef} = 0.304m = 30.4cm$$

$$\sqrt{\left(\frac{H_{c1}}{t_{pn} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{c1}}{t_{pn} * L}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{63.75tn}{25mm * 304mm}\right)^2 + 3 * \left(\frac{58.01tn}{25mm * 304mm}\right)^2} = 8565.87 \text{ tn}/m^2$$

$$Si \left(\sqrt{\left(\frac{H_{c1}}{t_{pl} * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{c1}}{t_{pl} * L}\right)^2} \leq \phi Fy_{pl-nodo}, OK, Revisar \right)$$

$$\Phi_y = 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$8565.87 \text{ tn}/m^2 \leq 0.9 * 35700 \text{ tn}/m^2$$

$$8565.87 \text{ tn}/m^2 \leq 32130 \text{ tn}/m^2, \quad \therefore \quad OK$$

Otra metodología:

Ecuación de interacción, basada en la teoría plástica (Astaneh 1998 y Dowswell 2015)

$$\frac{M_{c1}}{\phi_{b1} * M_n} + \left(\frac{V_{c1}}{\phi_{t1} * P_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{c1}}{\phi_{v1} * V_n}\right)^4 \leq 1.0$$

$$\phi_{b1} = 0.90$$

$$\phi_{t1} = 0.90$$

$$\phi_{v1} = 1.00$$

$$M_n = Fy_{pl-nodo} * \frac{L^2 * t_{pn}}{4}$$

$$M_n = 3570 \frac{kg}{cm^2} * \frac{(30.4cm)^2 * 2.5cm}{4}$$

$$M_n = 20.62tn.m$$

$$P_n = Fy_{pl-nodo} * L * t_{pn}$$

$$P_n = 3570 \frac{kg}{cm^2} * 30.4cm * 2.5cm$$

$$P_n = 271.32tn$$

$$V_n = 0.60 * Fy_{pl-nodo} * L * t_{pn}$$

$$V_n = 0.60 * 3570 \frac{kg}{cm^2} * 30.4cm * 2.5cm$$

$$V_n = 162.79tn$$

$$\frac{M_{c1}}{\phi_1 * M_n} + \left(\frac{V_{c1}}{\phi_{t1} * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{c1}}{\phi_{v1} * V_n} \right)^4$$

$$\frac{0}{0.9 * 20.62tn.m} + \left(\frac{58.01tn}{0.9 * 271.32tn} \right)^2 + \left(\frac{63.75tn}{1.0 * 162.79tn} \right)^4 = 0.08$$

$$Si \left(\frac{M_{c1}}{\phi_{b1} * M_n} + \left(\frac{V_{c1}}{\phi_{t1} * P_n} \right)^2 + \left(\frac{H_{c1}}{\phi_{v1} * V_n} \right)^4 \leq 1.0, OK, Revisar \right)$$

$$0.08 \leq 1.0, \quad \therefore \quad OK$$

CÁLCULO DE LA SOLDADURA EN CONEXIÓN PLACA GUSSET-VIGA Y PLACA GUSSET-COLUMNA.

Cálculo de la soldadura en conexión placa Gusset – columna:

Cálculo de la fuerza resultante en la conexión:

$$P_{uc} = \sqrt{V_{c1}^2 + H_{c1}^2}$$
$$P_{uc} = \sqrt{(58.01tn)^2 + (63.75tn)^2}$$
$$P_{uc} = 86.19tn$$

Cálculo del ángulo resultante de la carga:

$$\theta_c = \tan^{-1}\left(\frac{H_{c1}}{V_{c1}}\right)$$
$$\theta_c = \tan^{-1}\left(\frac{63.75tn}{58.01tn}\right)$$
$$\theta_c = 47.70^\circ$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC360-16, J2.5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX}(1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

Donde:

$$F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del metal de relleno}$$

$$\theta = 47.70^\circ \quad \text{Ángulo resultante de la carga}$$

$$\phi_w = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX}(1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2 (1.0 + 0.50 * \sin 47.70^{1.5})$$

$$F_{nw} = 3890.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = \phi_w * 3890.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = 0.75 * 3890.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwc} = 2918.16 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la soldadura en la columna:

$$Lw_c = L_y - 50mm$$

$$Lw_c = 334mm - 50mm$$

$$Lw_c = 284mm \approx 280mm \quad (\text{redondeado a múltiplo de } 10)$$

Cálculo filete mínimo requerido:

$$D_{req} = \frac{P_{uc}}{2 * lw_c * \phi F_{nwc} * 0.707}$$

$$D_{req} = \frac{86.19tn}{2 * 28cm * 2918.16 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$D_{req} = 0.75cm = 7.5mm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

Espesor de la placa Gusset $\rightarrow t_{pl} = 25 \text{ mm}$

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

Cálculo del factor de reducción para longitud de soldadura (AISC360-16, J2.1):

$$\beta = 1.2 - 0.002(l/w) \leq 1.0$$

$$\beta = 1.2 - 0.002(Lw_c/Dw_c)$$

$$\beta = 1.2 - 0.002(280 \text{ mm}/8 \text{ mm})$$

$$\beta = 1.13$$

Si $(\beta \leq 1.0, \beta, 1.0)$

$$1.13 \leq 1.0$$

$$\beta = 1.0$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura:

$$\phi Rn = \frac{2 * lw_c * Dw_c * \beta * \phi F_{nwc}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi Rn = \frac{2 * 28 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm} * 1 * 2918.16 \text{ kg/cm}^2}{\sqrt{2}}$$

$$\phi Rn = 92.44 \text{ tn}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{P_{uc}}{\phi Rn}$$

$$IDC = \frac{86.19tn}{92.44tn}$$

$$IDC = 0.93$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.93 \leq 1.0 \quad \therefore \quad \text{Cumple}$$

Cálculo de la soldadura en conexión placa Gusset – viga:

Cálculo de la fuerza resultante en la conexión:

$$P_{ub} = \sqrt{V_{b1}^2 + H_{b1}^2}$$

$$P_{ub} = \sqrt{(57.38tn)^2 + (51.64tn)^2}$$

$$P_{ub} = 77.20tn$$

Cálculo del ángulo resultante de la carga:

$$\theta_b = \tan^{-1} \left(\frac{H_{b1}}{V_{b1}} \right)$$

$$\theta_b = \tan^{-1} \left(\frac{51.64tn}{57.38tn} \right)$$

$$\theta_b = 41.99^\circ$$

Cálculo de la tensión nominal del metal de soldadura (AISC360-16, J2.5):

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

Donde:

$$F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del metal de relleno}$$

$$\theta = 41.99^\circ \quad \text{Ángulo resultante de la carga}$$

$$\phi_w = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EXX} (1.0 + 0.50 * \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2 (1.0 + 0.50 * \sin 41.99^{1.5})$$

$$F_{nw} = 3759.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = \phi_w * 3759.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = 0.75 * 3759.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nwb} = 2819.74 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la soldadura en la columna:

$$Lw_b = L_x - 50mm$$

$$Lw_b = 364mm - 50mm$$

$$Lw_b = 314mm \approx 310mm \quad (\text{redondeado a múltiplo de 10})$$

Cálculo filete mínimo requerido:

$$D_{req} = \frac{P_{ub}}{2 * lw_b * \phi F_{nwb} * 0.707}$$

$$D_{req} = \frac{77.20tn}{2 * 31cm * 2819.74 \frac{kg}{cm^2} * 0.707}$$

$$D_{req} = 0.62cm = 6.25mm$$

Tamaño mínimo de la soldadura (AISC360-16, tabla J2.4):

Espesor de la placa Gusset $\rightarrow t_{pl} = 25 mm$

$$D_{w_b} = 8mm$$

Cálculo del factor de reducción para longitud de soldadura (AISC360-16, J2.1):

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{l}{w} \right) \leq 1.0$$

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{L_{w_b}}{D_{w_b}} \right)$$

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{310mm}{8mm} \right)$$

$$\beta = 1.12$$

Si $(\beta \leq 1.0, \beta, 1.0)$

$$1.12 \leq 1.0 \text{ No}$$

$$\beta = 1.0$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n = \frac{2 * l_{w_b} * D_{w_b} * \beta * \phi F_{nwb}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = \frac{2 * 31cm * 0.8cm * 1 * 2819.74 \frac{kg}{cm^2}}{\sqrt{2}}$$

$$\phi R_n = 98.89tn$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{P_{ub}}{\phi R_n}$$

$$IDC = \frac{77.20tn}{98.89tn}$$

$$IDC = 0.78$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple)

$$0.78 \leq 1.0 \quad \therefore \quad \text{Cumple}$$

DEFINICIÓN DE LA SOLDADURA EN LA CONEXIÓN PLACA GUSSET – VIGA Y PLACA GUSSET -COLUMNNA, CONFORME AL CRITERIO DE CAPACIDAD DE CORTE DE LA PLANCHA GUSSET

Cálculo de la resistencia disponible a corte de la placa. (AISC341-16, F2.4):

$$V = 0.6 * R_y * F_y * t_p$$

Donde:

R_y Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico
.....mínimo especificado

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de refuerzo

t_p espesor de la placa de refuerzo.

Cálculo de la demanda de corte en la conexión placa Gusset-columnna:

El factor de sobre resistencia R_y , se obtiene de la tabla A3.1 de la Norma AISC 341-16.

Para el acero A572 Gr.50, los valores son:

$$R_{y_{pl-nodo}} = 1.1$$

$$R_{t_{pl-nodo}} = 1.1$$

$$V_c = 0.6 * R_{y_{pl-nodo}} * F_{y_{pl-nodo}} * t_{pn} * l_{w_c}$$

$$V_c = 0.6 * 1.1 * 3570 \text{ kg/cm}^2 * 2.5\text{cm} * 28\text{cm}$$

$$V_c = 164.93\text{tn}$$

Cálculo del esfuerzo nominal de la soldadura:

$$F_w = 0.6 * F_{EXX}$$

$$F_w = 0.6 * 4920 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_w = 2952 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del espesor requerido de la soldadura en la conexión placa gusset-columna:

$$D_{w_{c1}} = \frac{V_c}{2 * l_{w_c} * \phi_w * F_w * 0.707}$$

$$D_{w_{c1}} = \frac{164.93\text{tn}}{2 * 28\text{cm} * 0.75 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$D_{w_{c1}} = 1.88\text{cm} = 18.82\text{mm}$$

Cálculo de la demanda de corte en la conexión placa gusset-viga:

$$V_b = 0.6 * R_{y_{pl-nodo}} * F_{y_{pl-nodo}} * t_{pn} * l_{w_b}$$

$$V_b = 0.6 * 1.1 * 3570 \text{ kg/cm}^2 * 2.5\text{cm} * 31\text{cm}$$

$$V_b = 182.61\text{tn}$$

Cálculo del espesor requerido de la soldadura en la conexión placa gusset-columna:

$$Dw_{b1} = \frac{V_c}{2 * lw_b * \phi_w * F_w * 0.707}$$

$$Dw_{b1} = \frac{164.93\text{tn}}{2 * 31\text{cm} * 0.75 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 0.707}$$

$$Dw_{b1} = 1.70\text{cm} = 17\text{mm}$$

Cálculo de la capacidad plástica de la placa gusset (Roeder W., Lumpkin J. y Lehman E. 2011, A.12):

$$2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707) * w \geq Ry * Fy * t_p$$

Donde:

$$\beta = 0.75$$

Factor de balance

$$w \geq \frac{Ry * Fy * t_p}{2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707)}$$

$$w = \frac{Ry_{pl-nodo} * Fy_{pl-nodo} * t_{pn}}{2(1.5) * \beta * (0.60) * F_{EXX} * (0.707)}$$

$$w = \frac{1.1 * 3570 \text{ kg/cm}^2 * 2.5\text{cm}}{2(1.5) * 0.75 * (0.60) * 4920 \text{ kg/cm}^2 * (0.707)}$$

$$w = 2.09\text{cm} = 20.90\text{mm}$$

CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS MÍNIMAS REQUERIDAS EN LA CONEXIÓN PLACA GUSSET-VIGA Y PLACA GUSSET-COLUMNA, CONFORME AL MÉTODO DE FUERZA UNIFORME Y AL CRITERIO DE CAPACIDAD POR CORTE DE LA PLACA GUSSET.

Cálculo del espesor mínimo de soldadura en la conexión placa gusset-columna.

$$Dw_{c-req} = \max(Dw_c, Dw_{c1}, w)$$

$$Dw_{c-req} = \max(8mm, 18.82mm, 20.90)$$

$$Dw_{c-req} = 20.90mm$$

$$Dw_{c-req} = 21mm$$

Cálculo del espesor mínimo de soldadura en la conexión placa gusset-viga:

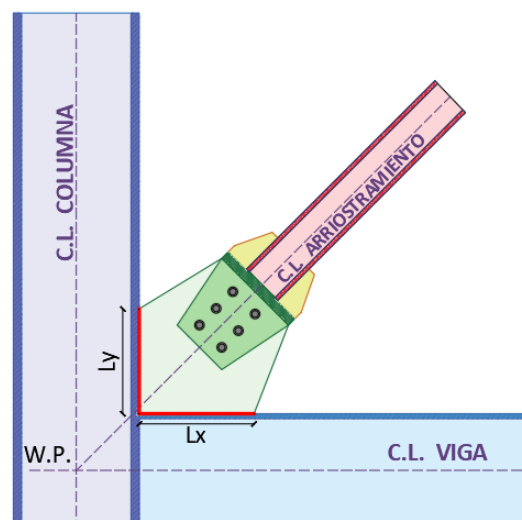
$$Dw_{b-req} = \max(Dw_b, Dw_{b1}, w)$$

$$Dw_{b-req} = \max(8mm, 17mm, 20.90)$$

$$Dw_{b-req} = 20.90mm$$

$$Dw_{b-req} = 21mm$$

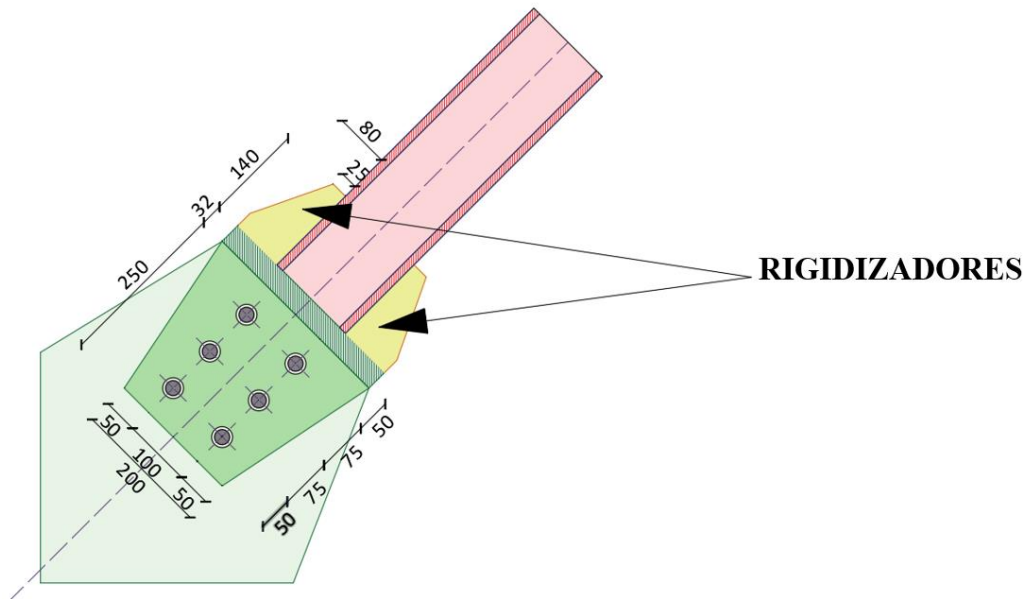
Figura 80: Soldadura mínima: Cartela - viga y cartela - columna.



Fuente: Autoras.

DISEÑO DEL RIGIDIZADOR

Figura 81: Rigidizadores.



Fuente: Autoras.

$h_{rig} = 80mm$ Altura del rigidizador

Cálculo de la longitud del rigidizador mínimo:

$$L_{rig} = \frac{h_{rig}}{\tan 30^\circ}$$

$$L_{rig} = \frac{80mm}{\tan 30^\circ}$$

$$L_{rig} = 138.56mm \approx 140mm$$

Cálculo del espesor del rigidizador:

$$t_{rig1} \geq t_{wa} * \frac{F_{ya}}{F_{ypl-nodo}}$$

$$t_{rig1} \geq 7mm * \frac{2530 \text{ kg/cm}^2}{3570 \text{ kg/cm}^2}$$

$$t_{rig1} = 5mm$$

$$Si \left(t w_a * \frac{Fy_a}{Fy_{pl-nodo}} \leq t_{rig}, Ok, Aumentar espesor \right)$$

$$5mm \leq 10mm, OK$$

Chequeo del pandeo local del rigidizador:

Para el cálculo de la razón ancho espesor, usamos las fórmulas del caso 1 de la Tabla B4.1b de la norma AISC360-16.

Razón ancho espesor:

$$\lambda = \frac{h_{rig}}{t_{rig}} = \frac{80mm}{10mm}$$

$$\lambda = 8$$

Razón ancho espesor límite:

$$\lambda_{max} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{Fy_{pl-nodo}}} = 0.56 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3570 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_{max} = 13.58$$

Si($\lambda \leq \lambda_{max}$, *Ok, No cumple*)

$$\lambda \leq \lambda_{max}$$

$$8 \leq 13.58, \therefore Ok$$

VERIFICACIÓN DE LA VIGA Y LA COLUMNA. ESPECIFICACIÓN J10 AISC360-16, ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

Cálculo de la fluencia local de alma de la viga (AISC 360-16, J10-2 y J10-3):

Resistencia R_n

Si $x > d_b$, entonces la resistencia se calculara mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

Si $x < d_b$, entonces la resistencia se calculara mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

Donde:

$$x = \acute{\alpha} = 197mm$$

$$d_v = 360 mm \quad \text{Altura de la sección}$$

$$r_{bv} = 18 mm \quad \text{Radio de curvatura}$$

Cálculo del espesor del ala más la curvatura:

$$k = t_{fv} + r_{bv}$$

$$k = 12.7mm + 18mm$$

$$k = 30.7mm$$

Cálculo de la longitud de apoyo de la carga concentrada:

$$l_b = L_x - clip$$

$$l_b = 364 mm - 30 mm$$

$$l_b = 334mm$$

Cálculo de la resistencia Rn:

$$x > d_v$$

$$197 \text{ mm} > 360 \text{ mm}$$

Entonces:

$$Rn = Fy_v * tw_v(2.5k + l_b)$$

$$Rn = 2530 \text{ kg/cm}^2 * 0.8 \text{ cm} * (2.5 * 3.07 \text{ cm} + 33.4 \text{ cm})$$

$$Rn = 83.14 \text{ tn}$$

$\phi_r = 1.0$ Factor de reducción de por resistencia

$$\phi Rn = 1.0 * 83.14 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 83.14 \text{ tn}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{V_{b1} + \frac{4M_{b1}}{L_x - clip}}{\phi Rn}$$

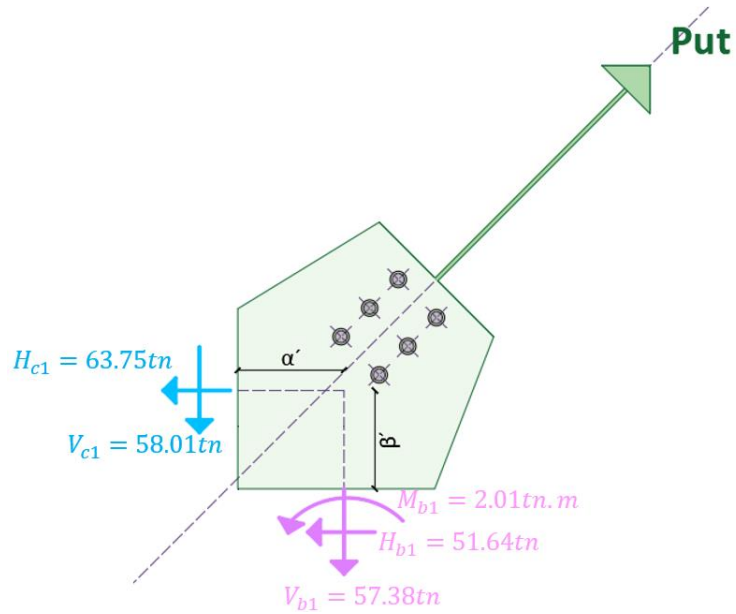
$$IDC = \frac{57.38 \text{ tn} + \frac{4 * 2.01 \text{ tn.m}}{0.334 \text{ m}}}{83.14 \text{ tn}}$$

$$IDC = 0.97$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple: colocar placas de refuerzo)

$$0.97 \leq 1.0 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Figura 82: Fuerzas interfaz cartela - viga: caso de máxima tracción.



Fuente: Autoras.

Aplastamiento local en el alma de la viga (AISC 360-16, J10- y J10-5).

La norma AISC 360-16, en el capítulo J-10.3: Aplastamiento del Alma

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- a) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$, ecuación J10-4.

$$\text{Si } x \geq \frac{d_b}{2}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

b) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$, ecuación J10-5a y J10-5b

1. Para $\frac{l_b}{d} \leq 0.2$, usar ecuación J10-5a

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

2. Para $\frac{l_b}{d} > 0.2$, usar ecuación J10-5b

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0.2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

d = Profundidad total del miembro

$Q_f = 1.00$ Para secciones de ala ancha y secciones tubulares HSS (conexiones de superficie) en tracción.

Cálculo de la resistencia R_n :

$$R_n = Si(x \geq \frac{d_v}{2}, 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} Q_f, (J10 - 5))$$

$$x \geq \frac{d_v}{2}$$

$$162 \text{ mm} \geq \frac{360 \text{ mm}}{2}$$

$162 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm}$, No, entonces, aplicamos la sección (J10-5)

$$Si \left(\frac{l_b}{d_v} \leq 0.2, 0.40 * tw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{tw}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy_{yw} * t_f}{tw}} Q_f, \right. \\ \left. 0.40 * tw^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{tw}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy_{yw} * t_f}{tw}} Q_f \right)$$

$$\frac{l_b}{d_v} \leq 0.2$$

$$\frac{334mm}{360mm} \leq 0.2$$

$$0.93 \leq 0.2$$

Entonces:

$$Rn = 0.40 * tw_v^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d_v} - 0.2 \right) \left(\frac{tw_v}{t_{f_v}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fy_v * t_{f_v}}{tw_v}} Q_f$$

$$Rn = 0.40(0.8cm)^2 \left[1 + \left(\frac{4 * 33.4cm}{36cm} - 0.2 \right) \left(\frac{0.8cm}{1.27cm} \right)^{1.5} \right]$$

$$* \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.27cm}{0.8cm}}$$

$$Rn = 64.78tn$$

$\phi_{r1} = 0.75$ Factor de reducción de por resistencia

$$\phi Rn = 0.75 * 64.78 tn$$

$$\phi Rn = 48.58 tn$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{V_{b2} + \frac{4M_{b2}}{L_x - clip}}{\phi R_n}$$

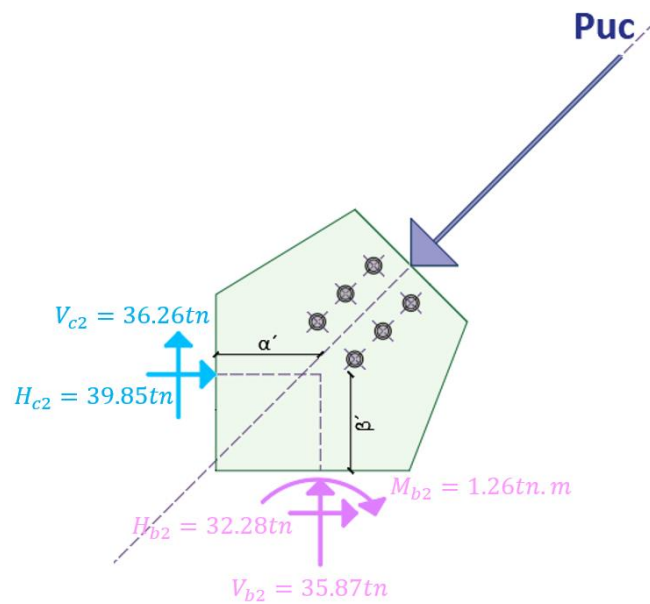
$$IDC = \frac{35.87 \text{ tn} + \frac{4 * 1.26 \text{ tn} \cdot \text{m}}{0.334 \text{ m}}}{48.58 \text{ tn}}$$

$$IDC = 1.0$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple: colocar placas de refuerzo)

$$1.0 \leq 1.0 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Figura 83: Fuerzas interfaz cartela - viga: caso de máxima compresión.



Fuente: Autoras.

Cedencia local del alma de la columna:

Resistencia R_n

Si $x > d_b$, entonces la resistencia se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

Si $x < d_b$, entonces la resistencia se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

Donde:

$$x = \beta = 182mm$$

$$d_c = 400 mm \quad \text{Altura de la sección}$$

$$r_{bc} = 27 mm \quad \text{Radio de curvatura}$$

Cálculo del espesor del ala más la curvatura:

$$k = t_{fc} + r_{bc}$$

$$k = 24mm + 27mm$$

$$k = 51mm$$

Cálculo de la longitud de apoyo de la carga concentrada:

$$l_b = L_y - clip$$

$$l_b = 334 mm - 30 mm$$

$$l_b = 304 mm$$

Cálculo de la resistencia R_n :

$$x > d_c$$

$$182 mm > 400 mm$$

Entonces:

$$R_n = F_{yc} * t_{wc} (2.5k + l_b)$$

$$R_n = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1.35cm * (2.5 * 5.1cm + 30.4cm)$$

$$Rn = 147.38 \text{ tn}$$

$\phi_r = 1.0$ Factor de reducción de por resistencia

$$\phi Rn = 1.0 * 147.38 \text{ tn}$$

$$\phi Rn = 147.38 \text{ tn}$$

Cálculo del índice demanda capacidad:

$$IDC = \frac{V_{c1}}{\phi Rn}$$

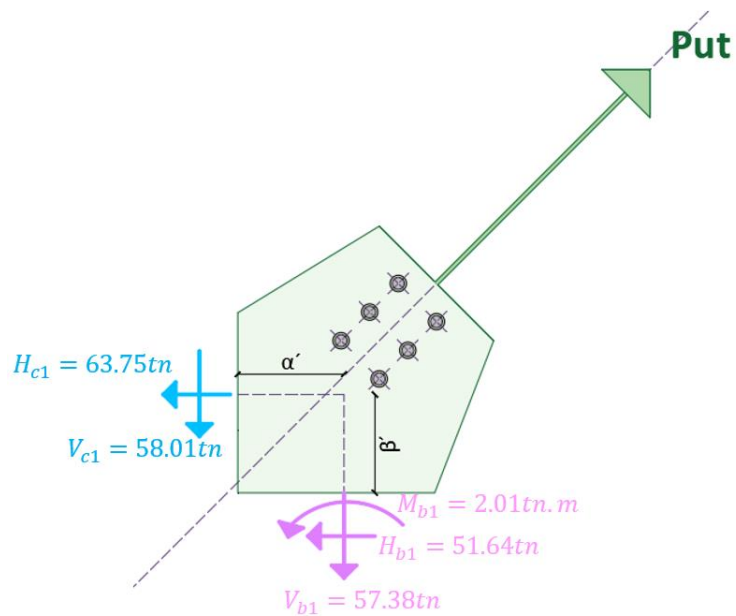
$$IDC = \frac{58.01 \text{ tn}}{147.38 \text{ tn}}$$

$$IDC = 0.39$$

Si ($IDC \leq 1.0$, Cumple, No Cumple: colocar placas de refuerzo)

$$0.39 \leq 1.0 \text{ Cumple}$$

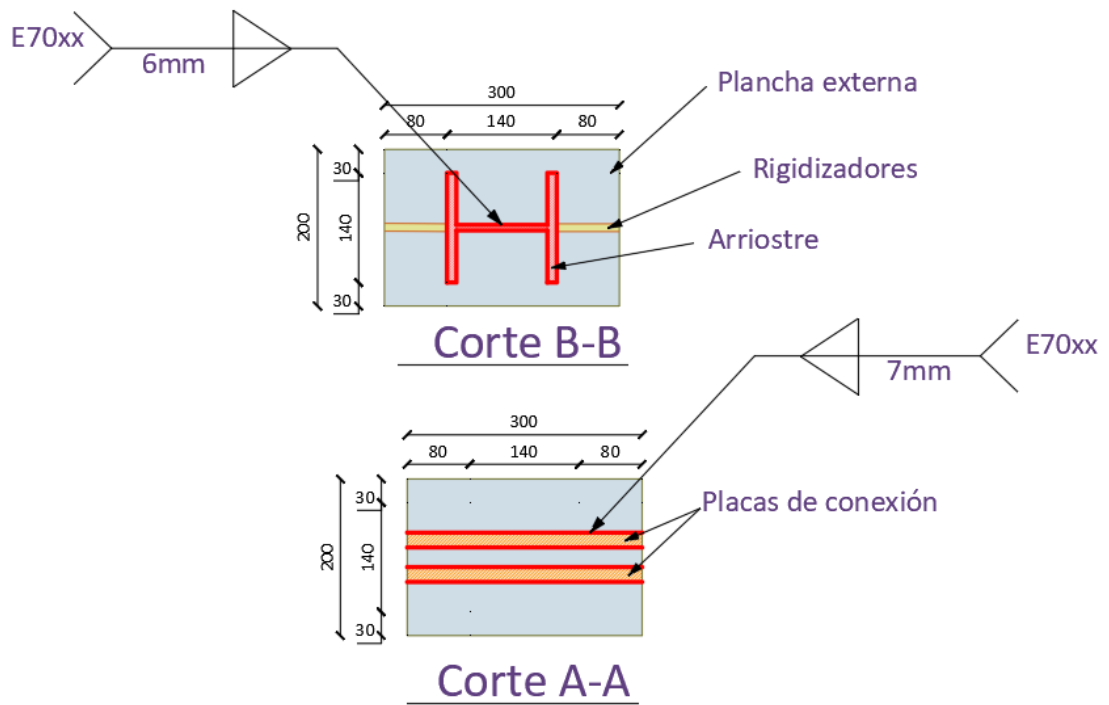
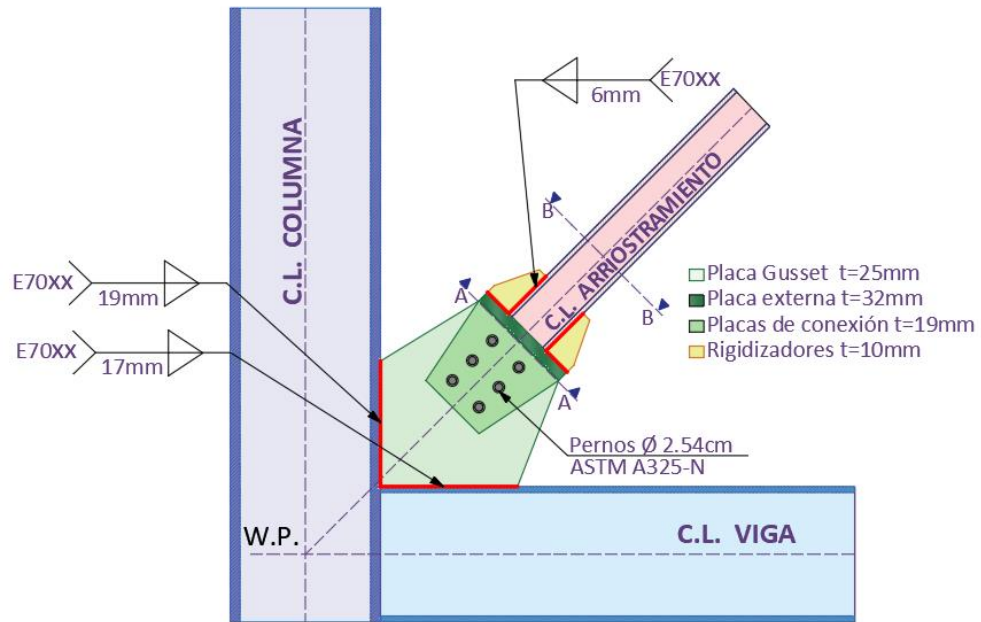
Figura 84: Fuerzas interfaz cartela - columna: caso máxima tracción.



Fuente: Autoras.

DETALLE FINAL:

Figura 85: Detalle de la conexión emperrada.

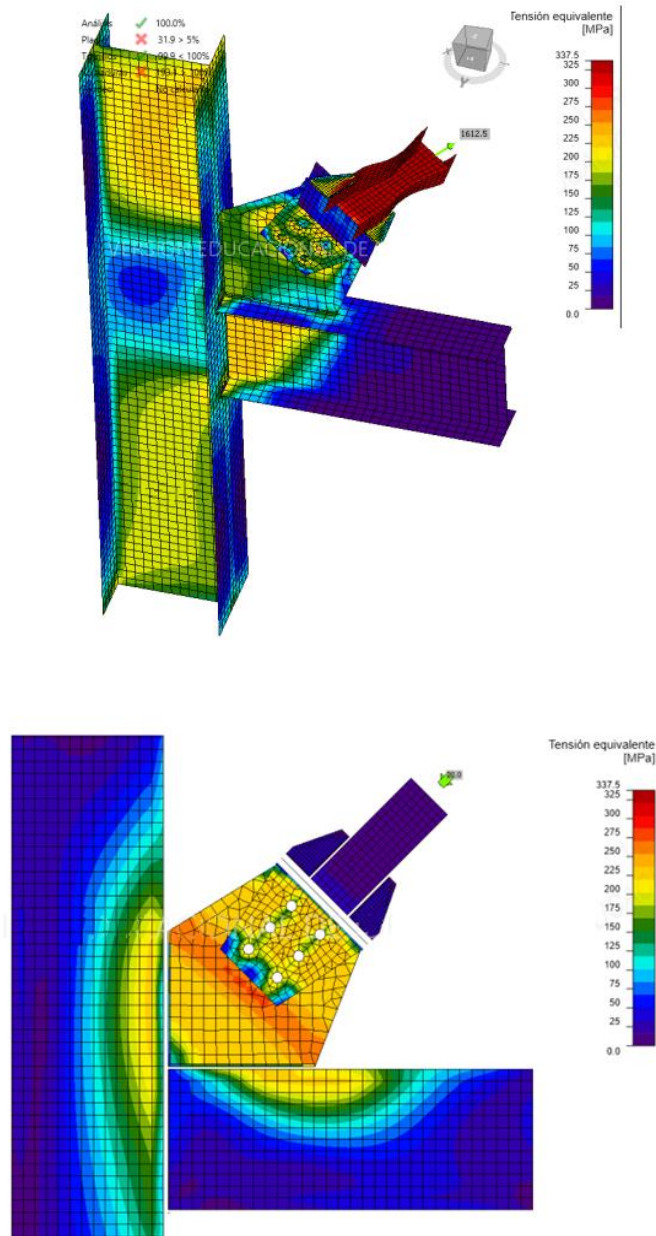


Fuente: Autoras.

