



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO NUMÉRICO DE CONEXIONES A MOMENTO TIPO "COLUMN-TREE" EN
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MARCOS A MOMENTO DE ACERO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

JAVIER IGNACIO PIZARRO ARANCIBIA

PROFESOR GUÍA:
EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RICARDO HERRERA MARDONES
JUAN BELTRAN MORALES

SANTIAGO DE CHILE
2018

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: JAVIER IGNACIO PIZARRO ARANCIBIA
FECHA: 2018
PROF. GUÍA: EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

ESTUDIO NUMÉRICO DE CONEXIONES A MOMENTO TIPO "COLUMN-TREE" EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MARCOS A MOMENTO DE ACERO

Este trabajo de título estudia de forma numérica el comportamiento de viga y columna de una conexión para marcos a momento en acero. El tipo de conexión utilizada para materializar dicha unión es la llamada *Conexión Árbol* o en inglés *Column-Tree*, que a pesar de no estar precalificada en la normativa vigente es de amplia utilización en el país, como por ejemplo en Metro de Santiago o el Aeropuerto Arturo Merino Benitez.

La conexión *Column-tree* consiste en un segmento de viga ("Stub Beam") soldado en maestranza a la cara de la columna, a la cual se conecta el resto de la viga mediante placas de empalme en las alas y alma, las cuales pueden estar soldadas o apernadas, lo que genera ventajas constructivas respecto a otros tipos de conexión.

El estudio numérico consiste en la aplicación de desplazamientos controlados, mediante un protocolo de carga a un sub-ensamblaje del marco a momento. Para ello se definió una estructura tipo, modelada en el software de diseño sísmico ETABS, obteniendo dimensiones de los perfiles viga y columna luego de la completa verificación según la norma de diseño sísmico NCh 433. Simultáneamente, se elaboró una guía de diseño para la conexión, cumpliendo con todas las especificaciones de las normas vigentes (AISC 2016) verificando los modos de falla pertinentes y utilizando una filosofía de diseño por capacidad mediante la cual se establece la formación de rótula plástica en la viga "Stub Beam", con el objetivo de evitar fallas frágiles. Posteriormente se modela el sub-ensamblaje del marco a momento en el software de elementos finitos ANSYS, donde finalmente se realiza el estudio numérico.

Finalizado el análisis se obtiene una curva histerética momento-rotación que tiene un cambio de pendiente al inicio del protocolo de carga, lo que refleja una disminución en la rigidez de la conexión pero no así de su resistencia, lo cual es producto de deformaciones plásticas tempranas en la zona de la viga que está en contacto con el borde de los extremos de empalmes de ala. Este efecto se debe a la restricción geométrica que imponen los empalmes al ser de un espesor y largo considerables. La conexión es analizada hasta 0.04 [rad] de rotación, donde se alcanzan las principales deformaciones plásticas en las alas de la viga *Stub-Beam*. Los resultados permiten concluir que para la estructura diseñada se obtienen perfiles y empalmes de grandes dimensiones los que restringen en exceso a la viga, fenómeno que no se pudo prever en el cálculo, lo cual lleva a dejar propuesto el análisis del comportamiento de la conexión en diversas estructuras.

Con mucho cariño para mis padres y hermano.

Agradecimientos

Quiero agradecer en primer lugar a mis padres Juan Carlos y Maria Ester por otorgarme todas las herramientas y el apoyo necesario para poder llevar a cabo mis estudios, ya que con la ayuda y cariño incondicional de ellos, como también la de mi hermano Felipe fue posible este trabajo.

Agradecer a mis perros regalones Hércules y Sam que siempre me dieron cariño y compañía sin importar el momento.

Agradecer a mis Abuelitos que en todo momento me desearon lo mejor y me apoyaron en mis trabajos

Agradecer al profesor Ricardo Herrera por otorgarme el tema de memoria en el curso de trabajo dirigido, a mi profesor Guía Eduardo Núñez por aceptarme como memorista y contar con la mejor disposición en todo momento. Un especial agradecimiento al profesor Francisco Hernández por la ayuda con el programa Ansys y la facilitación de un servidor para correr los modelos.

Agradecer a mis compañeros y grandes amigos de Colegio por todo su apoyo y buena onda: Marcos, Willy, Alexis, Diego, Alberto, Miguel y Andrés.

Agradecer a mis amigos Civiles por la compañía, apoyo mutuo en difíciles momentos de estudio y cariño estos 6 años de carrera: Seba, Diego, Carlos, Daniela, Gabriel, Isidora, Lucho, Luchito, Pablo, Santiago, Nacho, Cata, Cami, Cony, Javi, Vielma, Vera, Consuelo y todas la gente que estuvo conmigo en todo este período.

Finalmente agradecer al mas grande Esteban Paredes por darme el privilegio de verlo jugar y darme tantas alegrías junto al equipo de mis amores Colo-Colo.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Objetivos Generales	2
1.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Alcance	3
2. Marco Teórico	4
2.1. Antecedentes	4
2.1.1. Definición y clasificación	4
2.1.2. Precalificación y Conexión “Column Tree”	6
2.1.3. Características de la conexión “Column-Tree”	6
2.2. Estudios Anteriores	7
2.2.1. Astaneh-Asl (1997)	7
2.2.2. Keunyeong Oh et al. (2015)	9
2.2.3. Keunyeong Oh et al. (2014)	9
2.2.4. Kangmin et al. (2013)	10
2.2.5. K. M McMullin y Astaneh-Asl (2003)	11
3. Procedimiento de diseño	12
3.1. Filosofía de Diseño	12
3.1.1. Criterio Columna Fuerte - Viga Débil	12
3.1.2. Estabilidad de arriostramiento de vigas	13
3.1.3. Requerimientos de Viga y columna	14
3.1.4. Soldadura de Demanda Crítica	15
3.1.5. Zona panel	15
3.1.6. Placas de continuidad	16
3.2. Diseño por Capacidad	17
3.3. Procedimiento Inicial	17
3.4. Procedimiento Final	18
3.4.1. Diseño conexión Viga-Columna	18
3.4.2. Diseño conexión mediante empalmes Viga-Viga	22
3.4.3. Verificaciones Adicionales	23
3.4.4. Cálculo de rigidez conexión	23
4. Diseño	25
4.1. Diseño Sísmico	25
4.2. Memoria de Cálculo	31

5. Modelamiento en Elementos Finitos	34
5.1. Modelo Matemático	34
5.1.1. Definición de elementos y Mallado	36
5.2. Leyes Constitutivas	42
5.3. Condiciones de Borde	48
5.3.1. Contactos	48
5.3.2. Apoyos	51
5.3.3. Cargas	52
5.4. Configuraciones del Análisis	54
6. Análisis de Resultados	55
6.1. Histéresis	55
6.2. Deformaciones plásticas	59
6.2.1. Vigas	59
6.2.2. Empalmes	62
6.2.3. Pernos y tuercas	63
6.2.4. Columna	64
6.3. Tensiones equivalentes (Von-Mises)	64
6.4. Rigidez	64
6.4.1. Rigidez Numérica	64
6.4.2. Rigidez elástica	65
6.5. Energía y Amortiguamiento equivalente	68
Conclusión	70
Bibliografía	72
A. Memoria de cálculo conexión Column Tree	75
B. Memoria de cálculo Estructura ETABS	108
C. Configuraciones Específicas ANSYS	113

Índice de Tablas

2.1. Factor de modificación de respuesta	6
4.1. Características Generales de la estructura	27
4.2. Periodos y masas modales equivalentes	28
4.3. Parámetros de diseño	29
4.4. Dimensión de Perfiles Estructura	30
4.5. Perfiles Americanos similares	30
4.6. Dimensiones Empalmes	32
4.7. Dimensión y cantidad de pernos	33
5.1. Elementos sólidos Modelados	35
5.2. Dimensiones elementos viga	38
5.3. Número de elementos y nodos por componente estructural	39
5.4. Relación constitutiva Acero A-36	45
5.5. Relación constitutiva Acero A-325	46
5.6. Relación constitutiva Acero A-572 Grado 50	47
5.7. Resumen contactos modelo	49
5.8. Protocolo de carga FEMA/SAC aplicado	53

Índice de Figuras

2.1.	Diagrama momento-rotación (Fuente: Crisafulli 2014)	5
2.2.	Ejemplo de conexión “Column-Tree” mediante pernos (Fuente: Keunyeong Oh 2015)	7
2.3.	Modos de Falla (Fuente: Astaneh-Asl 1997).	8
3.1.	Relación ancho espesor ala (Fuente: AISC 341-16).	14
3.2.	Relación ancho espesor alma (Fuente: AISC 341-16).	15
3.3.	Esquema placas de continuidad (Fuente: Crisafulli 2004).	16
3.4.	Zona protegida d (Fuente: AISC 358-16).	19
3.5.	Detalles de la conexión (Fuente: AISC 358-16).	20
3.6.	Detalles generales de la conexión (Fuente: AISC 358-16).	21
4.1.	Vista estructura 3-D (Fuente: ETABS 2016)	25
4.2.	Vista En Planta (Fuente: ETABS 2016)	26
4.3.	Elevaciones ejes interiores B-E y 2-5 (superior), ejes exteriores 1, 6, E y F (inferior) (Fuente: Elaboración propia)	27
4.4.	Losa Colaborante (Fuente: Elaboración propia)	28
4.5.	Espectro de Diseño	29
4.6.	Nomenclatura perfiles (Fuente: Catálogo Arcelor)	30
4.7.	Conexión Column-Tree (Fuente: Elaboración propia)	31
4.8.	Detalle Conexión Column-Tree (Fuente: Elaboración propia)	32
4.9.	Placa de Continuidad (izquierda) y Doubler-Plate (Derecha) (Fuente: Elaboración Propia)	33
5.1.	Dibujo 3D AutoCAD (Fuente: Elaboración Propia)	35
5.2.	Deformación del pórtico y sub-ensamblaje (Fuente: Gallegos 2017)	36
5.3.	Elemento Solid 186 (Fuente: sharcnet.ca)	37
5.4.	Elemento Beam 188 (Fuente: sharcnet.ca)	37
5.5.	Modelo en Ansys (Fuente: Ansys V 17.2)	38
5.6.	Mallado Pernos. (Fuente: Ansys V 17.2)	39
5.7.	Mallado tuerca. (Fuente: Ansys V 17.2)	40
5.8.	Mallado Vigas. (Fuente: Ansys V 17.2)	40
5.9.	Mallado Columna. (Fuente: Ansys V 17.2)	41
5.10.	Mallado empalmes. (Fuente: Ansys V 17.2)	41
5.11.	Gráfico tensión - deformación (Fuente: Ansys Costumer training material)	42
5.12.	Límite Plástico (Fuente: Ansys Costumer training material)	43

5.13. Ejemplo Valores Reales - Ingenieriles. (Fuente: Ansys Costumer training material)	43
5.14. Endurecimiento isotrópico (Fuente: Ansys Costumer training material)	44
5.15. Propiedades A-36 (Fuente: Salas 2016)	45
5.16. Propiedades A-325 (Fuente: Núñez 2016)	46
5.17. Propiedades A-325 (Fuente: Gacitúa 2014)	47
5.18. Compatibilidad mediante Joint (Fuente: Ansys V17.2)	49
5.19. Formulación de los contactos (Fuente: Ansys Costumer training material)	50
5.20. Problemas de convergencia en contactos con rigidez elevada (Fuente: Ansys Costumer training material)	50
5.21. Contacto Tipo Bonded (Fuente: Ansys Costumer training material)	51
5.22. Apoyos y actuador de carga (Fuente: Ansys V17.2)	52
5.23. Desplazamientos aplicados	53
5.24. Descripción gráfica pretensión (Fuente: Ansys V17.2)	54
6.1. Curva histerética fuerza-desplazamiento	56
6.2. Curva histerética momento-rotación	57
6.3. Curva histerética momento-rotación normalizado	57
6.4. Curva histerética 0-0.00375 [rad]	58
6.5. Curva histerética 0.00375 - 0.04 [rad]	58
6.6. Deformaciones plásticas máximas 4[s]	59
6.7. Deformaciones plásticas máximas viga 4[s]	60
6.8. Deformaciones plásticas máximas viga en el tiempo	60
6.9. Deformaciones plásticas máximas viga hasta 4 [s]	61
6.10. Deformaciones plásticas máximas viga 46 [s]	61
6.11. Deformaciones plásticas máximas viga 51 [s]	62
6.12. Deformaciones plásticas máximas viga 51 [s]	62
6.13. Deformaciones plásticas máximas empalme 60 [s]	63
6.14. Deformaciones plásticas máximas viga 51 [s]	63
6.15. Tensiones equivalentes máximas viga 4 [s]	64
6.16. (Rigidez inicial (k_o), tangente (K_t) y secante (K_s) (Fuente: Gallegos 2017).	66
6.17. Rigidez Tangente Normalizada	66
6.18. Rigidez Secante Normalizada	67
6.19. Energía de deformación elástica y energía disipada (Fuente: Chopra 2014).	68
6.20. Energía disipada	69
6.21. Energía Disipada acumulada	69
6.22. Amortiguamiento Equivalente.	70

Capítulo 1

Introducción

La amplia utilización de sistemas de marcos a momento en acero como elementos sismo-resistentes, sobre todo después de los graves daños ocurridos en estos sistemas estructurales durante los terremotos de Northridge (1994 California, Estados Unidos) y Kobe (1995, Japón), ha requerido el desarrollo de estudios para evitar futuras catástrofes.

Un tipo de conexión de marco de momento en acero con una amplia utilización en Chile, por ejemplo, en la terminal internacional del aeropuerto Arturo Merino Benítez en Santiago o la Línea 6 del Metro de Santiago, es el tipo de conexión mediante empalmes, más conocida como conexión “Árbol” o “Column-Tree”. Este tipo de conexión consiste en un segmento de viga (“Stub Beam”) soldado en maestranza a la cara de la columna, a la cual se conecta el resto de la viga mediante placas de empalme en las alas y alma, que pueden estar soldadas o apernadas, lo que genera ventajas constructivas respecto a otros tipos de conexión.

Este tipo de conexión no se encuentra precalificada, es decir, no existe un método de diseño que se encuentre avalado por estudios para distintas dimensiones de los elementos. Esto, en conjunto con la compleja y conocida amenaza sísmica presente en el país conduce a la necesidad de realizar un estudio numérico el cual permita conocer el comportamiento sísmico de la conexión.

Para el desarrollo del estudio se diseñó y dimensionó la conexión de acuerdo con la normativa vigente (AISC 2016 y NCh 433 DS. 61), donde posteriormente mediante el uso de un software de elementos finitos (ANSYS) se evaluó su comportamiento sísmico, permitiendo concluir respecto a las propiedades de la estructura que definen su respuesta sísmica, tales como: resistencia, rigidez, ductilidad, absorción de energía y amortiguamiento.

A continuación se señalan los objetivos generales y específicos de la investigación, para posteriormente realizar una descripción de los alcances de la investigación.

1.1. Objetivos Generales

Estudiar numéricamente una conexión a momento tipo “Column-Tree” en sistemas estructurales de marcos a momento en acero.

1.2. Objetivos Específicos

Los objetivos Específicos son los siguientes:

- Elaborar una guía de diseño para este tipo de conexión, cumpliendo todas las normativas vigentes (AISC 2016 y NCh).
- Diseñar una estructura tipo de marcos a momento en acero mediante el software ETABS 2016, cumpliendo las normas pertinentes y obteniendo las dimensiones de perfiles (columna y viga) a utilizar para el estudio de la conexión.
- Diseñar la conexión “Column-Tree”, a partir de la guía de diseño y las dimensiones de perfiles previamente calculadas a partir de la estructura de acero.
- Evaluar el desempeño de la conexión “Column-Tree” mediante el método de elementos finitos (utilizando software ANSYS).

1.3. Alcance

El alcance de la investigación es evaluar la capacidad sísmica de la conexión “Column-Tree”, para lo cual se realizaron los siguientes pasos:

Revisión bibliográfica de los estudios más importantes (numéricos y/o experimentales) de la conexión en estudio, en los cuales realicen ensayos cíclicos y detallen el diseño de la conexión como su comportamiento, especialmente aquellos estudios que contemplen perfiles I en las vigas y columnas, al igual que en esta investigación.

Selección de la tipología de una edificación de 4 niveles, la cual debe resistir los requerimientos de la normativa chilena aplicable como también las normativas americanas, siendo la base de su estructuración marcos especiales a momento. El uso de las normativas americanas AISC para el diseño de estructuras en acero se debe a que la normativa chilena posee sus bases en dichas normas, por lo que se consultan a ellas de manera directa. La ubicación de la estructura a diseñar se debe a la alta probabilidad de construcción en dicha zona del país a un edificio de oficinas de dichas características.

Establecimiento de la filosofía de diseño a emplear para la conexión, lo cual permite la elaboración de una guía de diseño actualizada satisfaciendo los requerimientos antes mencionadas y asegurando un modo de falla dúctil, el cual será posteriormente verificado en el modelo numérico y se utilizará para el diseño del detallamiento de la conexión.

Modelación numérica mediante el método de elementos finitos utilizando el software comercial ANSYS V17.2 (2016), donde el modelo a analizar corresponde a un sub-ensamblaje del marco a momento de la estructura diseñada sometiendo la conexión a un ensayo cíclico de acuerdo al protocolo de carga establecido en el capítulo K de la norma AISC 341.

Análisis de los resultados obtenidos mediante la construcción de curvas histeréticas momento -rotación, revisión de los modos de falla estudiando las zonas de concentración de tensiones, plastificaciones locales y globales, cálculo de la rigidez de la conexión que permita su clasificación y verificación del comportamiento de la conexión ante las hipótesis de la guía de diseño.

Lo que en resumen se distribuye en:

- Revisión bibliográfica y recopilación de antecedentes con respecto a la conexión.
- Elaboración de una guía de diseño (memoria de cálculo) utilizando la normativa vigente.
- Diseño de una estructura tipo, estructurada por marcos de acero utilizando la conexión en estudio. El diseño contempla el análisis sísmico establecido por la normativa chilena (NCh 433). Obteniendo una dimensión de perfiles de columnas y vigas que cumplan el análisis sísmico.
- Dimensionamiento y detallamiento de los elementos de la conexión de acuerdo a los perfiles y solicitaciones obtenidas del diseño estructural, mediante la guía de diseño.
- Evaluar desempeño de la conexión mediante la modelación numérica de la estructura utilizando el software de elementos finitos ANSYS.
- Análisis de resultados.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Antecedentes

2.1.1. Definición y clasificación

Como señala Crisafulli (2004): Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ámbos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que también se los denomina “pórticos a momentos”. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. (p.41-42)

Los marcos a momento en acero son un sistema estructural bastante utilizado debido a su buen desempeño sísmico (respuesta dúctil) y pueden ser clasificados de acuerdo a su Rigidez, Resistencia y ductilidad. Esto se puede representar mediante la variación angular que experimenta la conexión al variar las cargas. Bajo este concepto, la normativa Americana de diseño en acero para Edificios (AISC 360, 2016) establece la siguiente clasificación:

- **Completamente Restringida o Rígida (FR):** “Una conexión completamente restringida transfiere momento, con una despreciable rotación entre los miembros conectados”. (Capítulo B3, sección 4b)
- **Parcialmente Restringida o Semirrígida (PR):** “Una conexión parcialmente restringida transfiere momento, pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable”. (Capítulo B3, sección 4b)

Cabe destacar que existe un tercer tipo de clasificación que la norma no señala, conocida como **Conexión Simple (PS)**. Según McCormac (2012): “éste tipo de conexión se ignora la restricción. Se supone completamente flexible y libre para rotar y por ello, sin capacidad resistente a momentos”. (p.529)

Para establecer la clasificación de la conexión se realiza el supuesto básico que “las características mas importantes del comportamiento de la conexión pueden ser modeladas por una curva momento curvatura ($M-\theta$)” (AISC 360-16 p.275). En la figura 2.1 se observa que cuando la rigidez flexional de la conexión es mayor a 20 veces la rigidez de la viga (EI/L), es del tipo **FR**, cuando es menor a 2 veces la rigidez de la viga (EI/L), es del tipo **PS** o articulada y cuando se encuentra entre ambos límites es del tipo **PR**.

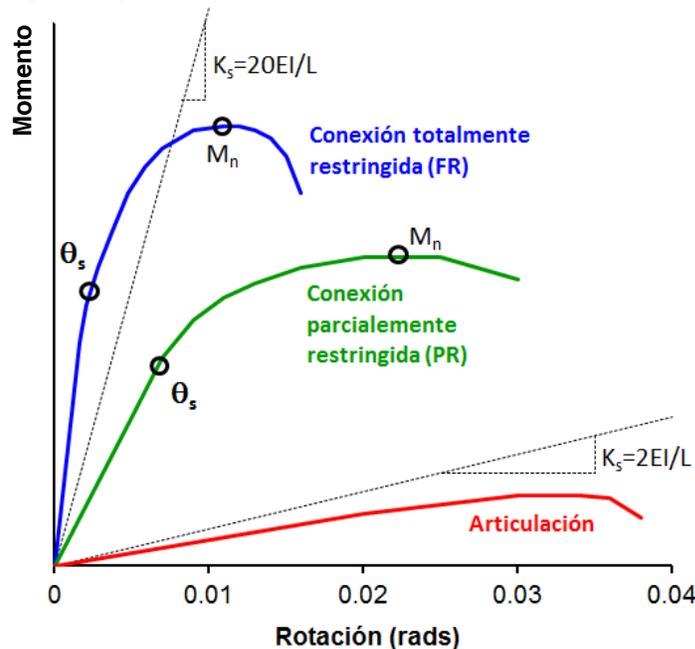


Figura 2.1: Diagrama momento-rotación (Fuente: Crisafulli 2014)

Además la norma de especificaciones sísmicas para edificaciones estructurales de acero (AISC 341-16) también realiza una clasificación para los marcos a momento de acuerdo al grado de comportamiento dúctil que se considera en el diseño:

- **Marcos a momento ordinarios (OMF):** Este tipo de marco a momento es el más básico, sin mayores requerimientos, donde pueden pertenecer a esta categoría marcos parcialmente restringidos y completamente restringidos.
- **Marcos a momento intermedios (IMF):** Este tipo de marco a momento tiene como objetivo proporcionar capacidad a deformación inelástica limitada, a través de la fluencia a la flexión de vigas y columnas, y fluencia al corte de la zona panel de la columna.
- **Marcos a momento especiales (SMF):** Este tipo de marco tiene como objetivo desarrollar una gran deformación a través de la capacidad de fluencia de las vigas.

Para la clasificación recién descrita, la norma establece requisitos mas exigentes para los marcos especiales con el fin de proveer una capacidad de deformación inelástica significativa. Esto se ve reflejado en un mayor factor de modificación de respuesta (R), lo que permite disminuir la acción sísmica de diseño.

Los factores de modificación de respuesta de acuerdo a la normativa chilena (NCh 433):

Tabla 2.1: Factor de modificación de respuesta

Tipo de Marco	R
Marcos corrientes (OMF)	4
Marcos intermedios (IMF)	5
Marcos especiales (SMF)	7

2.1.2. Precalificación y Conexión “Column Tree”

Las estructuras metálicas de marcos a momento son diseñadas para resistir sismos de tal manera que “el daño consista en fluencia moderada y pandeo localizado de los elementos de acero, **no fracturas frágiles** ” (FEMA 350,2000, pp. 1-4).

Durante los terremotos de Northridge (California, Estados Unidos 1994) y Kobe (Japón 1995), ocurrieron fallas frágiles en las conexiones viga-columna, exponiendo una serie de deficiencias presentes en los diseños y detallamientos de las conexiones. Por este motivo las especificaciones sísmicas vigentes en E.E.U.U. exigen el uso de conexiones precalificadas, es decir, conexiones “validadas en forma experimental, ya sea como parte del proyecto que se desarrolla o bien en ensayos previos que se encuentran debidamente documentados”. (Crisafulli, 2014, pp. 70)

La conexión en estudio (“Column-Tree”), no se encuentra precalificada, y dada su amplia utilización en zonas sísmicas como Chile o Japón, requiere su estudio para poder determinar su comportamiento, en qué tipo de marco a momento puede ser utilizada y tener una implementación responsable, conociendo sus virtudes y limitaciones.

2.1.3. Características de la conexión “Column-Tree”

La conexión en estudio (ver figura 2.2) se caracteriza por presentar un trozo de viga o “*Stub-Beam*”, el cual se encuentra soldado a la cara de la columna en maestranza, evitando de esta manera soldaduras en terreno. La sección restante de viga se encuentra conectada a la “*Stub-Beam*” mediante empalmes, los cuales se pueden encontrar bajo diversas configuraciones:

- Soldados en una de las vigas y apernados en otra.
- Apernados en alas y alma de la viga.
- Completamente soldados en ambas vigas conectadas.



Figura 2.2: Ejemplo de conexión “Column-Tree” mediante pernos (Fuente: Keunyeong Oh 2015)

2.2. Estudios Anteriores

A continuación se presenta una revisión bibliográfica de investigaciones desarrolladas sobre la conexión en estudio, con el objetivo de tener un mayor conocimiento del tema y poder analizar los efectos en diferentes configuraciones de la conexión, los cuales pueden ser determinantes al momento de desarrollar la guía de diseño.

2.2.1. Astaneh-Asl (1997)

El autor ha sido uno de los pioneros en el estudio de la conexión “Column-Tree”, publicando una guía de diseño con diversas especificaciones respecto a la conexión.

En dicha publicación (Steel Tips, 1997), junto con establecer las clasificaciones de marcos a momento, establece las ventajas constructivas de la conexión las cuales son principalmente: alta calidad de soldadura (al ser en maestranza), mejor control de calidad y fácil instalación en terreno (solo colocación de pernos), lo que resulta en un costo menor a estructuras que requieren soldadura en terreno.

Para el procedimiento de diseño el autor utiliza el Uniform Building Code (ICBO 1994), el cual no se encuentra vigente en la actualidad, en conjunto con un concepto de diseño semirígido, destacando la utilización de empalmes de ala dúctiles como elementos fusibles, que durante sismos de gran intensidad limitan la magnitud de fuerzas que pueden alcanzar los marcos, ya que estos al entrar en rango plástico liberan la energía transmitida por el sismo.

Para lograr dicho objetivo, en el diseño se deben conocer los modos de falla posibles, por lo que el autor los señala en orden de su deseabilidad de ocurrencia:

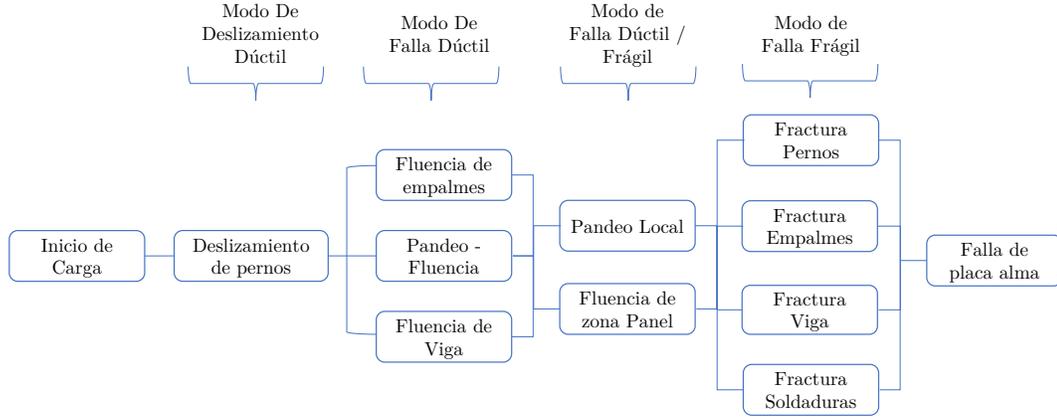


Figura 2.3: Modos de Falla (Fuente: Astaneh-Asl 1997).

Establecida la jerarquía de mecanismos de falla, el diseño por capacidad propuesto se expresa mediante el cumplimiento de la siguiente ecuación:

$$1,25M_s \leq Mp_s \leq \left(1 - \frac{2a}{L}\right)Mp_g \quad (2.1)$$

Donde,

- M_s = Momento solicitante [MPa].
- Mp_s = Momento plástico del empalme [MPa].
- a = Distancia de la conexión al centro de columna [mm].
- L = Luz entre centros de columnas [mm].
- Mp_g = Momento plástico de la viga [Mpa].

Finalmente el autor propone dos métodos para calcular la rigidez de la conexión:

$$K_S = \frac{M_s}{\theta_s} = \frac{M_s}{\frac{\Delta_{sp}}{h_b/2}} = \frac{M_S h_b E_b}{F_y h_s} \quad (2.2)$$

Y tomando en cuenta el efecto del deslizamiento de los pernos:

$$K_S = \frac{M_s}{\theta_s} = \frac{M_s}{\frac{\Delta_{sp} + 1/16''}{h_b/2}} = \frac{M_S \frac{h_b}{2}}{\frac{h_s F_y}{2 E} + 1/16''} \quad (2.3)$$

Donde,

- θ_s = Rotación del empalme de ala al centro de la viga ($\theta_s = \frac{\Delta_{sp}}{h_b/2}$).
- Δ_{sp} = Deformación del empalme de ala ($\Delta_{sp} = \varepsilon \cdot \frac{h_s}{2}$).
- ε = Deformación unitaria ($\varepsilon = \frac{F_y}{E}$).
- M_S = Momento máximo probable $M_p r$ [MPa].
- h_b = Altura de viga [mm].
- E_b = Módulo plástico Acero [MPa].
- F_{yb} = Módulo de Fluencia viga [MPa].
- h_s = Largo total del empalme [mm].

2.2.2. Keunyeong Oh et al. (2015)

El autor ha desarrollado diversos estudios de la conexión, siendo uno de ellos un estudio cíclico donde la conexión se encuentra por el eje débil de la columna (alma). Dicho estudio experimental tiene como objetivo utilizar los empalmes como elementos “fusibles”, es decir, inducir un mecanismo de falla dúctil (rótula plástica) mediante la disminución de la sección transversal de los empalmes.

Para el diseño el autor utiliza un concepto semi-rígido, destacando la complejidad de determinar la ubicación de la rótula plástica, la cual puede retroceder y mover entre la “Stub-beam” y el empalme, por lo que determinar el área seccional de los empalmes y cantidad de pernos para inducir la formación de la rótula en los empalmes es complejo.

El ensayo se desarrolló para 3 especímenes distintos, variando el área seccional de cada uno y siguiendo el protocolo de carga establecido por la normativa americana (AISC 341-16).

Los resultados obtenidos mostraron que los especímenes reducidos desarrollaron comportamiento dúctil sin falla frágil hasta una deriva de 0.05 [rad] de piso. Además la reducción significó que los empalmes de ala fluyeran antes que el ala de la “Stub-Beam”, como ocurrió en el espécimen base.

Finalmente se destacan las siguientes conclusiones del autor:

- Realizar una reducción puede retrasar la fluencia del “Stub-Beam” y aumentar la capacidad de rotación en el empalme.
- La reducción no tuvo una gran influencia en la rigidez inicial, retención de rigidez, resistencia máxima ni disipación de energía.

2.2.3. Keunyeong Oh et al. (2014)

En este estudio cíclico, la conexión se encuentra por el eje fuerte de la columna. Dicho estudio experimental tiene como objetivo utilizar los empalmes como elementos “fusibles”,

es decir, inducir el mecanismo de falla dúctil de rótulas plásticas disminuyendo no solo la sección transversal de los empalmes de las alas como señala el estudio anterior (sección 2.2.2), sino también disminuyendo el número de pernos.

El autor señala que tradicionalmente los empalmes de la conexión “Column- Tree”, se diseñan bajo el principio *full-strength*, es decir, el empalme es diseñado para ser mas resistente que las vigas conectadas.

Por este motivo el autor sugiere otorgar una mayor importancia a los empalmes durante un sismo severo, es decir utilizar mecanismos de deslizamiento de pernos, o fluencia de los empalmes, de manera que el empalme actúe de elemento “fusible”, permitiendo aumentar la disipación de energía de manera controlada.

El ensayo se desarrolló para 3 especímenes distintos, variando el área seccional de cada uno, disminuyendo el número de pernos y siguiendo el protocolo de carga establecido por la normativa americana. (AISC 341-16).

Los resultados obtenidos fue que los especímenes reducidos desarrollaron comportamiento dúctil sin falla frágil hasta una deriva de 0.05 [rad] de piso, cumpliendo con la clasificación de la AISC (AISC 341-16) de marco especial a momento **SMF**.

Finalmente se destacan las siguientes conclusiones del autor:

- Al disminuir o debilitar los empalmes, la capacidad resistente a momento no disminuyó, lo que puede deberse a que el empalme se encuentra alejado de la cara de la columna.
- La energía de disipación de los especímenes con empalmes reducidos fue mejor que los tradicionales.

2.2.4. Kangmin et al. (2013)

En este estudio cíclico, la conexión se encuentra por el eje fuerte de la columna. Dicho estudio experimental tiene como objetivo variar la ubicación del empalme desde la cara de la columna y analizar las implicancias que esto conlleva.

El ensayo se desarrolló para 3 especímenes distintos (diferentes ubicaciones del empalme) y siguiendo el protocolo de carga establecido por la normativa americana. (AISC 341-16).

Para los tres especímenes en estudio, la resistencia máxima a momento fueron similares, la disipación de energía fue mayor al alejarse de la cara de la columna y todos los especímenes lograron una deriva de al menos 0.04 [rad] sin falla frágil, cumpliendo con la clasificación de la AISC (AISC 341-16) para marco especial a momento **SMF**.

2.2.5. K. M McMullin y Astaneh-Asl (2003)

En este estudio numérico se estudia el comportamiento de edificios estructurados en base a marcos a momento los que emplean la conexión column-tree. Modelando la conexión bajo el concepto semi-rígido, es decir que el momento en la conexión sea controlado por la fluencia de los empalmes, limitando el daño en el resto de la estructura. Con una ubicación a 1/4 de la luz desde la cara de la columna se sometió las estructuras (edificio de 4 y 24 pisos) a diversos registros sísmicos (norteamericanos).

Los resultados obtenidos indicaron que este tipo de conexión permiten controlar el corte basal y desplazamiento de techo en edificios altos, los cuales pueden ser reducidos variando la rigidez y resistencia de la conexión.

Capítulo 3

Procedimiento de diseño

A continuación se explica el procedimiento de diseño, el cual fue elaborado siguiendo las especificaciones establecidas por la AISC bajo sus normativas vigentes.

3.1. Filosofía de Diseño

La configuración seleccionada para el procedimiento de diseño es: empalmes completamente apernados tanto en ala y alma, sin soldadura, bajo el concepto de Marco Rígido Especial de Acero **SMF**, es decir, bajo las disposiciones sísmicas de este tipo de marco (AISC-341-16). El estado último de sus componentes se verifica mediante el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

La conexión se diseña bajo este tipo de clasificación dado que en diversos estudios (referencias) este tipo de conexión ha cumplido con los requisitos asociados, los cuales son:

3.1.1. Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Para poder inducir la formación de rótulas plásticas en las vigas a modo de asegurar que las “columnas permanezcan en rango elástico y evitar la falla de una de estas, lo que puede originar un colapso parcial o total de la estructura” (Crisafulli, 2014, pp. 68-69), se aplica el criterio “Columna Fuerte- Viga Débil”. Este criterio consiste en asegurar que la suma de las proyecciones de los momentos de la columna sean mayores a la suma de las proyecciones de los momentos en la viga. Es decir:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0 \quad (3.1)$$

Donde:

- $\sum M_{pc}^*$ = Suma de las proyecciones nominales de esfuerzo flexional de las columnas, sobre y debajo de la unión con la viga en el punto medio, con una reducción por la fuerza axial en la columna (N-mm), se puede determinar como:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right) \quad (3.2)$$

- $\sum M_{pb}^*$ = suma de las proyecciones de las resistencias a la flexión esperadas de las vigas en las ubicaciones de las rótulas plásticas a la línea central de la columna (N-mm).

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (3.3)$$

- A_g = Área gruesa de la columna (mm^2).
- α_s = Factor de ajuste a nivel de fuerza, LRFD=1.
- F_{yb} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga (MPa).
- F_{yc} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna (MPa).
- M_{pr} = Momento máximo probable en la ubicación de la rótula plástica, determinado según AISC 358-16:

$$M_{pr}^* = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (3.4)$$

Donde:

- R_y = Proporción entre la tensión de fluencia esperada y mínima, F_y .
- Z_e = Módulo de sección plástica efectiva en la ubicación de la rótula plástica (mm^3).
- C_{pr} = Factor para tener en cuenta la intensidad máxima de la conexión, incluido el endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de conexión.
- F_y = Tensión mínima de fluencia (MPa).
- M_v = Momento adicional debido a la amplificación de corte desde la ubicación de la rótula plástica a la línea central de la columna, utilizando combinaciones de carga con LRFD o ASD (N-mm).
- P_r = Esfuerzo axial de compresión requerido (N).
- Z_c = Módulo de sección plástica de la columna del eje de pandeo (mm^3).

3.1.2. Estabilidad de arriostramiento de vigas

La viga debe tener un espaciado máximo de arriostramiento lateral, el cual está dado por:

$$L_b = \frac{0,095 r_y E}{R_y F_y} \quad (3.5)$$

Donde:

- E = Módulo de elasticidad del Acero (200000 MPa).
- r_y = Radio de giro sobre el eje y (mm).
- F_y = Tensión mínima de fluencia (MPa).
- R_y = Proporción entre la tensión de fluencia esperada y mínima.

3.1.3. Requerimientos de Viga y columna

La viga y columna de la conexión debe cumplir con los requerimientos de miembros *altamente dúctiles*, es decir, para el caso en estudio (perfiles tipo I):

1. Relación ancho espesor ala (figura 3.1):

$$\frac{b}{t} \leq 0,32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (3.6)$$

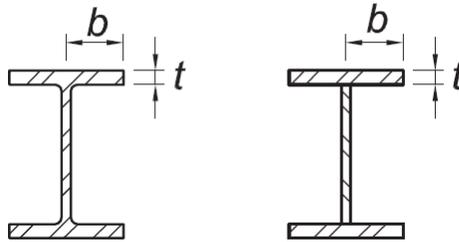


Figura 3.1: Relación ancho espesor ala (Fuente: AISC 341-16).

2. Relación ancho espesor alma (figura 3.2):

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} \quad (3.7)$$

Donde:

- Para $C_a \leq 0,114$:

$$\lambda_{hd} = 2,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1,04 C_a) \geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (3.8)$$

- Para $C_a > 0,114$:

$$\lambda_{hd} = 0,88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2,68 - C_a) \geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (3.9)$$

Donde para LRFD:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c R_y F_y A_g} \quad (3.10)$$

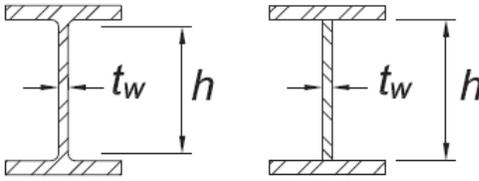


Figura 3.2: Relación ancho espesor alma (Fuente: AISC 341-16).

3.1.4. Soldadura de Demanda Crítica

Las soldaduras de demanda crítica para marcos especiales a momento (**SMF**), son las siguientes:

- Soldadura de filete en empalmes de columnas.
- Soldaduras en conexiones de placa base en columnas.
- Soldaduras de penetración completa de alas de viga y alma de viga con columnas.

Estas soldaduras deben cumplir con los requerimientos establecidos en la sección A3.4b e I2.3 de la norma AISC 341-16, como también las especificaciones de la norma AWS D1.8.

3.1.5. Zona panel

La zona panel es la región ubicada entre las alas de la columna y la proyección de las alas de la viga (en la columna), o placas de continuidad (ver figura 3.3). Esta zona está sometida a elevadas solicitaciones por lo que si no se diseña de forma adecuada se pueden producir deformaciones excesivas. Las especificaciones para esta zona son:

Esfuerzo de Corte requerido

El esfuerzo de corte nominal de la zona panel debe ser calculado de acuerdo con los estados límites especificados en el capítulo J10.6 de la norma AISC 360-16. El esfuerzo de corte solicitante debe ser calculado proyectando la suma de momentos en la zona de rótula plástica hasta la cara de la columna.

Espesor zona panel

El espesor nominal, t , del alma de la columna y placas adosadas, debe cumplir lo siguiente:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3.11)$$

Donde

- d_z = Altura de la viga menos dos veces el espesor de las alas, de la viga mas alta en la conexión (mm).
- t = Espesor del alma de la columna o de una placa adosada (mm).
- w_z = Ancho de la zona panel entre alas de la columna (mm).

Placas adosadas (*Doubler Plates*)

Las placas nodales, placas adosadas o *Doubler Plates*, son placas que se colocan en contacto con el alma de la columna (en caso de necesitar), en la zona panel, para resistir el esfuerzo cortante existente en la zona, o cumplir con el espesor mínimo (sección 3.1.5). Los requerimientos que exige la norma para marcos especiales (**SMF**) son los siguientes:

- Espesor mínimo de 6 (mm).
- Cumplir con las especificaciones señaladas en el capítulo E3 sección 6e.3 de la norma AISC 341-16.

3.1.6. Placas de continuidad

Las placas de continuidad son rigidizadores que se ubican en la columna, continuando la línea de las alas de la viga conectada (ver figura 3.3), delimitando la zona de *panel nodal*. Estas placas se colocan con el objetivo de disminuir una concentración de tensiones y lograr una adecuada transferencia de estas producto de las cargas de tracción y compresión generadas en la columna por las alas de la viga.

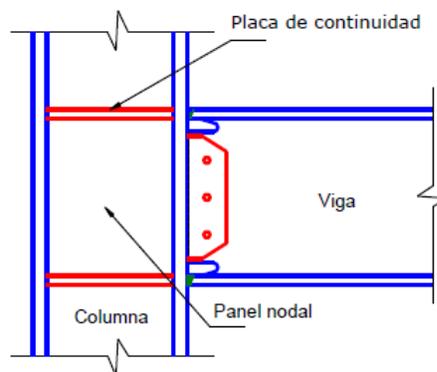


Figura 3.3: Esquema placas de continuidad (Fuente: Crisafulli 2004).

Las condiciones para requerir placas de continuidad en la conexión son las siguientes:

- Cuando el esfuerzo requerido en la cara de la columna excede la resistencia local determinada mediante la sección J10 de la norma AISC 360-16.

Donde la fuerza aplicada P_f del ala de la viga en la cara de la columna, producto del momento máximo probable M_f en dicha zona, se calcula de la siguiente manera (Para el caso en estudio):

$$P_f = \frac{0,85M_f}{\alpha_s d^*} \quad (3.12)$$

Donde:

- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna, definido en la norma AISC 358-16.
- d^* = Distancia entre los centroides de las alas de la viga (mm).
- α_s = Factor de ajuste para el nivel de fuerza, 1.0 para LRFD.
- Cuando el espesor del ala de la columna es menor que el espesor limite, para el caso en estudio:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.13)$$

Donde:

b_{bf} = Ancho ala de viga.

En caso de necesitar placas de continuidad se debe cumplir con las especificaciones señaladas en el capítulo E3 sección 6f.3 de la norma AISC 341-16.

3.2. Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad se “basa en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que componen el sistema estructural para permitir la formación de un mecanismo de deformación plástica (o mecanismo de colapso)” (Crisafulli pp.24). Por este motivo el procedimiento de diseño debe establecer de manera detallada que elemento del sistema sismoresistente actuará como elemento “fusible”, es decir, disipar energía de manera dúctil y estable.

3.3. Procedimiento Inicial

Inicialmente se propuso desarrollar un procedimiento de diseño el cual contemplaba un mecanismo de falla mediante el deslizamiento de pernos de las placas de las alas, o fluencia de estas. La conexión se conectaría a la columna mediante soldadura de penetración completa en las alas y soldadura filete en el alma, siendo la mayor dificultad lograr un dimensionamiento adecuado de las placas de empalme con el objetivo que estas lograran comportarse como elemento “fusible”.

Para esto se utilizó la siguiente ecuación:

$$M_{pr} \geq M_{ps} \geq 0,9M_{pg} \quad (3.14)$$

Donde:

- M_{pr} : Momento máximo probable de la viga.
- M_{ps} : Momento plástico del empalme de ala.
- M_{pg} : Momento plástico de la viga.

La ecuación antes descrita (3.14) tiene como objetivo que los empalmes de las alas de la conexión entren en fluencia antes que la viga, logrando de esta manera un mecanismo de falla dúctil y controlado. Esta formulación permite encontrar una dimensión de empalme al tener un valor de momento plástico de este, pero el problema surge que al limitar el espesor del empalme (por el Momento plástico) este falla por otros requerimientos como bloque de corte o se ve en la obligación de utilizar una cantidad excesiva de pernos de pequeño diámetro, por lo que se descartó que los empalmes fueran el elemento fusible de la conexión.

3.4. Procedimiento Final

El diseño contempla dos secciones: Primero el diseño de la conexión entre la columna y la viga (“Stub - Beam”) y posteriormente el diseño de los empalmes de la conexión.

Para realizar el diseño de la conexión se debe establecer la distancia de la conexión con respecto a la cara de la columna. La ubicación óptima se sugiere como el punto donde el diagrama de momento se hace nulo, o más cercano a cero, es decir solo se encuentra bajo las cargas gravitacionales. Astaneh-Asl señala que este punto se encuentra a una “distancia entre $L/10$ y $L/8$, siendo L la luz de la viga, medida desde el centro de la columna” (pp. 15). Pueden haber limitaciones de transporte si la luz del marco es muy grande, pero en este estudio no se verificará dicho caso.

Además se debe verificar que la distancia de arriostramiento lateral máxima (sección 3.1.2), no involucre que la conexión interfiera con las vigas secundarias.

3.4.1. Diseño conexión Viga-Columna

El procedimiento de diseño se lleva a cabo de modo que el elemento “Fusible” sea la viga “Stub Beam”, por lo que para conectar la “Stub-Beam” a la columna mediante soldadura, se utiliza la conexión precalificada de la norma americana (AISC 358-16) *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* o **WUF-W**. Este tipo de conexión contempla que la “rotación inelástica es desarrollada principalmente por fluencia de la viga adyacente a la cara de la columna (para este caso “Stub-Beam”)” (AISC 358-16 pp. 46).

Este tipo de conexión contempla especial detallamiento en las soldaduras para evitar fallas frágiles y poder ser empleada en marco a momento especial **SMF**. Esto se refleja en las siguientes limitaciones establecidas por la norma (AISC 358-16) :

Limitaciones para la viga

1. Las vigas deben ser perfiles laminados (*Wide-Flange*) o armados (tipo I).
2. La altura de la viga está limitada a un máximo de W36 (W920) para perfiles laminados. La altura de secciones armadas no debe exceder la profundidad permitida para perfiles laminados tipo *Wide-Flange*.
3. El peso de la viga está limitado a un máximo de 224 *kg/m*.
4. El espesor del ala de la viga está limitado a un máximo de 25 [mm].
5. La proporción luz-altura de viga está limitada para marcos tipo **SMF** a 7 o mayor.
6. La proporción ancho-espesor para alas y alma deben satisfacer los requerimientos de la norma AISC *Seismic Provisions* (ver sección 3.1.3).
7. El arriostramiento lateral de las vigas debe satisfacer los requerimientos de la norma AISC *Seismic Provisions*. (ver sección 3.1.2). No se debe colocar arriostramiento en la viga en la zona extendida desde la cara de la columna hasta una distancia d (ver punto siguiente) de la cara de la columna.
8. La zona protegida consiste en la porción de la viga entre la cara de la columna y la distancia de una altura de viga d (figura 3.4), desde la cara de la columna.

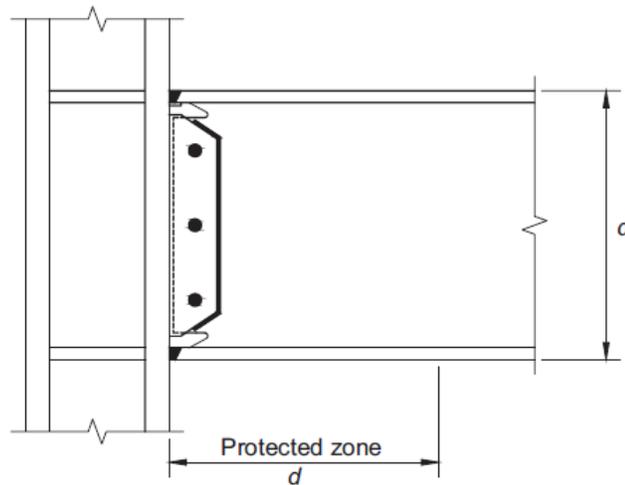


Figura 3.4: Zona protegida d (Fuente: AISC 358-16).

Limitaciones para la columna

1. Las columnas deben ser perfiles laminados o armados permitidos en la sección 2.3 de la norma (AISC 358-16).
2. La viga debe estar conectada al ala de la columna (Eje fuerte).
3. La altura de columnas laminadas está limitada a un máximo de W36 (W920).
4. No hay límite en el peso de las columnas.
5. No hay requerimientos para espesor de ala.
6. La proporción ancho-espesor para alas y alma deben satisfacer los requerimientos de la norma AISC *Seismic Provisions*. (ver sección 3.1.3)

7. El arriostramiento lateral de las vigas debe satisfacer los requerimientos de la norma AISC *Seismic Provisions*. (ver sección 3.1.2).

Limitaciones para columna-viga

1. La zona panel debe satisfacer los requerimientos de la norma AISC *Seismic Provisions*. (ver sección 3.1.5).
2. El criterio de diseño *Columna fuerte- Viga Débil* debe satisfacer los requerimientos de la norma AISC *Seismic Provisions*. (ecuación 3.4). Para el cálculo de M_{pr} , se debe considerar el valor de $C_{pr} = 1,4$.

Limitaciones para soldaduras alas viga-columna

1. Las alas de la viga deben estar conectadas a las alas de la columna utilizando soldadura de penetración completa (CJP). La soldadura de las alas de la columna debe ejecutarse conforme a los requerimientos para demanda de soldadura crítica en la norma AISC *Seismic Provisions* (AISC 341-16).
2. La geometría de los agujeros de acceso debe ser conforme a los requerimientos de la norma AWS D1.8/ D1.8M (sección 6.11.1.2). La calidad de estos debe ser conforme a los requerimientos de AWS D1.8/ D1.8M (Ver Anexo).

Limitaciones para soldaduras alma viga-columna

1. Una conexión de placa de corte (individual) debe ser empleada con un espesor igual (al menos) al alma de la viga. La altura de la placa debe admitir 6 [mm] (mínimo) y 12 [mm] (máximo) de superposición “a” con los agujeros de accesos (figura 3.5). El ancho “d” se debe extender 50 [mm] mas allá del fin del agujero de acceso.

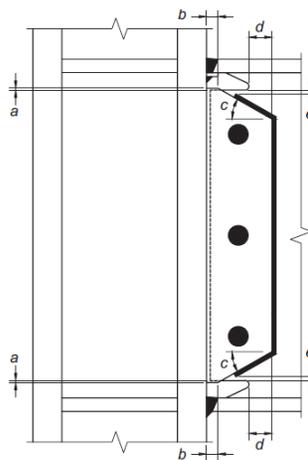


Figura 3.5: Detalles de la conexión (Fuente: AISC 358-16).

2. La conexión de placa de corte individual debe ser soldada al ala de la columna. El diseño del esfuerzo de corte de la soldadura debe ser al menos:

$$h_p t_p (0,6 R_y F_{yp}) \quad (3.15)$$

Donde h_p es el largo de la placa (figura 3.6) y t_p el espesor de la placa.

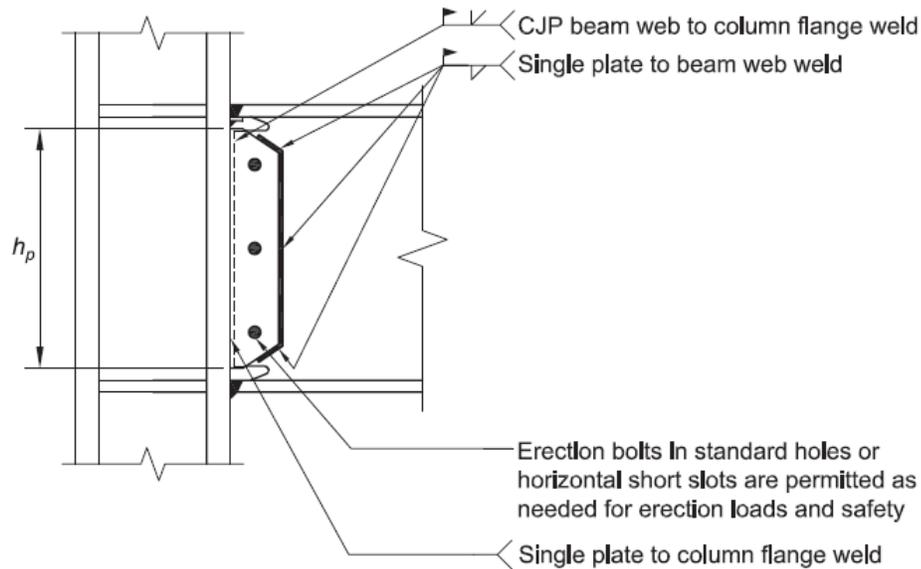


Figura 3.6: Detalles generales de la conexión (Fuente: AISC 358-16).