ANÁLISIS FEM:

Para la validación del software desarrollado se ha realizado el análisis de las conexiones en un software específico para el análisis de elementos finitos, dándonos como resultado lo siguiente:

Figura 86: Análisis FEM: Conexión simple viga - columna. (Empernada)



Fuente: Autoras.

Resistencia de diseño de la unión

Tabla 7: Análisis FEM: Resistencia de diseño de la unión

Cargas	IDC
Carga de compresión.	0.60
Carga de tracción.	0.75
Carga de post – pandeo.	0.81

Fuente: Autoras

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos, los elementos diseñados ante cargas solicitantes de tracción, compresión y post - pandeo, tiene una índice demanda/capacidad menor a 1.00, recomendado por la norma, de lo que se puede concluir que la conexión tiene un buen comportamiento estructural bajo todas las cargas de diseño.

Resistencia de los pernos

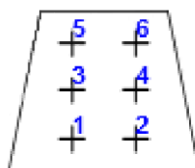


Tabla 8: Análisis FEM: Resistencia de los pernos

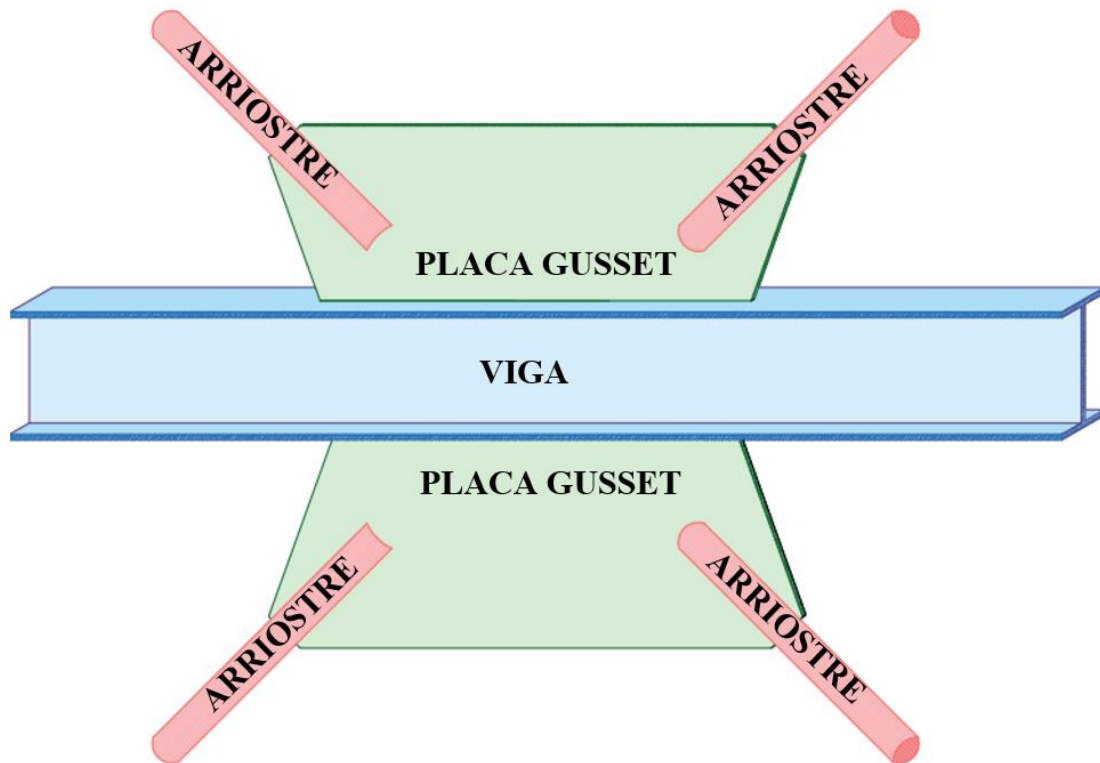
Elemento	Sección	Cargas	Resistencia nominal	Resistencia nominal	I.D.C.
		Kn	Kn	Kg	%
Perno 1	1,0 in	1612,50	223,70	22810,69	0.023
Perno 2	1,0 in	1612,50	223,70	22810,69	0.023
Perno 3	1,0 in	1612,50	417,80	42603,07	0,006
Perno 4	1,0 in	1612,50	417,80	42603,07	0,006
Perno 5	1,0 in	1612,50	417,80	42603,07	0.104
Perno 6	1,0 in	1612,50	417,80	42603,07	0.104

Fuente: Autoras

5.4.4. Conexión soldada arriostre – viga en x.

Realice el diseño de una conexión soldada arriostre – viga en X, con los siguientes datos:

Figura 87: Conexión soldada arriostre - viga en X.



Fuente: Autoras.

DATOS GENERALES DEL PÓRTICO SCBF:

$L_a = 5.66 \text{ m}$	Longitud de arriostramiento ente puntos de trabajo.
$\theta = 45 \text{ deg}$	Ángulo del arriostramiento respecto a la vertical.
$t_{pn} = 16 \text{ mm}$	Espesor tentativo de la plancha nodo inferior y superior.

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES:

VIGA: W21X93

$d_b = 549 \text{ mm}$	Altura de la sección.
$b_{fb} = 213 \text{ mm}$	Ancho del patín.
$t_{fb} = 23.6 \text{ mm}$	Espesor del patín.
$t_{wb} = 14.7 \text{ mm}$	Espesor del alma.

ARRIOSTRAMIENTO: HSS 6 X 0.50:

$d_a = 152 \text{ mm}$	Diámetro de la sección.
$t_{nom} = 12.7 \text{ mm}$	Espesor nominal.
$t_{des} = 11.8 \text{ mm}$	Espesor de diseño.
$A_{ga} = 52.2 \text{ cm}^2$	Área gruesa.
$r_a = 4.98 \text{ cm}$	Radio de giro.

ARRIOSTRAMIENTO: HSS 5 X 0.375:

$d_{a2} = 127 \text{ mm}$	Diámetro de la sección.
$t_{nom2} = 9.53 \text{ mm}$	Espesor nominal.
$t_{des2} = 8.86 \text{ mm}$	Espesor de diseño.
$A_{ga2} = 32.90 \text{ cm}^2$	Área gruesa.
$r_{a2} = 4.19 \text{ cm}$	Radio de giro.

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

ACERO A UTILIZAR: ASTM A-36 , A992, A500 Gr B

Para:

Planchas de conexión: ASTM A36

Arriostramiento: ASTM A500 Gr B

Vigas y columnas: ASTM A992

$F_{yb} = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en viga.

$F_{ya} = 2952 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en arriostramiento.

$F_{yc} = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en columna.

$F_{ypl} = 2530 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en planchas.

$F_{ua} = 4080 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último en arriostramiento.

$F_{upl} = 4080 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último en planchas.

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad.

$R_{ya} = 1.40$ Factor de sobre - resistencia del arriostramiento.

$R_{ta} = 1.30$ Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento.

SOLDADURA A UTILIZAR: AWS E70XX

$E_{XX} = 70 \text{ ksi}$ Resistencia límite a corte del material de aporte.

CARGAS DE DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

Resistencia esperada de diseño de tracción

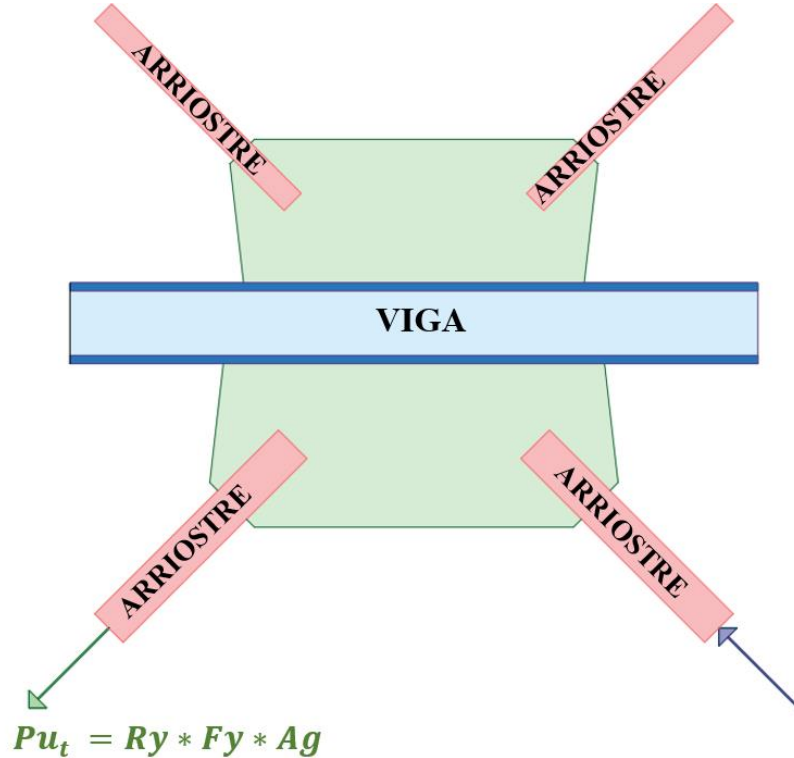
De la Norma AISC 341-16, en el apartado F2 – Marcos Especiales Con Refuerzo Concéntrico, para el cálculo de la resistencia esperada tenemos la siguiente ecuación.

$$P_{u_tracc} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

$$P_{u_tracc} = 1.40 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 52.2cm^2$$

$$P_{u_tracc} = 215732.16 kg = 215.73 ton$$

Figura 88: Carga a tracción en la riostra.



Fuente: Autoras.

- **Resistencia esperada de diseño de compresión**

- Factor de longitud efectiva. (Capítulo C o Anexo 7).

$$K = 1$$

La longitud de pandeo aproximada para el diseño de la conexión se encuentra entre un 65% - 75% debido al espacio que ocupan los perfiles viga, columna y plancha nodo.

- Cálculo de la longitud de pandeo aproximada:

$$L_{ba} = 0.7 * L_a$$

$$L_{ba} = 0.7 * 5.66 \text{ m}$$

$$L_{ba} = 3.96 \text{ m}$$

- Cálculo de F_e :

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-4:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

Para el arriostramiento:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\left(\frac{1 * 3.96 \text{ m} * 100}{4.98 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_e = 3277.84 \text{ kgf/cm}^2$$

Para el cálculo de F_{cre} :

- Si

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-2:

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$
$$\frac{1 * 3.96 \text{ m} * 100}{4.98 \text{ cm}} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.40 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$
$$79.52 \leq 106.17$$

Entonces, usar la ecuación E3-2:

$$F_{cre} = \left(0.658^{\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}} \right) * R_{ya} * F_{ya}$$
$$F_{cre} = \left(0.658^{\frac{1.40 * 2952}{3277.84}} \right) * 1.40 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
$$F_{cre} = 2438.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Si

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión.

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-2:

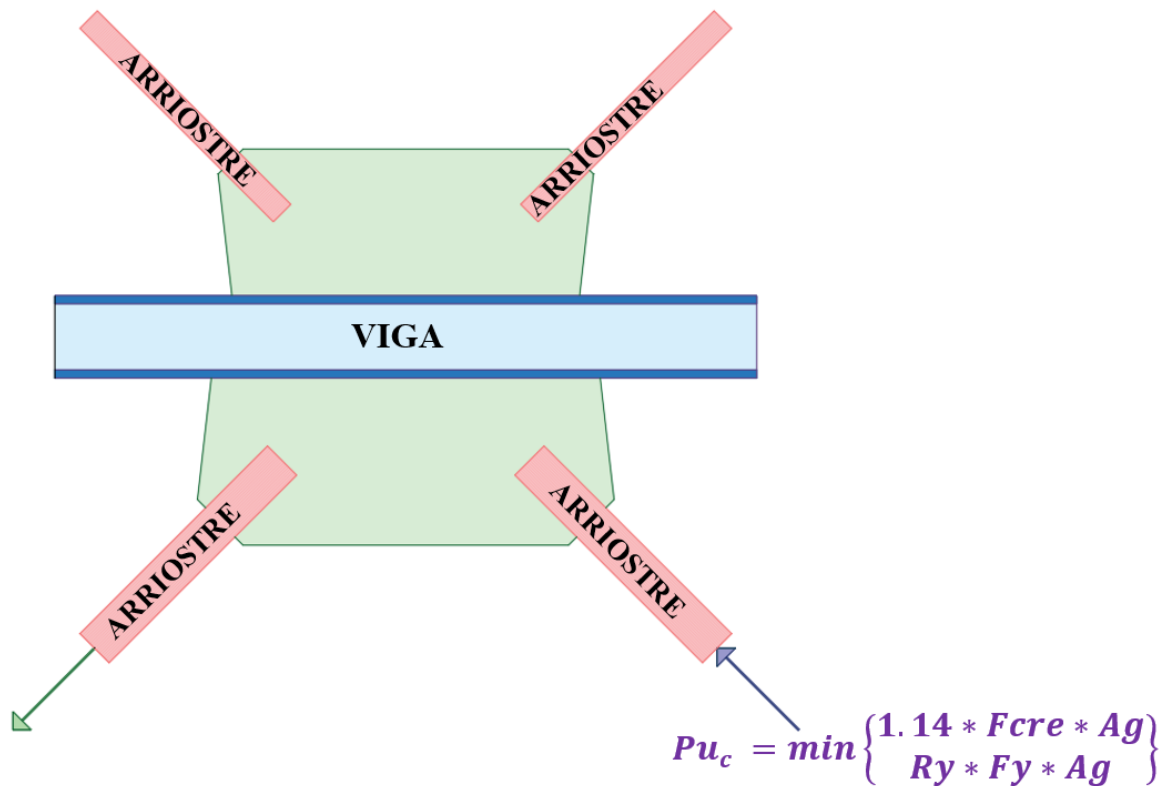
$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \geq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

Entonces, usar la ecuación E3-3:

$$F_{cre} = 0.877 * F_e$$

La fuerza de compresión será el menor valor entre:

Figura 89: Fuerza de compresión en arriostre inferior.



Fuente: Autoras.

De la Norma AISC 3410-16, CAP F – Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros Cortantes.

F2-3.: MARCOS ESPECIALES CON REFUERZO CONCÉNTRICO (SCBF), para el cálculo de la Resistencia esperada de la riostra en Compresión se debe tomar el menor valor entre:

$$P_{u_comp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.14 * F_{cre} * A_{ga} \\ R_{ya} * F_{ya} * A_{ga} \end{array} \right.$$

- CRITERIO 1:

$$P_{u_comp} = 1.14 * F_{cre} * A_{ga}$$

$$P_{u_comp} = 1.14 * 2438.14 \frac{kg}{cm^2} * 52.2cm^2$$

$$P_{u_comp} = 145088.83 kg$$

- CRITERIO 2:

$$P_{u_comp} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

$$P_{u_comp} = 1.40 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 52.2cm^2$$

$$P_{u_comp} = 215.73 ton$$

Entonces la fuerza de compresión es:

$$P_{u_comp} = 145088.83 kg = 145.08 ton$$

- **Resistencia esperada de post-pandeo**

De la Norma AISC 3410-16, CAP F – Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros Cortantes

- F2-3.: MARCOS ESPECIALES CON REFUERZO CONCENTRICO (SCBF), para el cálculo de la Resistencia esperada de la riostra después del pandeo se tomará como un máximo de 0.3 veces la resistencia esperada en compresión:

La Carga de Post-Pandeo, será el 30 por ciento de la Carga de compresión:

$$P_{u_{comp_pos}} = 0.3 * (1.14 * F_{cre} * A_{ga})$$

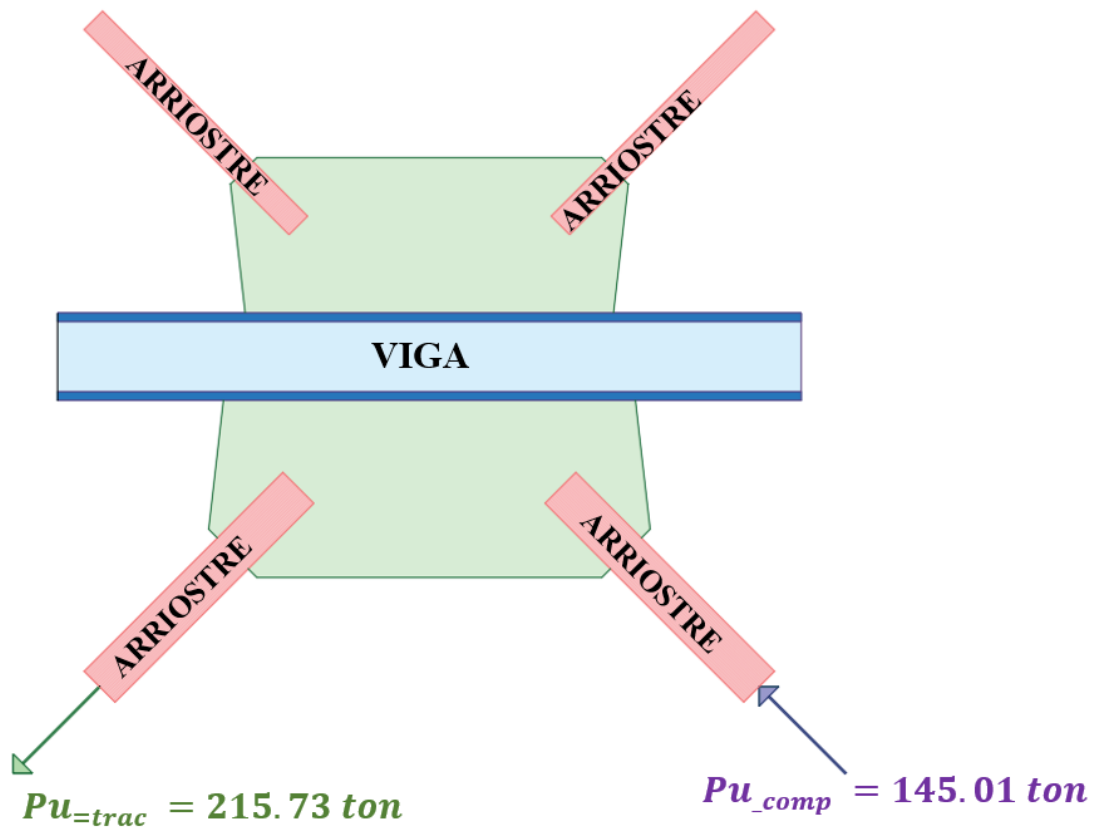
$$P_{u_{comp_pos}} = 0.3 * 1.14 * 2438.14 \frac{kg}{cm^2} * 52.2cm^2$$

$$P_{u_{comp_pos}} = 43526.65 kg = 43.53 ton$$

De acuerdo con la Normativa AISC 341-16 tenemos los siguientes casos de análisis:

- i. Un análisis en el cual se supone que los arriostramientos desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión:

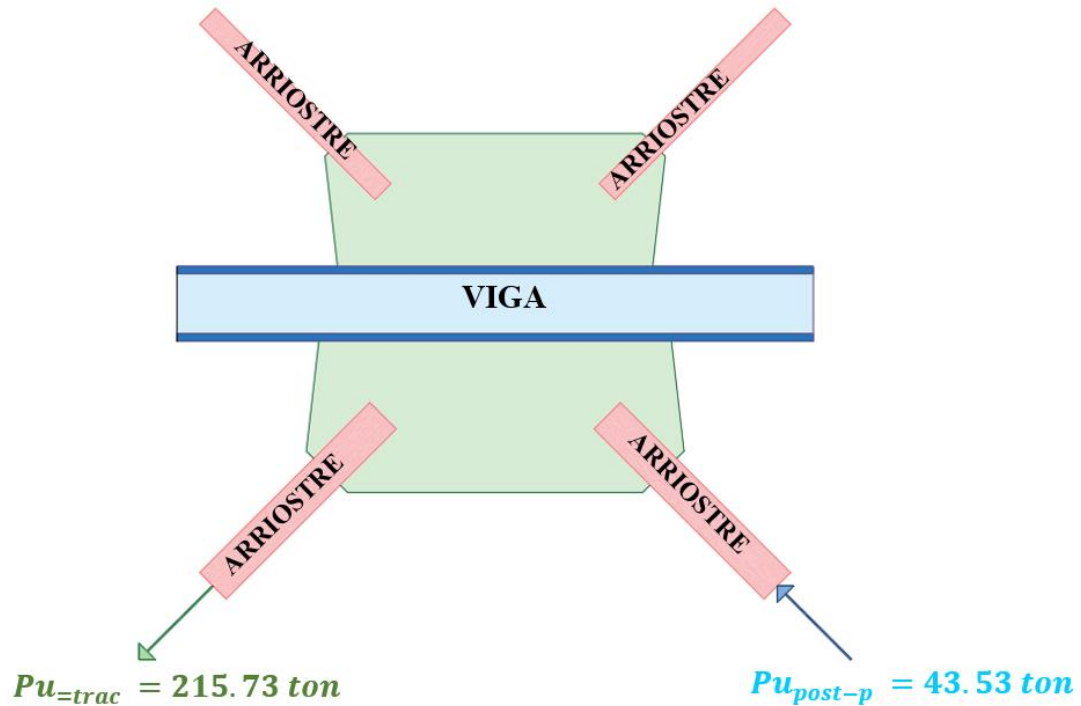
Figura 90: Resistencias de tracción y compresión aplicadas al arriostramiento.



Fuente: Autoras.

- ii. Un análisis en el cual se supone que los arriostramientos traccionados desarrollan su resistencia esperada, mientras que los comprimidos desarrollan su resistencia esperada de post-pandeo:

Figura 91: Resistencia esperada a Post-Pandeo de los arriostres.



Fuente: Autoras.

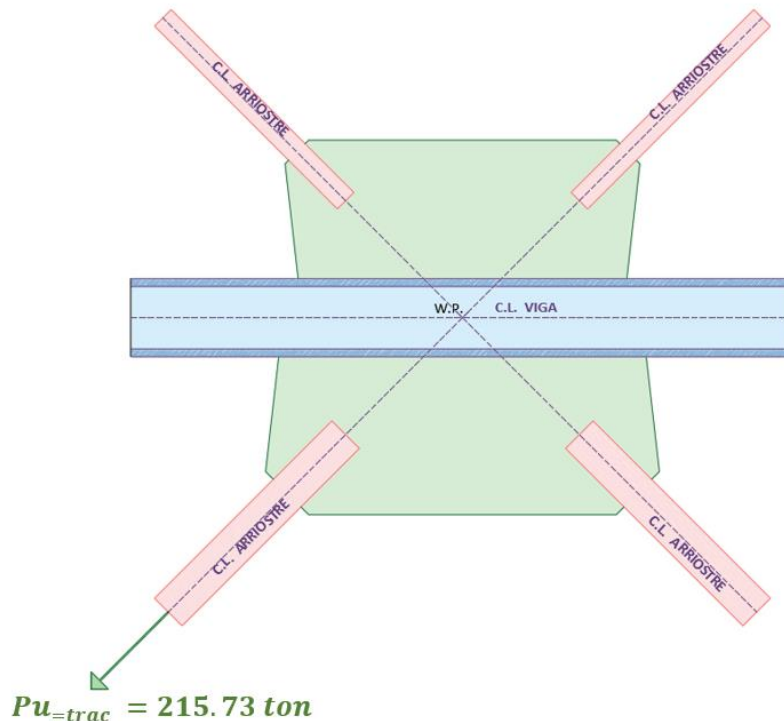
DISEÑO DE SOLDADURA PARA EL ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

Se analizará el arriostramiento inferior, para una carga aplicada de tracción.

Resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n = N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi_w * F_{nw} \geq P_{u_{tracc}}$$

Figura 92: Fuerzas que intervienen en el arriostre inferior.



Fuente: Autoras.

Longitud requerida de soldadura:

$$l_w \geq \frac{P_{u_{tracc}}}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi_w * F_{nw}}$$

Donde que:

$N = 4$ Número de filetes (2 a cada lado)

$\phi_w = 0.75$ Ángulo entre la línea de acción de la fuerza y el eje longitudinal de la soldadura

Esfuerzo Nominal: NORMA AISC 360-16, capítulo J2-4.

Para el cálculo de la resistencia de clasificación del metal de relleno, se lo hace mediante la ecuación J2-5:

$$F_{nw} = 0.60 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * \sin(\theta)^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.60 * 4922 \text{ kg/cm}^2 * (1 + 0.5 * \sin(0)^{1.5})$$

$$F_{nw} = 2953.2 \text{ kg/cm}^2$$

Rotura por corte: NORMA AISC 360-16, capítulo J4-2.

Rotura por corte se calcula con la ecuación J4-4:

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv}$$

$\phi = 0.75$ para el método LRFD de acuerdo a la norma.

Área neta sujeta a corte:

$$A_{nv} = t_{des} * l_w$$

$$\phi_w * F_{nw} * 0.707 * w * l_w \leq \phi * 0.60 * F_u * A_{nv}$$

$$\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * l_w \leq \phi * 0.60 * F_u * t_{des} * l_w$$

$$w \leq \frac{\phi * 0.60 * F_u * t_{des}}{\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

Tamaño máximo de soldadura:

$$w_{max} = \frac{\phi * 0.60 * F_{ua} * t_{des}}{\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w_{max} = \frac{0.75 * 0.60 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 11.8 \text{ mm} * 0.1}{0.75 * 2953.2 \text{ kg/cm}^2 * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w_{max} = 1.38 \text{ cm} = 13.83 \text{ mm}$$

De la Tabla J 2.4 AISC 360-16, tenemos que el tamaño mínimo de la soldadura debe ser:

$$w_{min} = 5.0 \text{ mm}$$

Por lo que el tamaño de soldadura seleccionado debe estar entre el siguiente rango:

$$w_{max} \geq w \geq w_{min}$$

Con $w = 7 \text{ mm}$

$$l_w \geq \frac{P_{u\text{tracc}}}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * \phi_w * F_{nw}}$$

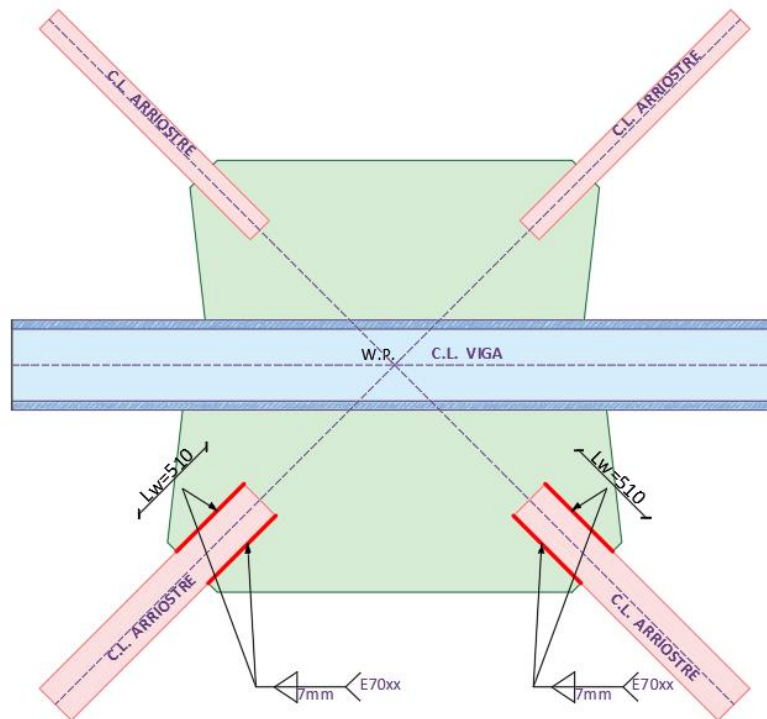
$$l_w = \frac{215.73 \text{ ton} * 1000}{4 * \frac{\sqrt{2}}{2} * 7\text{mm} * 0.1 * 0.75 * 2953.2 \text{ kg/cm}^2}$$

$$l_w = 49.19 \text{ cm} = 491.99 \text{ mm}$$

Entonces uso: $l_w = 510 \text{ mm}$

Detalle de Soldaduras definitivas:

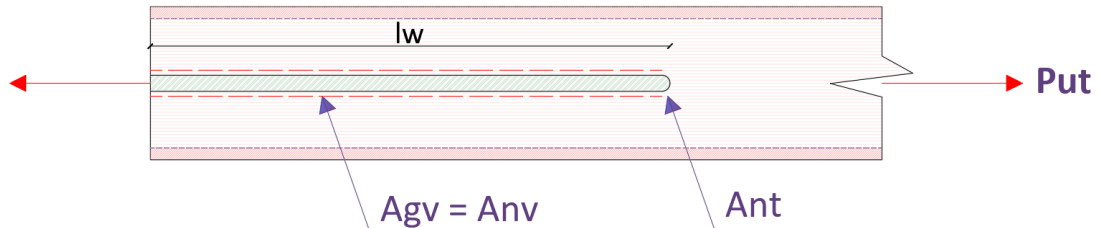
Figura 93: Detalle de soldadura.



Fuente: Autoras.

BLOQUE DE CORTE EN LAS PAREDES DEL ARRIOSTRAMIENTO

Figura 94: Bloque de corte en las paredes del arriostramiento.



Fuente: Autoras.

De LA norma AISC 360-16, en el capítulo J para el diseño de conexiones:

J 4-3.- Resistencia de Bloque de Corte, empleando la ecuación J4-5:

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Donde:

A_{nv} : Área neta a corte

A_{nt} : Área neta a tracción

A_{gv} : Área gruesa a corte

Considerando la sobrerresistencia:

La resistencia de diseño será el menor valor de:

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 * R_t * F_u * A_{nv} + R_t * F_u * A_{nt} \\ 0.60 * R_y * F_y * A_{gv} + R_t * F_u * A_{nt} \end{array} \right.$$

Área neta a corte:

$$A_{nv} = 4 * l_w * t_{des}$$

$$A_{nv} = 4 * 51 \text{ cm} * 11.8 \text{ mm} * 0.1$$

$$A_{nv} = 240.72 \text{ cm}^2$$

Área gruesa a corte:

$$A_{gv} = 4 * l_w * t_{des}$$

$$A_{gv} = 4 * 51 \text{ cm} * 11.8 \text{ mm} * 0.1$$

$$A_{gv} = 240.72 \text{ cm}^2$$

Área neta a corte:

$$A_{nt} = 0$$

Factor de minoración:

$$\phi = 0.75$$

Resistencia de diseño: se debe tomar el menor valor de entre las siguientes ecuaciones

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 * R_{ta} * F_{ua} * A_{nv} + R_{ta} * F_{ua} * A_{nt} \\ 0.60 * R_{ya} * F_{ya} * A_{gv} + R_{ta} * F_{ua} * A_{nt} \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 * 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 240.72 \text{ cm}^2 + 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.0 \text{ cm}^2 \\ 0.60 * 1.40 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 240.72 \text{ cm}^2 + 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.0 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 766.07 \text{ ton} \\ 596.91 \text{ ton} \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * 596.91 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 596.91 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 447681.427 \text{ kg} = 447.68 \text{ ton}$$

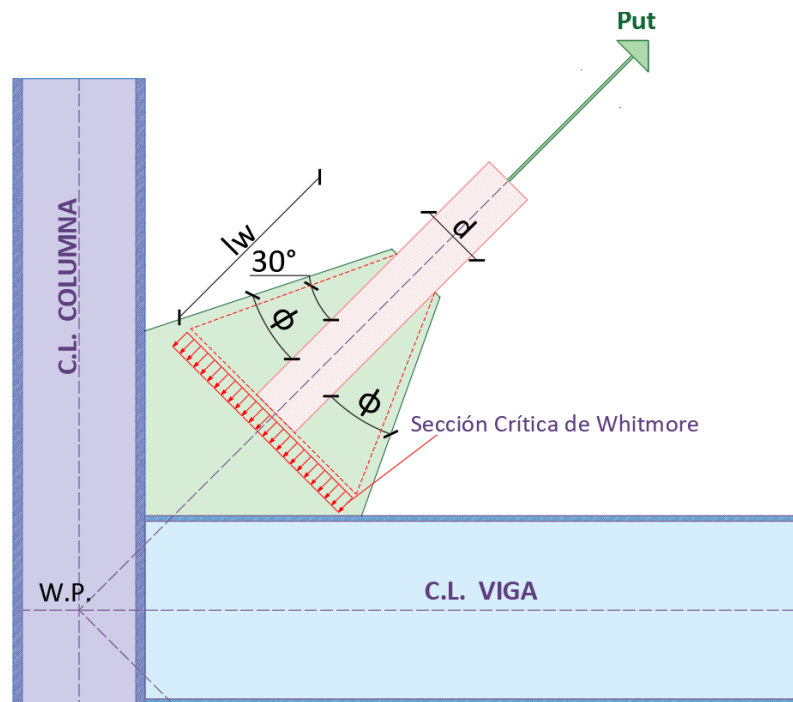
$$P_{u_tracc} = 215.73 \text{ ton}$$

Si: $\phi R_n \geq P_{u_tracc}$, entonces OK, caso contrario se debe REVISAR.

$$447681.427 \text{ kg} \geq 215732.16 \text{ kg} \therefore \text{OK}$$

DISEÑO DE LA PLANCHA NODO (PLACA GUSSET)

Figura 95: Sección crítica de Whitmore.



Fuente: Autoras.

- **Cedencia en tracción:**

Ángulo de Whitmore:

$$\theta_{whitmore} = 30 \text{ grados}$$

Se recomienda:

$$d_a = 152 \text{ mm}$$

$$d \geq d_a + 50 \text{ mm}$$

$$d_{req} = d_a + 50 \text{ mm}$$

$$d_{req} = 152 \text{ mm} + 50 \text{ mm}$$

$$d_{req} = 202 \text{ mm}$$

$$d = 230 \text{ mm}$$

Condición:

$$d \geq d_{req}$$

$$230 \text{ mm} \geq 202 \text{ mm}$$

Entonces: OK

Se plantea la geometría de la plancha nodo con:

$$\phi = 25 \text{ grados}$$

Ancho Efectivo de Whitmore

El ancho efectivo de Whitmore será el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$W_{whitmore} = \min \begin{cases} d_a + 2 * \tan(\theta_{whitmore}) * l_w \\ d + 2 * \tan(\phi) * l_w \end{cases}$$

$$W_{whitmore} = \min \begin{cases} 152 \text{ mm} + 2 * \tan(30) * 510 \text{ mm} \\ 230 \text{ mm} + 2 * \tan(25) * 510 \text{ mm} \end{cases}$$

$$W_{whitmore} = \min \begin{cases} 740.89 \text{ mm} \\ 705.63 \text{ mm} \end{cases}$$

$$W_{whitmore} = 705.63 \text{ mm}$$

El ancho de Whitmore debe limitarse a la máxima longitud efectiva del mismo que se tenga dentro de la plancha nodo, lo cual se obtiene geoméricamente con las dimensiones reales.

$$\phi = 0.9$$

$$t_{pn} = 16 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi * F_{ypl} * W_{whitmore} * t_{pn}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 70.6 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 257076.51 \text{ kg} = 257.07 \text{ ton}$$

$$P_{u_tracc} = 215.73 \text{ ton}$$

Si: $\phi R_n \geq P_{u_tracc}$, entonces OK

$$257076.51 \text{ kg} \geq 215732.16 \text{ kg} , \text{ entonces Ok}$$

Caso contrario se debe revisar.

- **Chequeo por bloque de corte**

Se emplea la norma AISC 360-16, en el Capítulo J, apartado J4-3 para la resistencia del bloque de corte, se emplea la ecuación J4-5:

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

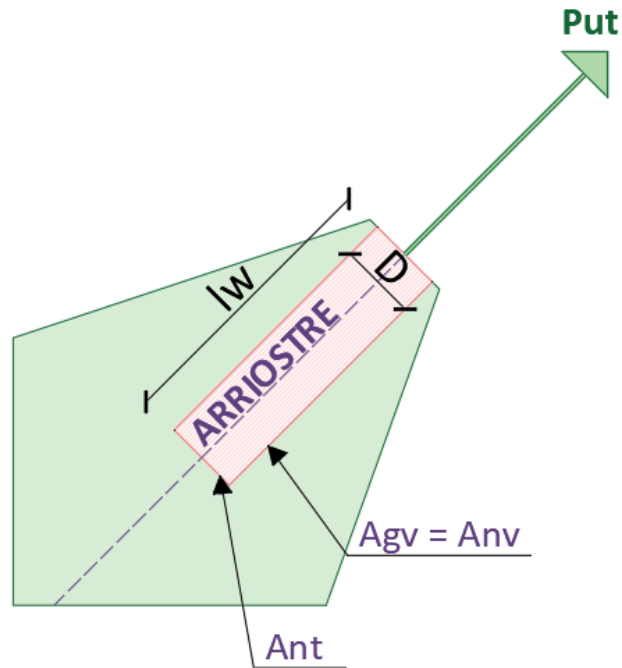
A_{nv} : Área neta a corte

A_{nt} : Área neta a tracción

A_{gv} : Área gruesa a corte

$U_{bs} = 1.0$ Esfuerzo en tensión es uniforme. Comentarios de J.4.3 de la AISC 360-10

Figura 96: Áreas solicitadas a corte.



Fuente: Autoras.

- Área neta sujeta a corte

$$A_{nv} = l_w * t_{pn} * 2$$

$$A_{nv} = 510 \text{ mm} * 16 \text{ mm} * 2$$

$$A_{nv} = 163.2 \text{ cm}^2$$

- Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} = l_w * t_{pn} * 2$$

$$A_{gv} = 510 \text{ mm} * 16 \text{ mm} * 2$$

$$A_{gv} = 163.2 \text{ cm}^2$$

- Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} = D * t_{pn}$$

$$A_{nt} = 152 \text{ mm} * 16 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = 24.32 \text{ cm}^2$$

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

Resistencia de diseño:

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.60 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \\ 0.60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.60 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 163.2 \text{ cm}^2 + 1.00 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 24.32 \text{ cm}^2 \\ 0.60 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 163.2 \text{ cm}^2 + 1.00 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 24.32 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 498.74 \text{ ton} \\ 346.96 \text{ ton} \end{array} \right.$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 * 346.96 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 260222.4 \text{ kg} = 260.22 \text{ ton}$$

$$P_{u_tracc} = 215.73 \text{ ton}$$

Si: $\phi R_n \geq P_{u_tracc}$, entonces OK, caso contrario REVISAR.

$$260.22 \text{ ton} \geq 215.73 \text{ ton} \therefore \text{OK}$$

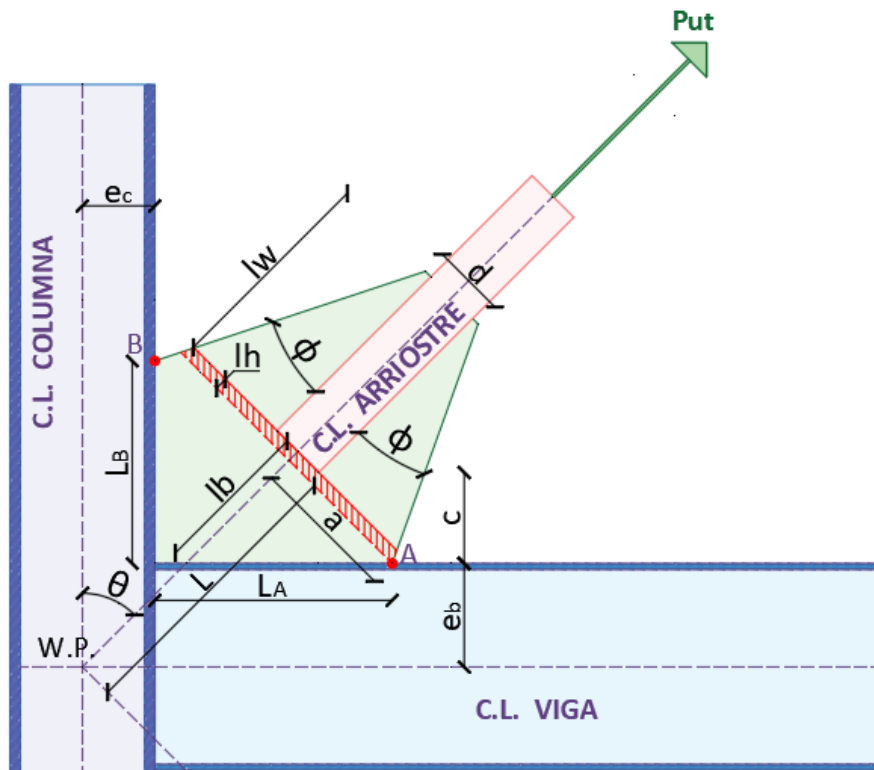
DETALLADO DE PLACA GUSSET

Empleando la norma AISC 341-10, en el capítulo F2 para marcos especiales con refuerzo concéntrico SCBF. En el apartado F2-6 para conexiones se emplea el siguiente criterio:

La idea conceptual es permitir que el arriostamiento pueda pandear fuera del plano, para ello es importante detallar la plancha nodo de tal forma que permita suficiente capacidad

de rotación, aproximándose a una conexión articulada. Para ello el ancho de la línea de pliegue debe estar entre 2 y 4 veces el espesor de la plancha nodo.

Figura 97: Geometría de la Placa Gusset.



Fuente: Autoras.

$$2 * t_{pn} \leq l_h \leq 4 * t_{pn}$$

$$\phi = 25 \text{ deg}$$

$\theta = 45 \text{ deg}$ Angulo del arriostramiento respecto a la vertical

Si usamos $l_h = 50 \text{ mm}$

$$2 * 16 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \leq 4 * 16 \text{ mm}$$

$$32 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \leq 64 \text{ mm}$$

Entonces: **OK**

Longitud de pandeo

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + l_h) * \tan(\phi)$$

$$a = \frac{230 \text{ mm}}{2} + (510 \text{ mm} + 50 \text{ mm}) * \tan(25 \text{ deg})$$

$$a = 376.13 \text{ mm}$$

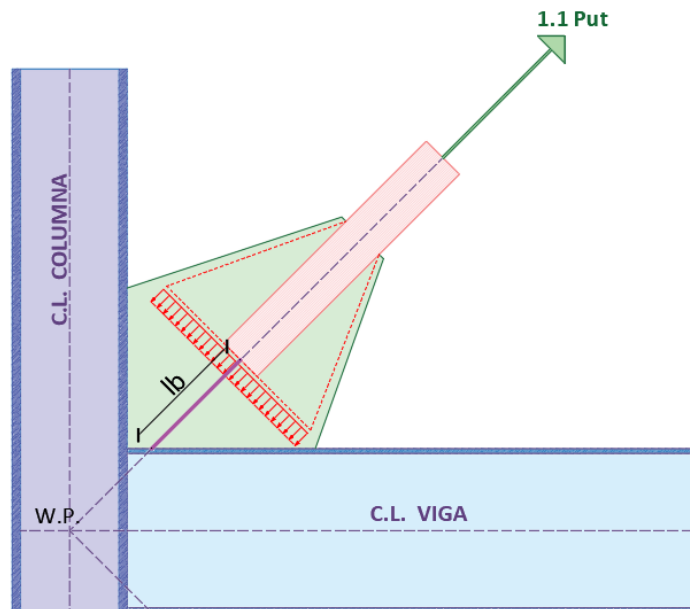
$$l_b = a * \tan(\theta) + l_h$$

$$l_b = 346.96 \text{ mm} * \tan(45 \text{ deg}) + 50 \text{ mm}$$

$$l_b = 426.13 \text{ mm} = 42.613 \text{ cm}$$

- **Chequeo por compresión plancha nodo**

Figura 98: Fuerza de compresión aplicada a la Placa Gusset.



Fuente: Autoras.

Longitud de pandeo de la plancha nodo:

$$l_b = 426.13 \text{ mm}$$

Factor de longitud efectiva de la plancha nodo considerando que el pandeo se desarrolla fuera del plano. Dowswell 2012.

$$K = 0.60$$

Radio de giro de la Placa Gusset:

$$r = \frac{t_{pn}}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{16 \text{ mm}}{\sqrt{12}}$$

$$r = 4.62 \text{ mm}$$

Tensión Elástica De Pandeo:

Si:

$$\frac{K * l_b}{r} > 25$$

$$\frac{0.60 * 426.13 \text{ mm}}{4.62 \text{ mm}} > 25$$

$$55.34 > 25$$

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-4:

Entonces la Tensión elástica de pandeo se calcula mediante:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(55.34)^2}$$

$$F_e = 6767.31 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la Tensión elástica de pandeo critica se calcula mediante:

Si:

$$\frac{K * l_b}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}}$$

$$55.34 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$55.34 \leq 135.70$$

Usar la ecuación E3-2:

$$F_{cre} = 0.658 \frac{F_{ypl}}{F_e} * F_{ypl}$$

$$F_{cre} = 0.658 \frac{2530 \text{ kg/cm}^2}{6767.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cre} = 2163.55 \text{ kg/cm}^2$$

Pero si:

$$\frac{K * l_b}{r} \geq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}}$$

Entonces usar la ecuación E3-3:

$$F_{cre} = 0.877 * F_e$$

Área efectiva a compresión de la Placa Gusset

$$A_w = W_{withmore} * t_{pn}$$

$$A_w = 70.6 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}$$

$$A_w = 112.96 \text{ cm}^2$$

Resistencia a la compresión minorada:

$$\phi R_n = \phi * F_{cr} * A_w$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi R_n = 0.90 * 2163.55 \text{ kg/cm}^2 * 112.96 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 219953.25 \text{ kg} = 219.95 \text{ ton}$$

Dowswell 2012

$$\phi R_n \geq 1.1 * P_{u_comp}$$

$$P_{u_comp} = 145.01 \text{ ton}$$

$$219.95 \text{ ton} \geq 1.1 * 145.01 \text{ ton}$$

$$219.95 \text{ ton} \geq 159.51 \text{ ton}$$

Si

$$\phi R_n \geq 1.1 * P_{u_comp}$$

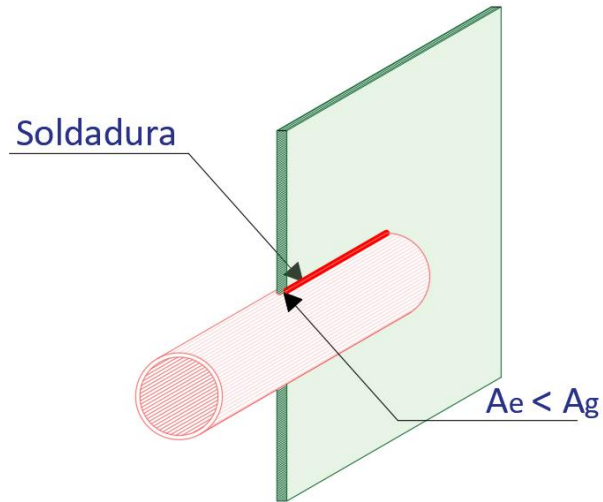
Entonces cumple, caso contrario revisar.

REVISIÓN DEL ÁREA EFECTIVA Y ÁREA GRUESA DEL ARROSTRAMIENTO

Según las provisiones sísmicas el área neta efectiva no debe ser menor que el área gruesa del arrostroamiento, a fin de prevenir una falla frágil.

Área neta de la sección crítica A-A del arrostroamiento:

Figura 99: Área gruesa y área efectiva del arriostramiento.



Fuente: Autoras.

$$A_{ga} = 52.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Área gruesa}$$

Tolerancia en la ranura para el montaje: $\text{tolerancia} = 4\text{mm}$

Área neta:

$$A_{neta} = A_{ga} - 2 * (t_{pn} + \text{tolerancia}) * t_{des}$$

$$A_{neta} = 52.2 \text{ cm}^2 - 2 * (1.6\text{cm} + 0.4 \text{ cm}) * 1.18 \text{ cm}$$

$$A_{neta} = 47.48 \text{ cm}^2$$

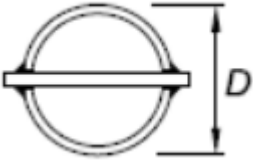
Área neta efectiva

Para el cálculo del área efectiva de la sección se emplea los criterios de:

NORMA AISC 360-16

Capítulo D: Diseño de miembros en tracción

Tabla N: Tabla D3.1.

TABLA D 3.1			
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, \quad U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D,$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad \bar{x} = \frac{D}{\pi}$	

Fuente: Norma AISC 360-16.

$$l = l_w = 510 \text{ mm}$$

$$D = 152 \text{ mm}$$

$$l \geq 1.3D$$

$$510 \text{ mm} \geq 1.3 * 152 \text{ mm}$$

$$510 \text{ mm} \geq 197.6 \text{ mm}$$

Entonces:

$$U = 1.0$$

Cálculo del área neta efectiva:

$$A_{n\text{-efectiva}} = U * A_{neta}$$

$$A_{n\text{-efectiva}} = 1.0 * 47.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{n\text{-efectiva}} = 47.48 \text{ cm}^2$$

Condición:

Si $A_{n\text{-efectiva}} \geq A_{ga}$ estaría OK, caso contrario se deberá REFORZAR

$$A_{n\text{-efectiva}} \geq A_{ga}$$

$$47.48 \text{ cm}^2 < 52.2 \text{ cm}^2$$

CONCLUSION: Se debe reforzar.

- **Comprobación de la relación de capacidad por cedencia y ruptura**

Si

$$\frac{A_{n\text{-efectiva}}}{A_{ga}} \geq \frac{R_{ya} * F_{ya}}{0.75 * R_{ta} * F_{ua}}$$

Entonces estaría OK, caso contrario se deberá REFORZAR.

$$\frac{47.48 \text{ cm}^2}{52.2 \text{ cm}^2} \geq \frac{1.40 * 2952 \text{ kg/cm}^2}{0.75 * 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

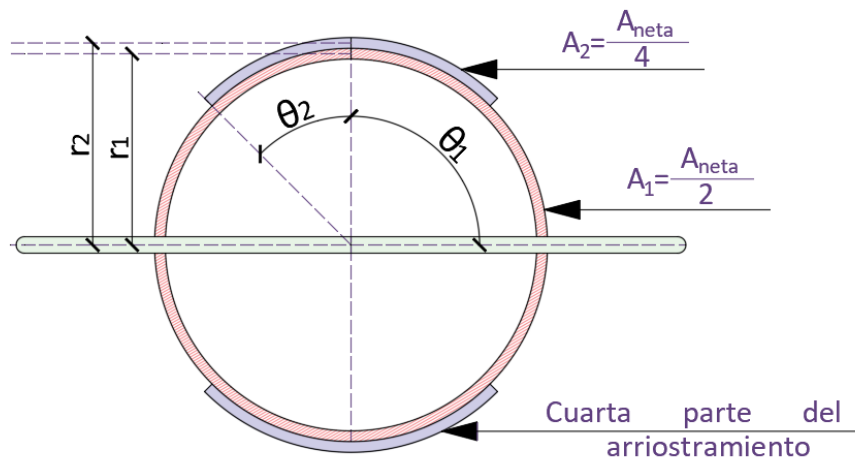
$$0.91 \geq 1.04$$

Como no cumple se debe REFORZAR.

- **Área neta efectiva del refuerzo propuesto**

Para el área neta efectiva se propone la siguiente sección:

Figura 100: Área de refuerzo para el arriostramiento



Fuente: Autoras.

$$A_1 = \frac{A_{neta}}{2} = \frac{47.48 \text{ cm}^2}{2} = 23.74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{ga}}{4} = \frac{52.2 \text{ cm}^2}{4} = 13.05 \text{ cm}^2$$

$$\theta_1 = 90 \text{ deg}$$

$$\theta_2 = 45 \text{ deg}$$

$$x_i = \frac{r_i * \sin(\theta_i)}{\theta_i}$$

$$r_1 = \frac{D - t_{des}}{2} = \frac{152 \text{ mm} - 11.8 \text{ mm}}{2} = 70.10 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D + t_{des}}{2} = \frac{152 \text{ mm} + 11.8 \text{ mm}}{2} = 81.90 \text{ mm}$$

$$x_1 = \frac{r_1 * \sin(\theta_1)}{\theta_1} = \frac{70.10 \text{ mm} * \sin(90 \text{ deg})}{90 \text{ deg}} = 44.63 \text{ mm}$$

$$x_2 = \frac{r_2 * \sin(\theta_2)}{\theta_2} = \frac{81.90 \text{ mm} * \sin(45 \text{ deg})}{45 \text{ deg}} = 73.74 \text{ mm}$$

$$X = \frac{A_1 * x_1 + A_2 * x_2}{A_1 + A_2}$$

$$X = \frac{23.74 \text{ cm}^2 * 4.463 \text{ cm} + 13.05 \text{ cm}^2 * 7.374 \text{ cm}}{23.74 \text{ cm}^2 + 13.05 \text{ cm}^2}$$

$$X = 5.495 \text{ cm} = 54.95 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{54.95 \text{ mm}}{510 \text{ mm}}$$

$$U = 0.89$$

Cálculo del área neta:

$$A_n = 2 * (A_1 + A_2)$$

$$A_n = 2 * (23.74 \text{ cm}^2 + 13.05 \text{ cm}^2)$$

$$A_n = 73.58 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva:

$$A_e = U + A_n$$

$$A_e = 0.89 + 73.58 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 65.49 \text{ cm}^2$$

Condición:

Si $A_n \geq A_{ga}$ estaría OK, caso contrario se deberá REFORZAR

$$A_n \geq A_{ga}$$

$$73.58 \text{ cm}^2 > 52.2 \text{ cm}^2$$

Entonces: Cumple

- **Soldadura de las planchas de refuerzo**

Tamaño máximo de la soldadura: Norma AISC 360-16 J2.2b:

$$w_{max} = t_{des} - 2 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 11.8 \text{ mm} - 2 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 9.8 \text{ mm}$$

Tamaño mínimo de la soldadura: Norma AISC 360-16 J2.4

$$w_{min} = 5.0 \text{ mm}$$

Tamaño de soldadura seleccionado

$$w = 6.0 \text{ mm}$$

Condición:

$$w_{max} \geq w \geq w_{min}$$

Si se cumple Ok, caso contrario se deberá revisar.

Para el reforzamiento:

La Norma AISC 341-16 F.2 5b (c) (1). Especifica que el refuerzo debe tener al menos el mismo esfuerzo de fluencia que el arriostramiento. El refuerzo de conexión debe ser capaz de desarrollar la resistencia esperada. Para esto se plantea la resistencia de la soldadura en términos de la resistencia del material de reforzamiento incluyendo su factor de sobre resistencia.

Área de acero de refuerzo en arriostramiento:

$$\left(\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * L_{wr} \right) 2 \geq R_y * F_y * A_r$$

$$A_r = A_2 = 13.05 \text{ cm}^2$$

$$L_{wr} = \frac{R_y * F_y * A_r}{\left(\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2} * w \right) 2}$$

$$L_{wr-req} = \frac{1.40 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 13.05 \text{ cm}^2}{\left(0.75 * 2952.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{\sqrt{2}}{2} * 0.6 \text{ cm} \right) 2}$$

$$L_{wr-req} = 28.69 \text{ cm} = 286.99 \text{ mm}$$

Entonces, elegimos usar: $L_{wr} = 300 \text{ mm}$

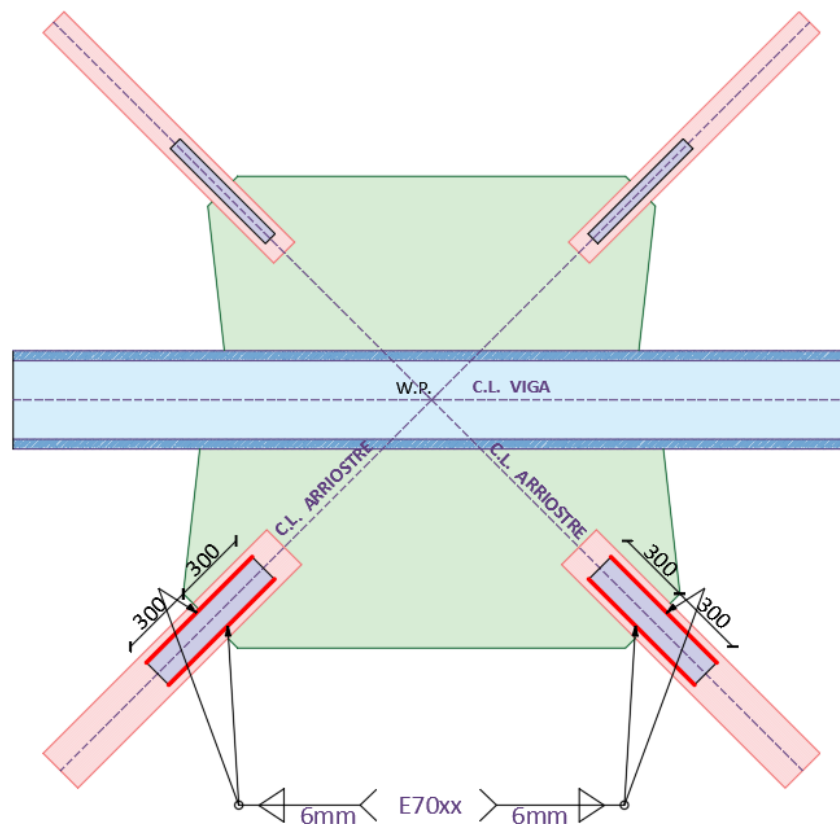
Condición:

$$L_{wr} \geq L_{wr-req}$$

$$286.99 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

NOTA: Constructivamente, se debe realizar una ranura en el arriostramiento para que el elemento se encruste en las placas nodo de ambos extremos, por lo que las distancias obtenidas para las soldaduras para este caso $L_{wr} = 300 \text{ mm}$.

Figura 101: Longitud de reforzamiento en placa nodo inferior.



Fuente: Autoras.

DISEÑO DE SOLDADURA PARA EL ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR

- Resistencia esperada de diseño de tracción

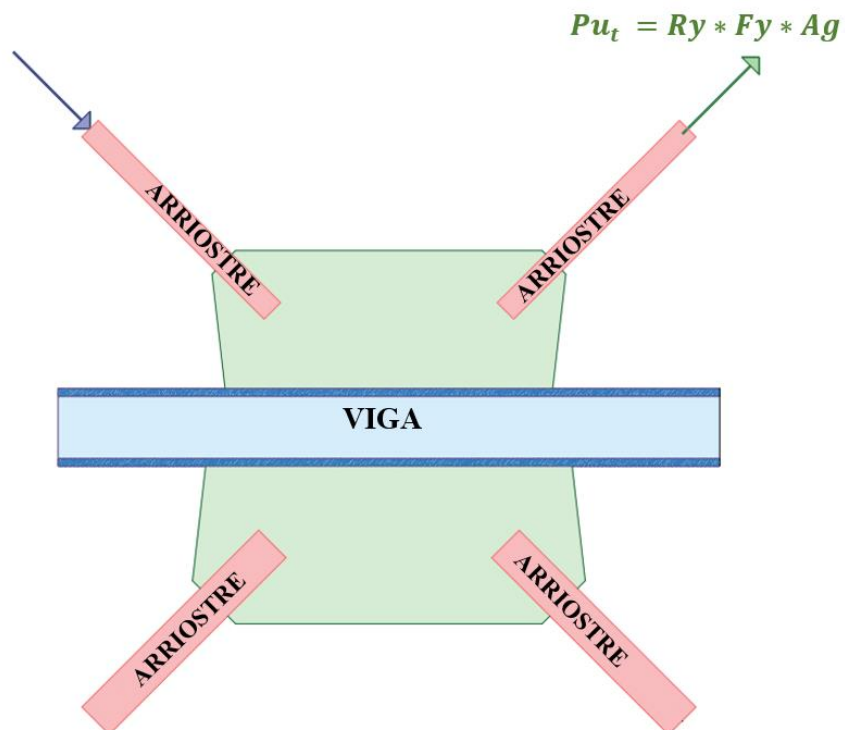
De la Norma AISC 341-16. Apartado: F2 – MARCOS ESPECIALES CON REFUERZO CONCENTRICO, para el cálculo de la resistencia esperada tenemos la siguiente ecuación:

$$P_{u_tracc} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga2}$$

$$P_{u_tracc} = 1.40 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 32.9cm^2$$

$$P_{u_tracc} = 135969.12 kg = 135.97 ton$$

Figura 102: Fuerzas aplicadas en el arriostre superior.



Fuente: Autoras.

- **Resistencia esperada de diseño de compresión**

- Factor de longitud efectiva. (Capítulo C o Anexo 7).

$$K = 1$$

La longitud de pandeo aproximada para el diseño de la conexión se encuentra entre un 65% - 75% debido al espacio que ocupan los perfiles viga, columna y plancha nodo.

- Cálculo de la Longitud de pandeo aproximada:

$$L_{ba} = 0.7 * L_a$$

$$L_{ba} = 0.7 * 5.66 \text{ m}$$

$$L_{ba} = 3.96 \text{ m}$$

- Cálculo de F_e :

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-4:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

Para el arriostramiento:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{1 * 3.96 \text{ m} * 100}{4.19 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_e = 2320.37 \text{ kgf/cm}^2$$

Para el cálculo de F_{cre} :

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión:

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-2:

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$\frac{1 * 3.96 \text{ m} * 100}{4.19 \text{ cm}} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.40 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$94.51 \leq 106.17$$

Entonces, usar la ecuación E3-2:

$$F_{cre} = \left(0.658 \frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e} \right) * R_{ya} * F_{ya}$$

$$F_{cre} = \left(0.658 \frac{1.40 * 2952}{2320.37} \right) * 1.40 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cre} = 1961.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión:

- E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, para el cálculo de la tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la ecuación E3-2:

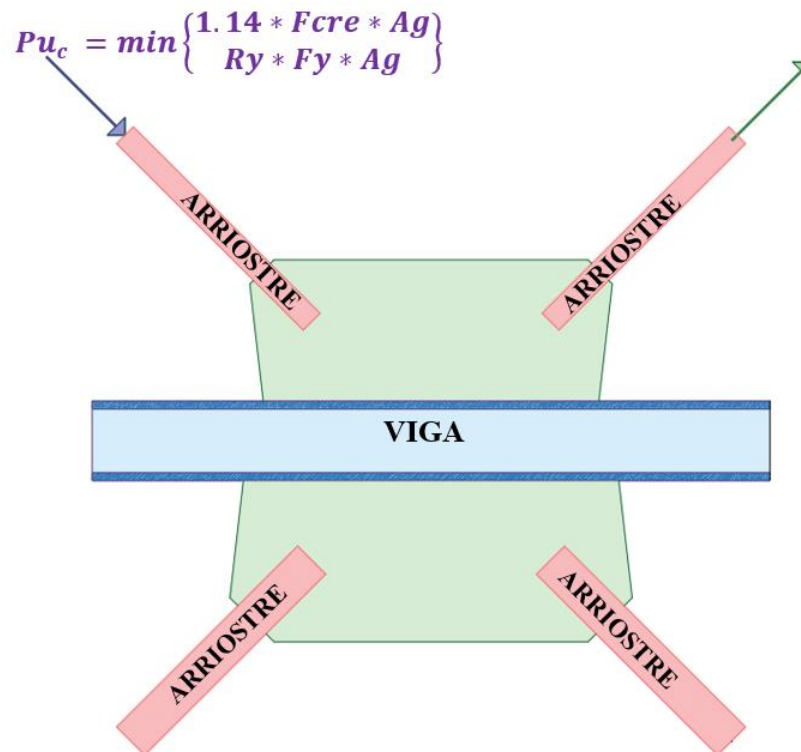
$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

Entonces, usar la ecuación E3-3:

$$F_{cre} = 0.877 * F_e$$

La fuerza de compresión será el menor valor entre:

Figura 103: Fuerza de compresión en arrioste superior.



Fuente: Autoras

De la Norma AISC 3410-16, CAP F – Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros Cortantes.

- F2-3.: MARCOS ESPECIALES CON REFUERZO CONCENTRICO (SCBF), para el cálculo de la Resistencia esperada de la riostra en Compresión se debe tomar el menor valor entre:

$$P_{u_comp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.14 * F_{cre} * A_{ga} \\ R_{ya} * F_{ya} * A_{ga} \end{array} \right.$$

- CRITERIO 1:

$$P_{u_comp} = 1.14 * F_{cre} * A_{ga}$$

$$P_{u_comp} = 1.14 * 1961.04 \frac{kg}{cm^2} * 32.9 cm^2$$

$$P_{u_comp} = 73.55 ton$$

- CRITERIO 2:

$$P_{u_comp} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

$$P_{u_comp} = 1.40 * 2952 \frac{kg}{cm^2} * 32.9 cm^2$$

$$P_{u_comp} = 135.97 ton$$

Entonces la fuerza de compresión es:

$$P_{u_comp} = 73550.85 kg = 73.55 ton$$

- **Resistencia esperada de post-pandeo**

De la Norma AISC 341-16, CAP F – Sistemas de Marcos Arriostrados y Muros Cortantes.