3. La conexión de placa de corte individual debe ser conectada al alma de la viga con soldadura tipo filete (figura 3.6 y 3.5). El tamaño del filete debe ser igual al espesor de la placa de corte menos 2 [mm]. La soldadura de filete se debe extender a través de la parte inclinada de la placa de corte, y a través del largo vertical. El filete de la parte vertical (superior e inferior) debe terminar como mínimo 12 [mm] (mínimo) y máximo 25 [mm] desde el borde del agujero de acceso. (ver figura 3.5)
4. Si se requiere, pernos en agujeros o en pequeños agujeros horizontales son permitidos.
5. Soldadura de penetración completa (CJP) ,debe ser utilizada en la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna. Esta soldadura debe ser dispuesta sobre toda la longitud entre los agujeros de acceso, y debe satisfacer los requerimientos para demanda de soldadura crítica en norma AISC *Seismic Provisions* (AISC 341-16) y AWS D1.8/D1.8M.

3.4.2. Diseño conexión mediante empalmes Viga-Viga

Al ser el elemento “Fusible” la viga “Stub Beam”, los empalmes se diseñan por capacidad (sección 3.2), los cuales deben resistir el máximo momento probable de la viga, es decir, la capacidad resistente debe ser mayor al momento en la rótula plástica de la viga M_{pr} (falla dúctil). Por este motivo las solicitaciones de diseño son las siguientes:

- Momento flector M_u = Momento máximo probable en la viga M_{pr} (sección 3.4).
- Fuerza cortante V_u = Corte máximo en la rótula plástica V_h .

El diseño de los empalmes se compone de los siguientes pasos:

Diseño empalmes ala

- (a) **Solicitud de diseño:** P_{uf} de las planchas de ala se calcula de la siguiente manera:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{h_b + t_{fp}} \quad (3.16)$$

Donde:

- M_u : Momento flector.
 - h_b : Altura de viga (mm).
 - t_{fp} : Espesor empalme de ala (mm).
- (b) **Cálculo de diámetro pernos:** El diámetro mínimo de pernos requerido db_{req} se calcula de acuerdo al esfuerzo de corte resistente y solicitante, es decir, de acuerdo al capítulo J3.6 de la norma AISC 360-16:

$$db_{req} = \sqrt{\frac{4P_{uf}}{\phi_n \pi n p c F_v}} \quad (3.17)$$

Donde:

- $\phi_n = 0.75$ para LRFD.
 - $n p c$ = Número de planos de corte en el ala.
 - F_v = Capacidad nominal a corte para el perno (MPa).
- (c) **Verificación de la rotura por flexión de la viga empalmada:** Se realiza la verificación establecida por la norma AISC 360 capítulo F (Sección F13.1), para empalmes de viga.
- (d) **Verificación de resistencia de aplastamiento y desgarro:** De acuerdo a la norma AISC 360 capítulo J (Sección J3.10), se verifica los estados límite de aplastamiento y desgarro para los empalmes y alas de viga.
- (e) **Resistencia a tracción en empalmes de ala:** De acuerdo a la norma AISC 360 capítulo J (Sección J4.1), se verifica los estados límite de fluencia del área gruesa y fractura del área neta en tracción para los empalmes de ala:
- (f) **Resistencia por bloque de corte:** De acuerdo a la norma AISC 360 capítulo j (Sección j4.3), se verifica los estados límite de resistencia por bloque de corte en empalmes de ala y ala de viga.

Diseño empalme alma

- (a) **Cálculo de diámetro pernos:** Para el cálculo del diámetro mínimo de pernos requerido db_{req} se calcula de acuerdo al esfuerzo de corte excéntrico presente en la conexión.
- (b) **Verificación resistencia al aplastamiento:** De acuerdo a la norma AISC 360 capítulo J (Sección J3.10), se verifica los estados límite de aplastamiento para los empalmes y alma de viga.
- (c) **Verificación resistencia a la flexión empalme alma:** Se realiza la verificación establecida por la norma AISC 360 capítulo F (Sección F13.1), para empalmes de viga.
- (d) **Resistencia al corte de la plancha:** Se realiza la verificación establecida por la norma AISC 360 capítulo J (Sección J4.2).
- (e) **Resistencia por bloque de corte:** De acuerdo a la norma AISC 360 capítulo J (Sección J4.3), se verifica los estados límite de resistencia por bloque de corte en empalmes de alma y alma de viga.

3.4.3. Verificaciones Adicionales

Posteriormente se debe verificar que las dimensiones del diseño cumplan con los requisitos establecidos en la norma, además de no existir interferencia entre los elementos, lo cual se materializa verificando:

- Dimensiones de Pernos (según Specification for structural Joints Using High-Strength Bolts 2014).
- Dimensión de tuercas y cabeza de pernos no se interfieran entre si de acuerdo a los espaciamentos entre agujeros.
- Distancia mínima al borde (Tabla J3.4 AISC 360-16) y entre pernos.
- Altura de empalme alma sea menor a la distancia entre alas de la viga.

3.4.4. Cálculo de rigidez conexión

El calculo de la rigidez de la conexión (ver figura 2.1) permite obtener una clasificación previa al estudio numérico mediante elementos finitos. Para el caso en estudio, se empleó el método sugerido por Astaneh-Asl, donde la rigidez K_s esta definida por:

$$K_S = \frac{M_s}{\theta_s} = \frac{M_s}{\frac{\Delta_{sp}}{h_b/2}} = \frac{M_S h_b E_b}{F_y h_s} \quad (3.18)$$

- θ_s = Rotación del empalme de ala al centro de la viga ($\theta_s = \frac{\Delta_{sp}}{h_b/2}$).
- Δ_{sp} = Deformación del empalme de ala ($\Delta_{sp} = \varepsilon \cdot \frac{h_s}{2}$).
- ε = Deformación unitaria ($\varepsilon = \frac{F_y}{E}$).
- M_S = Momento máximo probable $M_p r$ [MPa].

- h_b = Altura de viga [mm].
- E_b = Módulo plástico Acero [MPa].
- F_{yb} = Módulo de Fluencia viga [MPa].
- h_s = Largo total del empalme [mm].

Donde posteriormente se muestran los resultados obtenidos para la el cálculo de la rigidez numérica utilizando el método antes descrito.

Capítulo 4

Diseño

El diseño de la conexión se divide en dos partes: Diseño sísmico del edificio prototipo y Memoria de cálculo de la conexión.

4.1. Diseño Sísmico

Para obtener una dimensión de perfil viga-columna, se diseñó un edificio mediante la norma chilena de diseño sísmico (NCh 433).

La estructura propuesta es un edificio de oficinas, estructurado por marcos de acero, los cuales se encuentran arriostrados en su perímetro externo (ver figura 4.1). La ubicación seleccionada y características de la edificación se debe a la alta probabilidad de construcción en dicha zona del país (Las condes, Región Metropolitana).

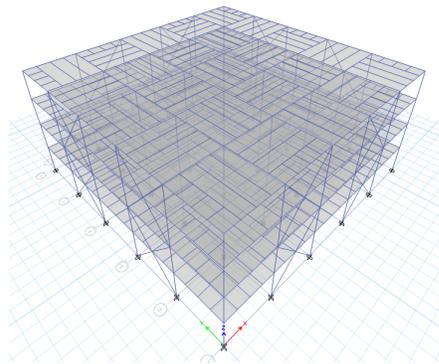


Figura 4.1: Vista estructura 3-D (Fuente: ETABS 2016)

La vista en planta es la siguiente:

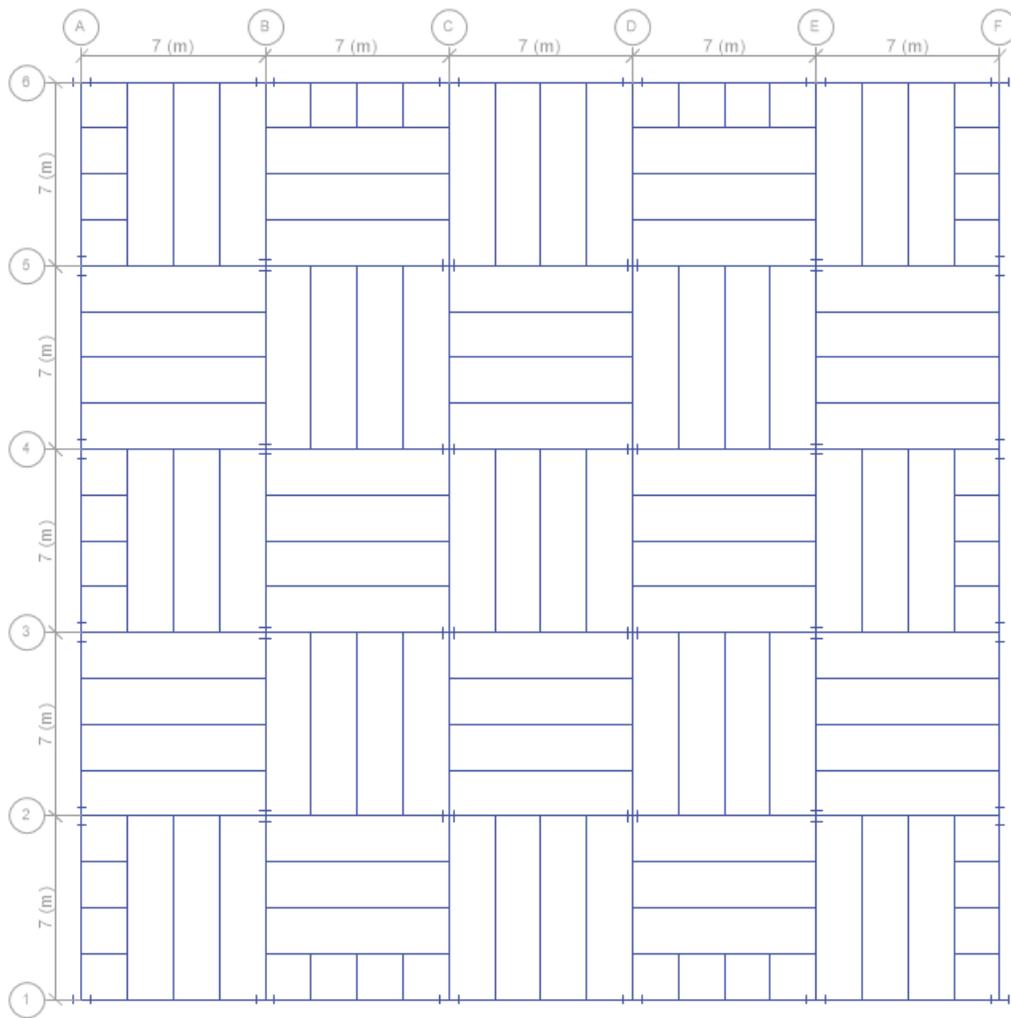


Figura 4.2: Vista En Planta (Fuente: ETABS 2016)

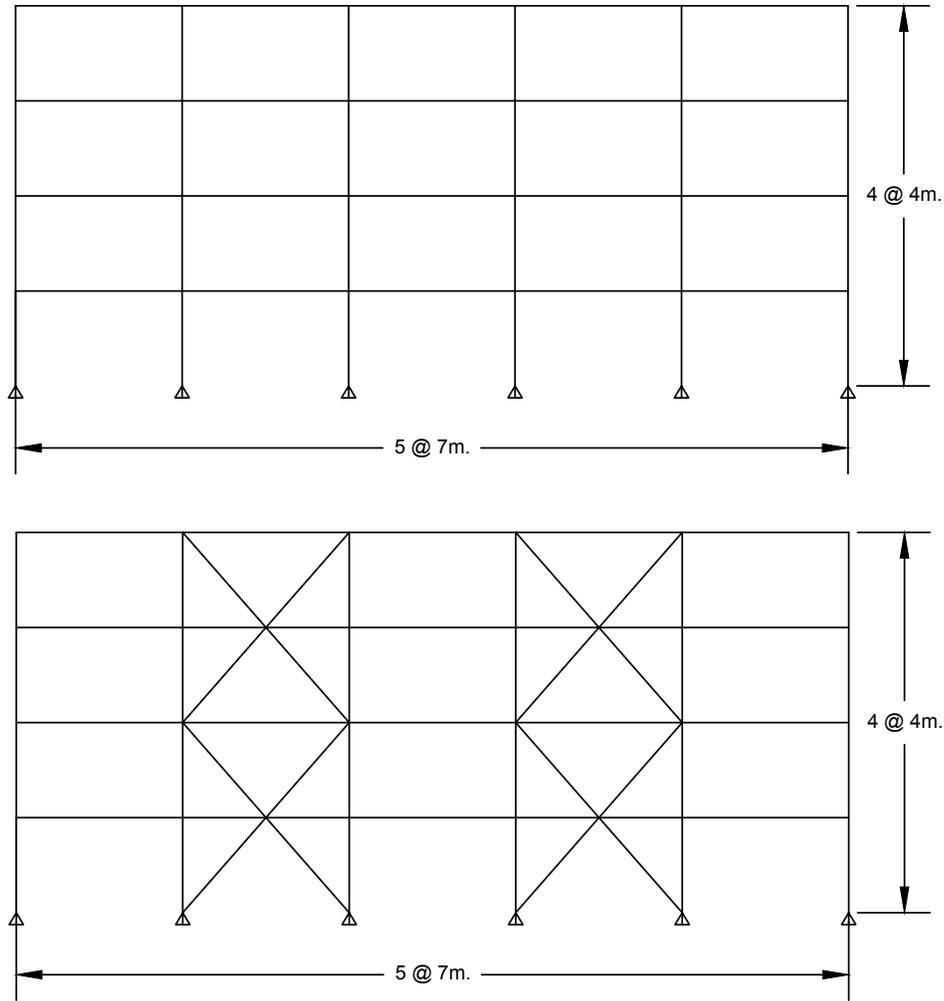


Figura 4.3: Elevaciones ejes interiores B-E y 2-5 (superior), ejes exteriores 1, 6, E y F (inferior)
(Fuente: Elaboración propia)

La estructura posee las siguientes características:

Tabla 4.1: Características Generales de la estructura

Edificio de Oficinas	Ocupación II
Zona Sísmica	2 (Comuna Las Condes)
Tipo de Suelo	B
Número de Pisos	4
Altura de Piso	4 [Metros]
Número de Vanos	5 x 5
Distancia entre Vanos	7 [Metros]

Los materiales a utilizar son los siguientes:

- **Calidad de Acero:** A36
- **Calidad de hormigón:** H30
- **Sistema de piso:** Losa colaborante

Las dimensiones (en mm) de la losa colaborante son:

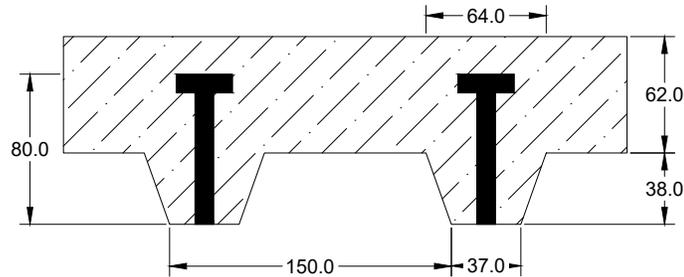


Figura 4.4: Losa Colaborante (Fuente: Elaboración propia)

Mediante el software de diseño ETABS 2016 se realizó un análisis modal-espectral de acuerdo a la norma (NCh 433). Para realizar este tipo de análisis, se deben obtener los períodos asociados a la estructura, donde *“se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90 % de la masa total”* (NCh 433 6.3.3). Los períodos asociados son los siguientes:

Tabla 4.2: Períodos y masas modales equivalentes

Periodo [s]	Masa Modal x [%]	Masa Modal y [%]
0.595	0.798	0
0.594	0.798	0.797
0.358	0.798	0.797
0.19	0.798	0.9674
0.19	0.967	0.9674

Posteriormente se aplicó el espectro de aceleraciones en ambas direcciones del plano (X e Y), el cual se construye mediante la ecuación 6-8 de la Norma (NCh 433), a partir de los siguientes parámetros:

Tabla 4.3: Parámetros de diseño

Parámetro	Valor
I	1
A0	0.3g
S	1.0
t_0	0.3 [s]
T'	0.35
n	1.33
p	1.5
R	5.5
R0	8
cmax	0.105

El espectro de periodos v/s aceleraciones es el siguiente:

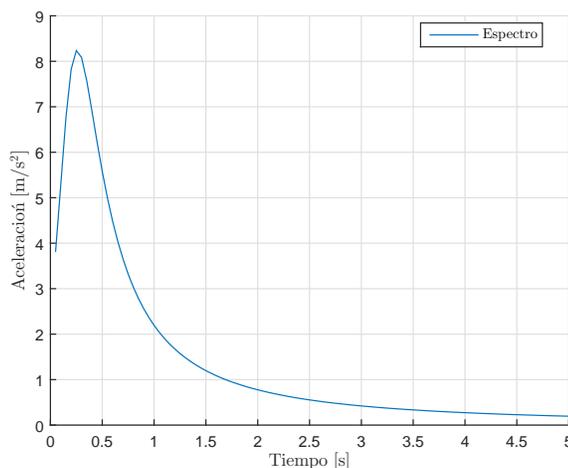


Figura 4.5: Espectro de Diseño

Aplicado el espectro, en cada sentido y dirección, considerando los efectos de torsión accidental establecidos por la norma (NCh 433 6.3.4) y los correspondientes factores de reducción debido a los períodos de la estructura (Ver anexo), se procede la verificación de perfiles mediante la utilidad de diseño del software (ETABS 2016), como también la verificación de desplazamientos entre piso (NCh 433 5.9) y corte basal (NCh 433 6.3.7).

Cumpliendo todos los requisitos mencionados anteriormente, las dimensiones de perfiles obtenidos son los siguientes:

Tabla 4.4: Dimensión de Perfiles Estructura

Perfil	Dimensión	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r [mm]	hi [mm]	d [mm]
Viga	IPE 360	360	170	8.0	12.7	18.0	334.6	298.6
Columna	HE 340B	340	300	12	21.5	27	297	243
Viga Secundaria	IPE 220	220	110	5.9	9.2	12.0	201.6	177.6
Riostra	HE 200B	200	200	9	15	18	170	134

Donde:

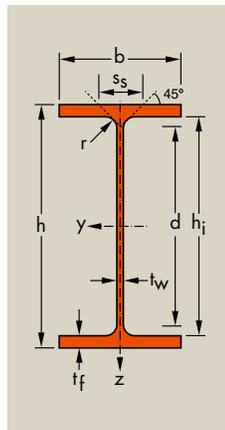


Figura 4.6: Nomenclatura perfiles (Fuente: Catálogo Arcelor)

La utilización de perfiles europeos se debe especialmente al cumplimiento de estos a los requerimientos de proporciones ancho-espesor (ver sección 3.1.3), lo que fue una limitación considerable de diseño. De todas maneras en la siguiente tabla se realiza una equivalencia con perfiles W americanos de dimensiones similares, los cuales son de mayor utilización en Chile.

Tabla 4.5: Perfiles Americanos similares

Perfil	Dimensión	h [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]	r [mm]	hi [mm]	d [mm]
Viga	W360x170x58'	358	172	7.9	13.1	10.0	332.0	312.0
Columna	310x310x202'	341	315	20.1	31.8	15	277.1	247.1
Viga Secundaria	W200x135x31.3'	210	134	6.4	10.2	8.0	190.0	174.0
Riostra	W200x200x59'	210	205	9.1	14.2	10	181.1	161.1

Finalmente cabe destacar que inicialmente el edificio no iba a considerar un sistema de arriostramiento, pero dado a los grandes períodos y bajo corte basal obtenidos en los análisis, es decir, una falta de rigidez, fue necesario agregar arriostramientos para obtener una rigidez suficiente y de esta manera cumplir con la normativa (NCh 433).

4.2. Memoria de Cálculo

Obtenidas las dimensiones de viga y columna en el análisis sísmico, se calcula el detallamiento de la conexión mediante la memoria de cálculo, especificada en el capítulo 2 (Ver Anexo), obteniendo las siguientes dimensiones:

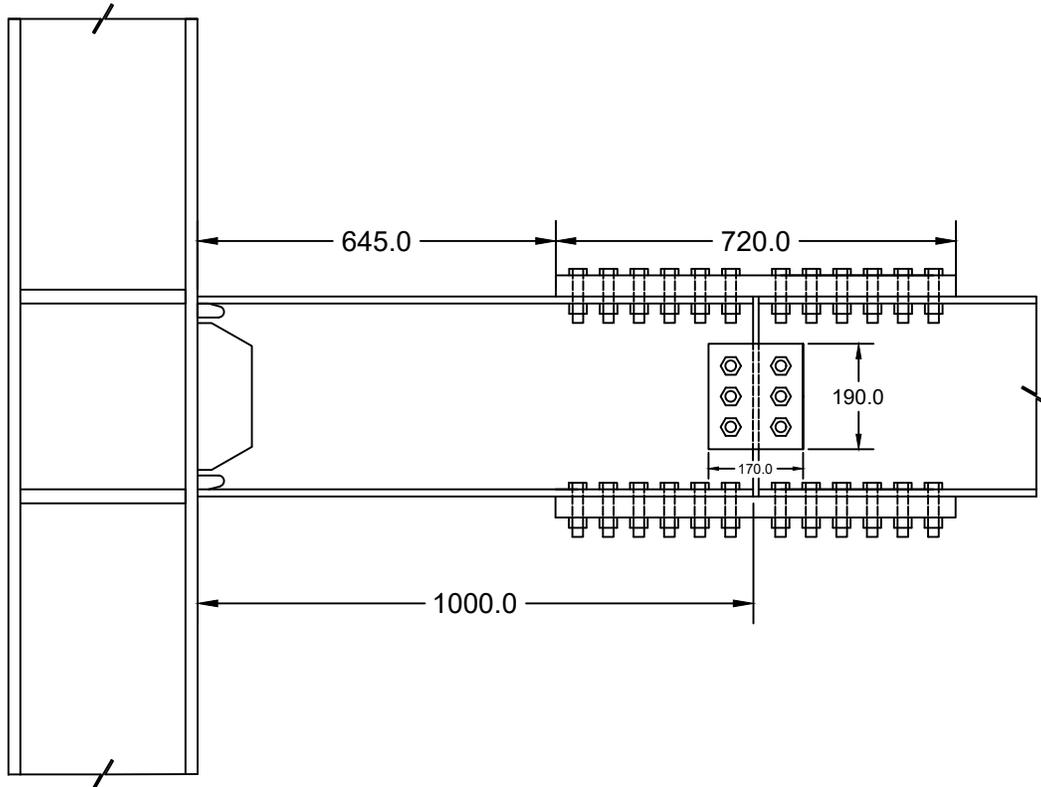


Figura 4.7: Conexión Column-Tree (Fuente: Elaboración propia)

Como se aprecia en la figura 4.7, la distancia desde la cara de la columna a la conexión mediante empalmes es de 1 metro, esta distancia permite respetar la distancia d , o zona donde se debe formar la rótula plástica medida desde la cara de la columna al comienzo del empalme de ala, además no interfiere el empalme con el arriostramiento lateral de vigas secundarias.

La dimensión de empalmes, siendo uno en cada cara del alma de viga (para evitar efectos de pandeo) y uno en cada ala son los siguientes:

Tabla 4.6: Dimensiones Empalmes

Empalme	Dimensión [mm]
Alma	PL 190x170x8
Ala	PL 170x720x38

El detallamiento de la conexión es el siguiente:

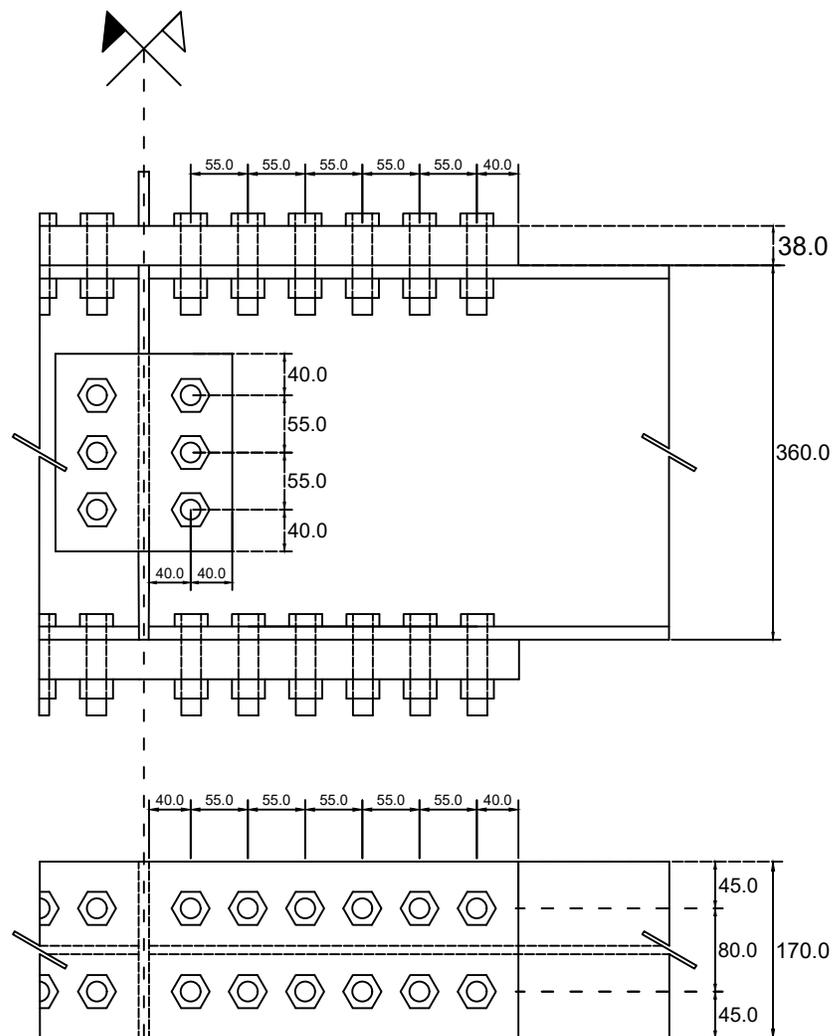


Figura 4.8: Detalle Conexión Column-Tree (Fuente: Elaboración propia)

El tipo de acero empleado en la conexión es distinto en los empalmes a los de vigas y columna, esto se debe a la elevada magnitud de los esfuerzos de tracción - compresión (especialmente en las alas) a los que son diseñados, producto al Momento Máximo Probable de la viga M_{pr} .