- F2-3.: MARCOS ESPECIALES CON REFUERZO CONCENTRICO (SCBF), para el cálculo de la Resistencia esperada de la riostra después del pandeo se tomará como un máximo de 0.3 veces la resistencia esperada en compresión:

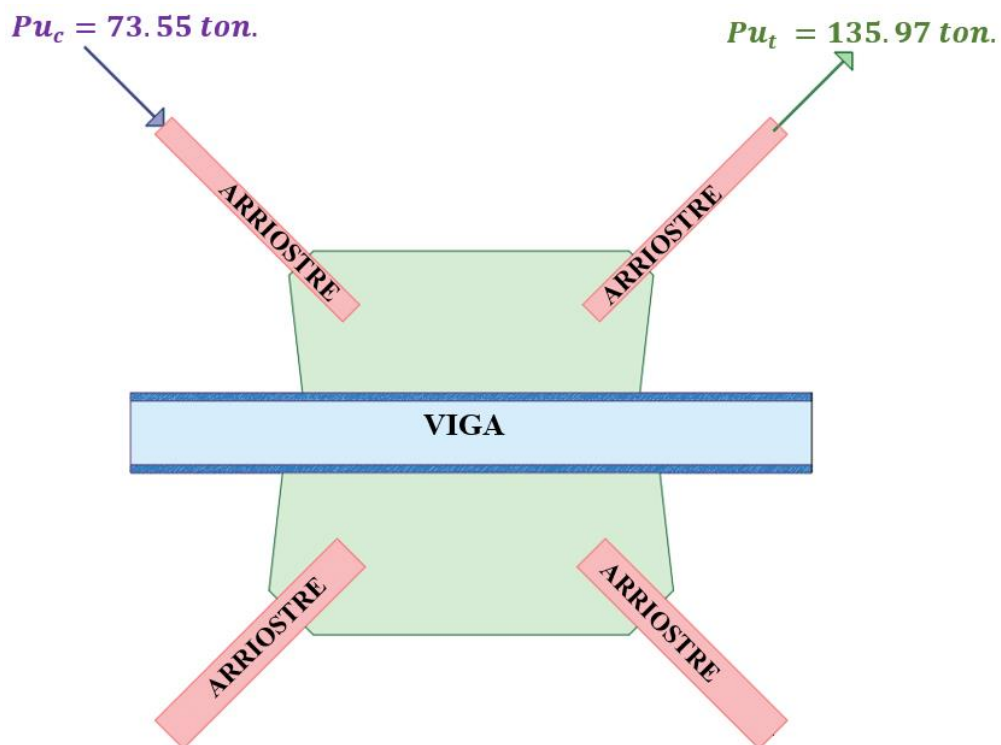
La Carga de Pos-Pandeo, será el 30 por ciento de la Carga de compresión:

$$P_{u_{comp_pos}} = 0.3 * (1.14 * F_{cre} * A_{ga})$$
$$P_{u_{comp_pos}} = 0.3 * 1.14 * 1961.04 \frac{kg}{cm^2} * 32.9 cm^2$$
$$P_{u_{comp_pos}} = 22065.20kg = 22.06 ton$$

De acuerdo con la Normativa AISC 341-16 tenemos los siguientes casos de análisis:

- i. Un análisis en el cual se supone que los arriostros desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión:

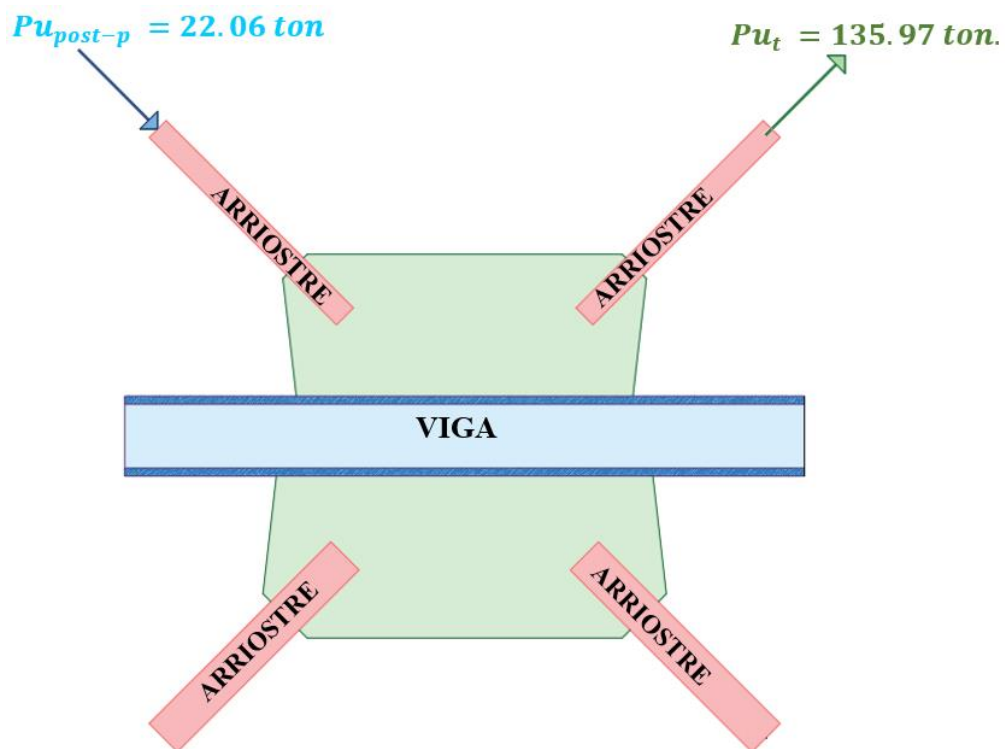
Figura 104: Resistencia en arriostres superiores.



Fuente: Autoras.

- ii. Un análisis en el cual se supone que los arriostros traccionados desarrollan su resistencia esperada, mientras que los comprimidos desarrollan su resistencia esperada de post-pandeo.

Figura 105: Resistencia de post-pandeo en arriostros superiores.

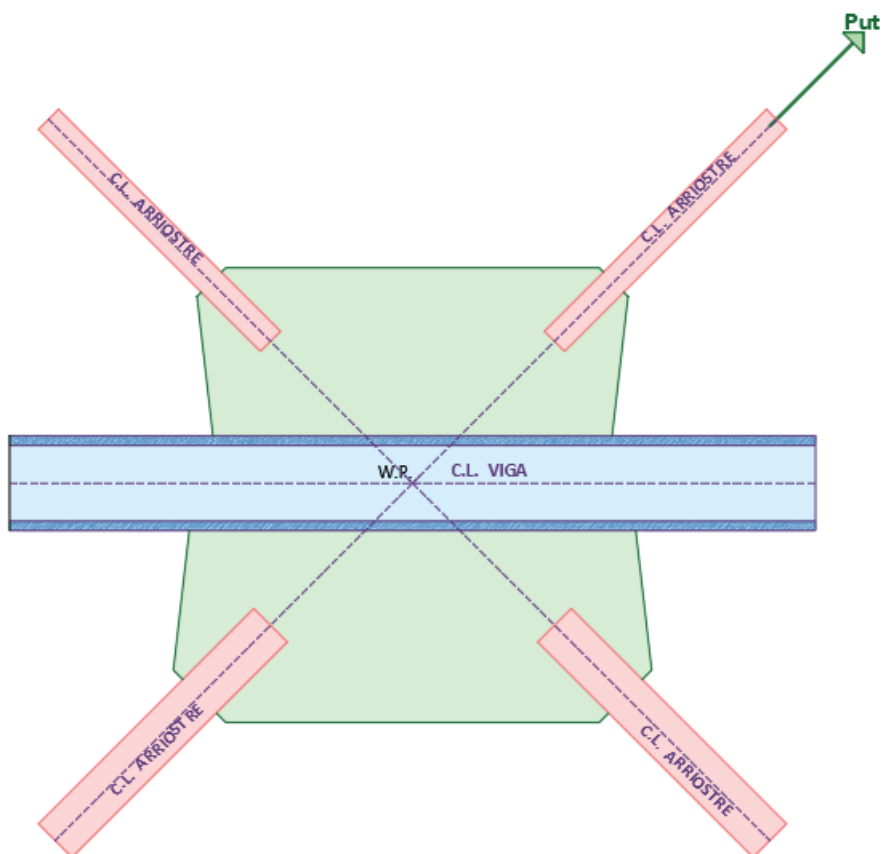


Fuente: Autoras.

DISEÑO DE SOLDADURA PARA EL ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR

La soldadura del arriostramiento superior será diseñada para la siguiente carga de diseño de tracción:

Figura 106: Carga de diseño a tracción para el diseño de la soldadura.



Fuente: Autoras.

Resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n = N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi_w * F_{nw} \geq P_{u_tracc}$$

Longitud requerida de soldadura:

$$l_w \geq \frac{P_{u_tracc}}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * l_w * w * \phi_w * F_{nw}}$$

Donde que:

$N = 4$ Número de filetes (2 a cada lado)

$\phi_w = 0.75$ Ángulo entre la línea de acción de la fuerza y el eje longitudinal de la soldadura.

$\theta = 0$

Esfuerzo Nominal:

NORMA AISC 360-16, capítulo J2-4: Resistencia:

Para el cálculo de la resistencia de clasificación del metal de relleno, se lo hace mediante la ecuación J2-5:

$$F_{nw} = 0.60 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * \sin(\theta)^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.60 * 70 \text{ ksi} * (1 + 0.5 * \sin(0)^{1.5})$$

$$F_{nw} = 2953.20 \text{ kg/cm}^2$$

Rotura por corte

NORMA AISC 360-16, capítulo J4-2: Resistencia de los elementos a Corte.

Rotura por corte se calcula con la ecuación J4-4:

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_u * A_{nv}$$

$\phi = 0.75$ para el método LRFD de acuerdo a la norma.

Área neta sujeta a corte:

$$A_{nv} = t_{des} * l_w$$

$$\phi_w * F_{nw} * 0.707 * w * l_w \leq \phi * 0.60 * F_u * A_{nv}$$

$$\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * l_w \leq \phi * 0.60 * F_u * t_{des} * l_w$$

$$w \leq \frac{\phi * 0.60 * F_u * t_{des}}{\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

Tamaño máximo de soldadura:

$$w_{max} = \frac{\phi * 0.60 * F_{ua} * t_{des}}{\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w_{max} = \frac{0.75 * 0.60 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 8.86 mm * 0.1}{0.75 * 2953.20 kg/cm^2 * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w_{max} = 1.04 cm = 10.4 mm$$

NORMA AISC 360-16, capítulo J2-4: Resistencia

De la Tabla J 2.4 AISC 360-16, tenemos que el tamaño mínimo de la soldadura debe ser:

$$w_{min} = 5.0 mm$$

Por lo que el tamaño de soldadura seleccionado debe estar entre el siguiente rango:

$$w_{max} \geq w \geq w_{min}$$

Con $w = 7 mm$

$$l_w \geq \frac{P_{utracc}}{N * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * \phi_w * F_{nw}}$$

$$l_w = \frac{135.97 ton * 1000}{4 * \frac{\sqrt{2}}{2} * 7mm * 0.1 * 0.75 * 2953.20 kg/cm^2}$$

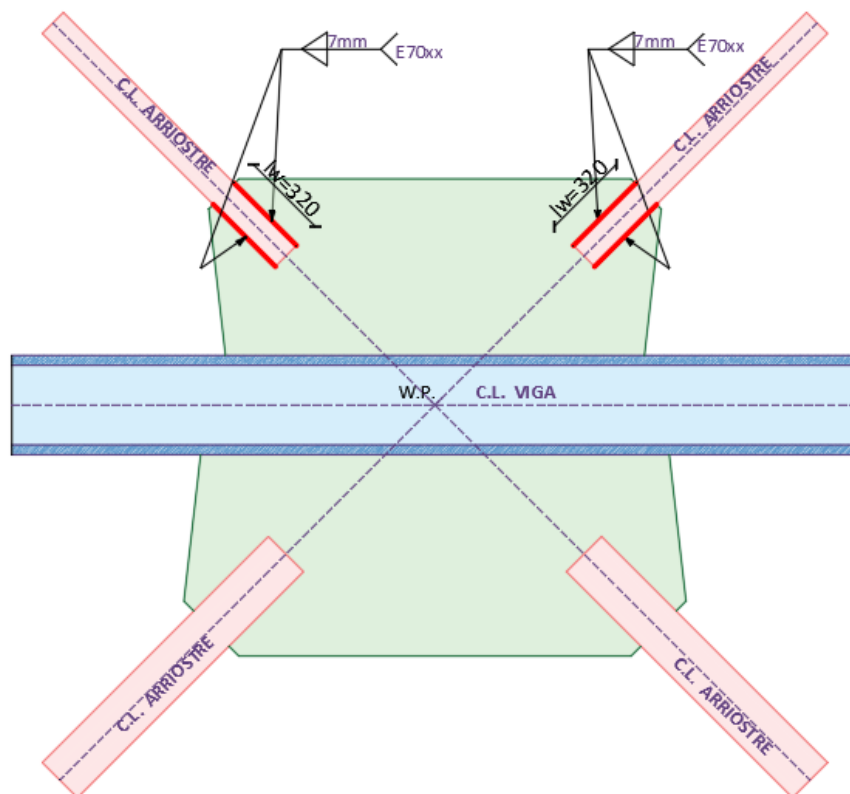
$$l_w = 31.006 \text{ cm}$$

Entonces se utilizará:

$$l_w = 320 \text{ mm}$$

Detalle de Soldaduras definitivas:

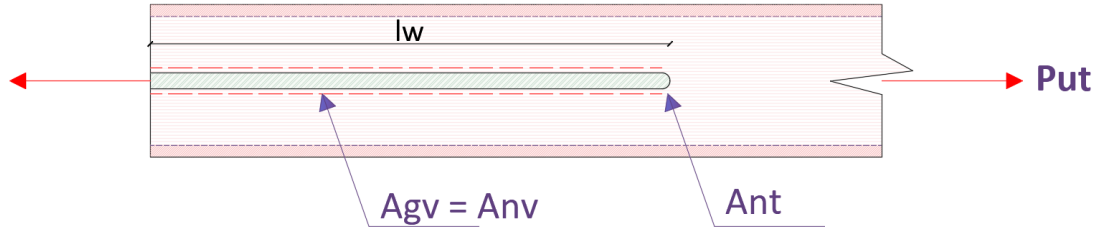
Figura 107: Detalle de soldadura en arriostre superior.



Fuente: Autoras.

BLOQUE DE CORTE EN LAS PAREDES DEL ARRIOSTRAMIENTO

Figura 108: Bloque de corte en paredes del arriostramiento.



Fuente: Autoras.

NORMA AISC 360-16, capítulo J 4-3: Resistencia de Bloque de Corte:

Ecuación J4-5:

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Donde:

A_{nv} : Área neta a corte

A_{nt} : Área neta a tracción

A_{gv} : Área gruesa a corte

Considerando la sobrerresistencia:

La resistencia de diseño será el menor valor de:

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 * R_t * F_u * A_{nv} + R_t * F_u * A_{nt} \\ 0.60 * R_y * F_y * A_{gv} + R_t * F_u * A_{nt} \end{array} \right.$$

Área neta a corte:

$$A_{nv} = 4 * l_w * t_{des2}$$

$$A_{nv} = 4 * 32 \text{ cm} * 8.86 \text{ mm} * 0.1$$

$$A_{nv} = 113.41 \text{ cm}^2$$

Área gruesa a corte:

$$A_{gv} = 4 * l_w * t_{des}$$

$$A_{gv} = 4 * 32 \text{ cm} * 8.86 \text{ mm} * 0.1$$

$$A_{gv} = 113.41 \text{ cm}^2$$

Área neta a corte:

$$A_{nt} = 0$$

Factor de minoración:

$$\phi = 0.75$$

Resistencia de diseño: se debe tomar el menor valor de entre las siguientes ecuaciones:

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 * R_{ta} * F_{ua} * A_{nv} + R_{ta} * F_{ua} * A_{nt} \\ 0.60 * R_{ya} * F_{ya} * A_{gv} + R_{ta} * F_{ua} * A_{nt} \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 * 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 113.41 \text{ cm}^2 + 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.0 \text{ cm}^2 \\ 0.60 * 1.40 * 2952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 113.41 \text{ cm}^2 + 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.0 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 360.92 \text{ ton} \\ 281.22 \text{ ton} \end{array} \right.$$

$$\phi R_n = \phi * 281.22 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 210915.38 \text{ kg} = 210.91 \text{ ton}$$

$$P_{u_tracc} = 135.97 \text{ ton}$$

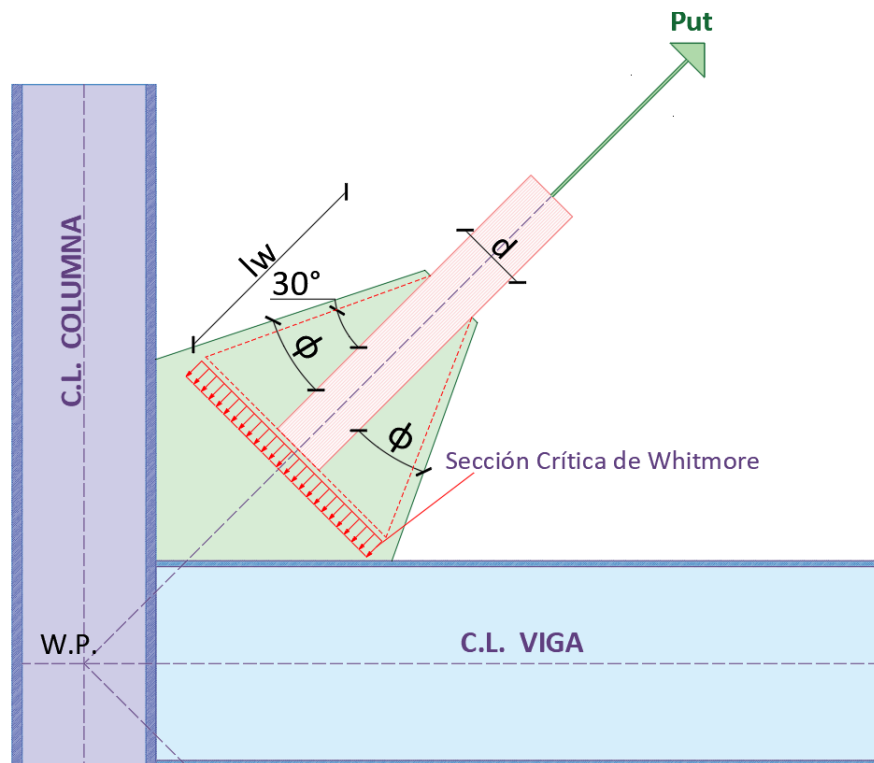
Si: $\phi R_n \geq P_{u_tracc}$, entonces OK, caso contrario REVISAR.

$$210.91 \text{ ton} \geq 135.97 \text{ ton},$$

Entonces: Ok

DISEÑO DE LA PLANCHA NODO (PLACA GUSSET)

Figura 109: Sección crítica de Whitmore.



Fuente: Autoras.

- Cedencia en tracción:

Ángulo de Whitmore

$$\theta_{whitmore} = 30 \text{ grados}$$

Se recomienda:

$$d_a = d_{a2} = 127 \text{ mm}$$

$$d \geq d_a + 50 \text{ mm}$$

$$d_{req} = d_a + 50 \text{ mm}$$

$$d_{req} = 127 \text{ mm} + 50 \text{ mm}$$

$$d_{req} = 177 \text{ mm}$$

$d = 200 \text{ mm}$ Imponemos un valor.

Entonces

$$d \geq d_{req}$$

$$200 \text{ mm} \geq 177 \text{ mm}$$

- Si se cumple esta OK, caso contrario se debe revisar.

Se plantea la geometría de la plancha nodo con:

$$\emptyset = 25 \text{ grados}$$

Ancho Efectivo de Whitmore

El ancho efectivo de Whitmore será el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$W_{whitmore} = \min \begin{cases} d_a + 2 * \tan(\theta_{whitmore}) * l_w \\ d + 2 * \tan(\emptyset) * l_w \end{cases}$$

$$W_{whitmore} = \min \begin{cases} 127 \text{ mm} + 2 * \tan(30) * 320 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} + 2 * \tan(25) * 320 \text{ mm} \end{cases}$$

$$W_{whitmore} = \min \begin{cases} 496.50 \text{ mm} \\ 498.44 \text{ mm} \end{cases}$$

$$W_{whitmore} = 496.50 \text{ mm}$$

El ancho de Whitmore debe limitarse a la máxima longitud efectiva del mismo que se tenga dentro de la plancha nodo, lo cual se obtiene geoméricamente con las dimensiones reales.

$$\phi = 0.9$$

$$t_{pn} = 16 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi * F_{ypl} * W_{whitmore} * t_{pn}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 49.65 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 180886.4 \text{ kg} = 180.88 \text{ ton}$$

$$P_{u_tracc} = 135.97 \text{ ton}$$

Si: $\phi R_n \geq P_{u_tracc}$, entonces OK, caso contrario se debe REVISAR.

$$180.88 \text{ ton} \geq 135.97 \text{ ton}$$

Entonces: Ok

- **Chequeo por bloque de corte**

NORMA AISC 360-16, CAPITULO J 4-3: Resistencia de Bloque de Corte.

Se utiliza la **Ecuación J4-5:**

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

Donde:

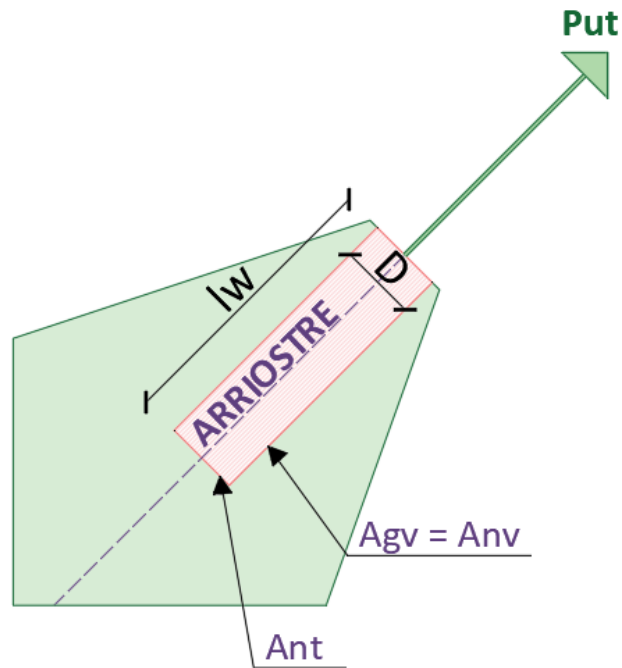
A_{nv} : Área neta a corte

A_{nt} : Área neta a tracción

A_{gv} : Área gruesa a corte

$U_{bs} = 1.0$ Esfuerzo en tensión es uniforme. Comentarios de J.4.3 de la AISC 360-16.

Figura 110: Áreas solicitadas a corte.



Fuente: Autoras.

- Área neta sujeta a corte

$$A_{nv} = l_w * t_{pn} * 2$$

$$A_{nv} = 320 \text{ mm} * 16 \text{ mm} * 2$$

$$A_{nv} = 102.4 \text{ cm}^2$$

- Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} = l_w * t_{pn} * 2$$

$$A_{gv} = 320 \text{ mm} * 16 \text{ mm} * 2$$

$$A_{gv} = 102.4 \text{ cm}^2$$

- Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} = D * t_{pn}$$

$$A_{nt} = 127 \text{ mm} * 16 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = 20.32 \text{ cm}^2$$

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

Resistencia de diseño:

$$\phi R_n = \phi * \min \begin{cases} 0.60 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \\ 0.60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \end{cases}$$

$$\phi R_n = \phi * \min \begin{cases} 0.60 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 102.4 \text{ cm}^2 + 1.00 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20.32 \text{ cm}^2 \\ 0.60 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 102.4 \text{ cm}^2 + 1.00 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20.32 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\phi R_n = \phi * \min \begin{cases} 333.58 \text{ ton} \\ 238.35 \text{ ton} \end{cases}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 0.75 * 238.35 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 178761.6 \text{ kg} = 178.76 \text{ ton}$$

$$P_{u_tracc} = 135.97 \text{ ton}$$

Si: $\phi R_n \geq P_{u_tracc}$, entonces OK. Caso contrario se debe revisar.

$$178.76 \text{ ton} \geq 135.97 \text{ ton}$$

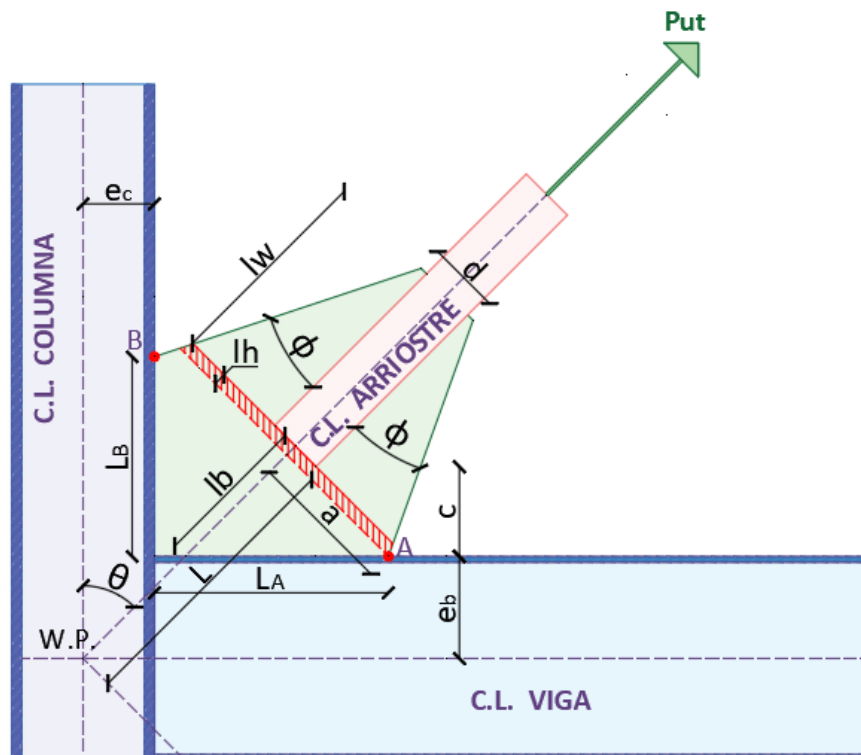
Entonces: Ok

DETALLADO DE PLACA GUSSET

NORMA AISC 341-16. Capítulo F2: Marcos Especiales con Refuerzo Concéntrico SCBF. **F2-6: Conexiones**, en el apartado c3

El arriostramiento se pandeará fuera del plano, la placa nodo debe tener suficiente capacidad de rotación, aproximándose a una conexión articulada. La línea de pliegue debe estar entre 2 y 4 veces el espesor de la placa nodo.

Figura 111: Geometría de la placa.



Fuente: Autoras.

$$2 * t_{pn} \leq l_h \leq 4 * t_{pn}$$

$$\phi = 25 \text{ deg}$$

$\theta = 45 \text{ deg}$ Angulo del arriostamiento respecto a la vertical

Si usamos $l_h = 50 \text{ mm}$

$$2 * 16 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \leq 4 * 16 \text{ mm}$$

$$32 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \leq 64 \text{ mm}$$

Si se cumple lo anterior entonces esta OK.

Longitud de pandeo

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + l_h) * \tan(\phi)$$

$$a = \frac{200 \text{ mm}}{2} + (320 \text{ mm} + 50 \text{ mm}) * \tan(25 \text{ deg})$$

$$a = 272.53 \text{ mm}$$

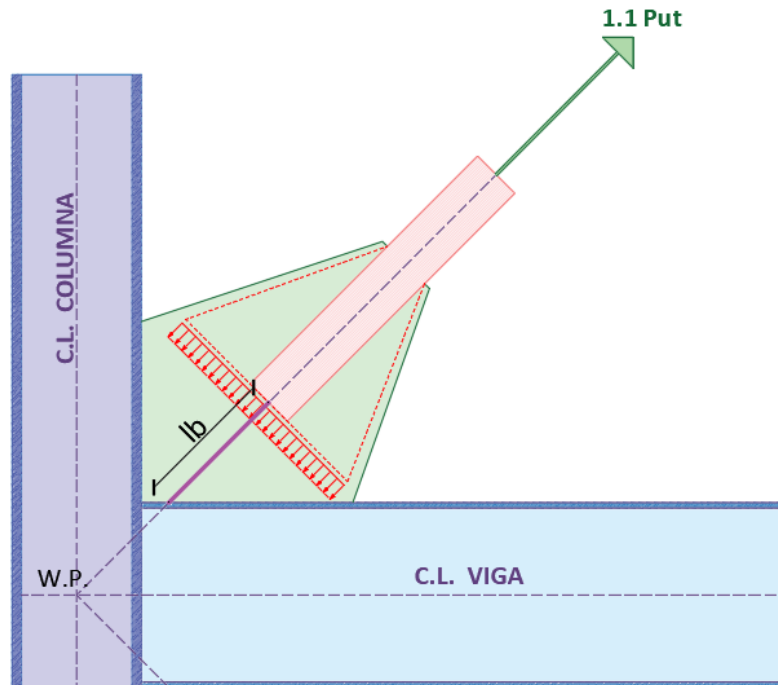
$$l_b = a * \tan(\theta) + l_h$$

$$l_b = 272.53 \text{ mm} * \tan(45 \text{ deg}) + 50 \text{ mm}$$

$$l_b = 322.53 \text{ mm} = 32.25 \text{ cm}$$

Chequeo por compresión plancha nodo

Figura 112: Compresión en el Placa Gusset.



Fuente: Autoras.

Longitud de pandeo de la plancha nodo:

$$l_b = 322.53 \text{ mm}$$

Según Dowswell 2012. El factor de longitud efectiva de la placa nodo considerando que el pandeo se desarrolla fuera del plano.

$$K = 0.60$$

Radio de giro de la Gusset plate

$$r = \frac{t_{pn}}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{16 \text{ mm}}{\sqrt{12}}$$

$$r = 4.62 \text{ mm}$$

Tensión Elástica de Pandeo

Si:

$$\frac{K * l_b}{r} > 25$$

$$\frac{0.60 * 322.53 \text{ mm}}{4.62 \text{ mm}} > 25$$

$$41.89 > 25$$

De la Norma AISC 360-16, CAP E – Diseño de miembros a compresión, E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

La Tensión elástica de pandeo se calcula mediante la ecuación E3-4:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(41.89)^2}$$

$$F_e = 11812.72 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$\frac{K * l_b}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}}$$

$$41.89 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$41.89 \leq 135.70$$

Entonces la Tensión elástica de pandeo crítica se calcula mediante la ecuación E3-2:

$$F_{cre} = 0.658 \frac{F_{ypl}}{F_e} * F_{ypl}$$

$$F_{cre} = 0.658 \frac{2530 \text{ kg/cm}^2}{11812.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cre} = 2313.07 \text{ kg/cm}^2$$

Caso contrario, si:

$$\frac{K * l_b}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}}$$

Entonces la Tensión elástica de pandeo critica se calcula mediante la ecuación E3-3:

$$F_{cre} = 0.877 * F_e$$

Área efectiva a compresión de la Placa Gusset

$$A_w = W_{withmore} * t_{pn}$$

$$A_w = 49.84 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}$$

$$A_w = 79.74 \text{ cm}^2$$

Resistencia a la compresión minorada:

$$\phi R_n = \phi * F_{cr} * A_w$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi R_n = 0.90 * 2313.07 \text{ kg/cm}^2 * 79.74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 166003. \text{ kg} = 166 \text{ ton}$$

Dowswell 2012, propone:

Si $\phi R_n \geq 1.1 * P_{u_comp}$, entonces estaría Ok, caso contrario se debe REVISAR.

$$\phi R_n \geq 1.1 * P_{u_comp}$$

$$165.99 \text{ ton} \geq 1.1 * 73.55 \text{ ton}$$

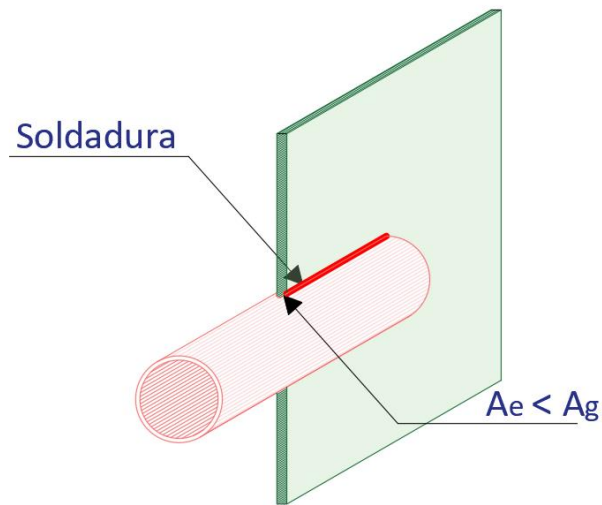
$$165.99 \text{ ton} \geq 80.91 \text{ ton}$$

Entonces: OK.

REVISIÓN DEL ÁREA EFECTIVA Y ÁREA GRUESA DEL ARROSTRAMIENTO

Área neta de la sección crítica A-A del arriostramiento:

Figura 113: Área gruesa y área efectiva del arriostramiento.



Fuente: Autoras.

$A_{ga} = 32.9 \text{ cm}^2$ Área gruesa

$tolerancia = 4\text{mm}$ Tolerancia en la ranura para el montaje

Área neta:

$$A_{neta} = A_{ga} - 2 * (t_{pn} + tolerancia) * t_{des}$$

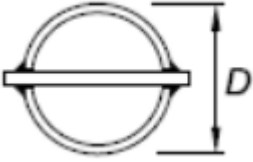
$$A_{neta} = 32.9 \text{ cm}^2 - 2 * (1.6\text{cm} + 0.4 \text{ cm}) * 0.886 \text{ cm}$$

$$A_{neta} = 29.36 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva

NORMA AISC 360-16: Capítulo D: Diseño de miembros en tracción.

Tabla N: Tabla D3.1.

TABLA D 3.1			
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, \quad U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D,$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad \bar{x} = \frac{D}{\pi}$	

Fuente: Norma AISC 360-16.

$$l = l_w$$

$$l = 320 \text{ mm}$$

$$D = 127 \text{ mm}$$

$$l \geq 1.3D$$

$$320 \text{ mm} \geq 1.3 * 127 \text{ mm}$$

$$320 \text{ mm} \geq 165.1 \text{ mm}$$

Entonces:

$$U = 1.0$$

Cálculo del área neta efectiva:

$$A_{n\text{-efectiva}} = U * A_{neta}$$

$$A_{n\text{-efectiva}} = 1.0 * 29.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{n\text{-efectiva}} = 29.36 \text{ cm}^2$$

Condición:

Si $A_{n-efectiva} \geq A_{ga}$ estaría Ok, caso contrario se deberá Reforzar.

$$A_{n-efectiva} \geq A_{ga}$$

$$29.36 \text{ cm}^2 < 32.9 \text{ cm}^2$$

Conclusión: Se debe reforzar.

- **Comprobación de la relación de capacidad por cedencia y ruptura**

Si

$$\frac{A_{n-efectiva}}{A_{ga}} \geq \frac{R_{ya} * F_{ya}}{0.75 * R_{ta} * F_{ua}}$$

Entonces Ok, caso contrario se deberá Reforzar.

$$\frac{29.36 \text{ cm}^2}{32.9 \text{ cm}^2} \geq \frac{1.40 * 2952 \text{ kg/cm}^2}{0.75 * 1.30 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

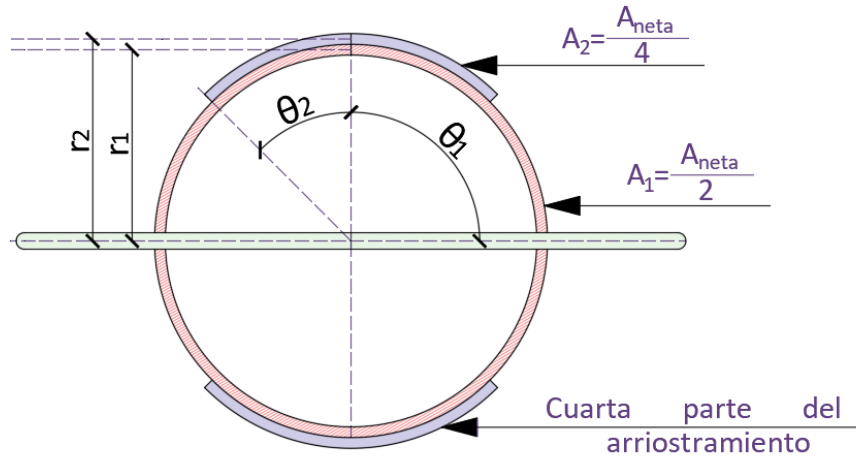
$$0.89 \geq 1.04$$

Como no cumple se debe Reforzar.

Área neta efectiva del refuerzo propuesto

Para el área neta efectiva se propone la siguiente sección:

Figura 114: Área de refuerzo para el arriostramiento.



Fuente: Autoras.

$$A_1 = \frac{A_{neta}}{2} = \frac{29.36 \text{ cm}^2}{2} = 14.68 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{ga}}{4} = \frac{32.9 \text{ cm}^2}{4} = 8.23 \text{ cm}^2$$

$$\theta_1 = 90 \text{ deg}$$

$$\theta_2 = 45 \text{ deg}$$

$$x_i = \frac{r_i * \sin(\theta_i)}{\theta_i}$$

$$r_1 = \frac{D - t_{des}}{2} = \frac{127 \text{ mm} - 8.86 \text{ mm}}{2} = 59.07 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D + t_{des}}{2} = \frac{127 \text{ mm} + 8.86 \text{ mm}}{2} = 67.93 \text{ mm}$$

$$x_1 = \frac{r_1 * \sin(\theta_1)}{\theta_1} = \frac{59.07 \text{ mm} * \sin(90 \text{ deg})}{90 \text{ deg}} = 37.61 \text{ mm}$$

$$x_2 = \frac{r_2 * \sin(\theta_2)}{\theta_2} = \frac{67.93 \text{ mm} * \sin(45 \text{ deg})}{45 \text{ deg}} = 61.16 \text{ mm}$$

$$X = \frac{A_1 * x_1 + A_2 * x_2}{A_1 + A_2}$$

$$X = \frac{14.68 \text{ cm}^2 * 3.761 \text{ cm} + 8.23 \text{ cm}^2 * 6.116 \text{ cm}}{14.68 \text{ cm}^2 + 8.23 \text{ cm}^2}$$

$$X = 4.607 \text{ cm} = 46.07 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{46.07 \text{ mm}}{320 \text{ mm}}$$

$$U = 0.86$$

Cálculo del área neta:

$$A_n = 2 * (A_1 + A_2)$$

$$A_n = 2 * (14.68 \text{ cm}^2 + 8.23 \text{ cm}^2)$$

$$A_n = 45.82 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva:

$$A_e = U * A_n$$

$$A_e = 0.86 * 45.82 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 39.40 \text{ cm}^2$$

Condición:

Si $A_n \geq A_{ga}$ estaría Ok, caso contrario se debe reforzar.

$$A_n \geq A_{ga}$$

$$45.82 \text{ cm}^2 > 32.9 \text{ cm}^2$$

- **Soldadura de las planchas de refuerzo**

Tamaño máximo de la soldadura: Norma AISC 360-16 J2.2b:

$$w_{max} = t_{des} - 2 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 8.86 \text{ mm} - 2 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 6.86 \text{ mm}$$

Tamaño mínimo de la soldadura: Norma AISC 360-16 J2.4:

$$w_{min} = 5.0 \text{ mm}$$

Tamaño de soldadura seleccionado

$$w = 6.0 \text{ mm}$$

Si $w_{max} \geq w \geq w_{min}$, entonces Ok, caso contrario se deberá revisar.

$$w_{max} \geq w \geq w_{min}$$

$$6.86 \text{ mm} \geq 6.0 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm}$$

La Norma AISC 341-16 F.2 5b (c) (1). Especifica que el refuerzo debe tener al menos el mismo esfuerzo de fluencia que el arriostramiento.

Área de acero de refuerzo en arriostramiento:

$$\left(\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2} * w * L_{wr} \right) 2 \geq R_y * F_y * A_r$$

$$A_r = A_2 = 8.23 \text{ cm}^2$$

$$L_{wr} = \frac{R_y * F_y * A_r}{\left(\phi_w * F_{nw} * \frac{\sqrt{2}}{2} * w \right) * 2}$$

$$L_{wr-req} = \frac{1.40 * 2952 \text{ kg/cm}^2 * 8.23 \text{ cm}^2}{\left(0.75 * 2953.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{\sqrt{2}}{2} * 0.6 \text{ cm} \right) * 2}$$

$$L_{wr-req} = 18.10 \text{ cm} = 181 \text{ mm}$$

Se utilizará: $L_{wr} = 200 \text{ mm}$

Se debe cumplir que:

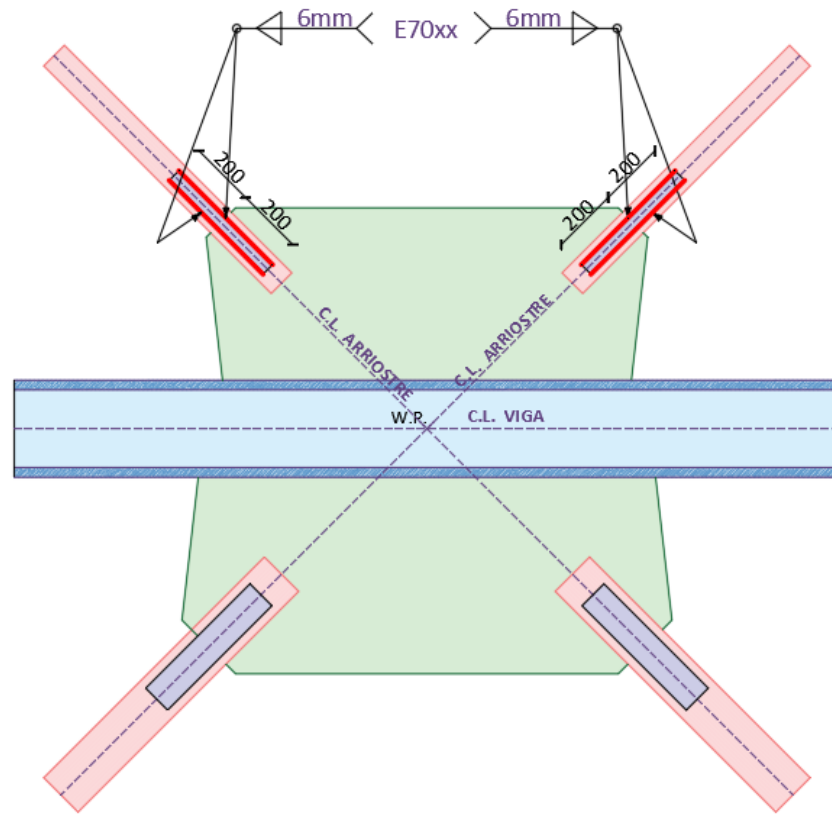
$$L_{wr} \geq L_{wr-req}$$

$$200 \text{ mm} > 181 \text{ mm}$$

Entonces: OK

Las distancias obtenidas para las soldaduras para este caso $L_{wr} = 200 \text{ mm}$.

Figura 115: Detalle de las soldaduras del arriostramiento superior.



Fuente: Autoras

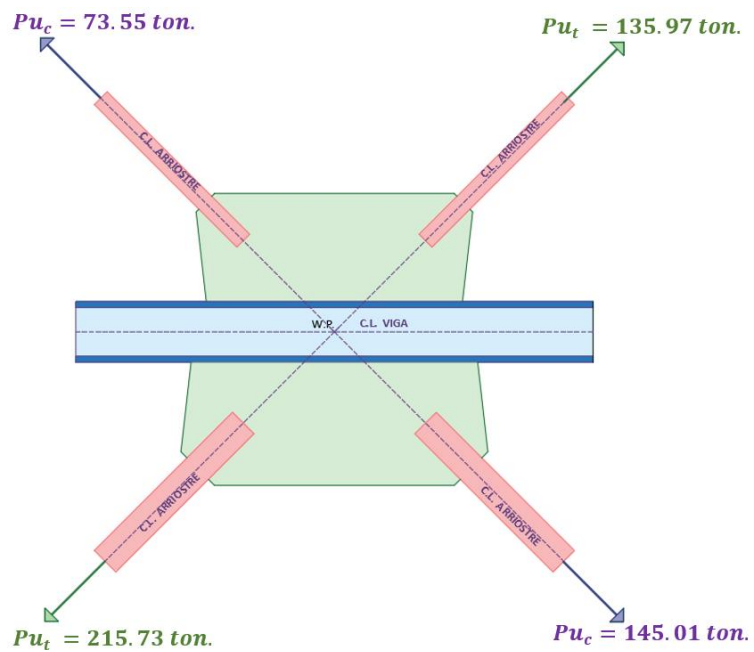
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS A LA VIGA Y A LA COLUMNA POR LA PLACA GUSSET, SEGÚN EL MÉTODO DE LA FUERZA UNIFORME

Para las fuerzas aplicadas en los arriostramientos, se aplicará el método de la fuerza uniforme desarrollado por Thornton en 1991.

Resumen de fuerzas en los arriostramientos:

CASO DE DISEÑO a: Fuerza esperada a compresión

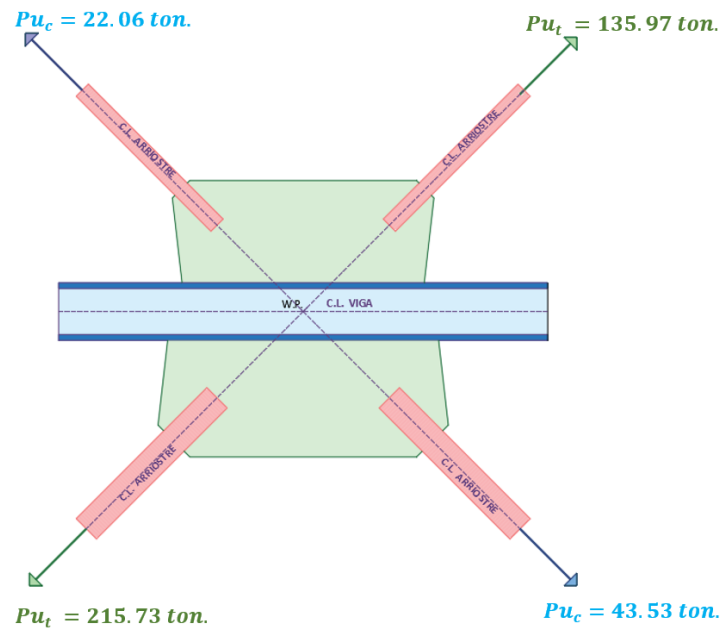
Figura 116: Fuerza esperada a compresión.



Fuente: Autoras.

CASO DE DISEÑO b: Resistencia al Post-pandeo.

Figura 117: Resistencia a Post - pandeo.



Fuente: Autoras.

DETALLADO INICIAL DE LA CONEXIÓN

Datos:

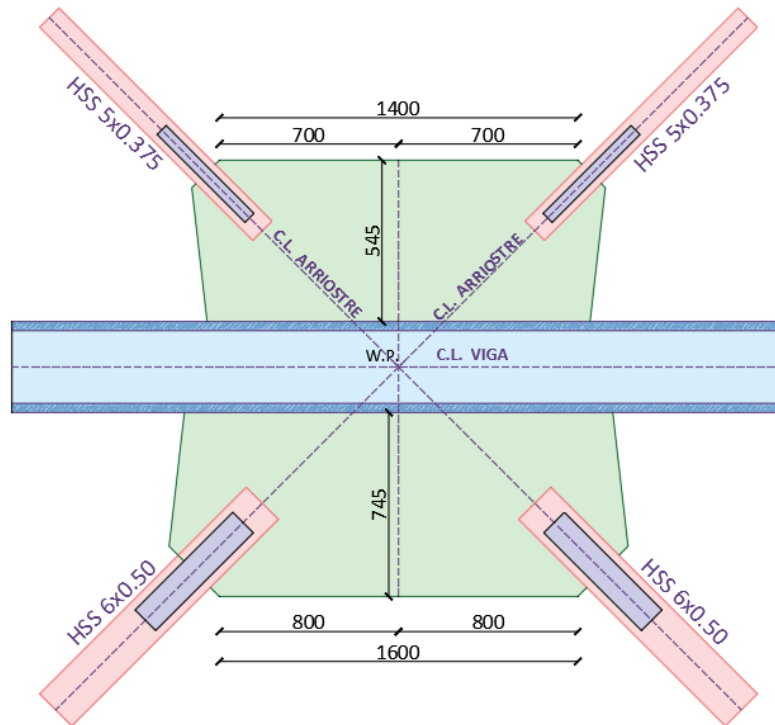
$$\theta = 45 \text{ deg}$$

$$d = 549 \text{ mm}$$

$$L_1 = 800 \text{ mm}$$

$$L_2 = 800 \text{ mm}$$

Figura 118: Detalle de la conexión.



Fuente: Autoras.

$$L = L_1 + L_2$$

$$L = 800 \text{ mm} + 800 \text{ mm}$$

$$L = 1600 \text{ mm}$$

$$\Delta = \frac{1}{2} * (L_2 - L_1)$$

$$\Delta = \frac{1}{2} * (800 \text{ mm} - 800 \text{ mm})$$

$$\Delta = 0 \text{ mm}$$

$$e = \frac{d}{2}$$

$$e = \frac{549 \text{ mm}}{2}$$

$$e = 274.5 \text{ mm}$$

$$h = 745 \text{ mm}$$

CARTELA INFERIOR PARA CASO DE DISEÑO a: Fuerza esperada a compresión

$$P_1 = 215.73 \text{ ton}$$

$$H_1 = P_1 * \cos(\theta)$$

$$H_1 = 215.73 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_1 = 152.54 \text{ ton}$$

$$V_1 = P_1 * \text{sen}(\theta)$$

$$V_1 = 215.73 \text{ ton} * \text{sen}(45)$$

$$V_1 = 152.54 \text{ ton}$$

$$M_1 = H_1 * e + V_1 * \Delta$$

$$M_1 = 152.54 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{m}{mm}) + 152.54 \text{ ton} * 0mm$$

$$M_1 = 41.87 \text{ ton} * m$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * V_1 * L - \frac{1}{4} * H_1 * h - \frac{1}{2} * M_1$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * 152.54 \text{ ton} * 1.60 \text{ m} - \frac{1}{4} * 152.54 \text{ ton} * 0.745 \text{ m} - \frac{1}{2} * 41.87 \text{ ton} * m$$

$$M'_1 = 30.51 \text{ ton} * m - 28.41 \text{ ton} * m - 20.94 \text{ ton} * m$$

$$M'_1 = -18.84 \text{ ton} * m$$

$$P_2 = -145.01 \text{ ton}$$

$$H_2 = P_2 * \cos(\theta)$$

$$H_2 = -145.01 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_2 = -102.54 \text{ ton}$$

$$V_2 = P_2 * \text{sen}(\theta)$$

$$V_2 = -145.01 \text{ ton} * \text{sen}(45)$$

$$V_2 = -102.54 \text{ ton}$$

$$M_2 = H_2 * e + V_2 * \Delta$$

$$M_2 = -102.54 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} \left(0.001 \frac{m}{mm}\right) + (-102.54 \text{ ton}) * 0 \text{ mm}$$

$$M_2 = -28.15 \text{ ton} * m$$

$$M'_2 = \frac{1}{8} * V_2 * L - \frac{1}{4} * H_2 * h - \frac{1}{2} * M_2$$

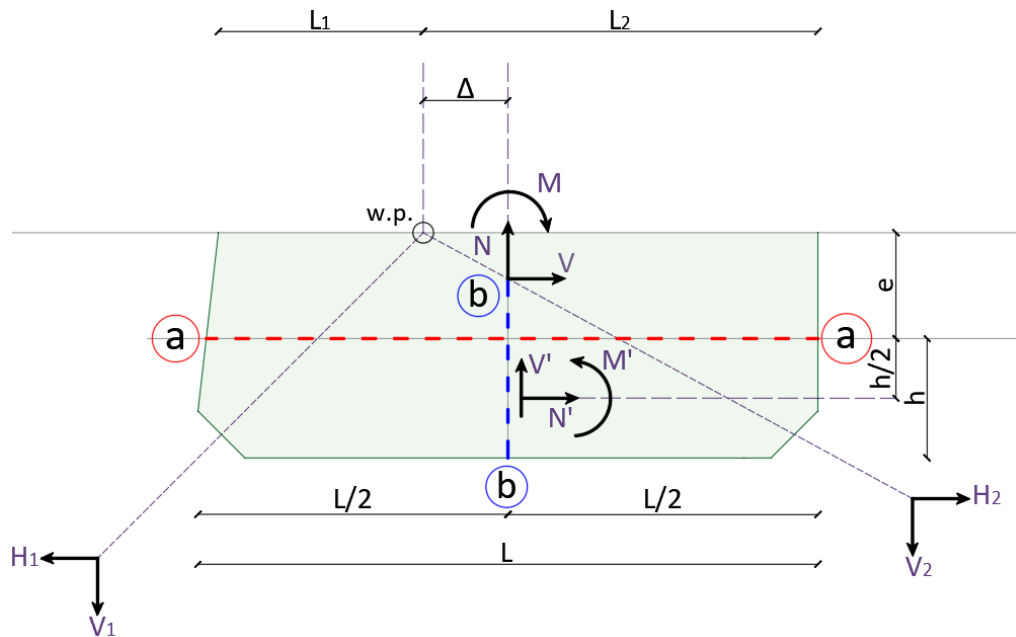
$$M'_2 = \frac{1}{8} * -102.54 \text{ ton} * 1.60 \text{ m} - \frac{1}{4} * -102.54 \text{ ton} * 0.745 \text{ m} - \frac{1}{2} * -28.15 \text{ ton} * m$$

$$M'_2 = -20.51 \text{ ton} * m + 19.10 \text{ ton} * m + 14.075 \text{ ton} * m$$

$$M'_2 = 12.66 \text{ ton} * m$$

Fuerzas resultantes en la sección:

Figura 119: Fuerzas resultantes en la sección.



Fuente: Autoras.

Cálculo de las fuerzas resultantes en la sección a-a:

- **Fuerza axial:**

$$N = V_1 + V_2$$

$$N = 152.54 \text{ ton} + (-102.54 \text{ ton})$$

$$N = 50 \text{ ton}$$

- **Fuerza de corte:**

$$V = H_1 - H_2$$

$$V = 152.54 \text{ ton} - (-102.54 \text{ ton})$$

$$V = 254620 \text{ kg} = 255.08 \text{ ton}$$

- **Momento:**

$$M = M_1 - M_2$$

$$M = 41.87 \text{ ton} * m - (-28.15 \text{ ton} * m)$$

$$M = 7002000 \text{ kg} * \text{cm} = 70.02 \text{ ton} * m$$

Cálculo de las fuerzas resultantes en la sección b-b:

- **Fuerza axial:**

$$N' = \frac{1}{2} * (H_1 + H_2)$$

$$N' = \frac{1}{2} * (152.54 \text{ ton} + (-102.54 \text{ ton}))$$

$$N' = 25000 \text{ kg} = 25 \text{ ton}$$

- **Fuerza de corte:**

$$V' = \frac{1}{2} * (V_1 - V_2) - \frac{2}{L} * M$$

$$V' = \frac{1}{2} * (152.54 \text{ ton} - (-102.54 \text{ ton})) - \frac{2}{1.6 \text{ m}} * 70.02 \text{ ton} * m$$

$$V' = 40010 \text{ kg} = 40.01 \text{ ton}$$

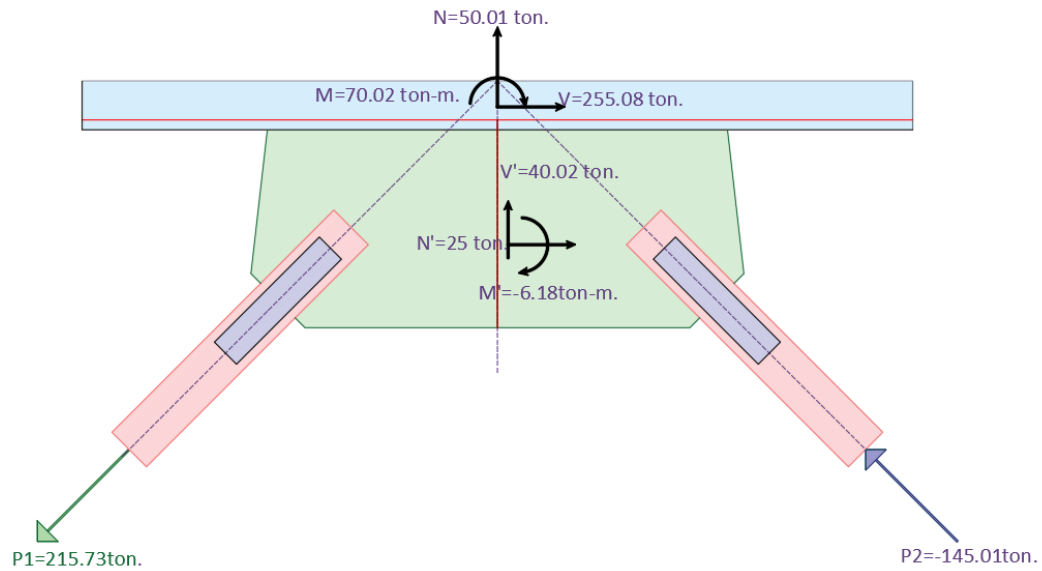
- **Momento:**

$$M' = M'_1 + M'_2$$

$$M' = -18.84 \text{ ton} * m + (12.66 \text{ ton} * m)$$

$$M' = -618000 \text{ kg} * \text{cm} = -6.18 \text{ ton} * m$$

Figura 120: Fuerzas resultantes en la cartela inferior criterio de diseño a.



Fuente: Autoras.

Cedencia en la sección a-a: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M}{N}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M}{N}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{70.02 \text{ ton} * \text{m}}{50 \text{ ton}}\right)^2 + 1.6 \text{ m}^2} - 2 * \frac{70.02 \text{ ton} * \text{m}}{50 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 42.48 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{50 \text{ ton} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{1.6\text{cm} * 42.48\text{cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{255.08 \text{ ton} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{1.6\text{cm} * 160\text{cm}}\right)^2} = 1876.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1876.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si $\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$, entonces estaría Ok, caso contrario se debe revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$1876.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces: Ok.

La guía de diseño 29 de la Norma AISC 360-16, presenta el procedimiento para el análisis de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1 de la respectiva norma.

Fluencia por corte:

Datos:

$$L = 1600 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16, Capítulo J 4-2. Resistencia de elementos en corte, presenta las siguientes ecuaciones:

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 36 \text{ ksi} * 6.895 \text{ Mpa}$$

$$R_n = 148.93 \text{ MPa}$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{255.08 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{uv} = 996.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 97.65 \text{ MPa}$$

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$97.65 \text{ MPa} < 148.93 \text{ MPa}$$

Entonces: OK

Fluencia por tensión:

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{50 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{ua} = 195.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 19.14 \text{ MPa}$$

Módulo plástico de la plancha nodo

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (160 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 10240 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{M}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{70.02 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100}{10240 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 683.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 67.01 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 19.14 \text{ MPa} + 67.01 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 879.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 86.15 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16, Capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción, presenta las siguientes ecuaciones para:

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$86.15 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa}$$

Entonces: OK

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(86.15 \text{ MPa})^2 + 3 * (97.65 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 189.81 \text{ MPa}$$

Nota: De los chequeos realizados se puede concluir que el diseño se está bien orientado, pero la guía de diseño 29 de la AISC, Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, propone las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la placa Gusset en la sección a-a, bajo las especificaciones de la NORMA AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 160cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi V_n = 388608kg = 388.61 ton$$

$$V = 255.08 ton$$

Si: $\phi V_n \geq V$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

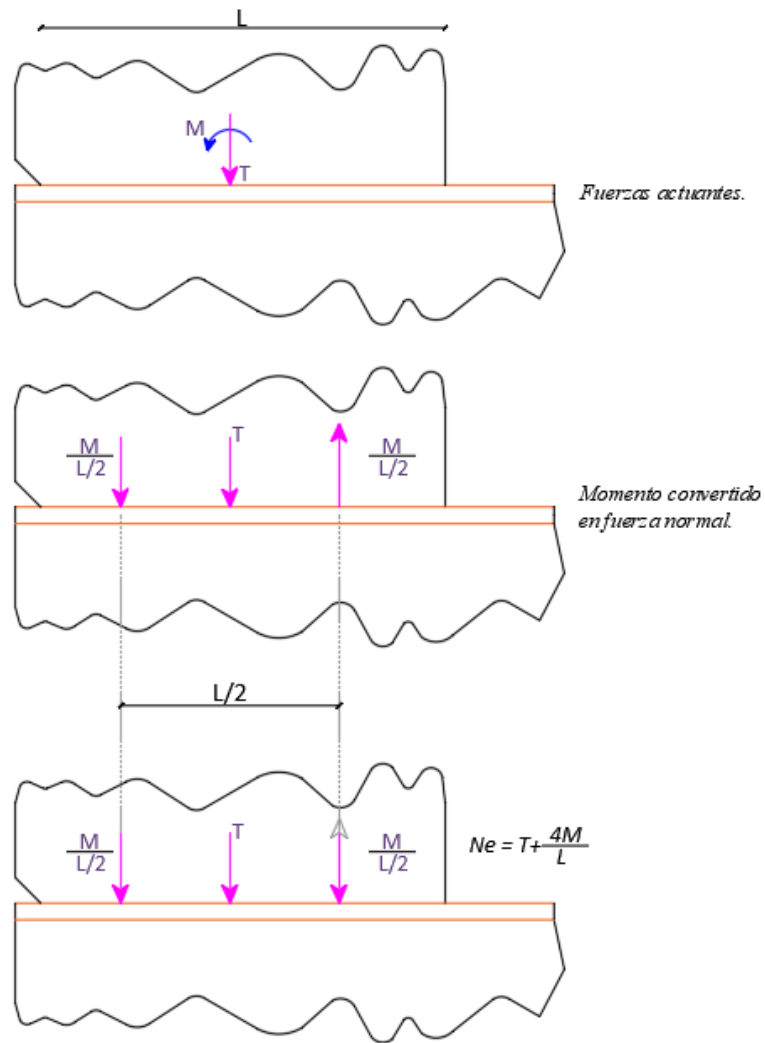
$$\phi V_n \geq V$$

$$388.61 ton > 255.08 ton$$

Entonces: OK

- Para la combinación entre fuerza axial y el momento flector, es conveniente introducir una fuerza axial equivalente N_{equiv} . Sobre la mitad de la placa, la fuerza normal es $\frac{N}{2} + \frac{2*M}{L}$. Por simplicidad en los cálculos una de las fuerzas derivadas de los momentos reversibles, lo que permite que exista una fuerza uniforme equivalente sobre toda la sección a-a de la placa Gusset. De esta forma la carga axial equivalente es $N + \frac{4*M}{L}$, tal como se ilustra en la siguiente figura:

Figura 121: Desarrollo de la fuerza axial equivalente.



Fuente: Guía 29 del AISC.

Con esta carga se comprobará la fluencia a tensión, para posteriormente considerar la interacción entre momento, carga axial y corte derivada de la teoría de plasticidad (Astaneh 1998). Adicionalmente con esta carga se resolverán problemas de fluencia y aplastamiento local sobre el alma de la viga.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = N + \frac{4M}{L}$$

$$N_{equiv} = 50 \text{ ton} + \frac{4 * 70.02 \text{ ton} * m}{1.6 \text{ m}}$$

$$N_{equiv} = 225050 \text{ kg} = 225.05 \text{ ton}$$

Resistencia fluencia en tracción:

De acuerdo con la norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi N_n = 582.91 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowsell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10240 \text{ cm}^3 * 0.00001$$

$$\phi * M_n = 233.16 \text{ ton} * m$$

$$\left(\frac{M}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\phi * V_n}\right)^4$$

$$= \left(\frac{70.02 \text{ ton} * m}{233.16 \text{ ton} * m}\right) + \left(\frac{50 \text{ ton}}{582.91 \text{ ton}}\right)^2 + \left(\frac{255.08 \text{ ton}}{388.61 \text{ ton}}\right)^4$$

$$\left(\frac{M}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\phi * V_n}\right)^4 = 0.30 + 0.00736 + 0.186$$

$$\left(\frac{M}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\phi * V_n}\right)^4 = 0.492$$

Si $\left(\frac{M_u}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n}\right)^4 \leq 1$, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$0.492 \leq 1$$

Entonces: OK

ESPECIFICACIONES NORMA AISC 360-16, CAPÍTULO J.10: PATINES Y ALMAS CON FUERZAS CONCENSTRADAS EN VIGAS

Cedencia local de alma de la viga

De acuerdo a la norma AISC 360-16, en el capítulo J10.2: Fluencia Local del Alma.

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- a) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro, ecuación J10-2

$$\text{Si } x > d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

- b) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual a la profundidad del miembro, ecuación J10-3

$$\text{Si } x < d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

Donde:

F_{yw} : Tensión de fluencia mínima específica del alma

k : Distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma

l_b : Longitud del apoyo (no menor que para reacciones extremas de viga)

t_w : Espesor del alma

$\phi = 1.00$ Método LRFD

K : es el radio de curvatura entre el patín y el alma,

Para este caso, para un perfil W21X93, se tiene:

$d_b = 549 \text{ mm}$ Altura de la sección.

$b_{fb} = 213 \text{ mm}$ Ancho del patín.

$t_{fb} = 23.6 \text{ mm}$ Espesor del patín.

$t_{wb} = 14.7 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$r_{bb} = 13 \text{ mm}$ Radio de curvatura

$F_{yw} = F_{yb} = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en viga.

$$x = \frac{L}{4} = \frac{1600 \text{ mm}}{4} = 400 \text{ mm}$$

Espesor del ala + curvatura:

$$k = t_{fb} + r_{bb}$$

$$k = 23.6 \text{ mm} + 13 \text{ mm}$$

$$k = 36.6 \text{ mm}$$

$l_b = L$ Longitud de apoyo de la carga concentrada.

Resistencia R_n

Si $x > d_b$, entonces la resistencia se calculara mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

Si $x < d_b$, entonces la resistencia se calculara mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

Entonces:

$$x < d_b$$

$$400 \text{ mm} < 549 \text{ mm}$$

Por lo antes expuesto, la resistencia se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

$$R_n = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.47 \text{ cm} * (2.5 * 3.66 \text{ cm} + 160 \text{ cm}) * 1/1000$$

$$R_n = 864.01 \text{ ton}$$

Resistencia minorada:

$$\phi * R_n = 1.0 * 864.01 \text{ ton}$$

$$\phi * R_n = 864.01 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 225.05 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\phi * R_n}$$

$$D.C = \frac{225.05 \text{ ton}}{864.01 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.26$$

Si

$$D.C \leq 1.0$$

Entonces, Ok, caso contrario se debe colocar placas de refuerzo.

APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA DE LA VIGA

La norma AISC 360-16, en el capítulo J-10.3: Aplastamiento del Alma

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- c) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$, ecuación J10-4.

$$\text{Si } x \geq \frac{d_b}{2}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

d) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$, ecuación J10-5a y J10-5b

3. Para $\frac{l_b}{d} \leq 0.2$, usar ecuación J10-5a

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

4. Para $\frac{l_b}{d} > 0.2$, usar ecuación J10-5b

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0.2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

d = Profundidad total del miembro

$Q_f = 1.00$ Para secciones de ala ancha y secciones tubulares HSS (conexiones de superficie) en tracción.

$\phi = 0.75$ Método LRFD

Cálculo de la resistencia:

Si $x \geq \frac{d_b}{2}$

$$400 \text{ mm} \geq \frac{549 \text{ mm}}{2}$$

$$400 \text{ mm} \geq 274.5 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

$$R_n = 0.80 * (1.47 \text{ cm})^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{160 \text{ cm}}{54.9 \text{ cm}} \right) * \left(\frac{1.47 \text{ cm}}{2.36 \text{ cm}} \right)^{1.5} \right]$$

$$* \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2.36 \text{ cm}}{1.47 \text{ cm}}} * 1$$

$$R_n = 958.04 \text{ ton}$$

Resistencia minorada:

$$\emptyset * R_n = 0.75 * 958.04 \text{ ton} \emptyset * R_n = 718534 \text{ kg} = 718.53 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 225.05 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\emptyset * R_n}$$

$$D.C = \frac{225.05 \text{ ton}}{718.53 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.31$$

Si $D.C \leq 1.0$

Entonces, Ok, caso contrario se debe colocar placas de refuerzo.

Nota: Cuando se necesite, se debe disponer uno o un par de atiesadores de carga, o una doble plancha de refuerzo que se extienda por lo menos tres cuartos de la profundidad del alma.

Cedencia en la sección b-b: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$L = h = 745 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M'}{N'}\right)^2 + L^2 - 2 * \frac{|M'|}{N'}}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{-6.18 \text{ ton} * \text{m}}{25 \text{ ton}}\right)^2 + (0.745 \text{ m})^2 - 2 * \frac{|-6.18 \text{ ton} * \text{m}|}{25 \text{ ton}}}$$

$$L_{ef} = 0.399 \text{ m} = 39.96 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{25 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 39.96 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{40.02 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 74.5 \text{ cm}}\right)^2} = 700.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} = 700.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 68.67 \text{ MPa}$$

$$\emptyset * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 223.15 \text{ MPa}$$

$$68.67 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa}$$

Si $\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$, entonces Ok, caso contrario se debe revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$68.67 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa}$$

Entonces: ok.