- **Empalmes:** Acero A572 Gr 50.
- **Viga y Columna:** Acero A36.
- **Pernos:** A-325.

La dimensión de los pernos utilizados tanto en el alma y alas es de:

Tabla 4.7: Dimensión y cantidad de pernos

Perno	Dimensión [Pulgadas]	Cantidad [total]
Alma	3/4	6
Ala	3/4	48

Donde los agujeros según lo establecido por norma (AISC 360-16 capítulo J), deben tener un sobre-dimensionamiento con respecto al perno de 1/16 [pulgada].

Finalmente las placas de continuidad y *Doubler-Plates* son de Acero A-36. Sus dimensiones son:

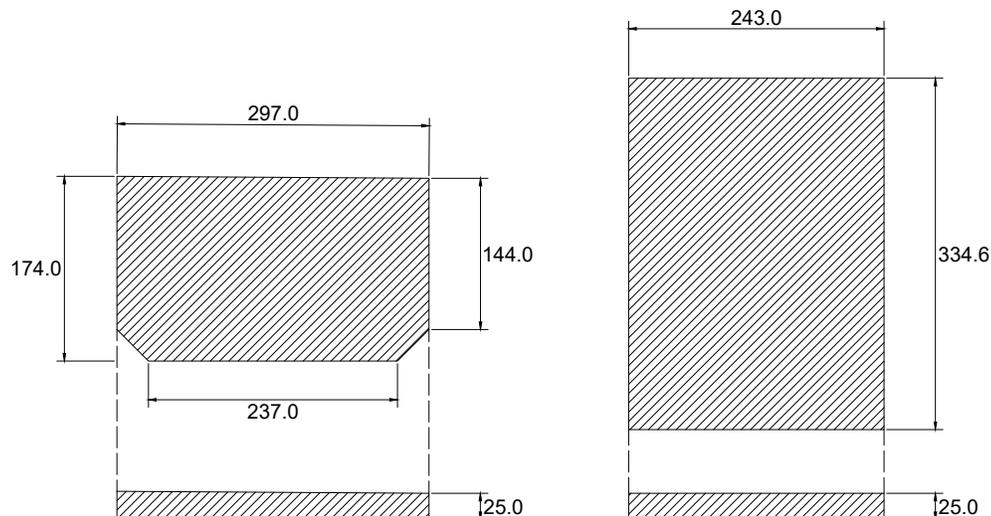


Figura 4.9: Placa de Continuidad (izquierda) y Doubler-Plate (Derecha) (Fuente: Elaboración Propia)

El detalle de agujeros de acceso, placa de corte en cara de columna- alma viga y detalle de soldaduras se encuentra en el anexo.

Capítulo 5

Modelamiento en Elementos Finitos

En el siguiente capítulo se detalla el modelamiento de la conexión mediante el método de elementos finitos (MEF). Este método de solución numérica permite resolver problemas físicos de gran envergadura y difícil geometría.

Para resolver los problemas mediante este método se divide la geometría en sub-elementos los cuales independiente de la geometría asignada están interconectados mediante nodos, debiendo establecer ecuaciones algebraicas de equilibrio para cada nodo, donde resolviendo estas y determinando las diversas incógnitas (Fuerzas, desplazamientos, etc) se resuelve el problema. Dependiendo de la cantidad de sub-elementos (Mallado o *Mesh*), cantidad de nodos, condiciones de borde, geometría del problema y configuraciones adicionales, varía el tiempo de resolución, lo que se ve reflejado en un gasto computacional elevado.

En esta investigación la modelación y análisis del problema se realiza mediante el software comercial ANSYS V.17.2 (ANSYS, 2016), que emplea el método de elementos finitos. El análisis utilizado corresponde a estructural estático y dinámico (lineal- no lineal).

A continuación se especifican los detalles del modelo utilizado.

5.1. Modelo Matemático

El dibujo del modelo se realizó mediante el software AutoCAD 2018 (Educativo), importando la geometría a ANSYS.

El modelo posee los siguientes elementos sólidos:

Tabla 5.1: Elementos sólidos Modelados

Elemento	Dimensión	Cantidad
Columna	HE 340B, 1.2 [m] largo	1
Placa de continuidad	PL 297x174x25 , clip 15[mm]	4
Doubler plate	PL 243x334,6x25	2
Stub Beam	IPE 360, 1[m] largo	1
Viga Central	IPE 360, 715 [mm] largo	1
Empalme de Ala	PL 170x720x38	2
Empalme de Alma	PL 190x170x8	2
Perno	ϕ 3/4	54
Tuerca	ϕ 3/4	54
	Total	127

El dibujo en 3D posee las mismas dimensiones establecidas en el capítulo anterior (ver sección 4.2), variando la altura de la columna a un largo total de 2 [m] y largo de la viga central a un total de 715 [mm]. Esto se debe a simplificaciones para ahorrar cálculo computacional (sección 5.1.1).

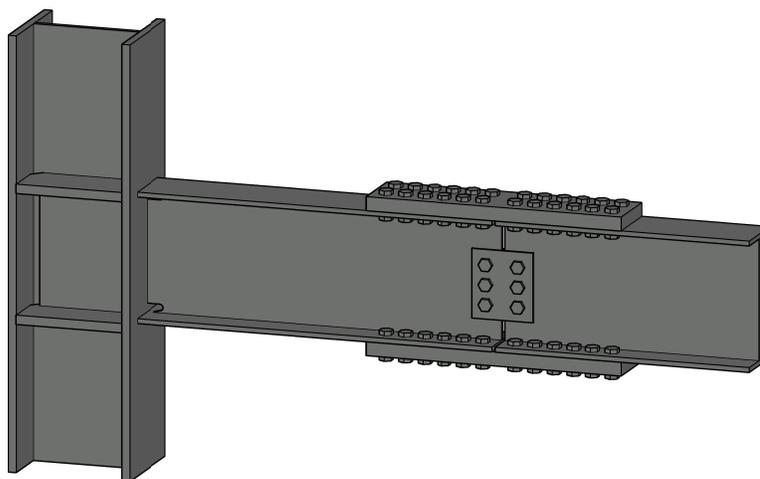


Figura 5.1: Dibujo 3D AutoCAD (Fuente: Elaboración Propia)

El modelo posee algunas excepciones respecto al diseño obtenido en la memoria de cálculo, estas son principalmente la no consideración de todas las soldaduras presentes en la conexión, ya que su efecto presente en el modelo están fuera del alcance de la investigación. Estas uniones (soldadas) se representaron por otro tipo de contactos (ver sección 5.3.1). Además la placa de corte presente en el alma de la viga la cual está soldada a la misma como también a la cara de la columna no se consideró en el modelo, ya que por el tipo de contacto utilizado para las secciones soldadas, la utilización de ésta no es relevante. Tampoco se considera la holgura en los agujeros de los pernos, siendo estos del mismo tamaño del diámetro de los pernos para evitar problemas de convergencia en el modelo.

Como se observa en la Figura 5.1, el modelo solo considera la mitad del marco a momento. Este tipo de modelación se debe a la deformación producida en la estructura debido a las cargas sísmicas aplicadas (Figura 5.2), lo que genera puntos de inflexión en los puntos medios de vigas y columnas, donde el momento flector son cercanos a cero. Esto permite modelar la estructura hasta los puntos medios de la luz (3500 [mm]) y entre la altura media de cada piso (4000 [mm] total), permitiendo tener un subensamblaje mas acotado, lo que reduce el problema y permite tener una representación fidedigna del fenómeno en estudio.

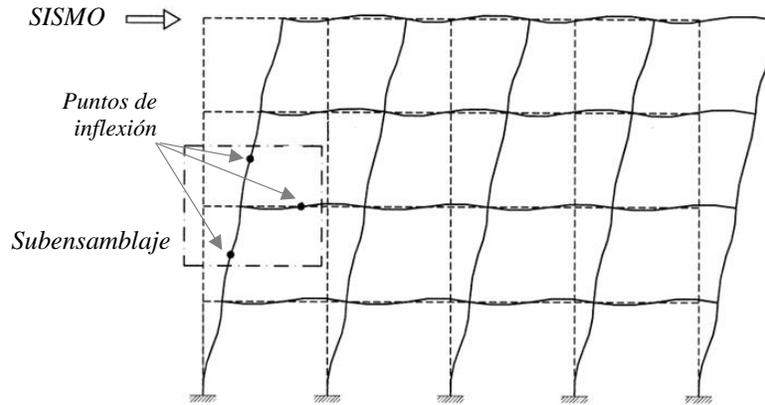


Figura 5.2: Deformación del pórtico y sub-ensamblaje (Fuente: Gallegos 2017)

A continuación se especifican las configuraciones del modelo, luego de importar la geometría definida anteriormente.

5.1.1. Definición de elementos y Mallado

Para modelar la geometría (Figura 5.5) se utilizaron dos tipos de elementos, sólido (“Solid”) y viga (“Beam”):

- **Solid:** Existe una gran cantidad de elementos sólidos, los cuales varían su geometría, cantidad de nodos, grados de libertad, etc. Para el modelo se utilizó el elemento **SO-LID186** (Figura 5.3), el cual es un elemento sólido en 3-D de 20 nodos y 3 grados de libertad por nodo (UX, UY, UZ), capaz de soportar plasticidad, hiperplasticidad, creep, largas deformaciones, grandes capacidades de deformación y rigidez de deformación.

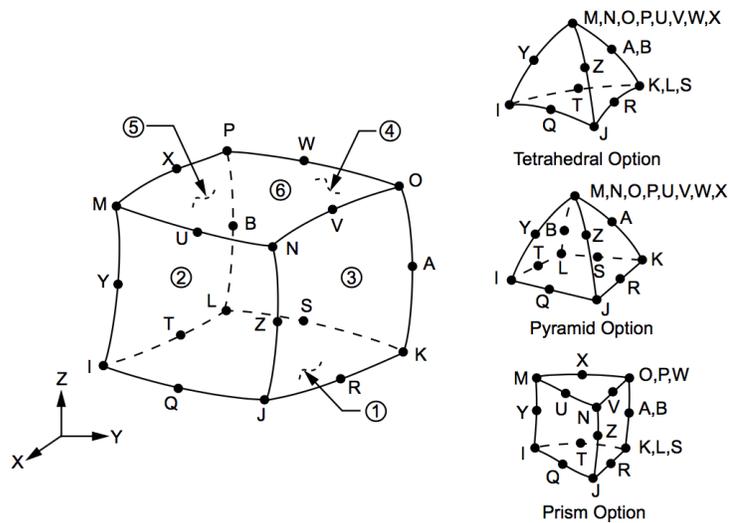


Figura 5.3: Elemento Solid 186 (Fuente: sharcnet.ca)

El modelo utilizó la opción hexaédrica del elemento, con la configuración *Dropped*, es decir, no incluir los nodos intermedios, con lo que el elemento pasa a tener 8 nodos, disminuyendo la cantidad de grados de libertad, lo que se refleja en un menor tiempo de análisis.

- **Viga:** De los diferentes elementos viga se utilizó el elemento **BEAM188** (Figura 5.4). Este tipo de elemento posee dos nodos (en los extremos), con 6 grados de libertad cada uno, 3 de desplazamiento y 3 de rotación. Este elemento se utilizó en los extremos de la columna y de la viga (Tabla 5.2), debido a su simplicidad para poder ahorrar tiempo de análisis. Cabe destacar que la ventaja de este tipo de elementos es la capacidad de poder asignar una sección transversal con la geometría en estudio y así obtener mejores resultados.

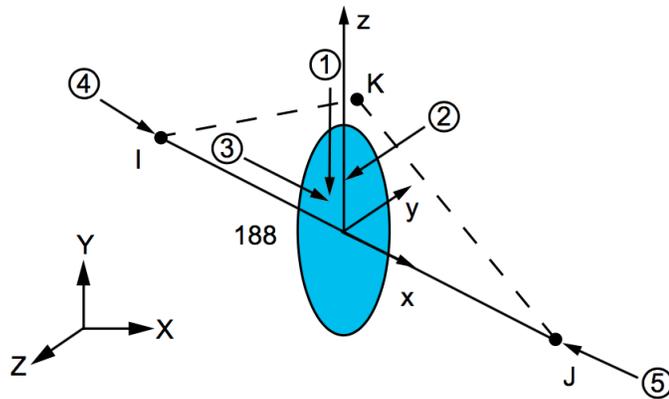


Figura 5.4: Elemento Beam 188 (Fuente: sharcnet.ca)

Las dimensiones utilizadas de los elementos viga son los siguientes:

Tabla 5.2: Dimensiones elementos viga

Componente	Largo [mm]
Columna superior	1400
Columna inferior	1400
Viga	1605

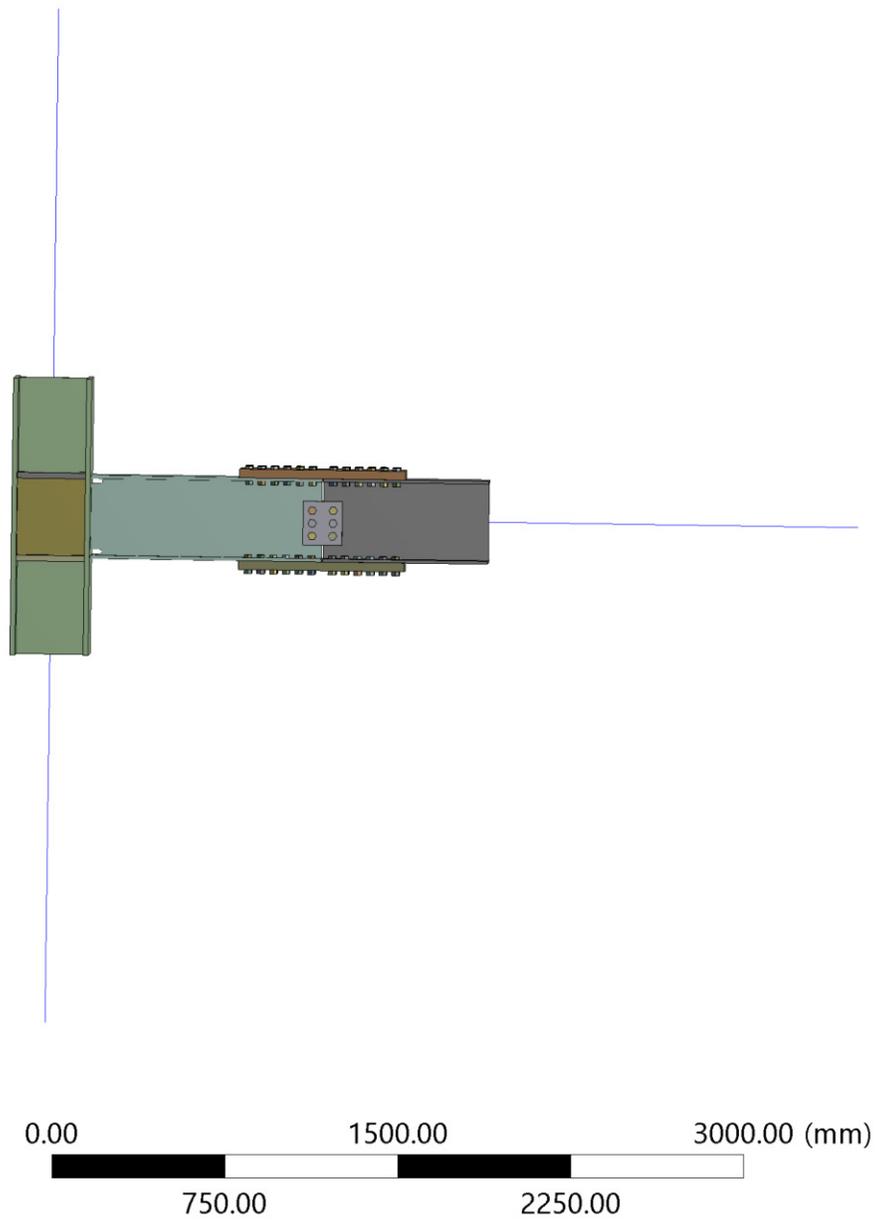


Figura 5.5: Modelo en Ansys (Fuente: Ansys V 17.2)

Realizado el mallado, definiendo los tipos de elementos antes descritos y el tamaño de cada uno de ellos mediante la opción *sizing*, se obtuvo 43820 elementos (Tabla 5.3), lo que significa un total de 76487 nodos.

Tabla 5.3: Número de elementos y nodos por componente estructural

Componente	Número de elementos	Número de nodos
Elementos Beam	376	187
Columna	7936	4697
Placas de continuidad	840	464
Doubler plate	864	510
Stub Beam	10906	5311
Viga Central	5688	2714
Empalmes de Alas	5952	3924
Empalmes de Almas	1888	529
Pernos	29884	19944
Tuercas	12853	5540
Total	43820	76487

El número de elementos obtenido en el mallado, fue producto de un método de prueba y error teniendo en cuenta que un mallado fino tiene mejores resultados, sobre todo en zonas donde se espera obtener incursiones inelásticas importantes, pero lo que implica un mayor gasto computacional que se ve reflejado en un mayor tiempo de análisis. A continuación se presenta el mallado para cada elemento (Figuras 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 y 5.10):

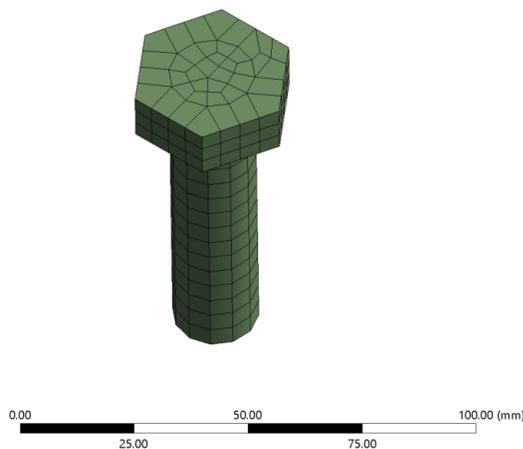


Figura 5.6: Mallado Pernos. (Fuente: Ansys V 17.2)

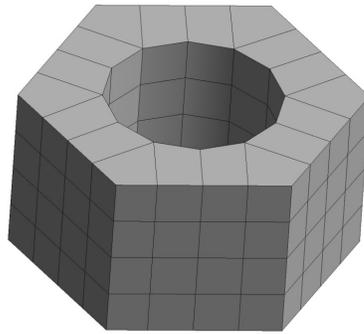


Figura 5.7: Mallado tuerca. (Fuente: Ansys V 17.2)

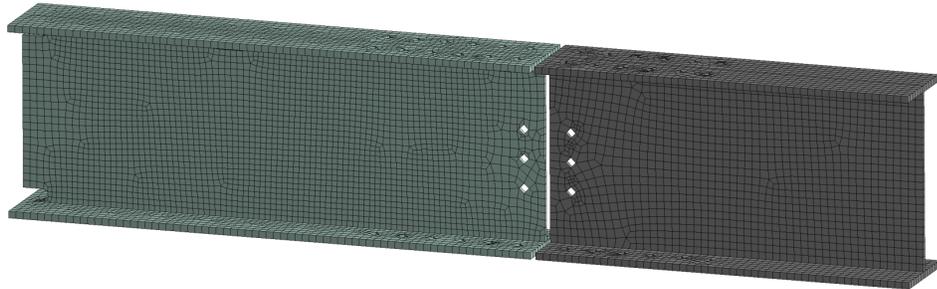


Figura 5.8: Mallado Vigas. (Fuente: Ansys V 17.2)

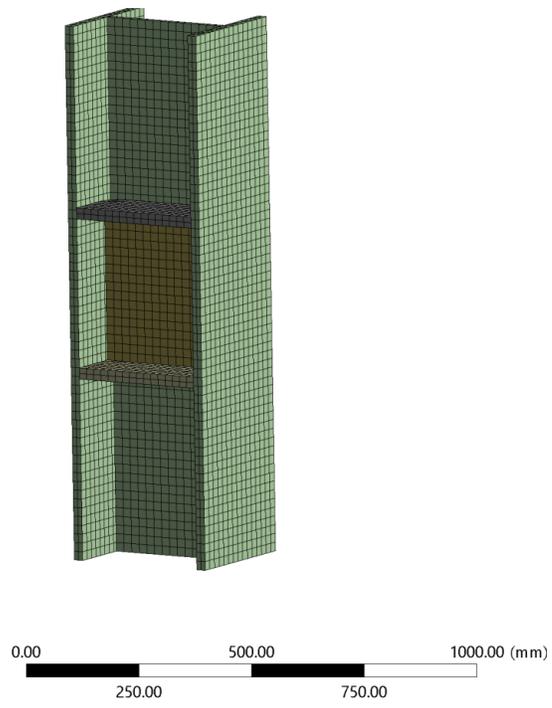


Figura 5.9: Mallado Columna. (Fuente: Ansys V 17.2)

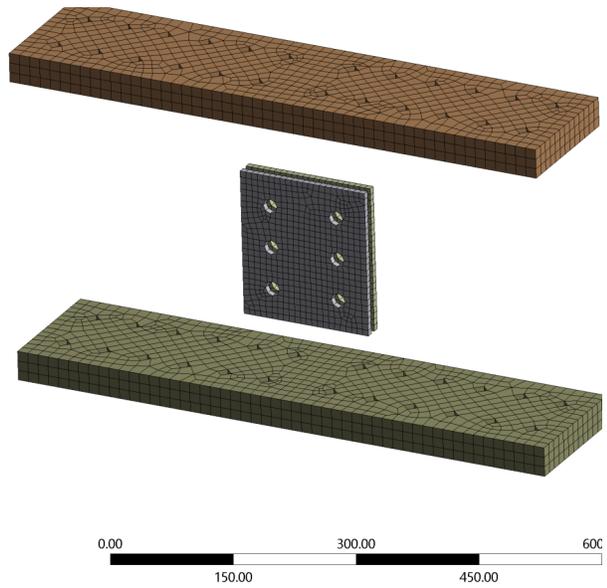


Figura 5.10: Mallado empalmes. (Fuente: Ansys V 17.2)

5.2. Leyes Constitutivas

Definir las propiedades de cada uno de los materiales utilizados en el modelo es una parte fundamental del trabajo, ya que de esta manera se establece el comportamiento de los elementos ante las diversas solicitaciones presentes.

Para definir y posteriormente asignar los materiales a cada elemento, se debe tener en cuenta la relación tensión - deformación que ocurre en el comportamiento de los materiales, donde el comportamiento se divide en elástico y plástico.

Para el caso elástico los esfuerzos al estar bajo el módulo de fluencia permiten que el material recupere su forma original al ser descargado. Lo que se describe mediante la ley de Hooke:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (5.1)$$

- σ = Tensión [Mpa]
- E = Modulo de Young [MPa]
- ε = Deformación unitaria.

En cambio cuando existen esfuerzos sobre el límite elástico/plástico, el material comienza la *fluencia* (Figura 5.11), lo que genera deformaciones permanentes luego de la descarga.

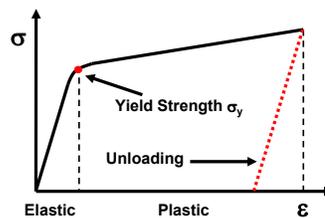


Figura 5.11: Gráfico tensión - deformación (Fuente: Ansys Costumer training material)

Al ser una modelación en 3-D, los estados tensionales son multiaxiales, por este motivo ANSYS, utiliza el criterio de Von-Mises:

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (5.2)$$

- σ_i = Tensiones en cada eje [Mpa]

Por lo que cuando el criterio σ_e excede el módulo plástico uniaxial (Figura 5.12), la fluencia general ocurre, en otras palabras:

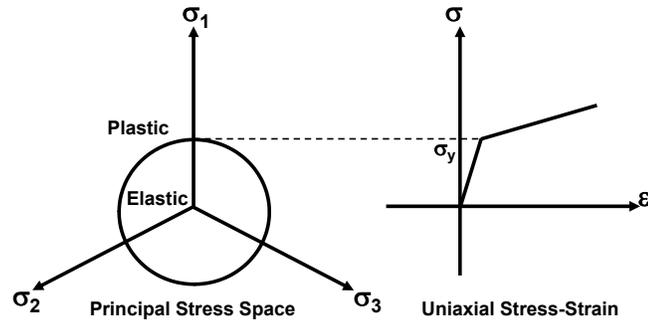


Figura 5.12: Límite Plástico (Fuente: Ansys Costumer training material)

Los materiales a utilizar corresponden a 3 tipos de acero:

- A-36.
- A-325.
- A572 grado 50.

Los valores utilizados fueron obtenidos por estudios anteriores de ensayos tensión deformación (valores *Ingenieriles*), los cuales deben ser convertidos a valores *Reales* (Figura 5.13), para poder representar de mejor manera el efecto de plasticidad que ocurre en el material.

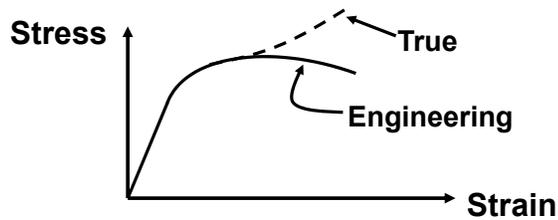


Figura 5.13: Ejemplo Valores Reales - Ingenieriles. (Fuente: Ansys Costumer training material)

Para realizar la conversión de tensiones se utilizó:

$$\sigma_{real} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (5.3)$$

- ε = Deformación unitaria ingenieril.

De igual manera para deformaciones:

$$\varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (5.4)$$

- ε = Deformación unitaria ingenieril.