La guía de diseño 29 de la AISC, presenta el procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 745 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16, en el capítulo J 4-2. Resistencia de elementos en corte.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$R_n = 148.76 \text{ MPa}$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V'}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{40.02 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{74.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{uv} = 335.74 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 32.90 MPa$$

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$32.90 MPa < 148.76 MPa$$

Entonces: OK

FLUENCIA POR TENSIÓN

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N'}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{25 ton * 1000kg/ton}{74.5 cm * 1.6 cm}$$

$$f_{ua} = 209.73 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 20.55 MPa$$

Módulo plástico de la plancha nodo

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 cm * (74.5 cm)^2}{4}$$

$$Z = 2220.1 cm^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{|M'|}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{|-6.18 ton * m * 1000 * 100|}{2220.1 cm^3}$$

$$f_{ub} = 278.36 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 27.28 MPa$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 20.55 \text{ MPa} + 27.28 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 488.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 47.83 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16, en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$47.83 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa}$$

Entonces: OK

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(47.83 \text{ MPa})^2 + 3 * (32.90 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 74.40 \text{ MPa}$$

La guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la Placa Gusset en la sección a-a, especificaciones de la norma AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 74.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi V_n = 180945.6 \text{ kg} = 180.95 \text{ ton}$$

$$V' = 40.02 \text{ ton}$$

Si: $\phi V_n \geq V'$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

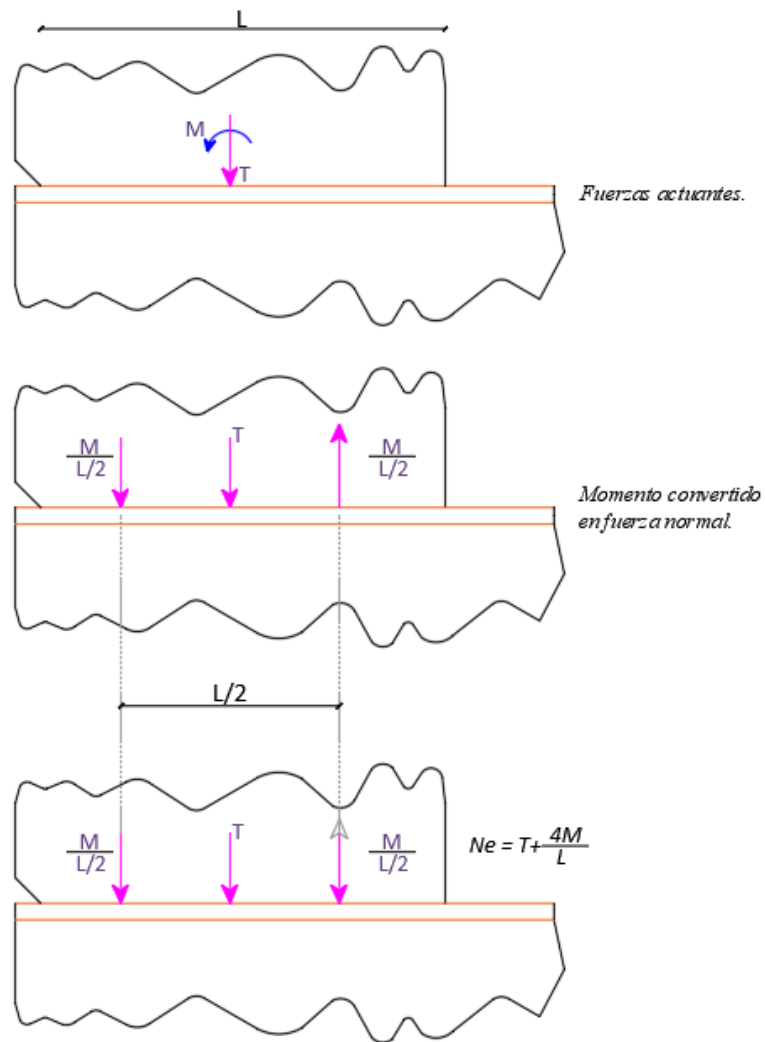
$$\phi V_n \geq V'$$

$$180.95 \text{ ton} > 40.02 \text{ ton}$$

Entonces: Ok.

- Para la combinación entre fuerza axial y el momento flector, es conveniente introducir una fuerza axial equivalente N_{equiv} . Sobre la mitad de la placa, la fuerza normal es $\frac{N}{2} + \frac{2*M}{L}$. Por simplicidad en los cálculos una de las fuerzas derivadas de los momentos reversibles, lo que permite que exista una fuerza uniforme equivalente sobre toda la sección a-a de la placa Gusset. De esta forma la carga axial equivalente es $N + \frac{4*M}{L}$, tal como se ilustra en la siguiente figura:

Figura 122: Desarrollo de la fuerza axial equivalente.



Fuente: Guía 29 del AISC.

Con esta carga se comprobará la fluencia a tensión, para posteriormente considerar la interacción entre momento, carga axial y corte derivada de la teoría de plasticidad (Astaneh 1998). Adicionalmente con esta carga se resolverán problemas de fluencia y aplastamiento local sobre el alma de la viga.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = |N'| + \left| \frac{4 M'}{L} \right|$$

$$N_{equiv} = |25 \text{ ton}| + \left| \frac{4 * -6.18 \text{ ton} * m}{0.745 \text{ m}} \right|$$

$$N_{equiv} = 58181.21 \text{ kg} = 58.18 \text{ ton}$$

Resistencia fluencia en tracción:

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 74.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi N_n = 271.42 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowswell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2220.1 \text{ cm}^3 * 0.00001$$

$$\phi * M_n = 50.55 \text{ ton} * m$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{|M'|}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\emptyset * V_n} \right)^4 \\ & = \left(\frac{|-6.18 \text{ ton} * m|}{50.55 \text{ ton} * m} \right) + \left(\frac{|25 \text{ ton}|}{271.42 \text{ ton}} \right)^2 + \left(\frac{|40.02 \text{ ton}|}{180.95 \text{ ton}} \right)^4 \\ & \left(\frac{|M'|}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\emptyset * V_n} \right)^4 = 0.122 + 0.00848 + 0.00239 \\ & \left(\frac{|M'|}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\emptyset * V_n} \right)^4 = 0.133 \end{aligned}$$

Si se cumple la ecuación, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\begin{aligned} & \left(\frac{M_u}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\emptyset * V_n} \right)^4 \leq 1 \\ & 0.133 \leq 1 \end{aligned}$$

Entonces: **REVISAR**

PANDEO LOCAL DE LA SECCION b-b

Datos:

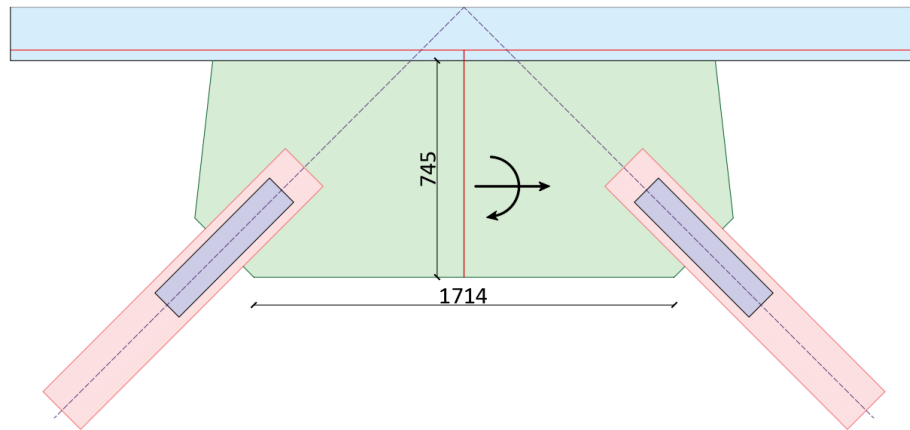
$$h = 745 \text{ mm}$$

$$a = 1714 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_g = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$$

Figura 123: Sección b-b cartela inferior.



Fuente: Autoras.

Cálculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{h * \sqrt{F_y}}{5 * t_g * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}}}$$

$$\lambda = \frac{74.5 \text{ cm} * \sqrt{36 \text{ ksi} * \left(\frac{1}{\text{ksi}}\right)}}{5 * 1.6 \text{ cm} * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{171.4 \text{ cm}}{74.5 \text{ cm}}\right)^2}}$$

$$\lambda = 2.13$$

Condición:

Si $\lambda \leq 0.7$, entonces: $Q = 1.0$

Si $0.7 < \lambda \leq 1.41$, entonces: $Q = 1.34 - 0.486 * \lambda$

Si $\lambda > 1.41$, entonces: $Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$

Con

$$\lambda = 2.13$$

Entonces:

$$Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$$

$$Q = \frac{1.30}{(2.13)^2}$$

$$Q = 0.29$$

Cálculo de la Fuerza Crítica:

$$\phi * F_{cr} = \phi * Q * F_y$$

$\phi = 0.9$ Método LRFD

$$\phi * F_{cr} = 0.9 * 0.29 * 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi * F_{cr} = 652.45 \frac{kg}{cm^2}$$

Carga axial equivalente:

$$N'_{equiv} = N' + \frac{|4 * M'|}{h}$$

$$N'_{equiv} = 25 \text{ ton} + \frac{|4 * -6.18 \text{ ton} * \text{m}|}{0.745 \text{ m}}$$

$$N'_{equiv} = 58.18 \text{ ton} = 58181.21 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial:

$$f_u = \frac{N'_{equiv}}{h * t_g}$$

$$f_u = \frac{58181.21 \text{ kg}}{74.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_u = 488.09 \frac{kg}{cm^2}$$

Si: $f_u \leq \phi * F_{cr}$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

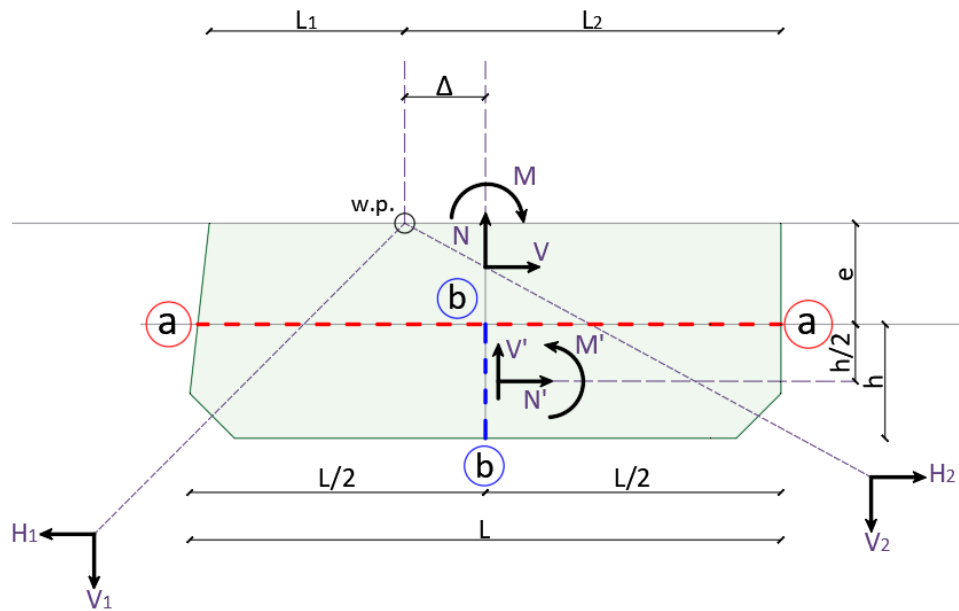
$$f_u \leq \phi * F_{cr}$$

$$488.09 \frac{kg}{cm^2} < 652.45 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces: OK

CARTELA INFERIOR PARA CASO DE DISEÑO b. POST-PANDEO.

Figura 124: Fuerzas resultantes en la sección.



Fuente: Autoras.

$$L = L_1 + L_2 = 1600 \text{ mm}$$

$$P_1 = 215.73 \text{ ton}$$

$$H_1 = P_1 * \cos(\theta)$$

$$H_1 = 215.73 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_1 = 152.54 \text{ ton}$$

$$V_1 = P_1 * \sin(\theta)$$

$$V_1 = 215.73 \text{ ton} * \sin(45)$$

$$V_1 = 152.54 \text{ ton}$$

$$M_1 = H_1 * e + V_1 * \Delta$$

$$M_1 = 152.54 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{\text{m}}{\text{mm}}) + 152.54 \text{ ton} * 0 \text{ mm}$$

$$M_1 = 41.87 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * V_1 * L - \frac{1}{4} * H_1 * h - \frac{1}{2} * M_1$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * 152.54 \text{ ton} * 1.60 \text{ m} - \frac{1}{4} * 152.54 \text{ ton} * 0.745 \text{ m} - \frac{1}{2} * 41.87 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_1 = 30.51 \text{ ton} * \text{m} - 28.41 \text{ ton} * \text{m} - 20.94 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_1 = -18.84 \text{ ton} * \text{m}$$

$$P_2 = -43.53 \text{ ton}$$

$$H_2 = P_2 * \cos(\theta)$$

$$H_2 = -43.53 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_2 = -30.78 \text{ ton}$$

$$V_2 = P_2 * \text{sen}(\theta)$$

$$V_2 = -43.53 \text{ ton} * \text{sen}(45)$$

$$V_2 = -30.78 \text{ ton}$$

$$M_2 = H_2 * e + V_2 * \Delta$$

$$M_2 = -30.78 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{\text{m}}{\text{mm}}) + (-30.78 \text{ ton}) * 0 \text{ mm}$$

$$M_2 = -8.45 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = \frac{1}{8} * V_2 * L - \frac{1}{4} * H_2 * h - \frac{1}{2} * M_2$$

$$M'_2 = \frac{1}{8} * -30.78 \text{ ton} * 1.60 \text{ m} - \frac{1}{4} * -30.78 \text{ ton} * 0.745 \text{ m} - \frac{1}{2} * -8.45 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = -6.16 \text{ ton} * \text{m} + 5.73 \text{ ton} * \text{m} + 4.225 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = 3.795 \text{ ton} * \text{m}$$

FUERZAS RESULTANTES EN LA SECCION a – a:

- Fuerza Axial:

$$N = V_1 + V_2$$

$$N = 152.54 \text{ ton} + (-30.78 \text{ ton})$$

$$N = 121.76 \text{ ton} = 121760 \text{ kg}$$

- Fuerza Corte:

$$V = H_1 - H_2$$

$$V = 152.54 \text{ ton} - (-30.78 \text{ ton})$$

$$V = 183.32 \text{ ton} = 183320 \text{ kg}$$

- Momento:

$$M = M_1 - M_2$$

$$M = 41.87 \text{ ton} * m - (-8.44 \text{ ton} * m)$$

$$M = 50.32 \text{ ton} * m = 503200 \text{ kg} * m$$

FUERZAS RESULTANTES EN LA SECCION b – b:

- Fuerza Axial:

$$N' = \frac{1}{2} * (H_1 + H_2)$$

$$N' = \frac{1}{2} * (152.54 \text{ ton} + (-30.78 \text{ ton}))$$

$$N' = 60880 \text{ kg} = 60.88 \text{ ton}$$

- Fuerza Corte:

$$V' = \frac{1}{2} * (V_1 - V_2) - \frac{2}{L} * M$$

$$V' = \frac{1}{2} * (152.54 \text{ ton} - (-30.78 \text{ ton})) - \frac{2}{1.6 \text{ m}} * 50.32 \text{ ton} * m$$

$$V' = 28760 \text{ kg} = 28.76 \text{ ton}$$

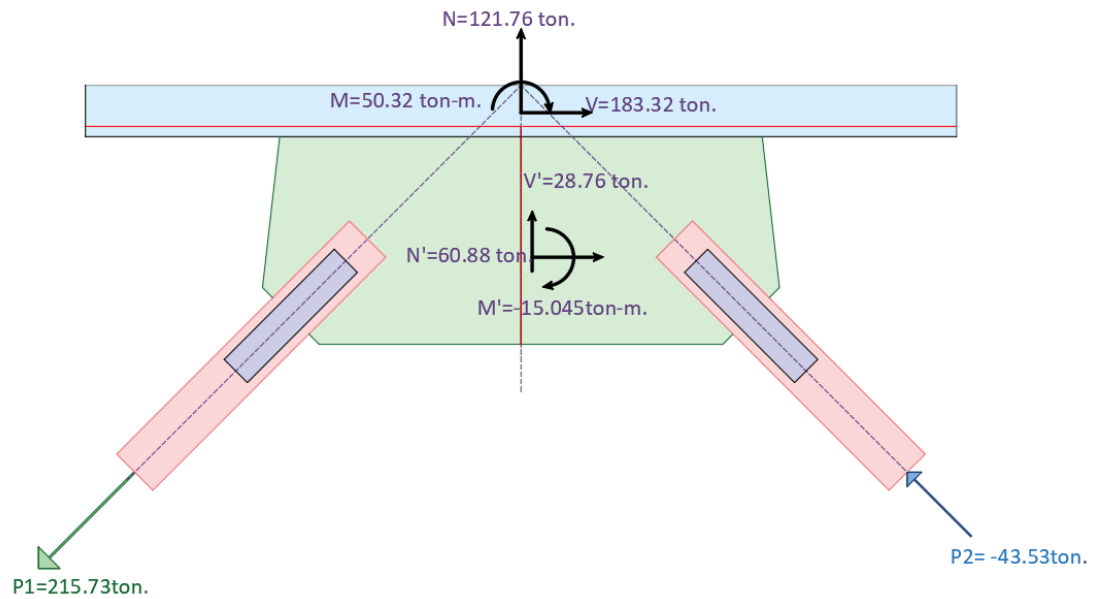
- Momento:

$$M' = M'_1 + M'_2$$

$$M' = -18.84 \text{ ton} * m + (3.795 \text{ ton} * m)$$

$$M' = -15.045 \text{ ton} * m = -150450 \text{ kg} * m$$

Figura 125: Fuerzas de post pandeo en cartela inferior.



Fuente: Autoras.

Cedencia en la sección a-a: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M}{N}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M}{N}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{50.32 \text{ ton} * \text{ m}}{121.76 \text{ ton}}\right)^2 + (1.6 \text{ m})^2} - 2 * \frac{50.32 \text{ ton} * \text{ m}}{121.76 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 0.974 \text{ cm} = 97.44 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{121.76 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 97.44 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{183.32 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 160 \text{ cm}}\right)^2} = 1465.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$$1465.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Si $\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$, entonces Ok, caso contrario se debe revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$1465.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces: OK

La guía de diseño 29 del AISC, presenta el procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 1600 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-2. Resistencia de elementos en corte.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 36 \text{ ksi} * 6.895 \text{ Mpa}$$

$$R_n = 148.93 \text{ MPa} = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{183.32 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{uv} = 716.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 70.18 \text{ MPa}$$

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$70.18 \text{ MPa} < 148.93 \text{ MPa}$$

Entonces: OK

FLUENCIA POR TENSIÓN

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{121.76 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{ua} = 475.625 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 46.61 \text{ MPa}$$

$$f_{ua} = 46.61 \text{ MPa}$$

Módulo plástico de la plancha nodo:

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (160 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 10240 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{M}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{50.32 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100}{10240 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 491.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 48.16 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 46.61 \text{ MPa} + 48.16 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 967.035 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 94.77 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$94.77 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa}$$

Entonces: OK

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(94.77 \text{ MPa})^2 + 3 * (70.18 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 154.13 \text{ MPa}$$

La guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la Placa Gusset en la sección a-a, especificaciones de la norma AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi V_n = 388.61 \text{ ton} = 388608 \text{ kg}$$

$$V' = 28.76 \text{ ton}$$

Si: $\phi V_n \geq V'$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$\phi V_n \geq V'$$

$$388.61 \text{ ton} > 28.76 \text{ ton}$$

Entonces: OK

Se verificará la fluencia a tensión, para posteriormente considerar la interacción entre momento, carga axial y corte derivada de la teoría de plasticidad (Astaneh 1998). Adicionalmente con esta carga se resolverán problemas de fluencia y aplastamiento local sobre el alma de la viga.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = N + \frac{4M}{L}$$

$$N_{equiv} = 121.76 \text{ ton} + \frac{4 * 50.32 \text{ ton} * m}{1.6 m}$$

$$N_{equiv} = 247.56 \text{ ton} = 247560 \text{ kg}$$

Resistencia fluencia en tracción:

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 160 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi N_n = 582.91 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowswell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10240 \text{ cm}^3 * 0.00001$$

$$\phi * M_n = 233.16 \text{ ton} * m$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n}\right)^4$$

$$= \left(\frac{50.32 \text{ ton} * m}{233.16 \text{ ton} * m}\right) + \left(\frac{121.76 \text{ ton}}{582.91 \text{ ton}}\right)^2 + \left(\frac{183.32 \text{ ton}}{388.61 \text{ ton}}\right)^4$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n}\right)^4 = 0.216 + 0.0436 + 0.0495$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n}\right)^4 = 0.31$$

Si $\left(\frac{M_u}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\emptyset * V_n}\right)^4 \leq 1$, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\left(\frac{M_u}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\emptyset * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$0.31 \leq 1$$

Entonces: Ok

ESPECIFICACIONES NORMA AISC 360-16, CAPÍTULO J.10: PATINES Y ALMAS CON FUERZAS CONCENSTRADAS EN VIGAS

Cedencia local de alma de la viga

En el capítulo J10.2: Fluencia Local del Alma, nos presenta que para,

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- a) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro, ecuación J10-2

$$\text{Si } x > d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

- b) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual a la profundidad del miembro, ecuación J10-3

$$\text{Si } x < d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

Donde:

F_{yw} : Tensión de fluencia mínima específica del alma

k : Distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma

l_b : Longitud del apoyo (no menor que para reacciones extremas de viga)

t_w : Espesor del alma

$\phi = 1.00$ Método LRFD

K : es el radio de curvatura entre el patín y el alma.

Para este caso, para un perfil W21X93, se tiene:

$d_b = 549 \text{ mm}$ Altura de la sección.

$b_{fb} = 213 \text{ mm}$ Ancho del patín.

$t_{fb} = 23.6 \text{ mm}$ Espesor del patín.

$t_{wb} = 14.7 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$r_{bb} = 13 \text{ mm}$ Radio de curvatura

$F_{yw} = F_{yb} = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en viga.

$$x = \frac{L}{4} = \frac{1600\text{mm}}{4} = 400 \text{ mm}$$

Espesor del ala + curvatura

$$k = t_{fb} + r_{bb}$$

$$k = 23.6 \text{ mm} + 13 \text{ mm}$$

$$k = 36.6 \text{ mm}$$

$l_b = L$ Longitud de apoyo de la carga concentrada

$$x < d_b$$

$$400 \text{ mm} < 549 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = F_{yb} * t_w * (2.5k + l_b)$$

$$R_n = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.47 \text{ cm} * (2.5 * 3.66 \text{ cm} + 160 \text{ cm}) * 1/1000$$

$$R_n = 864.01 \text{ ton}$$

Resistencia minorada:

$$\emptyset * R_n = 1.0 * 864.01 \text{ ton}$$

$$\emptyset * R_n = 864.01 \text{ ton} = 874010 \text{ kg}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 247.56 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\emptyset * R_n}$$

$$D.C = \frac{247.56 \text{ ton}}{874.01 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.285$$

Si

$$D.C \leq 1.0$$

Entonces, Ok, caso contrario se debe colocar placas de refuerzo.

APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA DE LA VIGA

La norma AISC 360-16 en el capítulo J-10.3: Aplastamiento del Alma.

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- e) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$, ecuación J10-4

$$\text{Si } x \geq \frac{d_b}{2}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

- f) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$, ecuación J10-5a y J10-5b.

5. Para $\frac{l_b}{d} \leq 0.2$, usar ecuación J10-5a

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

6. Para $\frac{l_b}{d} > 0.2$, usar ecuación J10-5b

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0.2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

d = Profundidad total del miembro

$Q_f = 1.00$ Para secciones de ala ancha y secciones tubulares HSS (conexiones de superficie) en tracción.

$\phi = 0.75$ Método LRFD

Cálculo de la resistencia:

Si $x \geq \frac{d_b}{2}$

$$400 \text{ mm} \geq \frac{549 \text{ mm}}{2}$$

$$400 \text{ mm} > 274.5 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

$$R_n = 0.8 * (1.47 \text{ cm})^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{160 \text{ cm}}{54.9 \text{ cm}} \right) * \left(\frac{1.47 \text{ cm}}{2.36 \text{ cm}} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2.36 \text{ cm}}{1.47 \text{ cm}}} * 1$$

$$R_n = 986.61 \text{ ton}$$

Resistencia minorada:

$\phi = 0.75$

$$\phi * R_n = 0.75 * 986.61 \text{ ton}$$

$$\phi * R_n = 719.97 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$N_{equiv} = 247.56 \text{ ton}$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\phi * R_n}$$

$$D.C = \frac{247.56 \text{ ton}}{719.97 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.34$$

Si $D.C \leq 1.0$

Entonces, Ok, caso contrario se debe colocar placas de refuerzo.

Cedencia en la sección b-b: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$L = h = 745 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M'}{N'}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{|M'|}{N'}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{-15.045 \text{ ton} * \text{m}}{60.88 \text{ ton}}\right)^2 + (0.745 \text{ m})^2} - 2 * \frac{|-15.045 \text{ ton} * \text{m}|}{60.88 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 0.399 \text{ m} = 39.98 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{60.88 \text{ ton} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{1.6 \text{ cm} * 39.98 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{28.76 \text{ ton} * \frac{1000 \text{ kg}}{\text{ton}}}{1.6 \text{ cm} * 74.5 \text{ cm}}\right)^2} = 1039.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi * F_y = 0.9 * 2530 \frac{Kg}{cm^2} = 2277 \frac{kg}{cm^2}$$

$$1039.43 \frac{kg}{cm^2} < 2277 \frac{kg}{cm^2}$$

Condición:

Si

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$1039.43 \frac{kg}{cm^2} < 2277 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces: OK

Caso contrario revisar.

La guía de diseño 29, presenta el procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 745 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-2. Resistencia de elementos en corte.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 0.098$$

$$R_n = 148.76 MPa$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V'}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{28.76 ton * 1000kg/ton}{74.5 cm * 1.6 cm}$$

$$f_{uv} = 241.28 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 23.64 MPa$$

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$23.64 MPa < 148.76 MPa$$

Entonces: Ok.

FLUENCIA POR TENSIÓN

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N'}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{60.88 ton * 1000kg/ton}{74.5 cm * 1.6 cm}$$

$$f_{ua} = 510.74 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 50.05 MPa$$

Módulo plástico de la plancha nodo:

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (74.5 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 2220.1 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{|M'|}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{|-15.045 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100|}{2220.1 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 677.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 66.41 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 50.05 \text{ MPa} + 66.41 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 1188.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 116.46 \text{ MPa}$$

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$116.46 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa}$$

Entonces: OK

Esfuerzo Von Misses:

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(116.46 \text{ MPa})^2 + 3 * (23.64 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 123.45 \text{ MPa}$$

La guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la Placa Gusset en la sección a-a, especificaciones de la norma AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 74.5 cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi V_n = 180.95 ton = 180945.6 kg$$

$$V' = 28.76 ton$$

Si: $\phi V_n \geq V'$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$\phi V_n \geq V'$$

$$180.95 ton > 28.76 ton$$

Entonces: OK

Se verificará la fluencia a tensión, para posteriormente considerar la interacción entre momento, carga axial y corte derivada de la teoría de plasticidad (Astaneh 1998). Adicionalmente con esta carga se resolverán problemas de fluencia y aplastamiento local sobre el alma de la viga.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = |N'| + \left| \frac{4 M'}{L} \right|$$

$$N_{equiv} = |60.88 ton| + \left| \frac{4 * -15.045 ton * m}{0.745 m} \right|$$

$$N_{equiv} = 141.66 ton = 141658.52 kg$$

Resistencia fluencia en tracción:

La norma AISC 360-16 en el capítulo J 4-1. Resistencia de elementos en tracción.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 74.5cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi N_n = 271.42 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowsell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 2220.1 \text{ cm}^3 * 0.00001$$

$$\phi * M_n = 50.55 \text{ ton} * m$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 \\ &= \left(\frac{|-15.045 \text{ ton} * m|}{50.55 \text{ ton} * m} \right) + \left(\frac{|60.88 \text{ ton}|}{271.42 \text{ ton}} \right)^2 + \left(\frac{|28.76 \text{ ton}|}{180.95 \text{ ton}} \right)^4 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 = 0.298 + 0.0503 + 0.000638$$

$$\left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 = 0.35$$

Si $\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$, entonces Ok, caso contrario Revisar.

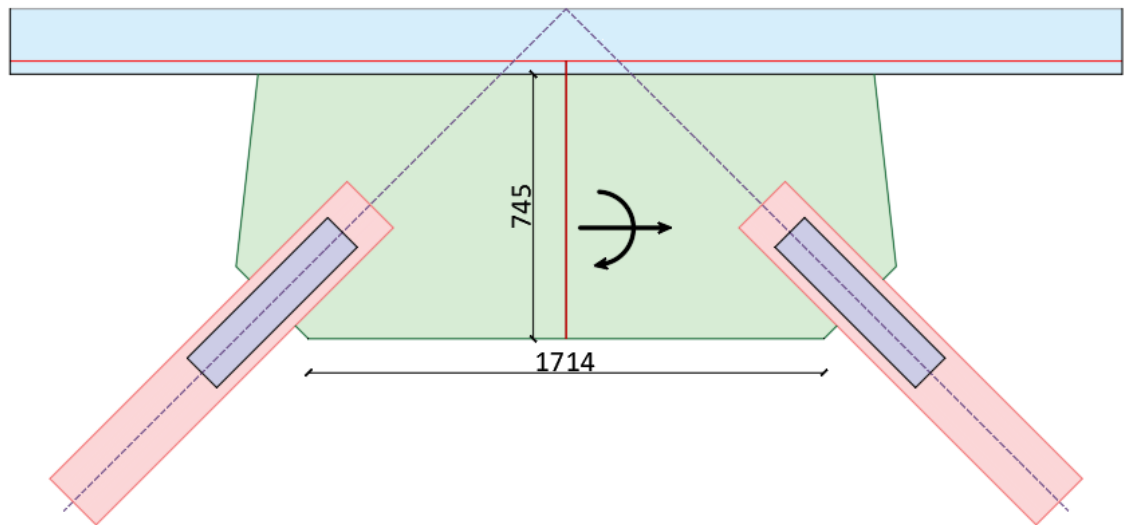
$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$0.35 \leq 1$$

Entonces: Ok.

PANDEO LOCAL DE LA SECCION b-b

Figura 126: Sección b-b para pandeo local.



Fuente: Autoras.

Datos:

$$h = 745 \text{ mm}$$

$$a = 1714 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_g = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$$

Cálculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{h * \sqrt{F_y}}{5 * t_g * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}}}$$
$$\lambda = \frac{74.5 \text{ cm} * \sqrt{36 \text{ ksi} * \left(\frac{1}{\text{ksi}}\right)}}{5 * 1.6 \text{ cm} * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{171.4 \text{ cm}}{74.5 \text{ cm}}\right)^2}}$$
$$\lambda = 2.13$$

Si $\lambda \leq 0.7$, entonces: $Q = 1.0$

Si $0.7 < \lambda \leq 1.41$, entonces: $Q = 1.34 - 0.486 * \lambda$

Si $\lambda > 1.41$, entonces: $Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$

Con

$$\lambda = 2.13$$

Entonces:

$$Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$$

$$Q = \frac{1.30}{(2.13)^2}$$

$$Q = 0.29$$

Cálculo de la Fuerza Crítica:

$$\phi * F_{cr} = \phi * Q * F_y$$

$\phi = 0.9$ Método LRFD

$$\phi * F_{cr} = 0.9 * 0.29 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_{cr} = 660.33 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial equivalente:

$$N'_{equiv} = N' + \frac{|4 * M'|}{h}$$

$$N'_{equiv} = 60.88 \text{ ton} + \frac{|4 * -15.045 \text{ ton} * \text{m}|}{0.745 \text{ m}}$$

$$N'_{equiv} = 141.66 \text{ ton} = 141658.52 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial:

$$f_u = \frac{N'_{equiv}}{h * t_g}$$

$$f_u = \frac{141658.52 \text{ kg}}{74.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_u = 1188.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si: $f_u \leq \phi * F_{cr}$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_u \leq \phi * F_{cr}$$

$$1188.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 660.33 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces: Revisar.

Posibles soluciones para el caso de pandeo local en la plancha nodo central:

1. Incrementar el espesor de la plancha nodo a:

$$h = 745 \text{ mm}$$

$$a = 1714 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_g = \frac{7}{8} \text{ in} = 22.225 \text{ mm}$$

Cálculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{h * \sqrt{F_y}}{5 * t_g * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}}}$$
$$\lambda = \frac{74.5 \text{ cm} * \sqrt{36 \text{ ksi} * \left(\frac{1}{\text{ksi}}\right)}}{5 * 2.22 \text{ cm} * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{171.4 \text{ cm}}{74.5 \text{ cm}}\right)^2}}$$
$$\lambda = 1.537$$

Si $\lambda \leq 0.7$, entonces: $Q = 1.0$

Si $0.7 < \lambda \leq 1.41$, entonces: $Q = 1.34 - 0.486 * \lambda$

Si $\lambda > 1.41$, entonces: $Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$

Con

$$\lambda = 1.537$$

Entonces:

$$Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$$

$$Q = \frac{1.30}{(1.537)^2}$$

$$Q = 0.55$$

Cálculo de la Fuerza Critica:

$$\phi * F_{cr} = \phi * Q * F_y$$

$\phi = 0.9$ Método LRFD

$$\phi * F_{cr} = 0.9 * 0.55 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_{cr} = 1253.25 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial equivalente:

$$N'_{equiv} = N' + \frac{|4 * M'|}{h}$$

$$N'_{equiv} = 60.88 \text{ ton} + \frac{|4 * -15.045 \text{ ton} * \text{m}|}{0.745 \text{ m}}$$

$$N'_{equiv} = 141.66 \text{ ton} = 141658.52 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial:

$$f_u = \frac{N'_{equiv}}{h * t_g}$$

$$f_u = \frac{141658.52 \text{ kg}}{74.5 \text{ cm} * 2.22 \text{ cm}}$$

$$f_u = 856.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si: $f_u \leq \phi * F_{cr}$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_u \leq \phi * F_{cr}$$

$$856.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1253.25 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces: **OK**

2. Agregar un rigidizador en la zona central de la cartela a lo largo de la sección b-b
Para esta solución vamos a implementar esta solución, se colocará un rigidizador

DISEÑO DE SOLDADURA ENTRE LA PLANCHA NODO CENTRAL Y LA VIGA

Para el diseño de soldaduras, en base a ensayos experimentales y simulaciones por medio de elementos finitos, Roeder en 2011, recomienda diseñar la soldadura de la cartela en la interfaz de viga – columna, mediante.

Datos:

$R_y = 1.50$ Factor de sobre resistencia

$\beta = 0.75$ Balance factor

$t_g = 16 \text{ mm}$ Espesor de la plancha nodo

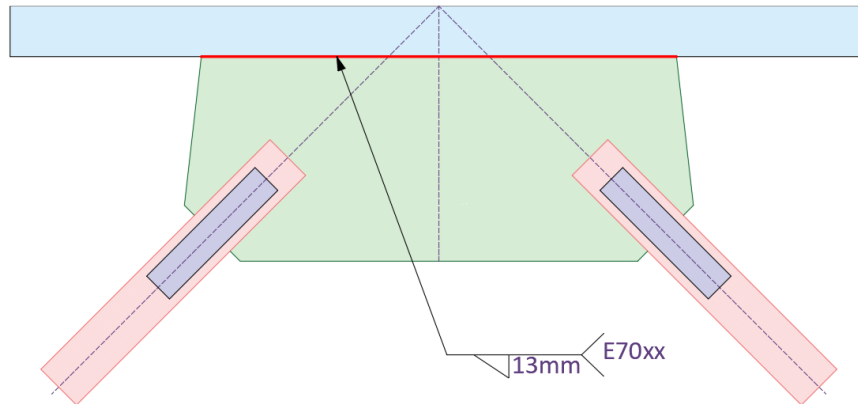
$F_y = 36 \text{ ksi}$ Resistencia de soldadura

$F_{EXX} = 70 \text{ ksi}$ Resistencia de soldadura

$$w = \frac{R_y * F_y * t_g}{2 * 1.50 * \beta * 0.60 * F_{EXX} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$
$$w = \frac{1.50 * 36 \text{ ksi} * 16 \text{ mm}}{2 * 1.50 * 0.75 * 0.60 * 70 \text{ ksi} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$
$$w = 12.93 \text{ mm}$$

Entonces: $w = 13 \text{ mm}$

Figura 127: Cordón de soldadura arrioste inferior.



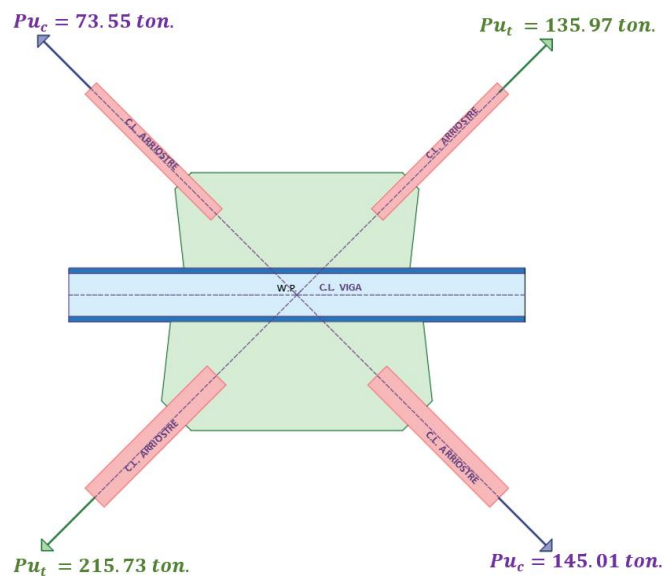
Fuente: Autoras.

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS A LA VIGA Y A LA COLUMNA POR LA GUSSET PLATE, SEGÚN EL MÉTODO DE LA FUERZA UNIFORME

Resumen de fuerzas en los arrostramientos:

Caso de diseño a: Fuerza esperada a compresión

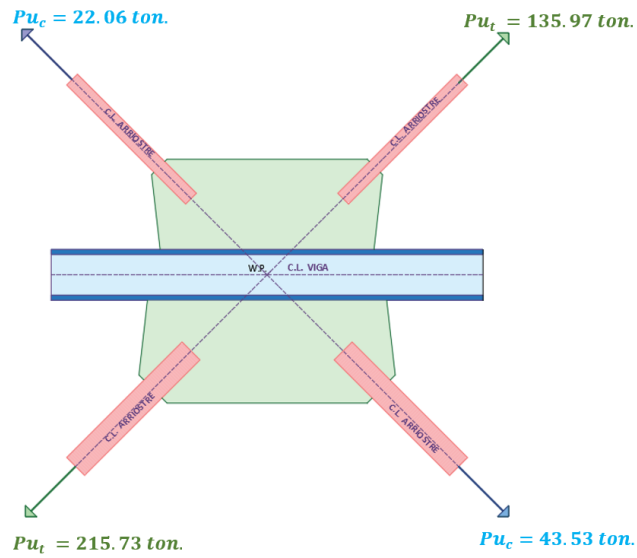
Figura 128: Fuerzas a compresión del arriostreamiento.



Fuente: Autoras.

CASO DE DISEÑO b: Resistencia al Post-pandeo

Figura 129: Fuerzas de post - pandeo del arriostramiento.

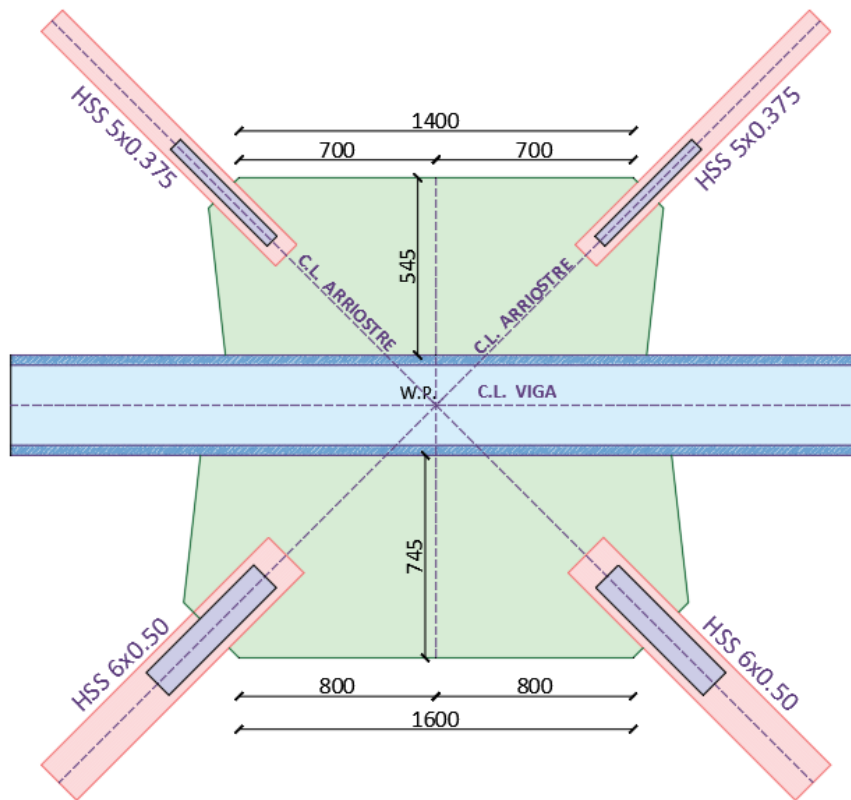


Fuente: Autoras.

Detalle de la conexión:

Figura: Detalle de la conexión.

Figura 130: Detalle de la conexión.



Fuente: Autoras.

Datos:

$$\theta = 45 \text{ deg}$$

$$d = 745 \text{ mm}$$

$$L_1 = 700 \text{ mm}$$

$$L_2 = 700 \text{ mm}$$

$$h = 549 \text{ mm}$$

$$L = L_1 + L_2$$

$$L = 700 \text{ mm} + 700 \text{ mm}$$

$$L = 1400 \text{ mm}$$

$$\Delta = \frac{1}{2} * (L_2 - L_1)$$

$$\Delta = \frac{1}{2} * (700 \text{ mm} - 700 \text{ mm})$$

$$\Delta = 0 \text{ mm}$$

$$e = \frac{d}{2}$$

$$e = \frac{745 \text{ mm}}{2}$$

$$e = 374.5 \text{ mm}$$

CARTELA SUPERIOR PARA CASO DE DISEÑO a: Fuerza esperada a compresión

$$P_1 = 135.97 \text{ ton}$$

$$H_1 = P_1 * \cos(\theta)$$

$$H_1 = 135.97 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_1 = 96.14 \text{ ton}$$

$$V_1 = P_1 * \text{sen}(\theta)$$

$$V_1 = 135.97 \text{ ton} * \text{sen}(45)$$

$$V_1 = 96.14 \text{ ton}$$

$$M_1 = H_1 * e + V_1 * \Delta$$

$$M_1 = 96.14 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{m}{mm}) + 96.14 \text{ ton} * 0 \text{ mm}$$

$$M_1 = 26.39 \text{ ton} * m$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * V_1 * L - \frac{1}{4} * H_1 * h - \frac{1}{2} * M_1$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * 96.14 \text{ ton} * 1.40 \text{ m} - \frac{1}{4} * 96.14 \text{ ton} * 0.545 \text{ m} - \frac{1}{2} * 26.39 \text{ ton} * m$$

$$M'_1 = 16.82 \text{ ton} * m - 13.09 \text{ ton} * m - 13.20 \text{ ton} * m$$

$$M'_1 = -9.47 \text{ ton} * m$$

$$P_2 = -73.55 \text{ ton}$$

$$H_2 = P_2 * \cos(\theta)$$

$$H_2 = -73.55 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_2 = -52.01 \text{ ton}$$

$$V_2 = P_2 * \sin(\theta)$$

$$V_2 = -73.55 \text{ ton} * \sin(45)$$

$$V_2 = -52.01 \text{ ton}$$

$$M_2 = H_2 * e + V_2 * \Delta$$

$$M_2 = -52.01 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{m}{mm}) + (-52.01 \text{ ton}) * 0 \text{ mm}$$

$$M_2 = -14.28 \text{ ton} * m$$

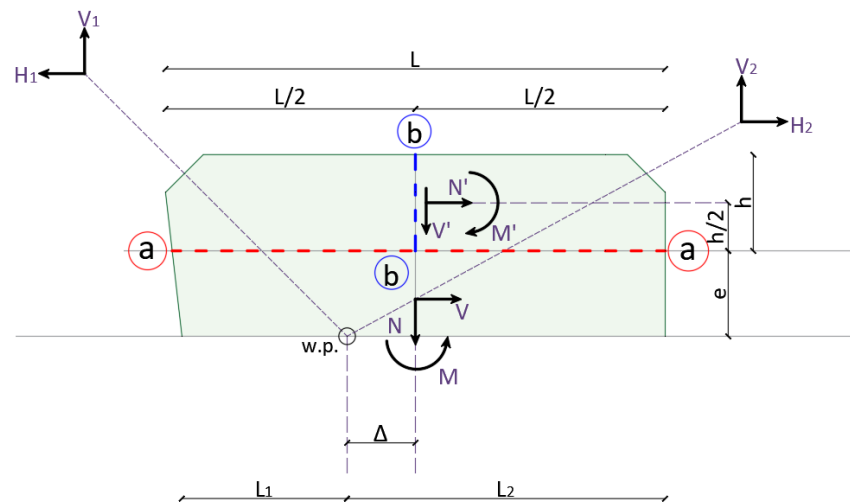
$$M'_2 = \frac{1}{8} * V_2 * L - \frac{1}{4} * H_2 * h - \frac{1}{2} * M_2$$

$$M'_2 = \frac{1}{8} * -52.01 \text{ ton} * 1.40 \text{ m} - \frac{1}{4} * -52.01 \text{ ton} * 0.545 \text{ m} - \frac{1}{2} * -14.28 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = -9.10 \text{ ton} * \text{m} + 7.09 \text{ ton} * \text{m} + 7.14 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = 5.13 \text{ ton} * \text{m}$$

Figura 131: Fuerzas resultantes en la sección.



Fuente: Autoras.

Fuerzas resultantes en la sección a – a:

- Fuerza Axial:

$$N = V_1 + V_2$$

$$N = 96.14 \text{ ton} + (-52.01 \text{ ton})$$

$$N = 44.13 \text{ ton} = 44130 \text{ kg}$$

- Fuerza Corte:

$$V = H_1 - H_2$$

$$V = 96.14 \text{ ton} - (-52.01 \text{ ton})$$

$$V = 148.15 \text{ ton} = 148150 \text{ kg}$$

- Momento:

$$M = M_1 - M_2$$

$$M = 26.39 \text{ ton} * m - (-19.37 \text{ ton} * m)$$

$$M = 40.67 \text{ ton} * m = 4067000 \text{ kg} * \text{cm}$$

Fuerzas resultantes en la sección b – b:

- Fuerza Axial:

$$N' = \frac{1}{2} * (H_1 + H_2)$$

$$N' = \frac{1}{2} * (96.14 \text{ ton} + (-52.01 \text{ ton}))$$

$$N' = 22.07 \text{ ton} = 22070 \text{ kg}$$

- Fuerza Corte:

$$V' = \frac{1}{2} * (V_1 - V_2) - \frac{2}{L} * M$$

$$V' = \frac{1}{2} * (96.14 \text{ ton} - (-52.01 \text{ ton})) - \frac{2}{1.4 \text{ m}} * 40.67 \text{ ton} * m$$

$$V' = 15.97 \text{ ton} = 15970 \text{ kg}$$

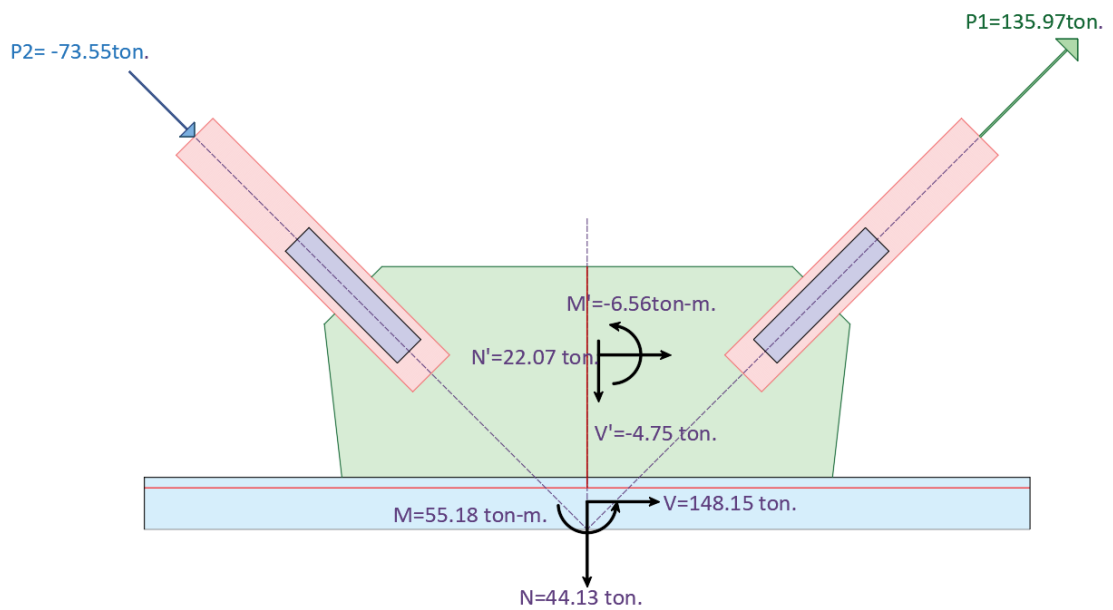
- Momento:

$$M' = M'_1 + M'_2$$

$$M' = -9.47 \text{ ton} * m + (5.13 \text{ ton} * m)$$

$$M' = -4.34 \text{ ton} * m = 434000 \text{ kg} * \text{cm}$$

Figura 132: Fuerzas resultantes en la sección.



Fuente: Autoras.

Cedencia en la sección a-a: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M}{N}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M}{N}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{55.18 \text{ ton} * m}{44.13 \text{ ton}}\right)^2 + (1.4 \text{ m})^2} - 2 * \frac{40.67 \text{ ton} * m}{44.13 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 0.4714 \text{ m} = 47.14 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{44.13 \text{ ton} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{1.6 \text{ cm} * 36.5 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{148.15 \text{ ton} * \frac{1000 \text{ kg}}{\text{ton}}}{1.6 \text{ cm} * 140 \text{ cm}}\right)^2} = 1286.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$$1286.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Condición:

Si $\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$1286.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{OK}$$

- Por otro lado, la guía de diseño 29, presenta el siguiente procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 1400 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 36 \text{ ksi} * 6.895 \text{ MPa}$$

$$R_n = 148.93 \text{ MPa} = 1518.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{148.15 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{140 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{uv} = 661.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 64.82 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$64.82 \text{ MPa} < 148.93 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$$

Fluencia por tensión

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{44.13 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{140 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{ua} = 197.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 19.31 \text{ MPa}$$

Módulo plástico de la plancha nodo

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (140 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 7840 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{M}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{40.67 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100}{7840 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 518.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 50.84 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 19.31 \text{ MPa} + 50.837 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 70.147 \text{ MPa} = 715.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$91.035 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa} \quad \therefore \text{OK}$$

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(70.147 \text{ MPa})^2 + 3 * (64.82 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 132.384 \text{ MPa} = 1349.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Con los chequeos realizados podemos concluir que el diseño se dirige por muy buen camino, aunque la guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la placa Gusset en la sección a-a, especificaciones de la norma AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 140cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi V_n = 340.03 ton = 340032.0 kg$$

$$V = 148.15 ton$$

Condición:

Si $\phi V_n \geq V$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$\phi V_n \geq V$$

$$340.03 ton > 148.15 ton \quad \therefore \quad OK$$

- Para tener encuesta la combinación entre fuerza axial y el momento flector, es conveniente introducir una fuerza axial equivalente N_{equiv} . Sobre la mitad de la placa,

la fuerza normal es $\frac{N}{2} + \frac{2*M}{L}$. Por simplicidad en los cálculos una de las fuerzas derivadas de los momentos reversibles, lo que permite que exista una fuerza uniforme equivalente sobre toda la sección a-a de la Gusset plate. De esta forma la carga axial equivalente es $N + \frac{4*M}{L}$.

Con la carga verificaremos fluencia a tensión, para posteriormente considerar la interacción entre momento, carga axial y corte derivada de la teoría de plasticidad (Astaneh 1998). Adicionalmente con esta carga se resolverán problemas de fluencia y aplastamiento local sobre el alma de la viga.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = N + \frac{4 M}{L}$$

$$N_{equiv} = 44.13 \text{ ton} + \frac{4 * 40.67 \text{ ton} * m}{1.4 \text{ m}}$$

$$N_{equiv} = 160.33 \text{ ton}$$

Resistencia fluencia en tracción:

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 140cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi N_n = 510.05 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowswell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\emptyset * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$\emptyset * M_n = \emptyset * F_y * Z$$

$$\emptyset * M_n = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 7840 cm^3 * 0.00001$$

$$\emptyset * M_n = 178.52 ton * m$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{M}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n}\right)^4 \\ = \left(\frac{55.18 ton * m}{178.52 ton * m}\right) + \left(\frac{44.13 ton}{510.05 ton}\right)^2 + \left(\frac{148.15 ton}{340.03 ton}\right)^4 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n}\right)^4 = 0.228 + 0.0075 + 0.036$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n}\right)^4 = 0.27$$

Condición:

Si se cumple la ecuación, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\left(\frac{M_u}{\emptyset * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\emptyset * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\emptyset * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$0.27 \leq 1 \therefore OK$$

Especificaciones norma AISC 360-16 , capítulo J.10: Patines y almas con fuerzas concentradas en vigas

Cedencia local de alma de la viga

Fluencia Local del Alma, en base a la norma AISC 360-16, capítulo J, apartado J10.2:

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- c) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro, ecuación J10-2

$$\text{Si } x > d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

- d) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual a la profundidad del miembro, ecuación J10-3

$$\text{Si } x < d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

$\phi = 1.00$ Método LRFD

Para este caso, para una viga de un perfil W21X93, se tiene:

$d_b = 549 \text{ mm}$ Altura de la sección.

$b_{fb} = 213 \text{ mm}$ Ancho del patín.

$t_{fb} = 23.6 \text{ mm}$ Espesor del patín.

$t_{wb} = 14.7 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$r_{bb} = 13 \text{ mm}$ Radio de curvatura

$F_{yw} = F_{yb} = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en viga.

$$x = \frac{L}{4} = \frac{1400 \text{ mm}}{4} = 350 \text{ mm}$$

Espesor del ala + curvatura:

$$k = t_{fb} + r_{bb}$$

$$k = 23.6 \text{ mm} + 13 \text{ mm}$$

$$k = 36.6 \text{ mm}$$

$l_b = L$ Longitud de apoyo de la carga concentrada

Resistencia R_n

$$x < d_b$$

$$350 \text{ mm} < 549 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

$$R_n = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.47 \text{ cm} * (2.5 * 3.66 \text{ cm} + 140 \text{ cm}) * 1/1000$$

$$R_n = 760.66 \text{ ton}$$

Resistencia minorada:

$$\emptyset * R_n = 1.0 * 760.66 \text{ ton}$$

$$\emptyset * R_n = 760.66 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 201.79 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\emptyset * R_n}$$

$$D.C = \frac{201.79 \text{ ton}}{770.66 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.21$$

Si $D.C \leq 1.0$, entonces OK, caso contrario se debe colocar refuerzos.

$$D.C \leq 1.0$$

$$0.21 < 1.0$$

APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA DE LA VIGA

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- g) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$, ecuación J10-4 de la norma AISC 360-16.

Si $x \geq \frac{d_b}{2}$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

- h) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$, ecuación J10-5a y J10-5b.

Para $\frac{l_b}{d} \leq 0.2$, usar ecuación J10-5a

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

Para $\frac{l_b}{d} > 0.2$, usar ecuación J10-5b

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0.2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

$Q_f = 1.00$ Para secciones de ala ancha y secciones tubulares HSS (conexiones de superficie) en tracción.

$\phi = 0.75$ Método LRFD

Resistencia R_n

Si $x \geq \frac{d_b}{2}$

$$350 \text{ mm} \geq \frac{549 \text{ mm}}{2}$$

$$350 \text{ mm} \geq 274.5 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

$$R_n = 0.80 * (1.47 \text{ cm})^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{140 \text{ cm}}{54.9 \text{ cm}} \right) * \left(\frac{1.47 \text{ cm}}{2.36 \text{ cm}} \right)^{1.5} \right]$$

$$* \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2.36 \text{ cm}}{1.47 \text{ cm}}} * 1$$

$$R_n = 895.93 \text{ ton}$$

Resistencia minorada

$$\phi * R_n = 0.75 * 895.93 \text{ ton}$$

$$\phi * R_n = 671.95 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 201.79 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\phi * R_n}$$

$$D.C = \frac{201.79 \text{ ton}}{671.95 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.30$$

Si $D.C \leq 1.0$, entonces OK, caso contrario se debe colocar refuerzos.

$$D.C \leq 1.0$$

$$0.24 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

Cedencia en la sección b-b: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$L = h = 545 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M'}{N'}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{|M'|}{N'}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{-4.34 \text{ ton} * \text{m}}{22.07 \text{ ton}}\right)^2 + (0.545 \text{ m})^2} - 2 * \frac{|-4.34 \text{ ton} * \text{m}|}{22.07 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 0.278 \text{ m} = 27.88 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{22.07 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 27.88 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{-15.97 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 54.5 \text{ cm}}\right)^2} = 587.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} = 57.63 \text{ MPa}$$

$$\emptyset * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 223.15 \text{ MPa}$$

Condición:

Si $\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$, entonces Ok, caso contrario se debe revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$57.63 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa} \quad \therefore \text{OK}$$

- Por otro lado, la guía de diseño 29, presenta el siguiente procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 545 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3, de la norma AISC 360-16.

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$R_n = 148.76 \text{ MPa}$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V'}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{15.97 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{54.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{uv} = 183.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 17.95 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$17.95 \text{ MPa} < 148.76 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$$

FLUENCIA POR TENSIÓN

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N'}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{22.07 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{54.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{ua} = 253.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 24.80 \text{ MPa}$$

Módulo plástico de la plancha nodo

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (54.5 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 1188.1 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{|M'|}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{|-4.34 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100|}{1188.1 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 365.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 35.80 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 24.80 \text{ MPa} + 35.80 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 60.60 \text{ MPa} = 618.39 \text{ kg/cm}^2$$

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$78.95 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$$

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$
$$\sigma_{vm} = \sqrt{(78.95 \text{ MPa})^2 + 3 * (5.34 \text{ MPa})^2}$$
$$\sigma_{vm} = 79.49 \text{ MPa} = 695.00 \text{ kg/cm}^2$$

- Con los chequeos realizados podemos concluir que el diseño se dirige por muy buen camino, aunque la guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la Gusset plate en la sección a-a, especificaciones de la NORMA AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3, de la norma AISC 360-16.

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 54.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi V_n = 132.37 \text{ ton} = 132369.6 \text{ kg}$$

$V' = 15.97 \text{ ton}$

Condición:

Si $\phi V_n \geq V'$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$\phi V_n \geq V'$$

$$132.37 \text{ ton} > 15.97 \text{ ton} \quad \therefore \text{OK}$$

- Para tener encuesta la combinación entre fuerza axial y el momento flector, es conveniente introducir una fuerza axial equivalente N_{equiv} . Sobre la mitad de la placa, la fuerza normal es $\frac{N}{2} + \frac{2*M}{L}$. Por simplicidad en los cálculos una de las fuerzas derivadas de los momentos reversibles, lo que permite que exista una fuerza uniforme equivalente sobre toda la sección a-a de la placa gusset. De esta forma la carga axial equivalente es $N + \frac{4*M}{L}$.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = |N'| + \left| \frac{4 M'}{L} \right|$$

$$N_{equiv} = |22.07 \text{ ton}| + \left| \frac{4 * 4.34 \text{ ton} * \text{m}}{0.545 \text{ m}} \right|$$

$$N_{equiv} = 53.92 \text{ ton}$$

Resistencia fluencia en tracción:

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 54.5cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi N_n = 198.55 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowswell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1188.1 \text{ cm}^3 * 0.00001$$

$$\phi * M_n = 27.05 \text{ ton} * m$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 \\ & = \left(\frac{|4.34 \text{ ton} * m|}{27.05 \text{ ton} * m} \right) + \left(\frac{|22.07 \text{ ton}|}{198.55 \text{ ton}} \right)^2 + \left(\frac{|15.97 \text{ ton}|}{132.37 \text{ ton}} \right)^4 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 = 0.1604 + 0.012 + 0.00021$$

$$\left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 = 0.17$$

Condición:

Si se cumple la ecuación, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$0.1726 \leq 1 \quad \therefore \text{REVISAR}$$

PANDEO LOCAL DE LA SECCIÓN b-b:

Datos:

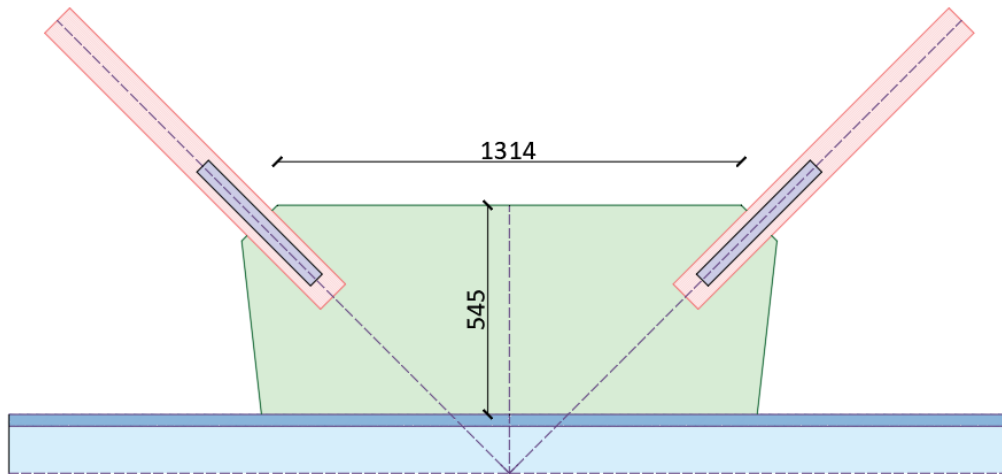
$$h = 545 \text{ mm}$$

$$a = 1314 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_g = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$$

Figura 133: Pandeo local sección b-b.



Fuente: Autoras.

Cálculo de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h * \sqrt{F_y}}{5 * t_g * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}}}$$

$$\lambda = \frac{54.5 \text{ cm} * \sqrt{36 \text{ ksi} * \left(\frac{1}{\text{ksi}}\right)}}{5 * 1.6 \text{ cm} * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{131.4 \text{ cm}}{54.5 \text{ cm}}\right)^2}}$$

$$\lambda = 1.58$$

Condición:

Si $\lambda \leq 0.7$, entonces: $Q = 1.0$

Si $0.7 < \lambda \leq 1.41$, entonces: $Q = 1.34 - 0.486 * \lambda$

Si $\lambda > 1.41$, entonces: $Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$

Con

$$\lambda = 1.58$$

Entonces:

$$Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$$

$$Q = \frac{1.30}{(1.58)^2}$$

$$Q = 0.521$$

Cálculo de la Fuerza Crítica:

$$\phi * F_{cr} = \phi * Q * F_y$$

$\phi = 0.9$ Método LRFD

$$\phi * F_{cr} = 0.9 * 0.521 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_{cr} = 1185.75 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial equivalente:

$$N'_{equiv} = N' + \frac{|4 * M'|}{h}$$

$$N'_{equiv} = 22.07 \text{ ton} + \frac{|4 * 4.34 \text{ ton} * \text{m}|}{0.545 \text{ m}}$$

$$N'_{equiv} = 53.92 \text{ ton} = 53923.21 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial:

$$f_u = \frac{N'_{equiv}}{h * t_g}$$

$$f_u = \frac{53923.21 \text{ kg}}{54.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_u = 618.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Condición:

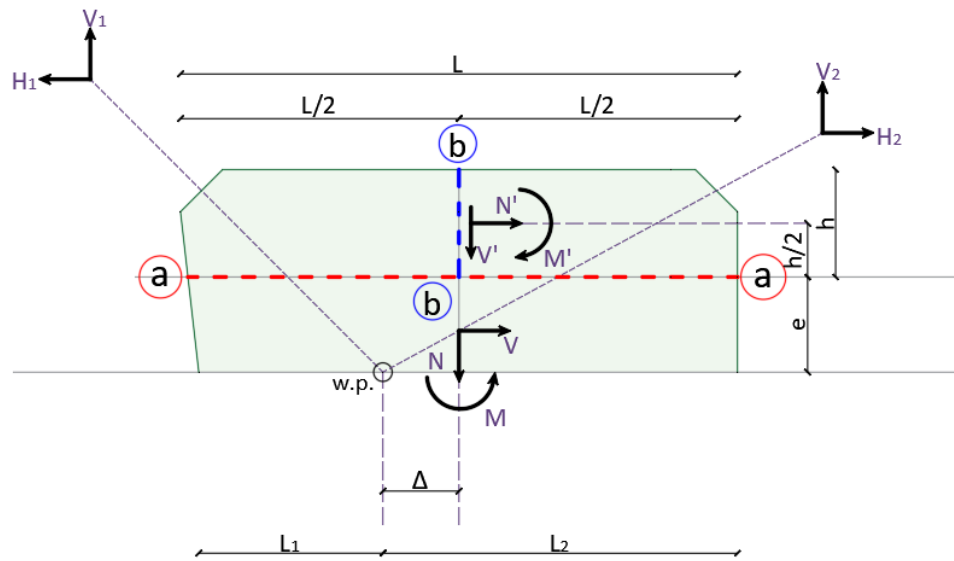
Si $f_u \leq \phi * F_{cr}$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_u \leq \phi * F_{cr}$$

$$805.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1186.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{OK}$$

CARTELA SUPERIOR PARA CASO DE DISEÑO b. POST-PANDEO.

Figura 134: Fuerzas resultantes en la sección.