Como el software (ANSYS) permite ingresar las propiedades elásticas e inelásticas por separado, las deformaciones plásticas reales se obtuvieron a partir de las curvas reales tensión-deformación, restando la deformación elástica real, es decir:

$$\varepsilon_{real}^p = \varepsilon_{real} - \frac{\sigma_{real}}{E}. \quad (5.5)$$

- ε_{real} = Deformación unitaria real.
- σ_{real} = Tensión real [Mpa].
- E = Módulo de Elasticidad [MPa]

La cantidad de datos obtenidos permiten realizar una modelación **Bilineal** con **endurecimiento isotrópico**, es decir, cuando comienza la plastificación la superficie se expande uniformemente en todas las direcciones (Figura 5.14), de manera gráfica:

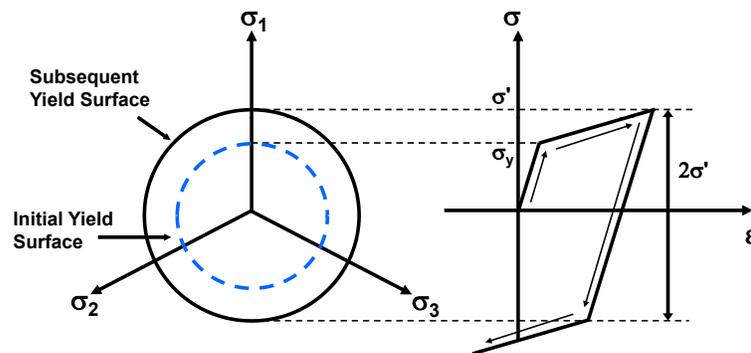


Figura 5.14: Endurecimiento isotrópico (Fuente: Ansys Costumer training material)

Los valores obtenidos son los siguientes:

Acero A-36 (Salas 2016)

La relación constitutiva para el acero A- 36 (Tabla 5.4) obtenida de la investigación de Salas 2016 es:

Tabla 5.4: Relación constitutiva Acero A-36

Valores De ingenieria		Valores Reales		Deformaciones plásticas	
ε [mm /mm]	σ [MPa]	ε [mm /mm]	σ [MPa]	ε [mm /mm]	σ [MPa]
0	0	0	0	0	0
0.00147	293.88	0.00146	294.31	0	294.31
0.27915	444.47	0.24620	568.54	0.24335	568.54

Lo que gráficamente se resume en la Figura 5.15:

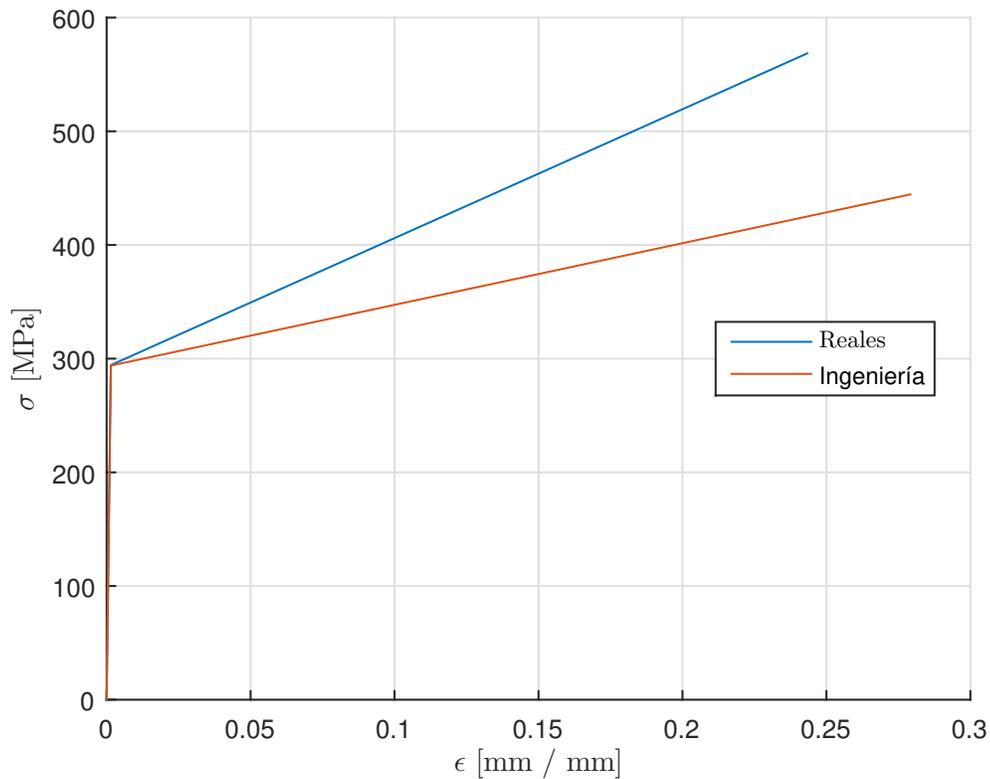


Figura 5.15: Propiedades A-36 (Fuente: Salas 2016)

Acero A-325 (Núñez 2016)

La relación constitutiva para el acero A- 325 (Tabla 5.5) obtenida de la investigación de Núñez 2016 es:

Tabla 5.5: Relación constitutiva Acero A-325

Valores De ingeniería		Valores Reales		Deformaciones plásticas	
ε [mm /mm]	σ [MPa]	ε [mm /mm]	σ [MPa]	ε [mm /mm]	σ [MPa]
0	0	0	0	0	0
0.003	632.50	0.00300	634.39	0	634.39
0.14	843.33	0.13103	961.40	0.12622	961.40

Lo que gráficamente se resume en la Figura 5.16:

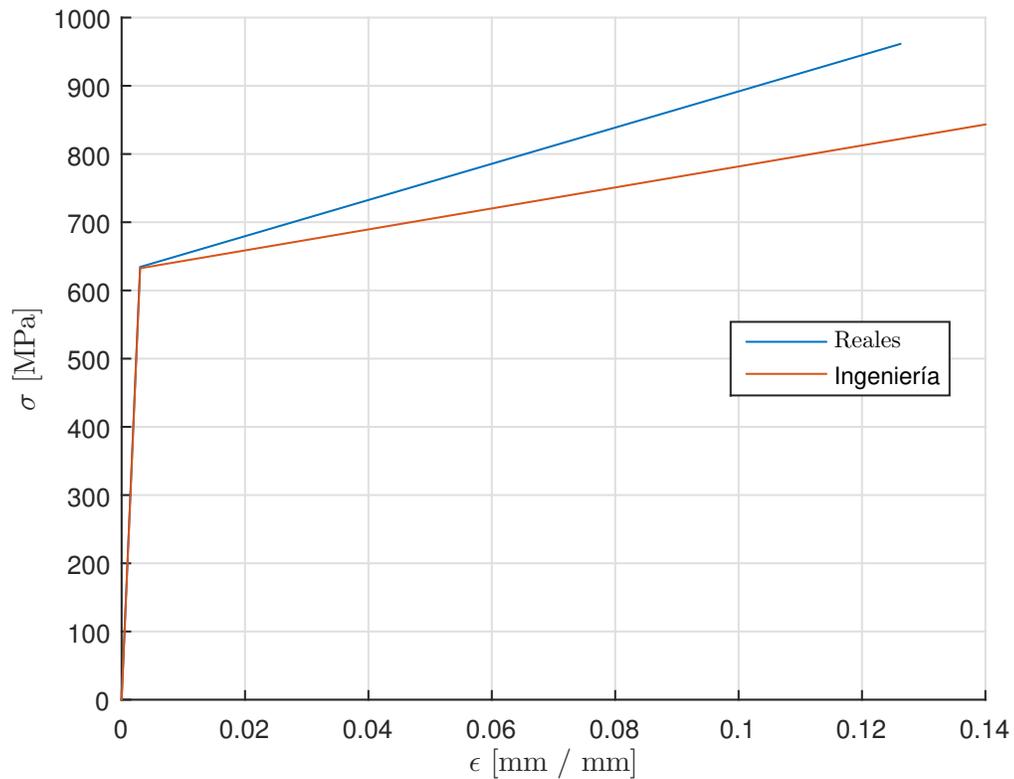


Figura 5.16: Propiedades A-325 (Fuente: Núñez 2016)

Acero A-572 Gr.50 (Gacitúa 2014)

La relación constitutiva para el acero A- 325 (Tabla 5.6) obtenida de la investigación de Gacitúa 2014 es:

Tabla 5.6: Relación constitutiva Acero A-572 Grado 50

Valores De ingeniería		Valores Reales		Deformaciones plásticas	
ε [mm /mm]	σ [MPa]	ε [mm /mm]	σ [MPa]	ε [mm /mm]	σ [MPa]
0	0	0	0	0	0
0.00205	410.00	0.00205	410.84	0	410.84
0.29311	561.00	0.25705	725.43	0.25342	725.43

Lo que gráficamente se resume en la Figura 5.17:

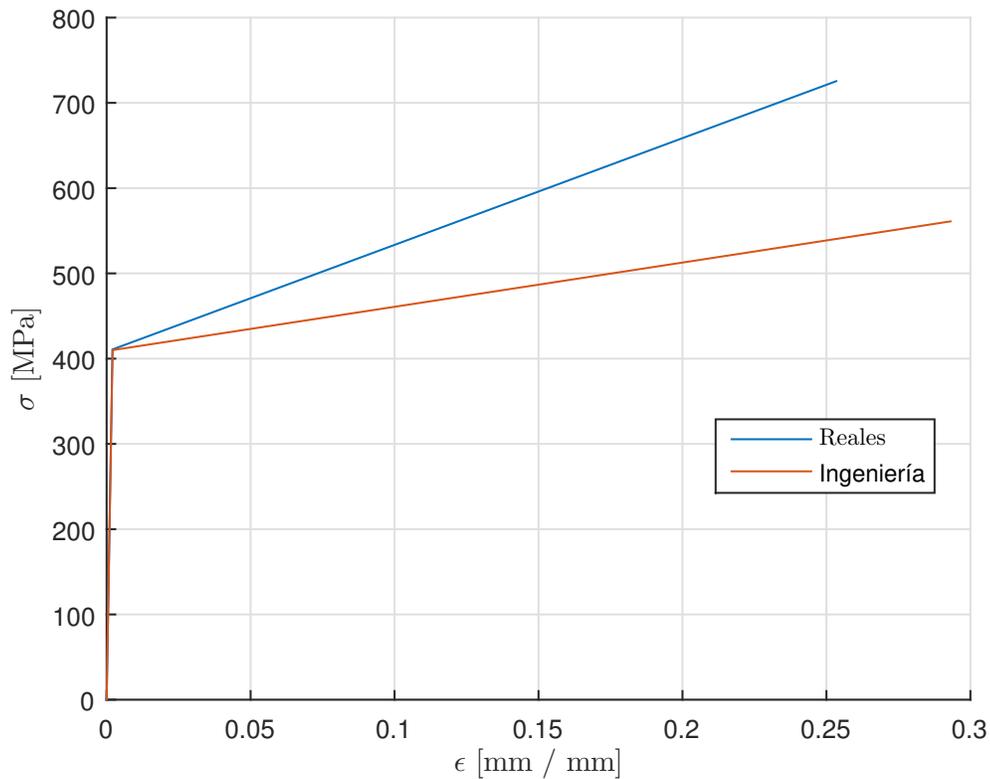


Figura 5.17: Propiedades A-325 (Fuente: Gacitúa 2014)

5.3. Condiciones de Borde

Las condiciones de borde a definir son: Contactos, apoyos y cargas.

5.3.1. Contactos

De acuerdo a ANSYS (Costumer training material), los contactos se definen como:

Cuando dos superficies separadas se tocan entre ellas, de tal manera que estén mutuamente tangentes, se dice que están en contacto, donde de acuerdo al sentido físico común estas:

- No se penetran entre sí.
- Pueden transmitir fuerzas normales compresivas y fuerzas de fricción tangencial.
- Algunas veces no transmiten fuerzas normales, al estar libres de desplazamiento y movimiento entre ellas.

Por este motivo los contactos son un estado de cambio en la no-linealidad, es decir, la rigidez del sistema depende del estado de los contactos.

Para realizar la interacción entre distintas superficies, Ansys posee 5 tipos diferentes de contactos, los cuales el usuario debe asignar el tipo de acuerdo al modelo en estudio. De manera resumida los contactos presentes poseen las siguientes características:

1. **Bonded:** Sin separación y sin deslizamiento.
2. **No Separation:** Sin separación pero puede existir pequeños deslizamientos.
3. **Frictionless:** Sin penetración, pero las superficies son libres de deslizar y separarse sin resistencia.
4. **Rough:** Similar a **Frictionless**, pero sin deslizamiento.
5. **Frictional:** Esta permitido el deslizamiento con resistencia proporcional al coeficiente de rugosidad definido por el usuario. Posee libertad de separación pero sin resistencia.

Los contactos utilizados en el modelo son: **Bonded**, para las uniones que representan soldaduras y la unión entre tuerca-perno, **Frictional**, para la interacción empalmes-viga y **Frictionless**, para la unión pernos-empalmes, pernos-viga y tuerca-empalmes. El uso de este tipo de contactos se debe a los estudios similares recientes (Arrau, 2017 y Gallegos, 2017), donde se realizaron estudios numéricos en conexiones de acero, las cuales demostraron obtener resultados consistentes.

Adicionalmente la unión entre elementos *Beam* y *Solid*, se represento mediante **Joint** o uniones (Figura 5.18), las cuales garantizan la transmisión de solicitaciones y compatibilidad de deformaciones en elementos viga y solidos mediante ecuaciones tipo *constraint*.

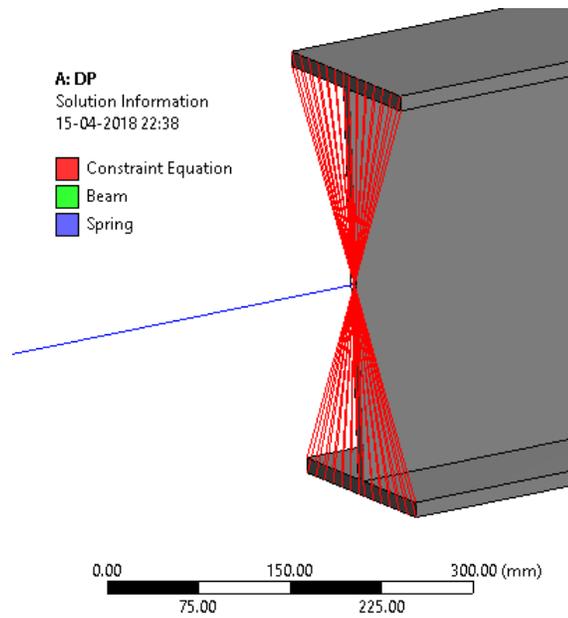


Figura 5.18: Compatibilidad mediante Joint (Fuente: Ansys V17.2)

El resumen de los contactos asignados en el modelo se presentan en la Tabla 5.7:

Tabla 5.7: Resumen contactos modelo

Zona de Contacto	Tipo	Cantidad
Placa de continuidad - Columna	Bonded	4
Placa de continuidad - Doubler Plate	Bonded	4
Doubler Plate-Columna	Bonded	2
Columna - Stub Beam	Bonded	1
Tuerca - Perno	Bonded	54
Empalme Ala- Vigas	Frictional	2
Empalme Alma- Vigas	Frictional	2
Cabeza de perno - Empalme ala	Frictionless	24
Cabeza Perno - Vigas	Frictionless	24
Cabeza Perno - Empalme alma	Frictionless	6
Cara Tuerca - Empalme ala	Frictionless	24
Cara Tuerca - Vigas	Frictionless	24
Cara Tuerca - Empalme alma	Frictionless	6
Vástago - Vigas	Frictionless	54
Vástago - Empalmes ala	Frictionless	54
Vástago - Empalmes alma	Frictionless	12

Configuración de los contactos

Los contactos, al ser un estado de cambio en la no-linealidad del sistema, poseen una gran influencia en la convergencia del modelo por lo que la configuración de cada uno de sus parámetros tiene una gran implicancia.

Se debe tener en consideración antes de configurar cada uno de los contactos, que el programa realiza la compatibilidad de las superficies, donde asignando “resortes” con una formulación (Figura 5.19) y rigidez (k_{normal}) determinada, lo cual permite que no ocurran grandes penetraciones ($x_{penetración}$) entre las superficies ante la aplicación de fuerzas tangenciales (F_{normal}) y el contacto sea representado de la manera mas “realista” posible.

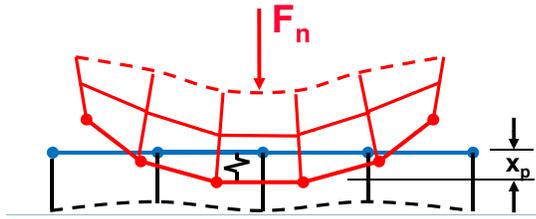


Figura 5.19: Formulación de los contactos (Fuente: Ansys Costumer training material)

La formulación empleada en los contactos (excepto contactos tipo bonded) es **Pure Penalty**, es decir:

$$F_{normal} = k_{normal}x_{penetración} \quad (5.6)$$

Donde el termino k_{normal} , al tener valores bajos, genera fuerzas normales de interacción menores F_{normal} pero grandes penetraciones $x_{penetración}$ y por ende, cuando tiene valores altos, genera pequeñas penetraciones pero enormes fuerzas normales lo que puede producir problemas de convergencia (Figura 5.20) producto de grandes penetraciones o que los elementos sean “disparados” al tener fuerzas muy elevadas.

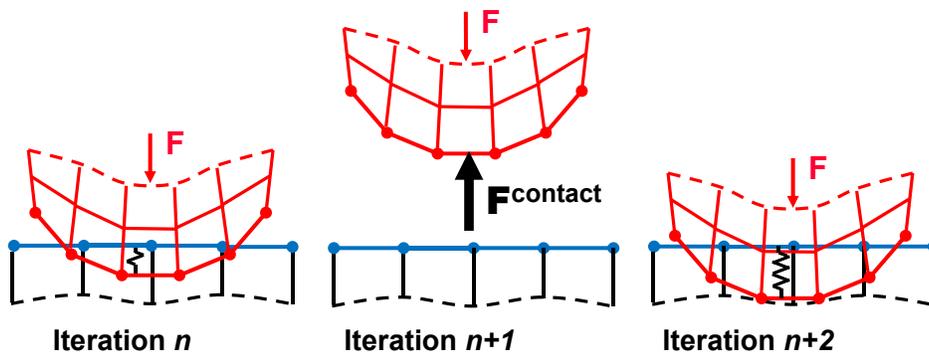


Figura 5.20: Problemas de convergencia en contactos con rigidez elevada (Fuente: Ansys Costumer training material)

Para los contactos tipo **Frictionless** se utilizó este tipo de formulación, estableciendo el valor de la rigidez en *program controlled*, con la opción de actualizar en cada iteración y un

comportamiento *symetric* para el tratamiento del contacto con el fin de evitar problemas de convergencia. Para los contactos tipo **Bonded** (Figura 5.21) y **Frictional** el valor de la rigidez, formulación o toda configuración específica se dejó como **Program Controlled**, o controlada por el programa ya que este tipo de contactos no presentaron problemas de convergencia.

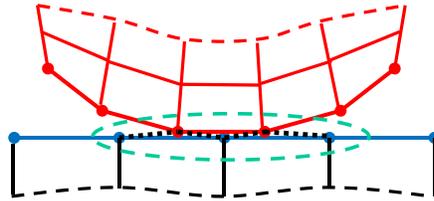


Figura 5.21: Contacto Tipo Bonded (Fuente: Ansys Costumer training material)

Además del valor de la rigidez y su formulación asociada, se configuró para los contactos tipo **Frictionless** y **Frictional** la tolerancia a la penetración con un valor de 2 [mm], la interfaz de contacto como **adjust to touch**, es decir, ajustar al tacto las superficies en contacto y se estableció el factor de estabilización de amortiguamiento en 0.1. Este factor es utilizado por el programa para calcular las fuerzas de estabilización en cada sub-paso.

Para los contactos tipo **Frictional** se estableció un coeficiente de fricción de $\mu=0.3$, esto debido a que el coeficiente de fricción en superficies de acero puede variar entre 0.2 y 0.5, dependiendo el tratamiento de las superficies, donde para este caso corresponde a superficies limpiadas mediante cepillado con cepillo de alambre similar al valor usado según Gallegos (2017).

5.3.2. Apoyos

El modelo se encuentra restringido en los extremos de la columna mediante **Remote Displacement**, la cual permite seleccionar los grados de libertad restringidos tanto de desplazamiento como de rotación, dejando libre para el caso en estudio solamente la rotación respecto al eje x. Para mas detalles de la configuración de apoyos ver anexo.

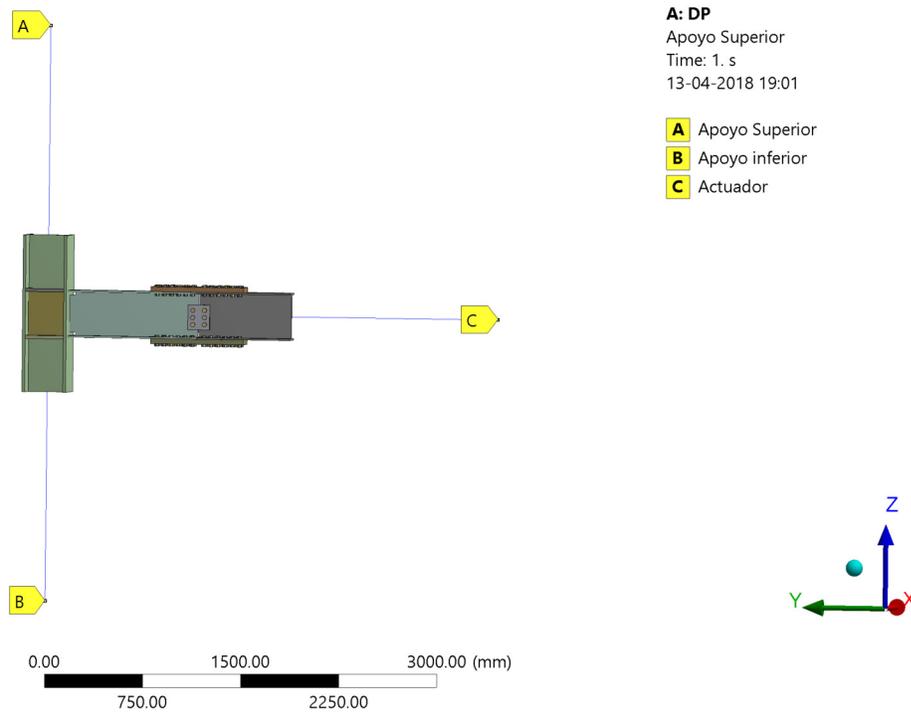


Figura 5.22: Apoyos y actuador de carga (Fuente: Ansys V17.2)

5.3.3. Cargas

Como se aprecia en la Figura 5.22, el modelo posee un actuador de carga, definido como **Remote Displacement**, el cual aplica desplazamientos controlados al sistema en torno al eje Z. La magnitud de los desplazamientos como su sentido de aplicación están definidos por el protocolo de carga:

Protocolo de Carga

El protocolo de carga establecido, como la configuración del ensayo, es el señalado por la norma americana *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341-16) en el capítulo K de ensayos de precalificación y clasificación cíclica, en base al documento SAC/BD-97/02: “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam Column Connection Tests and Other Experimental Specimens” (SAC, 1997).

La secuencia de carga señalada (Tabla 5.8) es en base a la deriva entre piso (θ), es decir la rotación experimentada por la conexión. Para el modelo en estudio se consideró este valor como el desplazamiento del extremo de la viga, dividido por la longitud media del vano (3500 [mm]), siendo una suposición válida al considerar que el ángulo entre la viga y columna se mantiene rígido (ángulo recto). Además a partir de la etapa de carga número 8, se debe aumentar la carga con incrementos de $\theta = 0,01$ [rad], en cada paso.

Tabla 5.8: Protocolo de carga FEMA/SAC aplicado

Etapa de Carga	Número de Ciclos	Rotación [rad]	Desplazamiento [mm]
1	6	0.00375	13.13
2	6	0.005	17.50
3	6	0.0075	26.25
4	4	0.01	35.00
5	2	0.015	52.50
6	2	0.02	70.01
7	2	0.03	105.03
8	2	0.04	140.07

Lo que de manera gráfica se resume en la Figura 5.23:

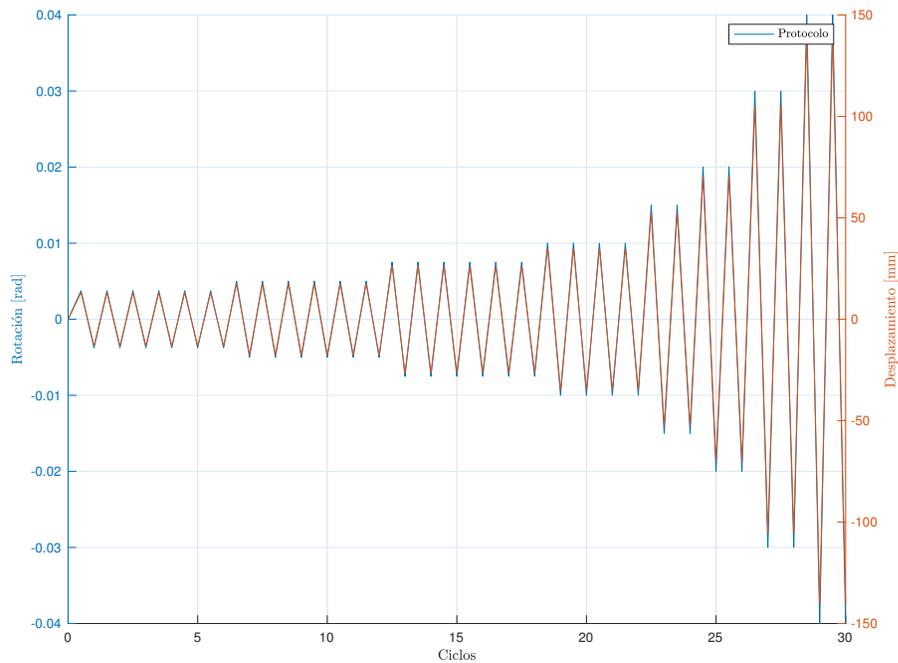


Figura 5.23: Desplazamientos aplicados

Pretensión de pernos

Además de los desplazamientos aplicados se aplica una pretensión a todos los pernos (Figura 5.24), la cual según lo establecido en la sección J3 de la norma AISC 341-16 consiste en el 70% del esfuerzo de tensión mínimo del perno, es decir, para el caso en estudio (pernos de 3/4[pulgada]) corresponde a 124.55 [KN].