Fuente: Autoras.

$$L = L_1 + L_2 = 1400 \text{ mm}$$

$$e = 274.5 \text{ mm} = 27.45 \text{ cm}$$

$$P_1 = 135.97 \text{ ton}$$

$$H_1 = P_1 * \cos(\theta)$$

$$H_1 = 135.97 \text{ ton} * \cos(45)$$

$$H_1 = 96.15 \text{ ton}$$

$$V_1 = P_1 * \text{sen}(\theta)$$

$$V_1 = 135.97 \text{ ton} * \text{sen}(45)$$

$$V_1 = 96.15 \text{ ton}$$

$$M_1 = H_1 * e + V_1 * \Delta$$

$$M_1 = 96.15 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{\text{m}}{\text{mm}}) + 96.15 \text{ ton} * 0 \text{ mm}$$

$$M_1 = 26.393 \text{ ton} * \text{m} = 26393.17 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * V_1 * L - \frac{1}{4} * H_1 * h - \frac{1}{2} * M_1$$

$$M'_1 = \frac{1}{8} * 96.15 \text{ ton} * 1.40 \text{ m} - \frac{1}{4} * 96.15 \text{ ton} * 0.545 \text{ m} - \frac{1}{2} * 26.393 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_1 = 16.83 \text{ ton} * \text{m} - 13.10 \text{ ton} * \text{m} - 13.1965 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_1 = -9.4665 \text{ ton} * \text{m}$$

$$P_2 = -22.06 \text{ ton}$$

$$H_2 = P_2 * \text{cos}(\theta)$$

$$H_2 = -22.06 \text{ ton} * \text{cos}(45)$$

$$H_2 = -15.60 \text{ ton}$$

$$V_2 = P_2 * \text{sen}(\theta)$$

$$V_2 = -22.06 \text{ ton} * \text{sen}(45)$$

$$V_2 = -15.60 \text{ ton}$$

$$M_2 = H_2 * e + V_2 * \Delta$$

$$M_2 = -15.60 \text{ ton} * 274.5 \text{ mm} (0.001 \frac{\text{m}}{\text{mm}}) + (-15.60 \text{ ton}) * 0 \text{ mm}$$

$$M_2 = -4.282 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = \frac{1}{8} * V_2 * L - \frac{1}{4} * H_2 * h - \frac{1}{2} * M_2$$

$$M'_2 = \frac{1}{8} * -15.60 \text{ ton} * 1.40 \text{ m} - \frac{1}{4} * -15.60 \text{ ton} * 0.545 \text{ m} - \frac{1}{2} * -4.282 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = -2.73 \text{ ton} * \text{m} + 2.13 \text{ ton} * \text{m} + 2.14 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M'_2 = 1.541 \text{ ton} * \text{m}$$

FUERZAS RESULTANTES EN LA SECCION a – a:

- Fuerza Axial:

$$N = V_1 + V_2$$

$$N = 96.15 \text{ ton} + (-15.60 \text{ ton})$$

$$N = 80.55 \text{ ton}$$

- Fuerza Corte:

$$V = H_1 - H_2$$

$$V = 96.15 \text{ ton} - (-15.60 \text{ ton})$$

$$V = 111.75 \text{ ton}$$

- Momento:

$$M = M_1 - M_2$$

$$M = 26.393 \text{ ton} * m - (-4.282 \text{ ton} * m)$$

$$M = 30.675 \text{ ton} * m$$

FUERZAS RESULTANTES EN LA SECCION b – b:

- Fuerza Axial:

$$N' = \frac{1}{2} * (H_1 + H_2)$$

$$N' = \frac{1}{2} * (96.15 \text{ ton} + (-15.60 \text{ ton}))$$

$$N' = 40.28 \text{ ton}$$

- Fuerza Corte:

$$V' = \frac{1}{2} * (V_1 - V_2) - \frac{2}{L} * M$$

$$V' = \frac{1}{2} * (96.15 \text{ ton} - (-15.60 \text{ ton})) - \frac{2}{1.4 \text{ m}} * 30.675 \text{ ton} * m$$

$$V' = -12.053 \text{ ton} = 12053.57 \text{ kg}$$

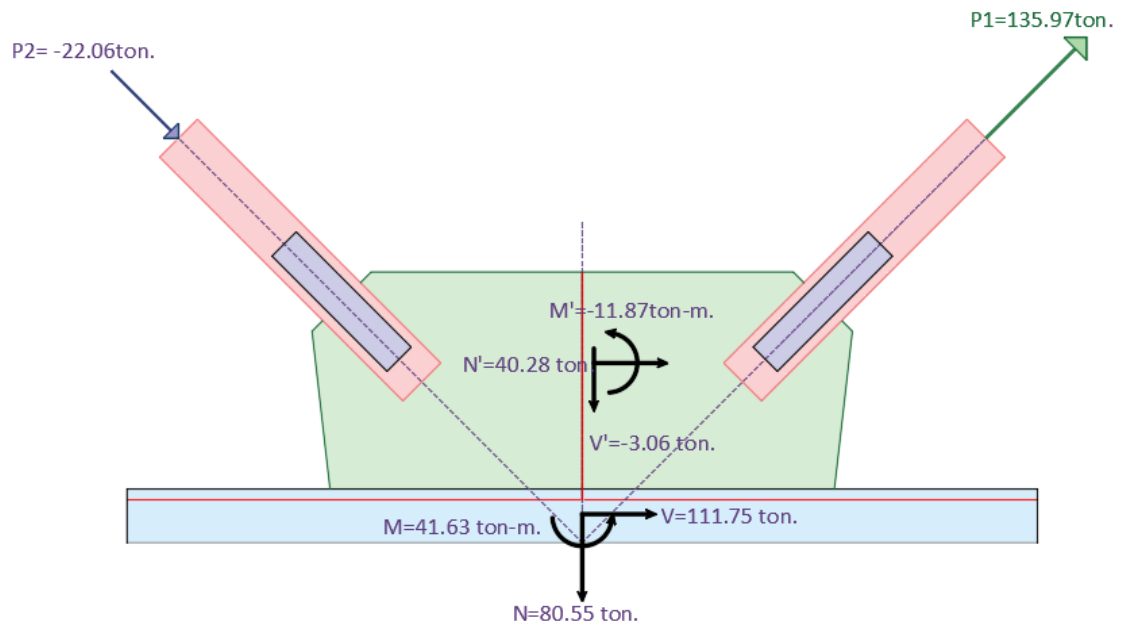
- Momento:

$$M' = M'_1 + M'_2$$

$$M' = -9.4665 \text{ ton} * m + (1.541 \text{ ton} * m)$$

$$M' = -7.9255 \text{ ton} * m = -792550 \text{ kg} * \text{cm}$$

Figura 135: Fuerzas para Post - pandeo.



Fuente: Autoras.

Cedencia en la sección a-a: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M}{N}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{M}{N}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{30.675 \text{ ton} * \text{m}}{80.55 \text{ ton}}\right)^2 + (1.4 \text{ m})^2} - 2 * \frac{30.675 \text{ ton} * \text{m}}{80.55 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 0.8321 \text{ m} = 83.21 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{80.55 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 83.21 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{111.75 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{1.6 \text{ cm} * 140 \text{ cm}}\right)^2} = 1054.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\emptyset * F_y = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Condición:

Si $\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$, entonces OK, caso contrario se deber Revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$1054.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{OK}$$

- Por otro lado, la guía de diseño 29, presenta el siguiente procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 1400 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 36 \text{ ksi} * 6.895 \text{ MPa}$$

$$R_n = 148.93 \text{ MPa}$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{111.75 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{140 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{uv} = 498.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 48.89 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$48.89 \text{ MPa} < 148.93 \text{ MPa} \quad \therefore \text{OK}$$

FLUENCIA POR TENSIÓN

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{80.55 \text{ ton} * 1000 \text{ kg/ton}}{140 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_{ua} = 359.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 35.24 \text{ MPa}$$

$$f_{ua} = 35.24 \text{ MPa}$$

Módulo plástico de la plancha nodo

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (140 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 7840 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{M}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{30.675 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100}{7840 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 391.2627 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 38.34 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 35.24 \text{ MPa} + 38.34 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 73.63 \text{ MPa} = 750.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$87.28 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa} \quad \therefore \text{OK}$$

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(87.28 \text{ MPa})^2 + 3 * (48.89 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 121.61 \text{ MPa} = 1144.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Con los chequeos realizados podemos concluir que el diseño se dirige por muy buen camino, aunque la guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la placa Gusset en la sección a-a, especificaciones de la NORMA AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3 de la norma AISC 360-16.

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 140 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi V_n = 340.03 \text{ ton}$$

$$V' = 111.75 \text{ ton}$$

Condición:

Si $\phi V_n \geq V'$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$\phi V_n \geq V'$$

$$340.03 \text{ ton} > 111.75 \text{ ton} \therefore \text{OK}$$

Para tener encuesta la combinación entre fuerza axial y el momento flector, es conveniente introducir una fuerza axial equivalente N_{equiv} . Sobre la mitad de la placa, la fuerza normal es $\frac{N}{2} + \frac{2*M}{L}$. Por simplicidad en los cálculos una de las fuerzas derivadas de los momentos reversibles, lo que permite que exista una fuerza uniforme equivalente sobre toda la sección a-a de la Gusset plate. De esta forma la carga axial equivalente es $N + \frac{4*M}{L}$,

- Con esta carga verificaremos fluencia a tensión, para posteriormente considerar la interacción entre momento, carga axial y corte derivada de la teoría de plasticidad

(Astaneh 1998). Adicionalmente con esta carga se resolverán problemas de fluencia y aplastamiento local sobre el alma de la viga.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = N + \frac{4M}{L}$$

$$N_{equiv} = 80.55 \text{ ton} + \frac{4 * 30.675 \text{ ton} * m}{1.4 \text{ m}}$$

$$N_{equiv} = 168.19 \text{ ton} = 168192.85 \text{ kg}$$

Resistencia fluencia en tracción:

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = \phi * F_y * L * t_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 140 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm} * 0.001$$

$$\phi N_n = 510.05 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowswell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\emptyset * M_n = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 7840 cm^3 * 0.00001$$

$$\emptyset * M_n = 178.52 ton * m$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{M}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n} \right)^4 \\ & = \left(\frac{30.675 ton * m}{178.52 ton * m} \right) + \left(\frac{80.55 ton}{510.05 ton} \right)^2 + \left(\frac{111.75 ton}{340.03 ton} \right)^4 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n} \right)^4 = 0.1718 + 0.025 + 0.012$$

$$\left(\frac{M}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{N}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V}{\emptyset * V_n} \right)^4 = 0.21$$

Condición:

Si se cumple la ecuación, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\left(\frac{M_u}{\emptyset * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\emptyset * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\emptyset * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$0.21 \leq 1 \therefore OK$$

Especificaciones norma AISC 360-16, capítulo J.10: Patines y almas con fuerzas concentradas en vigas

Cedencia local de alma de la viga

J10.2: Fluencia Local del Alma

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- a) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro, ecuación J10-2

$$\text{Si } x > d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (5k + l_b)$$

- b) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual a la profundidad del miembro, ecuación J10-3

$$\text{Si } x < d_b$$

$$R_n = F_{yw} * t_w * (2.5k + l_b)$$

$\phi = 1.00$ Método LRFD

K: es el radio de curvatura entre el patín y el alma,

Para este caso , para un perfil W21X93, se tiene:

$d_b = 549 \text{ mm}$ Altura de la sección.

$b_{fb} = 213 \text{ mm}$ Ancho del patín.

$t_{fb} = 23.6 \text{ mm}$ Espesor del patín.

$t_{wb} = 14.7 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$r_{bb} = 13 \text{ mm}$ Radio de curvatura

$F_{yw} = F_{yb} = 3515 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia en viga.

$$x = \frac{L}{4} = \frac{1400\text{mm}}{4} = 350 \text{ mm}$$

Espesor del ala + curvatura

$$k = t_{fb} + r_{bb}$$

$$k = 23.6 \text{ mm} + 13 \text{ mm}$$

$$k = 36.6 \text{ mm}$$

$l_b = L$ Longitud de apoyo de la carga concentrada.

Resistencia R_n

$$x < d_b$$

$$350 \text{ mm} < 549 \text{ mm}$$

Entonces:

$$R_n = F_{yb} * t_w * (2.5k + l_b)$$

$$R_n = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.47 \text{ cm} * (2.5 * 3.66 \text{ cm} + 140 \text{ cm}) * 1/1000$$

$$R_n = 765.66 \text{ ton}$$

Resistencia minorada:

$$\emptyset * R_n = 1.0 * 770.66 \text{ ton}$$

$$\emptyset * R_n = 765.66 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 199.50 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\emptyset * R_n}$$

$$D.C = \frac{168.19 \text{ ton}}{765.66 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.22$$

CONDICION;

Si

$$D.C \leq 1.0$$

Entonces, OK

Caso contrario, COLOCAR PLACAS DE REFUERZO

APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA DE LA VIGA

NORMA AISC 360-16

CAPITULO J-10.3: Aplastamiento del Alma

La resistencia nominal R_n , se debe determinar de la siguiente manera:

- i) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$, ecuación J10-4

$$\text{Si } x \geq \frac{d_b}{2}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

- j) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$, ecuación J10-5a y J10-5b

7. Para $\frac{l_b}{d} \leq 0.2$, usar ecuación J10-5a

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

8. Para $\frac{l_b}{d} > 0.2$, usar ecuación J10-5b

$$R_n = 0.40 * t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 * l_b}{d} - 0.2 \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yw} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

d = Profundidad total del miembro

$Q_f = 1.00$ Para secciones de ala ancha y secciones tubulares HSS (conexiones de superficie) en tracción.

$\phi = 0.75$ Método LRFD

Resistencia R_n

Si $x \geq \frac{d_b}{2}$

$$350 \text{ mm} \geq \frac{549 \text{ mm}}{2}$$

$$350 \text{ mm} \geq 274.5 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.80 * t_w^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{l_b}{d} \right) * \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{E * F_{yb} * t_f}{t_w}} * Q_f$$

$$R_n = 0.80 * (1.47 \text{ cm})^2 \left[1 + 3 * \left(\frac{140 \text{ cm}}{54.9 \text{ cm}} \right) * \left(\frac{1.47 \text{ cm}}{2.36 \text{ cm}} \right)^{1.5} \right]$$

$$* \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2.36 \text{ cm}}{1.47 \text{ cm}}} * 1$$

$$R_n = 865.78 \text{ ton}$$

Resistencia minorada

$\phi = 0.75$

$$\phi * R_n = 0.75 * 865.78 \text{ ton}$$

$$\phi * R_n = 649.33 \text{ ton}$$

Demanda o resistencia requerida:

$$N_{equiv} = 199.50 \text{ ton}$$

$$D.C = \frac{N_{equiv}}{\phi * R_n}$$

$$D.C = \frac{168.19 \text{ ton}}{649.33 \text{ ton}}$$

$$D.C = 0.25$$

Condición;

Si $D.C \leq 1.0$, entonces Ok, caso contrario se debe colocar Placas de refuerzo.

$$D.C \leq 1.0$$

$$0.30 \leq 1.0$$

Cedencia en la sección b-b: Método de distribución plástica de tensiones.

Datos:

$$L = h = 545 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{M'}{N'}\right)^2 + L^2} - 2 * \frac{|M'|}{N'}$$

$$L_{ef} = \sqrt{4 * \left(\frac{-7.925 \text{ ton} * \text{m}}{40.28 \text{ ton}}\right)^2 + (0.545 \text{ m})^2} - 2 * \frac{|-7.925 \text{ ton} * \text{m}|}{40.28 \text{ ton}}$$

$$L_{ef} = 0.2787 \text{ m} = 27.87 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \emptyset * F_y$$

$$\sqrt{\left(\frac{40.28 \text{ ton} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{1.6 \text{ cm} * 27.87 \text{ cm}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{12.05 \text{ ton} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{1.6 \text{ cm} * 54.5 \text{ cm}}\right)^2} = 934.473 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi * F_y = 0.9 * 2530 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Condición:

Si $\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$, entonces Ok, caso contrario se debe revisar.

$$\sqrt{\left(\frac{N'}{t_g * L_{ef}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V'}{t_g * L}\right)^2} \leq \phi * F_y$$

$$934.473 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \therefore \text{OK}$$

- Por otro lado, la guía de diseño 29, presenta el siguiente procedimiento para el chequeo de esfuerzos en la sección a-a. Los esfuerzos por corte se chequean usando la especificación J4.2 y la fluencia por tensión usando J4.1:

FLUENCIA POR CORTE:

Datos:

$$L = 745 \text{ mm}$$

$$t_g = 16 \text{ mm}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$R_n = 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 0.098$$

$$R_n = 148.76 MPa = 1518 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo por corte:

$$f_{uv} = \frac{V'}{L * t_g}$$

$$f_{uv} = \frac{1205 ton * 1000kg/ton}{54.5 cm * 1.6 cm}$$

$$f_{uv} = 138.19 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 13.54 MPa$$

Condición:

Si: $f_{uv} \leq 0.6 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{uv} \leq 0.6 * F_y$$

$$13.54 MPa < 148.76 MPa \therefore OK$$

FLUENCIA POR TENSIÓN

Esfuerzo Axial:

$$f_{ua} = \frac{N'}{L * t_g}$$

$$f_{ua} = \frac{40.28 ton * 1000kg/ton}{54.5 cm * 1.6 cm}$$

$$f_{ua} = 461.93 \frac{kg}{cm^2} * 0.098 = 45.27 MPa$$

Módulo plástico de la plancha nodo

$$Z = \frac{t_g * L^2}{4}$$

$$Z = \frac{1.6 \text{ cm} * (54.5 \text{ cm})^2}{4}$$

$$Z = 1188.1 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo por flexión:

$$f_{ub} = \frac{|M'|}{Z}$$

$$f_{ub} = \frac{|-7.925 \text{ ton} * \text{m} * 1000 * 100|}{1188.1 \text{ cm}^3}$$

$$f_{ub} = 667.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098 = 65.37 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 45.27 \text{ MPa} + 65.37 \text{ MPa}$$

$$f_{un} = 110.64 \text{ MPa} = 1128.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia en tracción del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$R_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi R_n = \phi * F_y$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.098$$

$$\phi R_n = 223.15 \text{ MPa}$$

Condición:

Si: $f_{un} \leq 0.9 * F_y$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_{un} \leq 0.9 * F_y$$

$$143.18 \text{ MPa} < 223.15 \text{ MPa} \quad \therefore \text{OK}$$

Esfuerzo Von Misses

$$\sigma_{vm} = \sqrt{f_{un}^2 + 3 * f_{uv}^2}$$

$$\sigma_{vm} = \sqrt{(1128.96 \text{ MPa})^2 + 3 * (138.19 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{vm} = 1154.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Con los chequeos realizados podemos concluir que el diseño se dirige por muy buen camino, aunque la guía de diseño 29 AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design y AISC Seismic Design Manual Second Edition, proponen las siguientes verificaciones:

Chequeo por corte de la Gusset plate en la sección a-a, especificaciones de la NORMA AISC 360-16, en el Capítulo J, mediante la ecuación J4-3.

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-3 de la norma AISC 360-16.

$$V_n = 0.6 * F_y * A_g$$

$\phi = 1.0$ Método LRFD

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_g$$

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * L * t_g$$

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 54.5 cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi V_n = 132.37 ton$$

$$V' = 12.05 ton = 12050kg$$

Condición:

Si: $\phi V_n \geq V'$, entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$\phi V_n \geq V'$$

$$132.37 ton > 12.05ton \therefore OK$$

- Para tener encuesta la combinación entre fuerza axial y el momento flector, es conveniente introducir una fuerza axial equivalente N_{equiv} . Sobre la mitad de la placa, la fuerza normal es $\frac{N}{2} + \frac{2*M}{L}$. Por simplicidad en los cálculos una de las fuerzas derivadas de los momentos reversibles, lo que permite que exista una fuerza uniforme equivalente sobre toda la sección a-a de la placa Gusset. De esta forma la carga axial equivalente es $N + \frac{4*M}{L}$.

Carga axial equivalente:

$$N_{equiv} = |N'| + \left| \frac{4 M'}{L} \right|$$

$$N_{equiv} = |40.28 ton| + \left| \frac{4 * -7.925 ton * m}{0.545 m} \right|$$

$$N_{equiv} = 98.445 ton = 98445.14kg$$

Resistencia fluencia en tracción:

Fluencia en corte del elemento: Ecuación J4-1 de la norma AISC 360-16.

$$V_n = F_y * A_g$$

$\phi = 0.90$ Método LRFD

$$\phi N_n = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi N_n = 0.90 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 54.5cm * 1.6cm * 0.001$$

$$\phi N_n = 198.55 \text{ ton}$$

Ecuación de interacción (Astaneh 1998 and Dowswell 2015).

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n} \right)^4 \leq 1$$

$$\phi * M_n = \phi * F_y * Z$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1188.1 \text{ cm}^3 * 0.00001$$

$$\phi * M_n = 27.05 \text{ ton} * m$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 \\ & = \left(\frac{|7.925 \text{ ton} * m|}{27.05 \text{ ton} * m} \right) + \left(\frac{|40.28 \text{ ton}|}{198.55 \text{ ton}} \right)^2 + \left(\frac{|12.05 \text{ ton}|}{132.37 \text{ ton}} \right)^4 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 = 0.2929 + 0.0411 + 0.0000686$$

$$\left(\frac{|M'|}{\phi * M_n} \right) + \left(\frac{|N'|}{\phi * N_n} \right)^2 + \left(\frac{|V'|}{\phi * V_n} \right)^4 = 0.334$$

Condición:

Si se cumple la ecuación, entonces Ok, caso contrario Revisar.

$$\left(\frac{M_u}{\phi * M_n}\right) + \left(\frac{N_u}{\phi * N_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi * V_n}\right)^4 \leq 1$$

$$0.48 \leq 1 \therefore OK$$

PANDEO LOCAL DE LA SECCION b-b

Datos:

$$h = 545 \text{ mm}$$

$$a = 1314 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_g = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$$

Cálculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{h * \sqrt{F_y}}{5 * t_g * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}}}$$

$$\lambda = \frac{54.5 \text{ cm} * \sqrt{36 \text{ ksi} * \left(\frac{1}{\text{ksi}}\right)}}{5 * 1.6 \text{ cm} * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{131.4 \text{ cm}}{54.5 \text{ cm}}\right)^2}}$$

$$\lambda = 1.58$$

Condición:

Si $\lambda \leq 0.7$, entonces: $Q = 1.0$

Si $0.7 < \lambda \leq 1.41$, entonces: $Q = 1.34 - 0.486 * \lambda$

Si $\lambda > 1.41$, entonces: $Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$

Con

$$\lambda = 1.58$$

Entonces:

$$Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$$

$$Q = \frac{1.30}{(1.58)^2}$$

$$Q = 0.52$$

Cálculo de la Fuerza Crítica:

$$\phi * F_{cr} = \phi * Q * F_y$$

$\phi = 0.9$ Método LRFD

$$\phi * F_{cr} = 0.9 * 0.52 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_{cr} = 1184.04 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial equivalente:

$$N'_{equiv} = N' + \frac{|4 * M'|}{h}$$

$$N'_{equiv} = 40.28 \text{ ton} + \frac{|4 * 7.925 \text{ ton} * \text{m}|}{0.545 \text{ m}}$$

$$N'_{equiv} = 98.4457 \text{ ton} = 98445.137 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial:

$$f_u = \frac{N'_{equiv}}{h * t_g}$$

$$f_u = \frac{98445.13 \text{ kg}}{54.5 \text{ cm} * 1.6 \text{ cm}}$$

$$f_u = 1128.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Condición:

Si: $f_u \leq \phi * F_{cr}$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_u \leq \phi * F_{cr}$$

$$1128.96 \frac{kg}{cm^2} > 1184 \frac{kg}{cm^2} \quad \therefore \text{Revisar}$$

Posibles soluciones para el caso de pandeo local en la plancha nodo central:

1. Incrementar el espesor de la plancha nodo a:

$$h = 545 \text{ mm}$$

$$a = 1314 \text{ mm}$$

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_g = \frac{7}{8} \text{ in} = 22.225 \text{ mm}$$

Cálculo de esbeltez

$$\lambda = \frac{h * \sqrt{F_y}}{5 * t_g * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}}}$$

$$\lambda = \frac{54.5 \text{ cm} * \sqrt{36 \text{ ksi} * \left(\frac{1}{\text{ksi}}\right)}}{5 * 2.22 \text{ cm} * \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{131.4 \text{ cm}}{54.5 \text{ cm}}\right)^2}}$$

$$\lambda = 1.58$$

Condición:

Si $\lambda \leq 0.7$, entonces: $Q = 1.0$

Si $0.7 < \lambda \leq 1.41$, entonces: $Q = 1.34 - 0.486 * \lambda$

Si $\lambda > 1.41$, entonces: $Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$

Con

$$\lambda = 1.537$$

Entonces:

$$Q = \frac{1.30}{\lambda^2}$$

$$Q = \frac{1.30}{(1.537)^2}$$

$$Q = 0.52$$

Cálculo de la Fuerza Crítica:

$$\phi * F_{cr} = \phi * Q * F_y$$

$\phi = 0.9$ Método LRFD

$$\phi * F_{cr} = 0.9 * 0.52 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_{cr} = 1184.04 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial equivalente:

$$N'_{equiv} = N' + \frac{|4 * M'|}{h}$$

$$N'_{equiv} = 40.28 \text{ ton} + \frac{|4 * -11.87 \text{ ton} * \text{m}|}{0.545 \text{ m}}$$

$$N'_{equiv} = 127.39 \text{ ton} = 127399.27 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial:

$$f_u = \frac{N'_{equiv}}{h * t_g}$$

$$f_u = \frac{127399.27 \text{ kg}}{54.5 \text{ cm} * 2.22 \text{ cm}}$$

$$f_u = 1052.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Condición:

Si: $f_u \leq \phi * F_{cr}$ entonces OK, caso contrario se debe revisar.

$$f_u \leq \phi * F_{cr}$$

$$1052.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1184.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{OK}$$

DISEÑO DE SOLDADURA ENTRE LA PLANCHA NODO CENTRAL Y LA VIGA

Datos:

$R_y = 1.50$ Factor de sobre resistencia

$\beta = 0.75$ Balance factor

$t_g = 16 \text{ mm}$ Espesor de la plancha nodo

$F_y = 36 \text{ ksi}$ Resistencia de soldadura

$F_{EXX} = 70 \text{ ksi}$ Resistencia de soldadura

$$w = \frac{R_y * F_y * t_g}{2 * 1.50 * \beta * 0.60 * F_{EXX} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

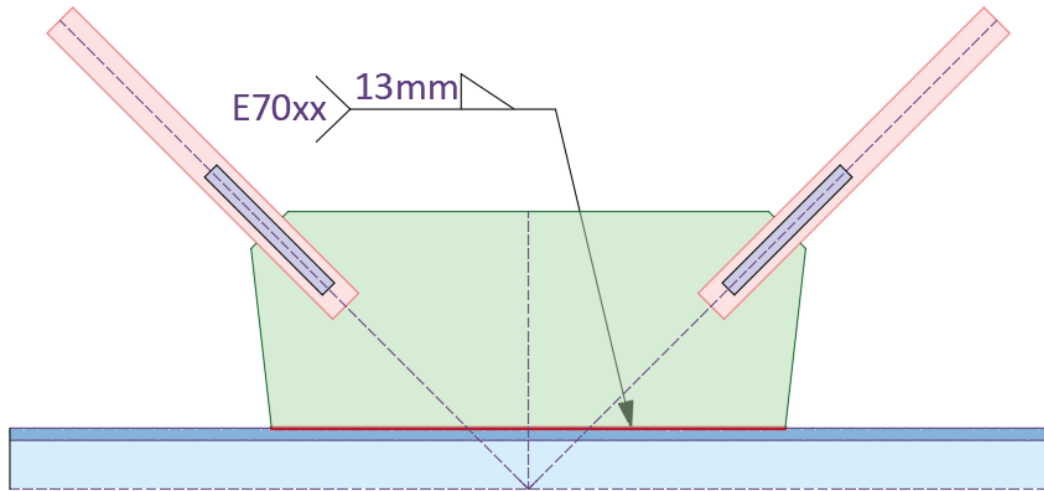
$$w = \frac{1.50 * 36 \text{ ksi} * 16 \text{ mm}}{2 * 1.50 * 0.75 * 0.60 * 70 \text{ ksi} * \frac{\sqrt{2}}{2}}$$

$$w = 12.93 \text{ mm}$$

Entonces: $w = 13 \text{ mm}$

Figura: Detalle de la soldadura placa superior.

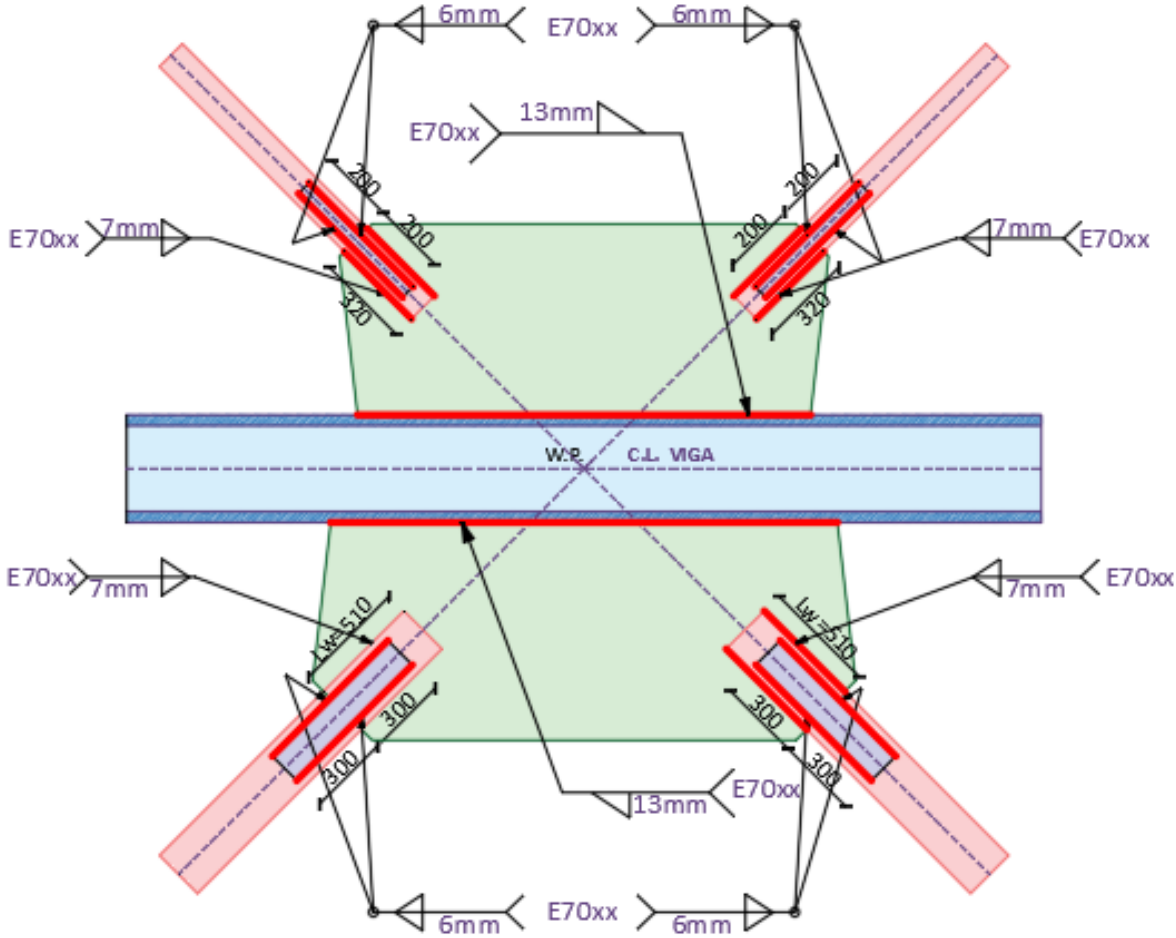
Figura 136: Cordón de soldadura arriostre superior.



Fuente: Autoras.

DETALLE FINAL:

Figura 137: Detalle de la conexión.

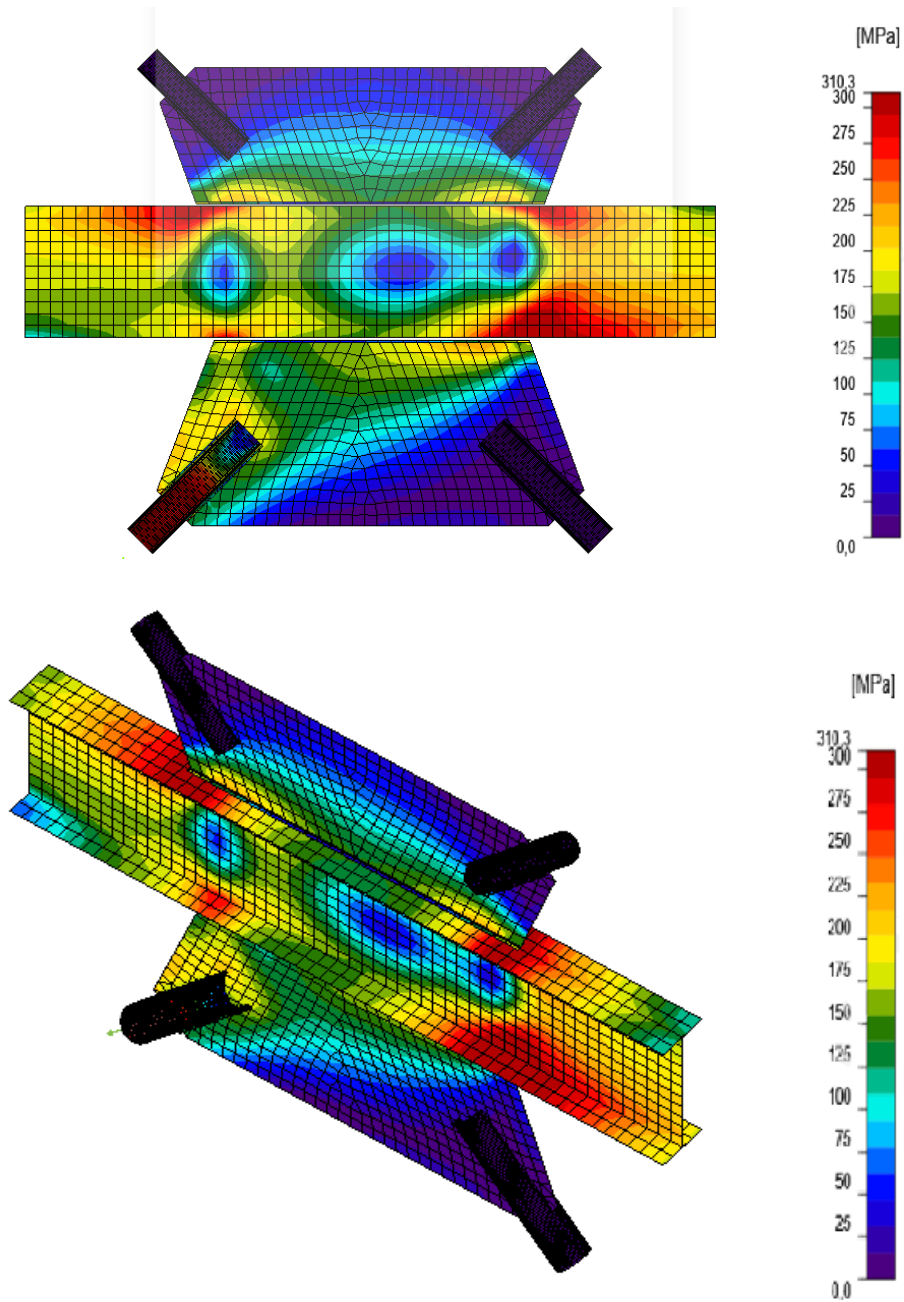


Fuente: Autoras.

ÁNALISIS EN FEM:

Para la validación del software desarrollado se ha realizado el análisis de las conexiones en un software específico para el análisis de elementos finitos, dándonos como resultado lo siguiente:

Figura 138: Análisis FEM: Conexión soldada arriostre - viga en X.



Fuente: Autoras.

Resistencia de diseño de la unión

Tabla 9: Análisis FEM: Resistencia de diseño de la unión

Cargas	IDC
Compresión inferior	0.971
Tracción inferior	0.654
Tracción superior	0.839
Compresión superior	0.949

Fuente: Autoras.

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos, los elementos diseñados ante cargas solicitantes de tracción y compresión, tiene una índice demanda/capacidad menor a 1.00, recomendado por la norma, de lo que se puede concluir que la conexión tiene un buen comportamiento estructural antes todas las cargas solicitantes.

5.4.5. Manual de usuario

El manual de usuarios se incluye en la interfaz del software.