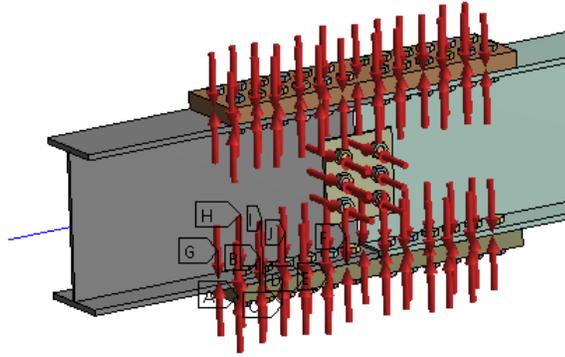


Figura 5.24: Descripción gráfica pretensión (Fuente: Ansys V17.2)

5.4. Configuraciones del Análisis

Adicionalmente a las configuraciones especificadas anteriormente, el programa permite definir el número de subpasos aplicados a cada paso de carga, lo que favorece en la convergencia ya que la carga es aplicada de manera discrecional y a su vez permite establecer los criterios de convergencia para la fuerza, desplazamiento y momento.

Para mas información sobre todas las configuraciones utilizadas en el modelo se puede visitar el anexo, donde se encuentra el detalle en fotos de las configuraciones aplicadas en el modelo.

Capítulo 6

Análisis de Resultados

En el presente capítulo se presentan los resultados obtenidos en el análisis numérico realizado a la conexión **Column-Tree** mediante el software de elementos Finitos ANSYS 17.2. Dichos resultados presentan el comportamiento histerético del modelo en estudio, la distribución de tensiones y deformaciones plásticas presentes durante la aplicación del protocolo de carga, rigidez, energía y amortiguamiento equivalente, permitiendo distinguir las zonas más solicitadas.

6.1. Histéresis

Para obtener el comportamiento histerético de la conexión, es decir, obtener el diagrama momento-rotación se debe calcular el momento producto de la fuerza en el punto deseado, donde para el caso en estudio este es al extremo de la viga, es decir:

$$F * brazo = Momento \tag{6.1}$$

Donde:

- F = Reacción en el actuador por la viga [kN].
- Brazo= 3.5 [m].
- momento= momento resultante [kN·m]

De acuerdo a lo establecido a la norma (AISC 341-16 capítulo E3), las conexiones viga-columna calificados como marcos a momentos especiales (**SMF**) deben tener una capacidad a flexión de al menos $0,8M_p$ de la viga para un nivel de deriva de 0.04 [rad] . Por este motivo, además de obtener una mejor visualización de los resultados, se normaliza el momento obtenido por el momento plástico de la viga (AISC 360-16):

$$M_p = R_y * F_y * z_x = 382,12[kN * m] \tag{6.2}$$

Donde:

- M_p = Momento Plástico [kN*m].
- F_Y = Tensión de Fluencia viga 250 [MPa].
- z_x = Modulo plástico viga $1019 * 10^3$ [mm³]
- R_y = Factor de sobre-resistencia a la fluencia.

La rotación fue definida como el desplazamiento de la viga entre su longitud.

$$\theta = d/L \quad (6.3)$$

Donde:

- d = Desplazamiento [mm].
- L = 3500 [mm].

Los resultados obtenidos son:

Histéresis

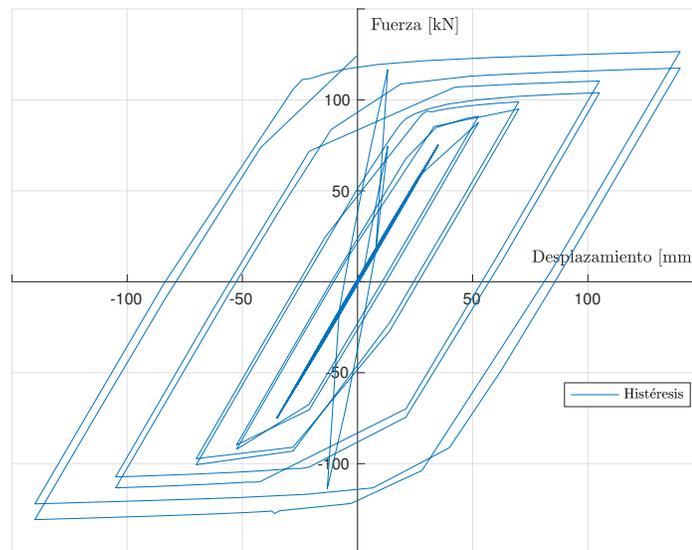


Figura 6.1: Curva histéretica fuerza-desplazamiento

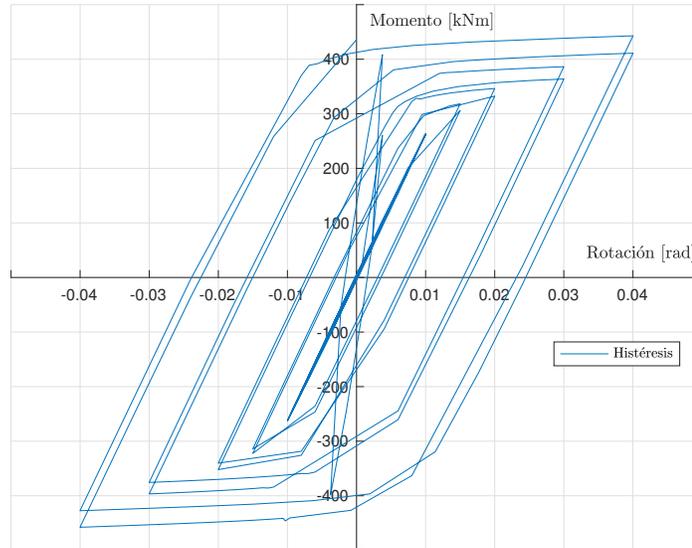


Figura 6.2: Curva histerética momento-rotación

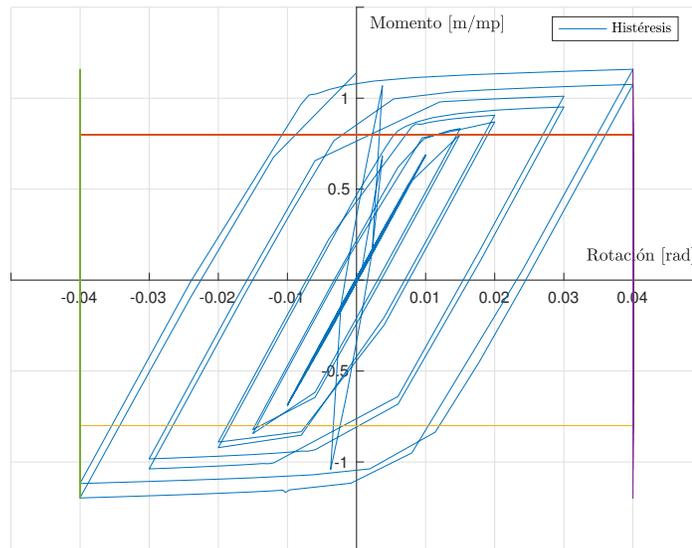


Figura 6.3: Curva histerética momento-rotación normalizado

Histéresis descompuesta

Como se aprecia en la figura 6.3, al inicio de esta existe una elevada rigidez, la cual súbitamente cambia de pendiente reflejando una degradación de esta, pero no de resistencia al mantener los mismos valores máximos de momento. Para poder determinar el ciclo de ocurrencia en este cambio, se *descompone* el ciclo histerético en dos partes.

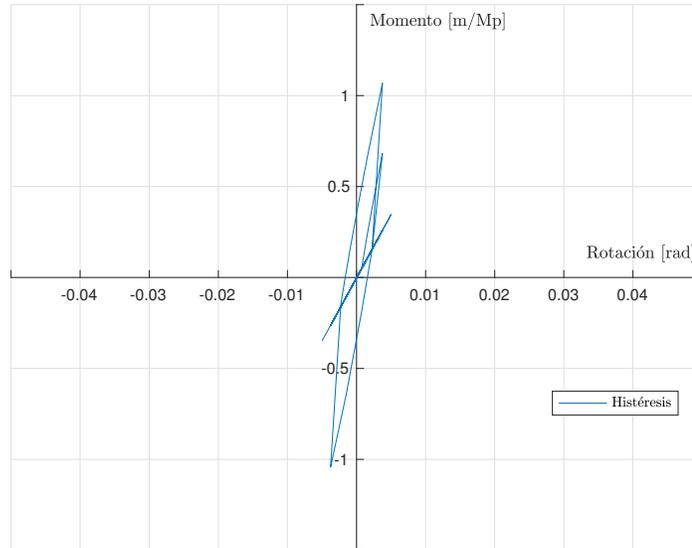


Figura 6.4: Curva histerética 0-0.00375 [rad]

El cambio de pendiente ocurre en el paso de tiempo 4 [s] del protocolo de carga, es decir, a la mitad del segundo ciclo de carga de 0.00375[rad].

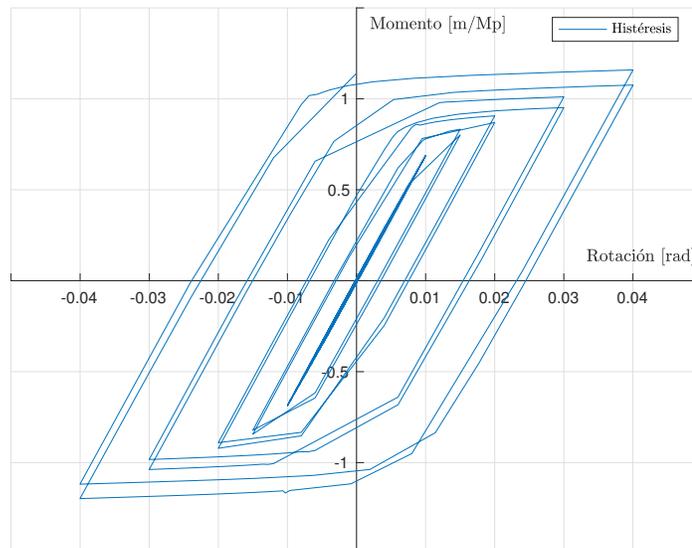


Figura 6.5: Curva histerética 0.00375 - 0.04 [rad]

6.2. Deformaciones plásticas

La ocurrencia de deformaciones plásticas en cada elemento del sistema permite identificar en que zona y momento comienza a fluir el material y liberar energía y de esta manera reflejar el comportamiento histerético antes descrito.

Para poder entender que elemento es el que comienza a plastificar, se observan las deformaciones plásticas de todo el sistema al segundo 4 de tiempo, donde ocurre el cambio de pendiente en la curva histerética.

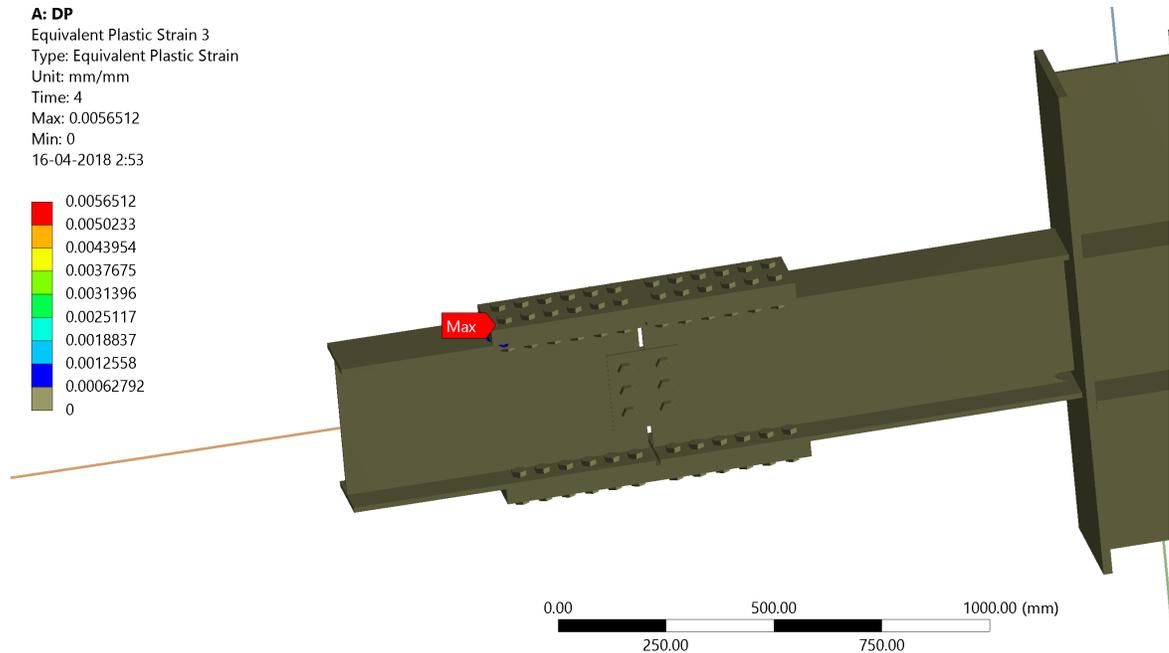


Figura 6.6: Deformaciones plásticas máximas 4[s]

6.2.1. Vigas

En la Figura 6.6 se observa que el único elemento que presenta deformaciones plásticas es la viga central de la conexión, cuyo fenómeno se observa de mejor manera quitando el resto de los elementos presentes:

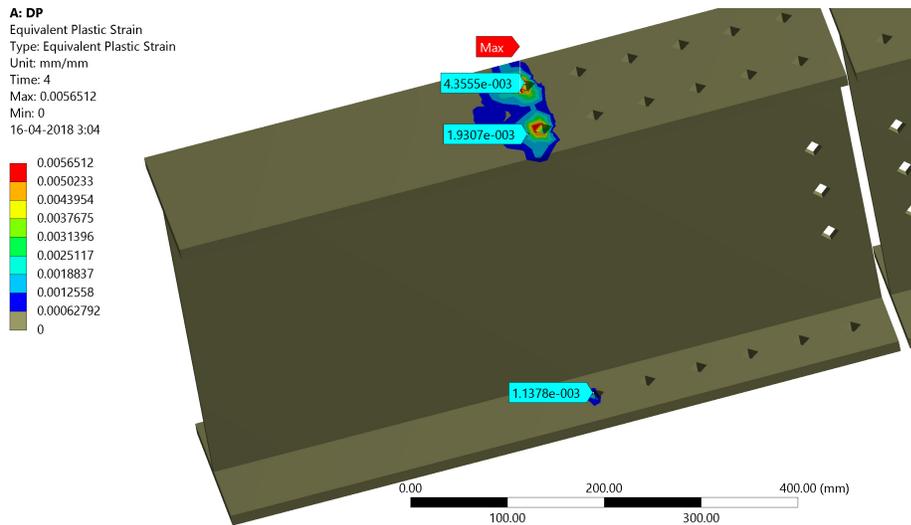


Figura 6.7: Deformaciones plásticas máximas viga 4[s]

Graficando en el tiempo las deformaciones plásticas de dicho elemento:

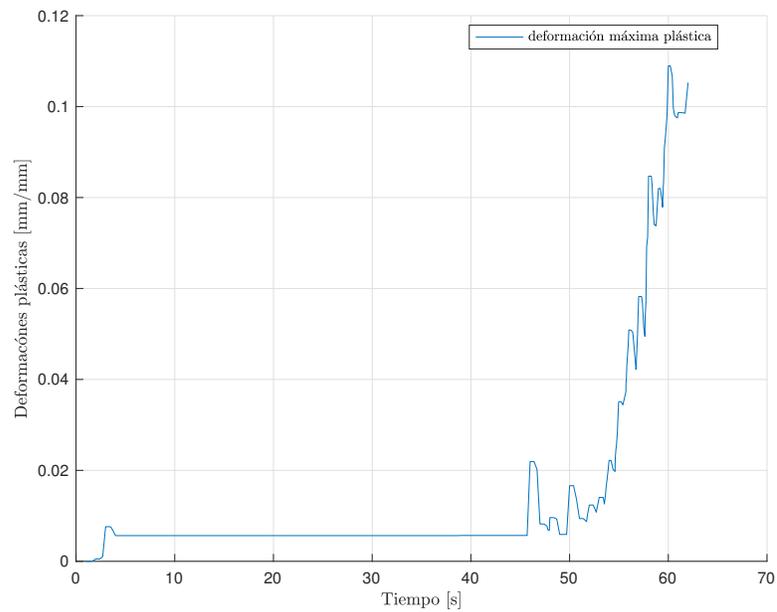


Figura 6.8: Deformaciones plásticas máximas viga en el tiempo

Se observa un aumento en las deformaciones plásticas hasta antes del segundo 4, las que posteriormente se mantienen en un valor constante, lo que refleja el cambio en la curva histerética del sistema.

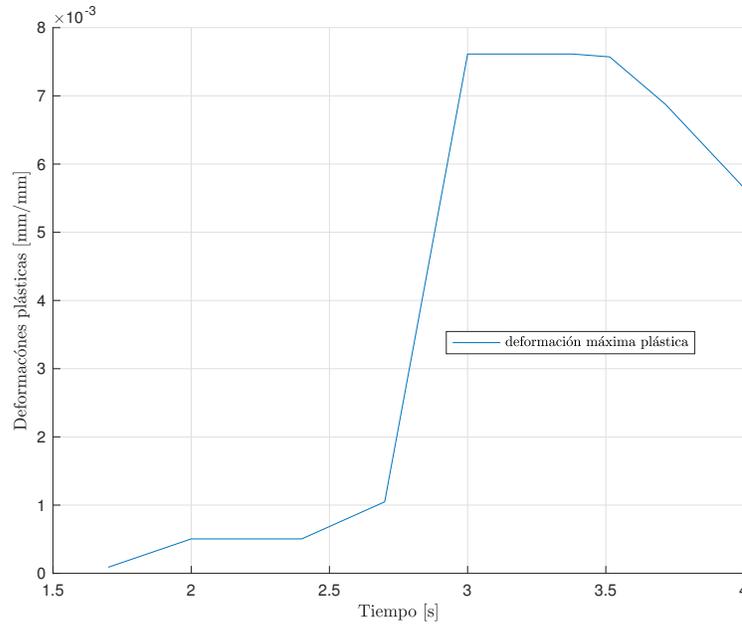


Figura 6.9: Deformaciones plásticas máximas viga hasta 4 [s]

Como se observa en la figura 6.8, en el paso 46 [s] existe un aumento en las deformaciones plásticas de la viga, lo cual se ve reflejado en el inicio de la plastificación del stub-beam conectado con la cara de la columna, gráficamente:

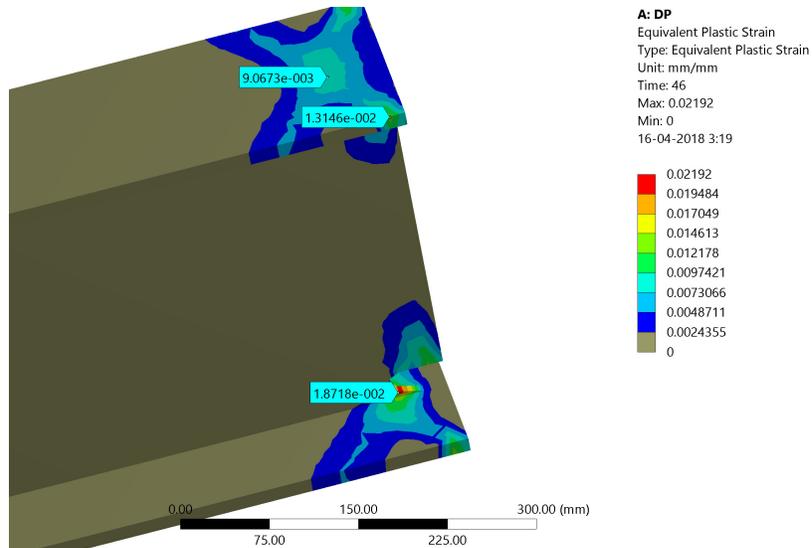


Figura 6.10: Deformaciones plásticas máximas viga 46 [s]

Como se observa en la figura 6.8, en el paso 51 [s] existe un aumento constante en las deformaciones plásticas de la viga, el cual se ve reflejado en la plastificación de alas a lo largo de la **Stub-Beam**:

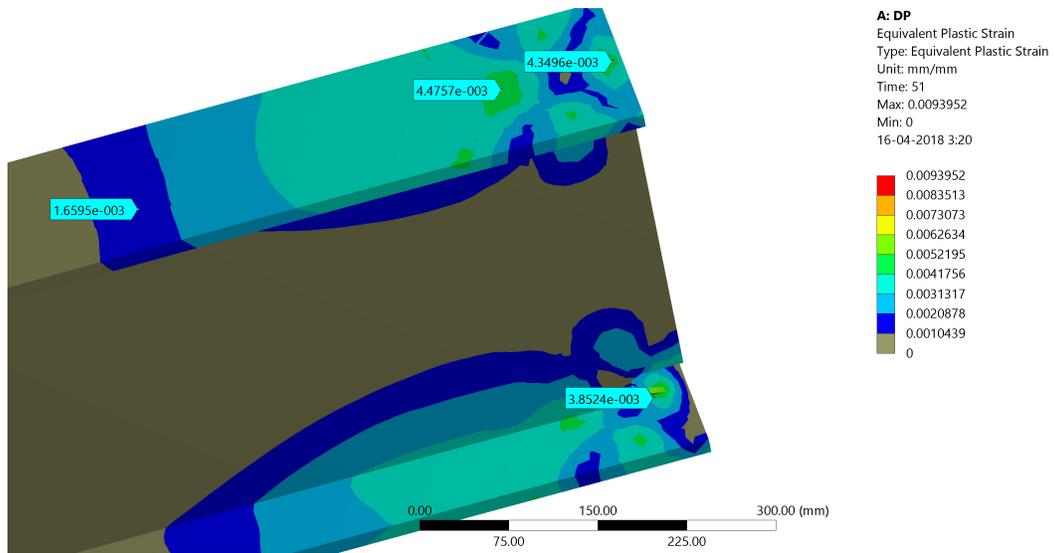


Figura 6.11: Deformaciones plásticas máximas viga 51 [s]

6.2.2. Empalmes

Durante toda la aplicación del protocolo de carga, los empalmes no presentan deformaciones plásticas hasta el paso 60.4 [s] donde el empalme superior del ala presenta pequeñas deformaciones plásticas en el inferior del borde hacia el centro del vano.

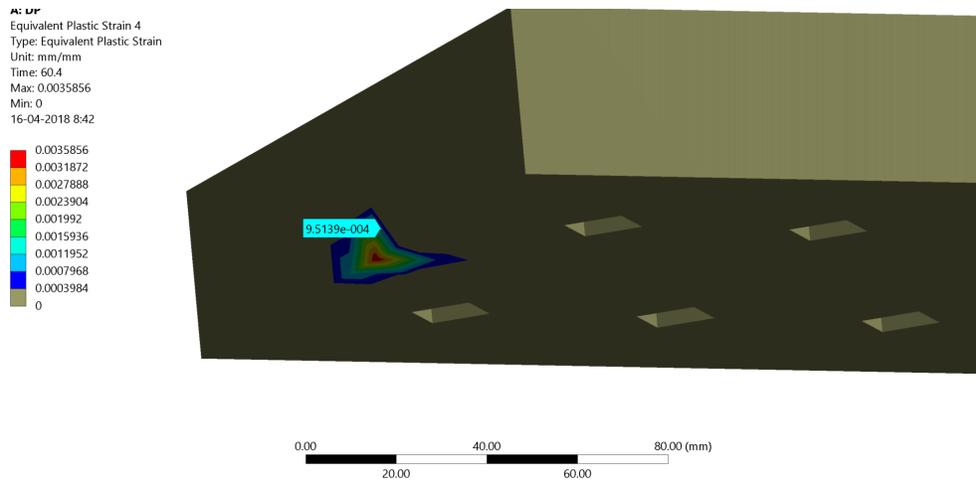


Figura 6.12: Deformaciones plásticas máximas viga 51 [s]

El empalme de alma no presenta deformaciones plásticas.

6.2.3. Pernos y tuercas

Los pernos del ala presentan tempranas deformaciones plásticas en la primera hilera de pernos inferiores.

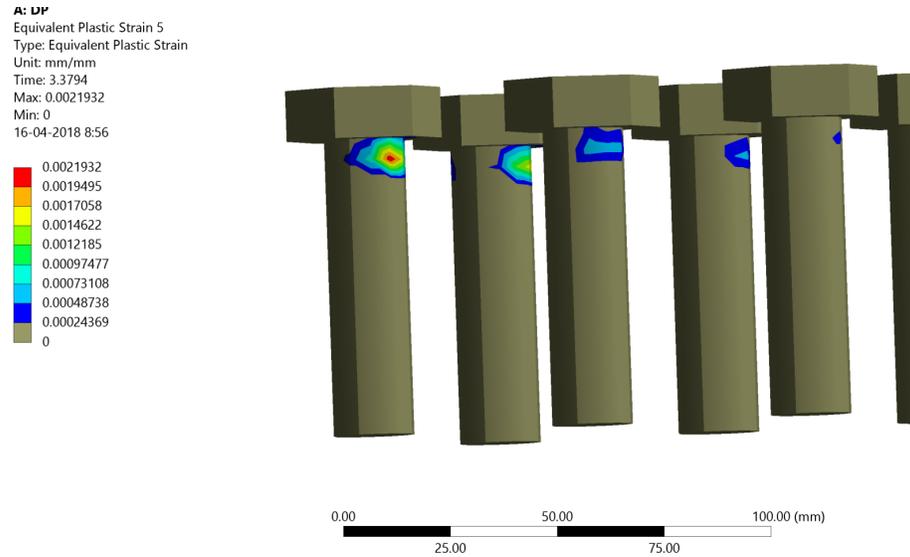


Figura 6.13: Deformaciones plásticas máximas empalme 60 [s]

a partir del paso 56[s] los pernos del alma comienzan a presentar deformaciones plásticas

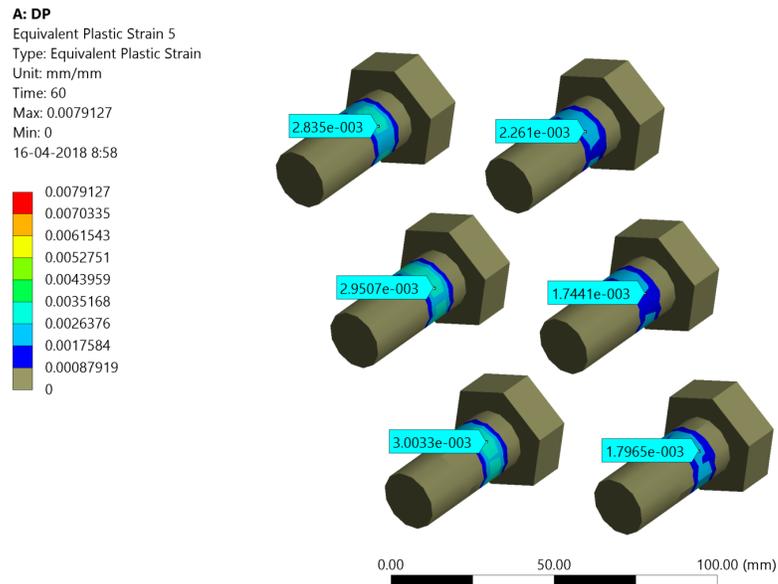


Figura 6.14: Deformaciones plásticas máximas viga 51 [s]

Las tuercas no presentan deformaciones plásticas considerables.

6.2.4. Columna

La columna como los elementos de la zona panel no presentan deformaciones plásticas considerables.

6.3. Tensiones equivalentes (Von-Mises)

Para poder comprender el el cambio en el comportamiento histerético se analizan las tensiones equivalentes en la viga para el paso de tiempo 4[s]

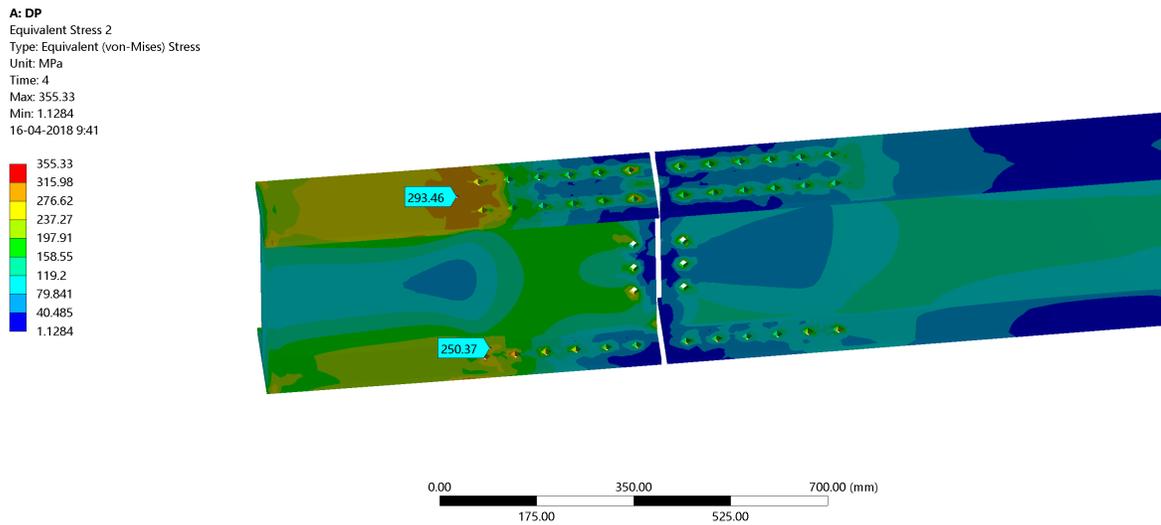


Figura 6.15: Tensiones equivalentes máximas viga 4 [s]

Donde en la figura 6.15 se observa una elevada concentración de tensiones en la zona del borde del empalme de ala, lo que genera la plastificación observada en la figura 6.7.

6.4. Rigidez

Determinar los valores de la rigidez del sistema para cada nivel de desplazamiento/rotación permite conocer la degradación que presenta este producto de la incursión elástica de sus elementos. El cálculo de la rigidez se realiza de dos maneras, numérica y analíticamente.

6.4.1. Rigidez Numérica

Para el cálculo de la rigidez numérica Astaneh-Asl (1997) propone el siguiente método:

$$K_S = \frac{M_s}{\theta_s} = \frac{M_s}{\frac{\Delta_{sp}}{h_b/2}} = \frac{M_S h_b E_b}{F_y h_s} = 183,42 * 10^3 [kN * m] \quad (6.4)$$

Y tomando en cuenta el efecto del deslizamiento de los pernos:

$$K_S = \frac{M_s}{\theta_s} = \frac{M_s}{\frac{\Delta_{sp} + 1/16''}{h_b/2}} = \frac{M_S \frac{h_b}{2}}{\frac{h_s}{2} \frac{F_y}{E} + 1/16''} = 40,51 * 10^3 [kN * m] \quad (6.5)$$

Donde,:

- θ_s = Rotación del empalme de ala al centro de la viga ($\theta_s = \frac{\Delta_{sp}}{h_b/2}$).
- Δ_{sp} = Deformación del empalme de ala ($\Delta_{sp} = \varepsilon \cdot \frac{h_s}{2}$).
- ε = Deformación unitaria ($\varepsilon = \frac{F_y}{E}$).
- M_S = Momento máximo probable $M_p r$ [MPa].
- h_b = Altura de viga [mm].
- E_b = Módulo plástico Acero [MPa].
- F_{yb} = Módulo de Fluencia viga [MPa].
- h_s = Largo total del empalme [mm].

Donde de acuerdo a la norma AISC 360-16 capítulo B :

- Sin considerar deslizamiento de pernos:

$$\frac{K_s L h}{E b * I} = 37,541 > 20 \quad (6.6)$$

Es decir **Completamente Restringida**.

- Considerando deslizamiento de pernos:

$$\frac{K_s L h}{E b * I} = 8,291 \quad (6.7)$$

$$2 < 8,291 < 20 \quad (6.8)$$

Es decir **Parcialmente Restringida**.

6.4.2. Rigidez elástica

Se obtiene la rigidez inicial del sistema (k_o), como la pendiente de la recta previo al comportamiento no-lineal. La rigidez tangente (K_t) como la pendiente del tramo elástico para cada nivel de rotación y la rigidez secante (K_s) como la pendiente de la recta que une el origen con el punto de máxima fuerza para cada nivel de rotación. Gráficamente:

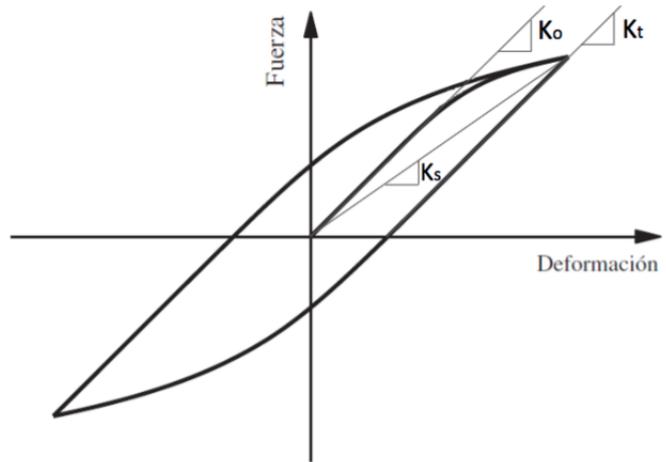


Figura 6.16: (Rigidez inicial (k_o), tangente (K_t) y secante (K_s)) (Fuente: Gallegos 2017).

Los resultados obtenidos son:

Rigidez Tangente (K_t/K_o)

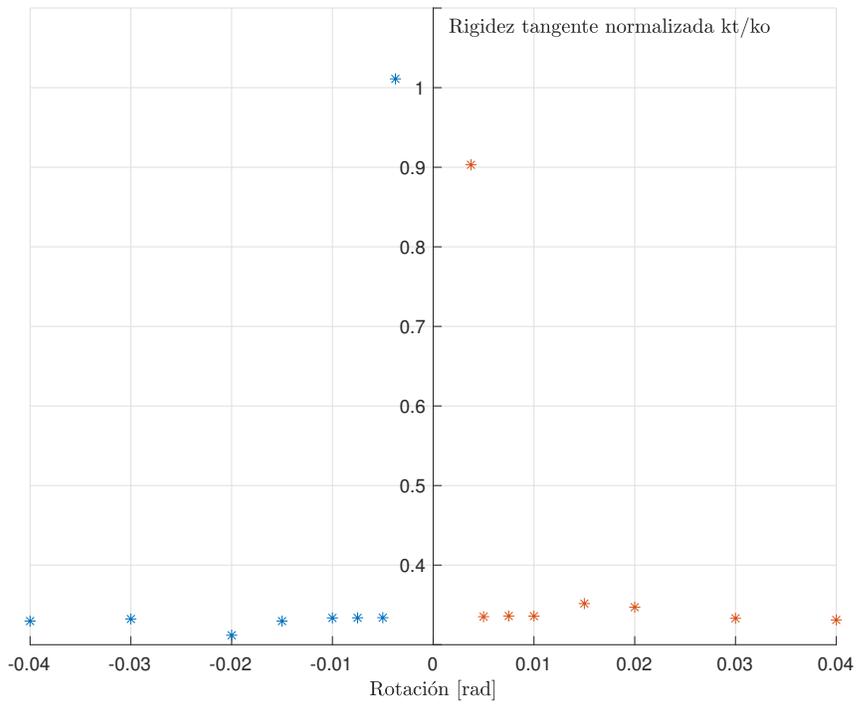


Figura 6.17: Rigidez Tangente Normalizada

Rigidez Secante (K_s/K_o)

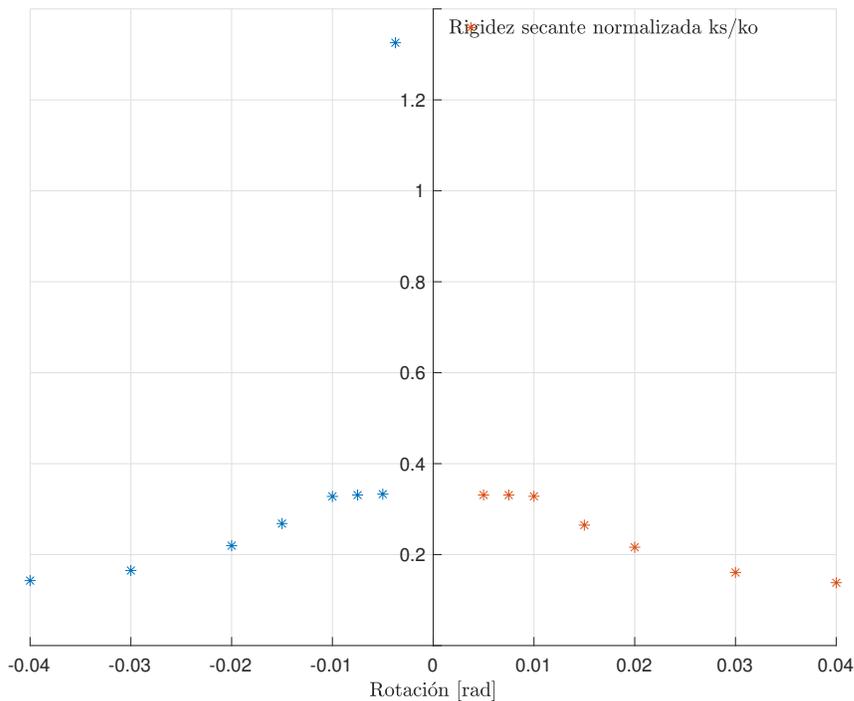


Figura 6.18: Rigidez Secante Normalizada

El valor de K_o es de $80110 [kN * m]$, dicho valor se encuentra entre el valor de la rigidez numérica considerando el efecto de deslizamiento y sin considerar. Para el caso de la rigidez tangente (Figura 6.18) K_t , su valor promedio es de $32992,7 [kN * m]$, el cual es cercano a los $40,51 * 10^3 [kN * m]$ de la rigidez numérica considerando el efecto de deslizamiento de pernos. Finalmente para la rigidez secante K_s (Figura 6.18) su valor promedio es de $31256,47 [kN * m]$, similar también a la rigidez numérica considerando el efecto de deslizamiento de pernos.

En la rigidez secante como tangente se observa una disminución considerable de la rigidez inicial, fenómeno expresado en el cambio de pendiente de la curva histerética.

6.5. Energía y Amortiguamiento equivalente

La disipación de energía sísmica en pórticos a momento generalmente se produce a través de deformaciones elásticas en las vigas, paneles nodales y bases de columnas. Por lo que obtener una magnitud de la capacidad de disipación de energía de la conexión ante movimientos sísmicos es un parámetro importante a estudiar.

Para esto se define la energía disipada (E_D) en un ciclo histerético al punto de máxima fuerza para la rotación establecida y la energía de deformación elástica (E_{so}) de cada nivel de rotación como el área bajo la línea que une el origen con el punto de máxima fuerza.

$$E_{so} = \frac{k_s u_0^2}{2} \quad (6.9)$$

Gráficamente:

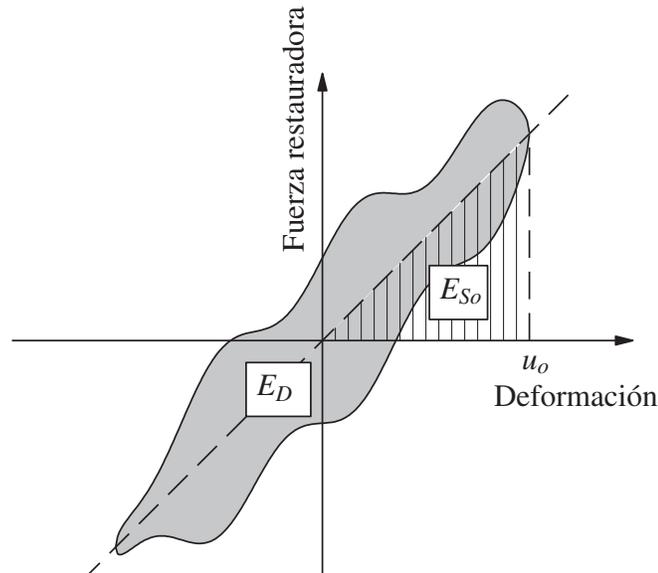


Figura 6.19: Energía de deformación elástica y energía disipada (Fuente: Chopra 2014).

El amortiguamiento viscoso equivalente (β) para estructuras reales puede ser representado por una ecuación lineal, mediante la razón de las energías de deformación elástica y energía disipada (Chopra 2014).

$$\beta = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_d}{E_{so}} \quad (6.10)$$

Lo que permite tener una equivalencia de todos los mecanismos de amortiguamiento presentes en la estructura. Los resultados son los siguientes:

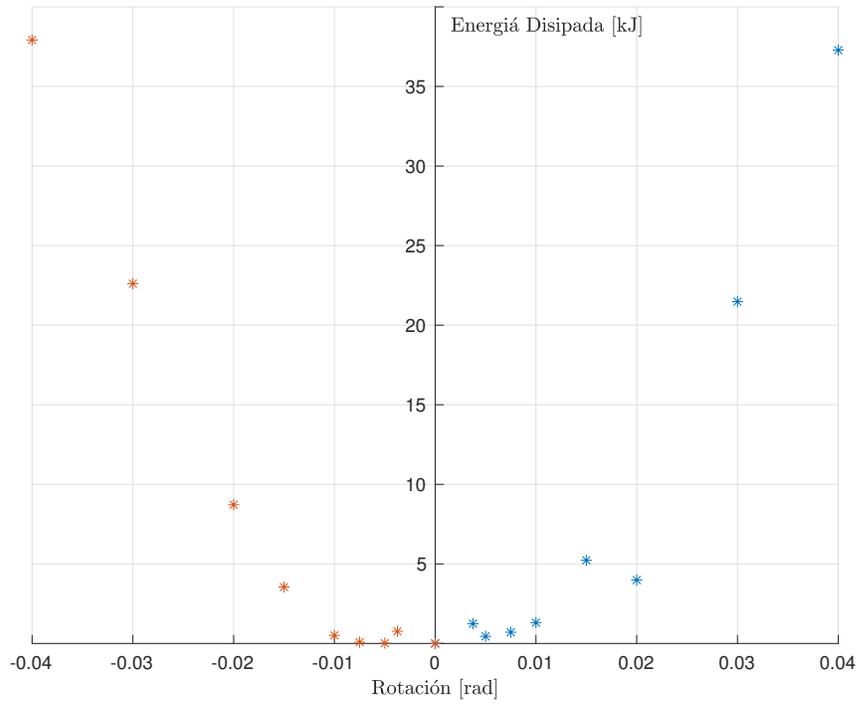


Figura 6.20: Energía disipada

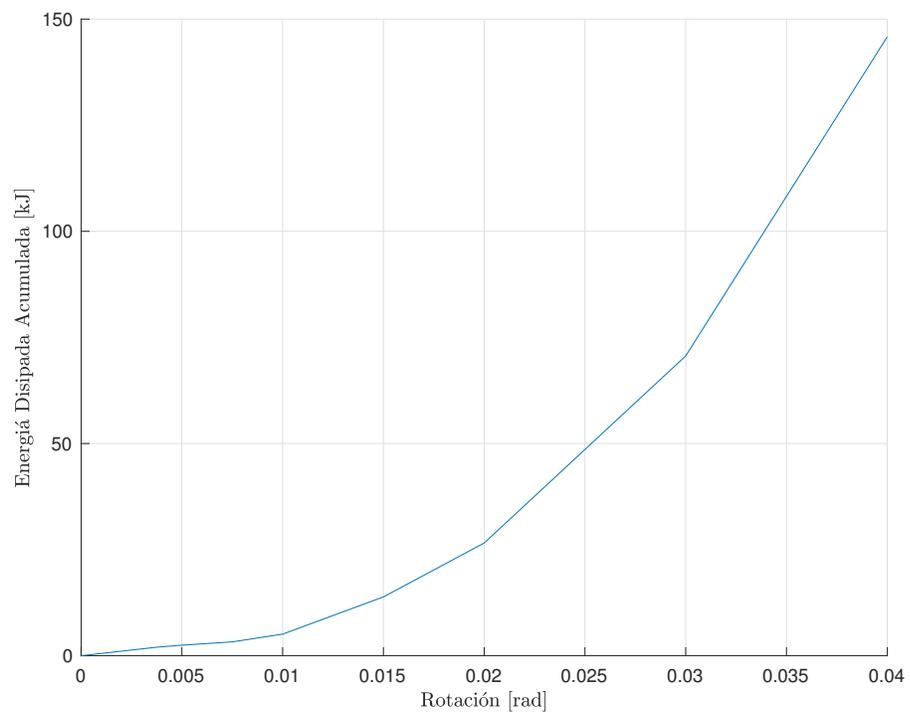


Figura 6.21: Energía Disipada acumulada

Como se aprecia en la Figura 6.20, la energía disipada aumenta de manera gradual hasta 0,02 [rad], donde ocurre un aumento hasta un total acumulado de aproximadamente 150 [kJ] (Figura 6.21).

El amortiguamiento equivalente alcanza un valor de 20 % para 0.04 [rad] como se muestra en la Figura 6.22.

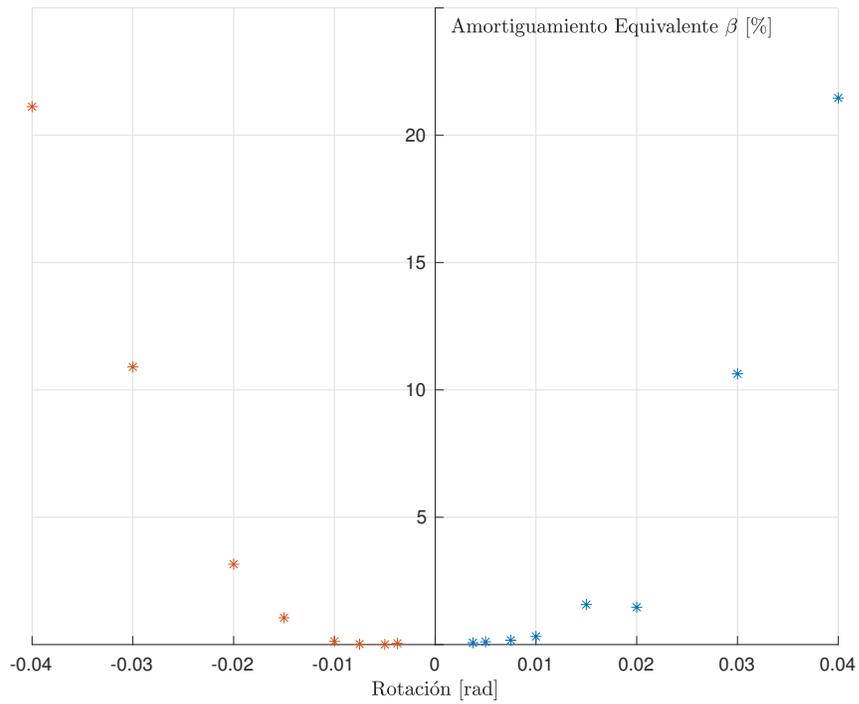


Figura 6.22: Amortiguamiento Equivalente.

Conclusiones

La conexión tipo Column-tree, es de amplia utilización en Chile como en el extranjero (principalmente Japón y Korea). Este tipo de conexión se caracteriza por tener ventajas constructivas, especialmente al no contemplar soldadura en terreno, disminuyendo los tiempos de instalación. Al no ser una conexión precalificada por la normativa americana AISC, el presente estudio inicia con una revisión bibliográfica de investigaciones experimentales y analíticas de la conexión, concluyendo que los diseños utilizados hacen referencia a normativas des-actualizadas.

Por este motivo se logra confeccionar una guía de diseño, la cual esta referenciada a las normativas vigentes (AISC-2016) en base a un diseño por capacidad, es decir, establecer una jerarquía en el mecanismo de falla que permita tener zonas de fluencia debidamente establecidos y controlados (rótula plástica), evitando fallas frágiles. Para esto se diseña la conexión en cara de la columna, mediante la conexión precalificada (AISC 358-16) *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* o **WUF-W**. Este tipo de conexión contempla que la “rotación inelástica es desarrollada principalmente por fluencia de la viga adyacente a la cara de la columna (para este caso “Stub-Beam”)” (AISC 358-16 pp. 46) para posteriormente diseñar los empalmes resistentes al momento máximo probable (Mp_r) y de esta manera asegurar el mecanismo de falla en la viga *Stub-Beam*.

Se diseñó una edificación urbana de 4 niveles utilizando pórticos a momento especiales en ambas direcciones, donde se debió incluir un sistema de arriostramiento lateral en todo el perímetro de la edificación para satisfacer los criterios de corte basal establecidos por la norma de diseño sísmico (NCh 433).

En el diseño de la conexión del edificio, el mecanismo de falla fue controlado por la capacidad de bloque de corte en alas de la viga lo que se vio reflejado en una gran cantidad de pernos en los empalmes de ala.

El análisis numérico logra ciclar la conexión hasta 0.04 [rad], de acuerdo a lo establecido por el protocolo de carga obteniendo la curva histerética de momento rotación. Dicha curva presenta un comportamiento peculiar en los ciclos tempranos (0.00375 [rad]) al observar una elevada rigidez, la cual varía y luego se mantiene constante. Esta singularidad en el comportamiento histerético se ve justificada ante la restricción impuesta por los empalmes de ala, dado su gran longitud y espesor, lo que combinados no permiten que la viga tenga una continuidad en la flexión y al tener dicho nivel de restricción incurse en rango plástico ante pequeñas deformaciones. Esto que permite posteriormente liberar energía, presentar un cambio de rigidez pero no así de resistencia, ya que los valores máximos de la curva

histerética se mantienen alcanzando valores sobre 1 vez el momento plástico de la viga para deformaciones de 0.04 [rad].

Al inicio de 0.02 [rad] comienza la aparición de deformaciones plásticas de las alas de viga las cuales se extienden a lo largo del ala y no se observa la formación de rótula plástica en el alma de la viga.

Finalmente se concluye que los resultados obtenidos no son representativos del comportamiento para las distintas configuraciones posibles de la conexión, la cual esta enormemente sujeta a la estructuración en la que se encuentra contenida, donde para la estructuración en estudio presenta una restricción que implica la formación de deformaciones plásticas en una zona no deseada.

Limitaciones del modelo

La principal limitación del modelo es la incapacidad de poder incluir la configuración de largas deformaciones, lo que incluye el efecto $P - \Delta$. Tampoco se pudo representar la holgura de entre pernos y perforación, permitiendo considerar el efecto de desplazamiento de pernos (disipación de energía), debido a los grandes problemas de convergencia que esto significaba para el modelo.

Otra limitante del modelo es la cantidad de elementos utilizados ya que al ser elementos sólidos de bajo orden que reducen el tiempo de procesamiento, pueden incurrir en resultados con un mayor error.

Futuras investigaciones

Se deja propuesto como futuros estudios para la conexión **Column-Tree** los siguientes tópicos:

- Calibrar el modelo de esta investigación con endurecimiento cinemático y largas deformaciones, pudiendo obtener una comparativa de las deformaciones y tensiones del sistema.
- Análizar los casos bi-direccionales con y sin carga axial.
- Desarrollar un modelo que considere la holgura entre pernos y perforación, permitiendo considerar el efecto de desplazamiento de pernos.
- Finalmente, estudiar la conexión column-tree para diversas estructuraciones, empleando la norma chilena de diseño sísmico (NCh 433) como la norma de diseño industrial (NCh 2369), lo que permita obtener recomendaciones para el diseño de este tipo de conexión.

Bibliografía

1. Abolhassan Astaneh-Asl (1997). *Seismic Design of Steel Column-Tree Moment - Resisting Frames*. California: Department of Civil and Environmental Engineering.
2. ANSI/AISC 360-16 (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicaco, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
3. ANSI/AISC 341-16 (2016). *Seismic provisions for Structural Steel Buildings*. Chicaco, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
4. ANSI/AISC 358-16 (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames For Seismic Applications*. Chicaco, Illinois (USA): Research Council On Structural Connections.
5. (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. Chicaco, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
6. AWS D1.8/D1.8M (2009). *Structural Welding Code - Seismic Supplement*. Miami, Florida (USA): American Welding Society.
7. NCh 433 Of.1996 Modificada en 2012 (2012) *Diseño Sísmico de Edificios*. Chile: Instituto Chileno de Normalización.
8. NCh 3171 Of. 2010 (2010). *Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas*. Chile: Instituto Chileno de Normalización.
9. Crisafulli, F.J (4ta Edición 2014) *Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero*. Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana del Acero.
10. McCormac, J. C. y Csernak,S. F. (5a Edición 2012).*Diseño De Estructuras De Acero*, D.F. México: Alfaomega Grupo Editor.
11. Keunyeong Oh, Rui Li, Liuyi Chen, Sung-Bin Hong y Kangmin Lee (Septiembre, 2014).Cyclic Testing of Steel Column-Tree Moment Connections with Weakened Beam Splices. International Journal of Steel Structures, Vol. 14, No.3, 471-478. Doi: 10.1007/s13296-014-3004-y.
12. Keunyeong Oh, Liuyi Chen, Sung-Bin Hong y Kangmin Lee (2015). Cyclic Testing of weak-axis column-tree connections with formation of plastic hinge at beam splice. Earthquakes and Structures, Vol. 8, No. 5, 1039-1054. Doi: 10.12989/eas.2015.8.5.1039.
13. Kangmin Lee, Rui Li, Liuyi Chen, Keunyeong Oh y Kang-Seok Kim (2013). Cyclic Testing of steel column-tree moment connections with various beam splice lengths. Steel and Composite Structures, Vol. 16, No. 2, 221-231. Doi: 10.12989/scs.2014.16.2.221.
14. Keunyeong Oh, Kangmin Lee, Liuyi Chen, Sung-Bin Hong y Yang Yang (Noviembre, 2014). Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections

- with reduced beam section. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.105, 28-38. Doi: 10.1016/j.jcsr.2014.10.005.
15. K.M McMullin y A. Astaneh-ASL (1996). Seismic Behavior of semi-rigid moment frames of column tree structures. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Elsevier Science Ltd. Paper No. 1113. ISBN:0080428223.
 16. Kurt Michael McMullin, M. Asce y Abolhassan Astaneh-Asl (2003). Steel Semirigid Column-Tree Moment Resisting Frame Seismic Behavior. *Journal of Structural Engineering* 129(9), 1243-1249. Doi: 10.1061/ ASCE 0733-9445 2003 129:9 1243.
 17. ANSYS 17.2.
 18. ETABS 2016.
 19. ArcelorMittal (Versión 2013-2) *Perfiles y Barras Comerciales, Programa de Venta*.
 20. Huei-Huang Lee (2017). *Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 17*. Taiwan: SDC publications.
 21. <https://www.sharcnet.ca>
 22. Salas, C. (2016). *ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES DE MOMENTO USANDO PERFILES T SOLDADOS*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Recuperado de <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/142560>.
 23. Gacitúa, C. N. (2014). *DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE FLUENCIA Y ROTURA ESPERADOS PARA PERFILES DE ACERO QUE SE UTILIZAN EN CHILE* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Recuperado de <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/130662>
 24. Gallegos, C. N. (2017). *DESEMPEÑO SÍSMICO DE NUDOS EN PÓRTICOS DE ACERO A MOMENTO CON COLUMNAS TUBULARES CONSIDERANDO EFECTOS BIDIRECCIONALES* (Tesis de Magíster). Universidad de Chile. Santiago de Chile.
 25. Nuñez, E. (2016). *ESTUDIO DE CONEXIONES A MOMENTO EMPLEANDO VIGAS DE ALMA ABIERTA Y COLUMNAS TUBULARES EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS A MOMENTO EN ESTRUCTURAS DE ACERO ANTE CARGAS SÍSMICAS* (Tesis Doctoral). Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.
 26. Ansys Costumer Material <https://support.ansys.com>
 27. Chopra Anil k.(4a Edición 2014). *Dinámica de Estructuras*, Prentice-Hall.

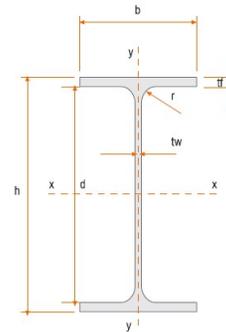
Apéndice A

Memoria de cálculo conexión Column Tree

Memoria de calculo Conexión Column-Tree

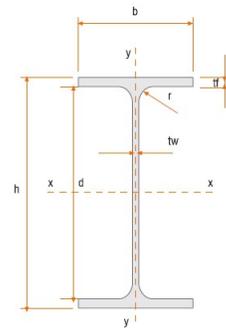
Datos elemento Columna: HE 340B

$bc := 300 \text{ mm}$	$zxc := 2408 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$Ec := 200000 \text{ MPa}$
$tfc := 21.5 \text{ mm}$	$Wc := 340$	$Fyc := 250 \text{ MPa}$
$twc := 12 \text{ mm}$		$Fuc := 400 \text{ MPa}$
$hc := 340 \text{ mm}$	$Gb := 134 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	$Ryc := 1.5$
$Ac := 170.9 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$		$Rtc := 1.2$
$dc := hc - 2 \cdot tfc = 29.7 \text{ cm}$		
Radio del filete :	$fr := 27 \text{ mm}$	

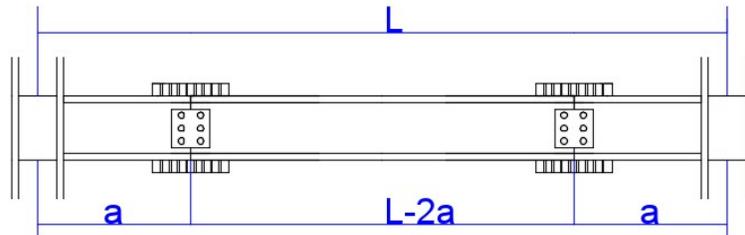


Datos elemento Viga: IPE 360

$bb := 170 \text{ mm}$	$lxb := 16270 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	$Eb := 200000 \text{ MPa}$
$tfb := 12.7 \text{ mm}$	$zxb := 1019 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$Fyb := 250 \text{ MPa}$
$twb := 8.0 \text{ mm}$	$sxb := 0.000904 \text{ m}^3$	$Fub := 400 \text{ MPa}$
$hb := 360 \text{ mm}$	$rxb := 0.1496 \text{ m}$	$Ryb := 1.5$
	$ryb := 0.03788 \text{ m}$	$Rtb := 1.2$
	$Wb := 360$	
	$Gb := 57.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	
Radio del filete :	$frb := 18 \text{ mm}$	



Diseño Conexión



Establecer ubicación "a" de la conexión

Distancia entre columnas: $l := 7 \text{ m}$

Distancia entre conexión: $a := 1 \text{ m} + \frac{hc}{2} = (1.17 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Distancia Arriostramiento lateral: $l_b := \frac{l}{4} = 1.75 \text{ m}$

Distancia máxima libre de arriostramiento (AISC 341-16) D1.2c

$$L_{bmax} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E_b}{F_{yb} \cdot R_{yb}} = 1.919 \text{ m}$$

$$l_b = 1.75 \text{ m}$$

if $l_b \leq L_{bmax}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

Se verifica que la conexión no esta ubicada en la misma zona que el arriostramiento lateral.

$$a = 1.17 \text{ m}$$

$$l_b = 1.75 \text{ m}$$

if $a \leq l_b$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Cambiar distancia conexión"	

Momento, corte y carga axial mediante ETABS.

Se escoge la Elevación 4, Piso 3, Viga B12

Carga distribuida sobre la viga

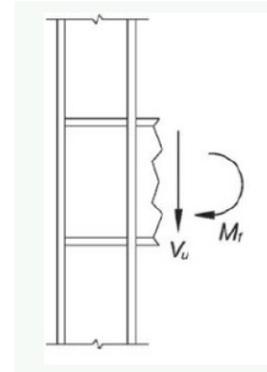
$$q := 0.568 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} + 0.219 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} = 7.718 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reacciones cara de columna:

Corte: $V := 12.01 \text{ tonnef}$
Momento : $M := 16.17 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
Fuerza axial en columna: $Nc := 42.74 \text{ tonnef}$

Dimensiones Elevación:

Altura piso superior a la conexión: $Hu := 4 \text{ m}$
Altura piso inferior a la conexión: $HI := 4 \text{ m}$



Diseño "Stub Beam"

Se diseña de acuerdo a la norma (AISC 358-16) capítulo 8 WUF-W

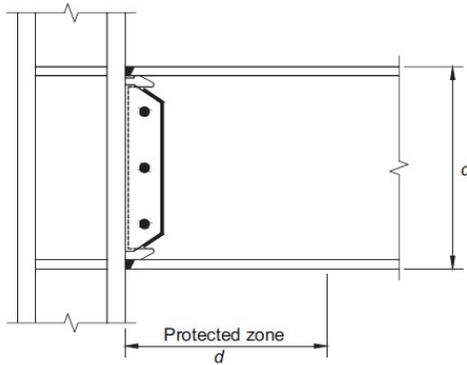


Fig. 8.1. WUF-W moment connection.

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, May 12, 2016

Limitaciones

a) Viga

- 1) Viga debe ser perfil armado I o laminado wide flange
- 2) Altura máxima de viga: W36 (W920)
 $Wb = 360$

if $Wb \leq 920$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Cambiar Viga"	

- 3) Peso Límite: 224 kg/m

$Gb = 57.1 \frac{kg}{m}$	if $Gb \leq 224 \frac{kg}{m}$	= "Cumple"
	"Cumple"	
	else	
	"Cambiar Viga"	

4) Espesor máximo de ala : 25mm

$$t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$$

if $t_{fb} \leq 25 \text{ mm}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Cambiar Viga"	

5) Relacion largo ancho: SMF =7

$$\frac{a}{l} = 167.143 \cdot 10^{-3}$$

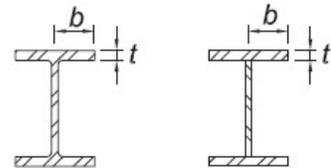
if $\frac{a}{l} \leq 7$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Cambiar Viga"	

6) Relaciones ancho espesor: criterio alta ductilidad, AISC 341-16 Tabla D1.1

Ancho espesor: Alas

$$\lambda_{hdb} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.39$$

$$\frac{bb \cdot 0.5}{t_{fb}} = 6.693$$

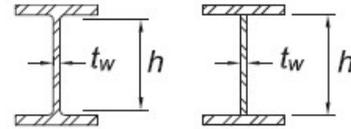


if $\frac{bb \cdot 0.5}{t_{fb}} \leq \lambda_{hdb}$	= "Highly Ductile"
"Highly Ductile"	
else	
"Moredateley Ductile"	

Ancho espesor: Alma

$$Cab := 0$$

Sin carga axial



$$\frac{hb - 2 \cdot tfb}{twb} = 41.825$$

$$\lambda hdb := \begin{cases} \text{if } Cab \leq 0.114 & 2.57 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{Ryb \cdot Fyb}} \cdot (1 - 1.04 \cdot Cab) \\ \text{else} & \begin{cases} \text{if } 0.88 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{Ryb \cdot Fyb}} \cdot (2.68 - Cab) \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{Ryb \cdot Fyb}} & 0.88 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{Ryb \cdot Fyb}} \cdot (2.68 - Cab) \\ \text{else} & 1.57 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{Ryb \cdot Fyb}} \end{cases} \end{cases} = 59.352$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{hb - 2 \cdot tfb}{twb} \leq \lambda hdb & \text{"Highly Ductile"} \\ \text{else} & \text{"Moredateley Ductile"} \end{cases}$$

7) Arriostramiento lateral: mayor que distancia protegida "d"

$$lb = (1.75 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$hb = 360 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \text{if } lb > hb & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

8) Zona protegida: Porcion de la viga entre la cara de la columna y una altura de viga desde la cara de la columna

$$d := hb = 360 \text{ mm}$$

$$a = (1.17 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \text{if } d \leq a & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

b) Columna

1) Sección: cualquier sección laminada o armada permitida en capítulo 2.3 de AISC 358-16

2) Conexión: La viga debe estar conectada a las alas de la columna

3) Altura viga: Máximo W36 (W920)

$$W_c = 340$$

if $W_c \leq 920$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Cambiar Viga"	

4) Peso: Sin límite

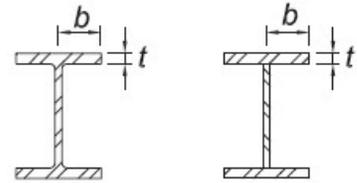
5) Espesor ala: Sin requerimientos

6) Relaciones ancho espesor: criterio alta ductilidad, AISC 341-16 Tabla D1.1

Ancho espesor: Alas

$$\frac{0.5 \cdot bc}{tfc} = 6.977$$

$$\lambda_{hdc} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.39$$



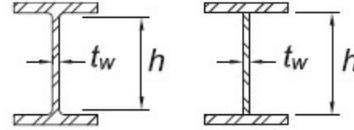
if $\frac{0.5 \cdot bc}{tfc} \leq \lambda_{hdc}$	= "Highly Ductile"
"Highly Ductile"	
else	
"Moredately Ductile"	

Ancho espesor: Alma

$$P_y := R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 653.511 \text{ tonnef}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$C_{ac} := \frac{N_c}{\phi_c \cdot P_y} = 72.667 \cdot 10^{-3}$$



$$\frac{d_c}{t_{wc}} = 24.75$$

$$\lambda_{hdc} := \begin{cases} \text{if } C_{ac} \leq 0.114 & 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_{ac}) \\ \text{else} & \begin{cases} \text{if } 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{ac}) \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} & 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{ac}) \\ \text{else} & 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_c}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \end{cases} \end{cases} = 54.866$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{d_c}{t_{wc}} \leq \lambda_{hdc} & \text{"Highly Ductile"} \\ \text{else} & \text{"Moredateley Ductile"} \end{cases}$$

7) Arriostamiento lateral: AISC 341-16, no aplica en este caso

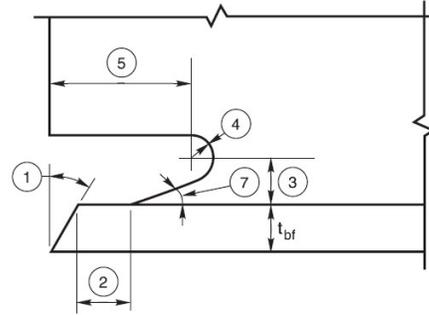
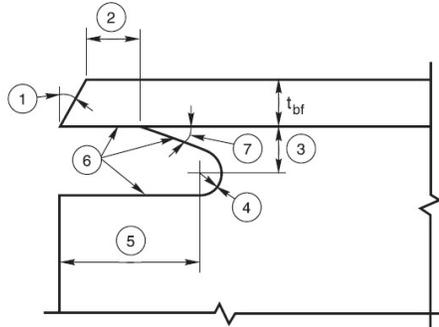
c) Relaciones Columna- Viga

- 1) Zona panel debe satisfacer los requerimientos de AISC 341-16
- 2) Se debe satisfacer criterio columna fuerte-viga Débil

d) Soldadura alas de la viga- alas columna

1) Alas de la viga a alas de la columna: Penetración completa (CJP) cumpliendo los requerimientos AISC 341-16

2) Agujero de acceso: Debe satisfacer AWS D1.8M, Sección 6.11.1.2, calidad soldadura de agujero de acceso debe satisfacer los requerimientos de AWS D1.8



Dimensiones agujeros de acceso:

$$ah1 := 30 \text{ deg}$$

$$ah2 := t_{bf} = 12.7 \text{ mm}$$

$$ah3 := 15 \text{ mm}$$

$$ah4 := 10 \text{ mm}$$

$$ah5 := 3 \cdot t_{bf} = 38.1 \text{ mm}$$

$$ah7 := \text{atan} \left(\frac{ah3 - ah4}{ah5 - ah2} \right) = 11.136 \text{ deg}$$

Notes:

1. Bevel as required for the WPS.

2. t_{bf} or 1/2 in [12 mm], whichever is larger (plus 1/2 t_{bf} , or minus 1/4 t_{bf}).

3. The minimum dimension shall be 3/4 t_{bf} , or 3/4 in [20 mm], whichever is greater. The maximum dimension shall be t_{bf} (+1/4 in [6 mm]).

4. 3/8 in [10 mm] minimum radius (-0, +unlimited).

5. 3 t_{bf} ($\pm 1/2$ in [12 mm]).

6. See 6.10.2.1 for surface roughness requirements.

7. Tolerances shall not accumulate to the extent that the angle of the access hole cut to the flange surface exceeds 25°.

Figure 6.2—Alternate Geometry—
Beam Flange Weld Access Hole Detail
(see 6.10.1.2)

Distancia entre agujeros de acceso: $hp := hb - 2 \cdot t_{bf} - 2 \cdot (ah3 + ah4) = 284.6 \text{ mm}$

Se verifican dimensiones: $t_{bf} \cdot \tan(ah1) = 7.332 \text{ mm}$

$$\min \left(\frac{3}{4} \cdot t_{bf}, 20 \text{ mm} \right) = 9.525 \text{ mm}$$

$$(t_{bf} + 6 \text{ mm}) = 18.7 \text{ mm}$$

$$\text{if } \min \left(\frac{3}{4} \cdot t_{bf}, 20 \text{ mm} \right) \leq ah3 \leq (t_{bf} + 6 \text{ mm}) \quad \text{= "Cumple"}$$

|| "Cumple"

else

|| "Modificar ah3"

$$ah7 = 11.136 \text{ deg}$$

$$\text{if } ah7 \leq 25 \text{ deg} \quad \text{= "Cumple"}$$

|| "Cumple"

else

|| "Modificar distancias para cumplir ángulo"

$$ah4 = 10 \text{ mm}$$

$$\text{if } 10 \text{ mm} \leq ah4 \quad \text{= "Cumple"}$$

|| "Cumple"

else

|| "Modificar ah4"

F) Limitaciones conexión alma viga-columna

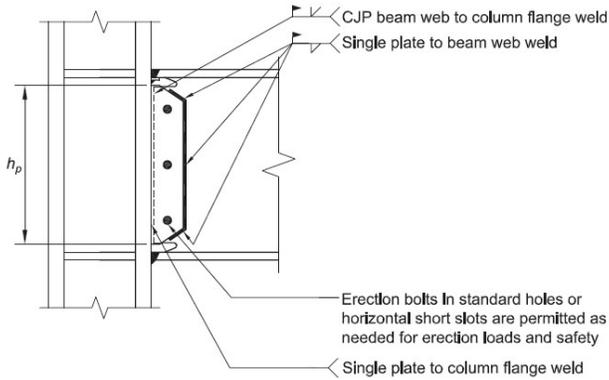
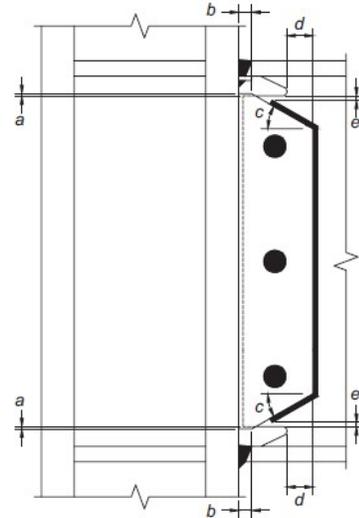


Fig. 8.2. General details of beam web-to-column flange connection.

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, May 12, 2016



Notes

- a = 1/4 in. (6 mm) minimum, 1/2 in. (12 mm) maximum
- b = 1 in. (25 mm) minimum
- c = 30° (±10°)
- d = 2 in. (50 mm) minimum
- e = 1/2 in. (12 mm) minimum distance, 1 in. (25 mm) maximum distance from end of fillet weld to edge of access hole

a) Dimensiones placa de corte (figura 8.3 AISC 358-16)

Espesor placa de corte $sp := twb = 8 \text{ mm}$
 $sa := 10 \text{ mm}$
 $sb := 25 \text{ mm}$
 $sc := 30 \text{ deg}$
 $sd := 50 \text{ mm}$
 $se := 15 \text{ mm}$

Se verifican dimensiones:

if $6 \text{ mm} \leq sa \leq 12 \text{ mm}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Modificar sa"

if $50 \text{ mm} \leq d$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Modificar sd"

if $25 \text{ mm} \leq sb$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Modificar sb"

if $12 \text{ mm} \leq se \leq 25 \text{ mm}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Modificar se"

Fig. 8.3. Details at top and bottom of single-plate shear connection

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, May 12, 2016
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

b) La conexión individual a corte debe estar soldada al ala de la columna.

$$FEXX := 70 \text{ ksi}$$

$$Fnpc := 0.6 \cdot FEXX \cdot \sqrt{2} = 409.528 \text{ MPa}$$

Corte de diseño soldadura :

$$Vsp := hp \cdot sp \cdot (0.6 \cdot Ryb \cdot Fyb) = 512.28 \text{ kN}$$

Determinamos espesor de soldadura

$$Dwsp := \frac{Vsp}{0.75 \cdot Fnpc \cdot hp} = 5.86 \text{ mm}$$

c) La placa individual de corte debe estar conectada al alma de la viga con soldadura filete, como se observa en la figura 8.2 y 8.3.

Determinamos espesor de soldadura

$$Dwsp2 := sp - 2 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$$

d) Pernos verticales en agujeros estándar o pernos horizontales en espacios pequeños son permitidos si es necesario

e) Soldadura de penetración completa debe ser utilizada entre el alma de la viga y el ala de la columna. Esta soldadura debe ser suministrada sobre todo el largo del alma, entre los agujeros de acceso de la soldadura y debe satisfacer los requerimientos de demanda de soldadura crítica en AISC seismic Provisions y AWS D1.8/D1.8M.

Procedimiento de diseño (AISC 358-16)

Paso 1: Determinar el momento máximo probable en la rotula plástica

$$cpr := 1.2$$

$$Mpr := cpr \cdot Ryb \cdot Fyb \cdot zxb = 458.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento máximo probable en rotula , AISC 358-16 2.4.3

Paso 2: Ubicacion de la rotula plástica (Sh) debe ser tomada para estar en la cara de la columna

$$Sh := \frac{hc}{2} = 170 \text{ mm}$$

Paso 3: Cálculo de la fuerza de corte (Vh) en la ubicación de la rótula plástica

Distancia entre rotulas plásticas

$$Lh := l - 2 \cdot Sh = 6660 \text{ mm}$$

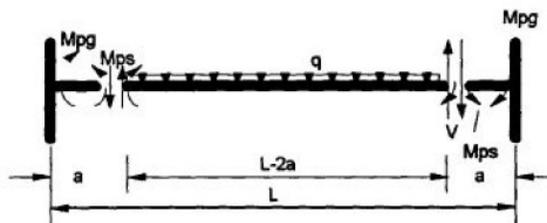
Corte por cargas gravitacionales

$$V_{\text{gravedad}} := q \cdot \frac{Lh}{2} = 25.7 \text{ kN}$$

Corte en la rótula plástica (AISC 358.16 10.8)

$$Vh := 2 \cdot \frac{Mpr}{Lh} + V_{\text{gravedad}} = 163.403 \text{ kN}$$

$$Vh = 163.403 \text{ kN}$$



$$Mpg = Mps + Va$$

$$V = 2Mps / (L - 2a) + q(L - 2a) / 2$$

Paso 4: Verificar las limitaciones viga columna

Criterio Columna fuerte-Viga Débil

Viga:

Momento adicional producto de amplificación del corte $Mv := Vh \cdot Sh = 27.779 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\alpha_s := 1$

$$Mpb := 2 \cdot (Mpr + \alpha_s \cdot Mv) = 972.657 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Columna:

Solicitaciones en el nodo por ámbas columnas producto las cargas últimas 1,2D+L+1.4E

$$Puci := 39.15 \text{ tonnef}$$

$$Pucii := 85.8 \text{ tonnef}$$

$$Mpc := zxc \cdot \left(\left(Fyc - \alpha_s \cdot \frac{Puci}{Ac} \right) + \left(Fyc - \alpha_s \cdot \frac{Pucii}{Ac} \right) \right) = (1.031 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{Mpc}{Mpb} = 1.06 \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{Mpc}{Mpb} > 1.0 \\ \quad \left\| \text{return "Cumple criterio"} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{return "No cumple criterio"} \right. \end{array} \right\} = \text{"Cumple criterio"}$$

Zona Panel: AISC 360-16 (Capítulo J)

J10.6 Corte Zona Panel

$$\phi_j := 0.9$$

$$H := \text{mean}(Hu, Hl) = 4000 \text{ mm}$$

Fuerza de corte en la porción de la columna fuera de la zona panel, que ocurre cuando las vigas han alcanzado su máximo momento probable AISC 358-16

$$Vcol := 2 \cdot \frac{Mpr + Mv}{H}$$

$$\text{Corte solicitante C-E3-9 AISC 341-16} \quad Rupz := \frac{2 \cdot Mpr}{hb - tfb} - Vcol = (2.397 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza de fluencia: AISC 360 J10.6} \quad Py := Fyc \cdot Ac = (4.273 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\text{Esfuerzo requerido: AISC 360 J10.6} \quad Pr := \text{mean}(Puci, Pucii) = 612.67 \text{ kN}$$

Resistencia Nominal: AISC 360 J10.6

$$Rn\phi := \begin{cases} \text{if } 1.0 \cdot Pr \leq 0.4 \cdot Py \\ \quad \parallel 0.6 \cdot Fyc \cdot dc \cdot twc \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.6 \cdot Fyc \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1.4 - 1.0 \cdot \frac{Pr}{Py}\right) \end{cases} = 534.6 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \text{if } \phi\phi \cdot Rn\phi \geq Rupz \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Se deben usar doubler plates"} \end{cases}$$

Diseño Doubler plates (en caso de necesitar): J10.9 AISC 360-16

Espesor minimo requerido

$$tdp := twc \cdot \frac{Rupz}{\phi\phi \cdot Rn\phi} - twc = 47.795 \text{ mm}$$

Usar dos planchas adosadas

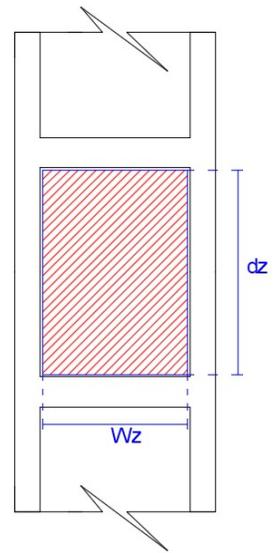
$$tdp := 25 \text{ mm}$$

$$wz := dc - 2 \cdot fr = 243 \text{ mm}$$

$$dz := hb - 2 \cdot tfb = 334.6 \text{ mm}$$

Espesor zona panel AISC 341-16 E3-7

$$\begin{cases} tdp = 25 \text{ mm} \\ \frac{dz + wz}{90} = 6.418 \text{ mm} \end{cases} \begin{cases} \text{if } tdp \geq \frac{dz + wz}{90} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$



Paso 5: Chequear diseño de la viga al esfuerzo de corte

$$Vu := Vh = 163.403 \text{ kN}$$

$$Aw := twb \cdot (hb - tfb) = 2778.4 \text{ mm}^2$$

$$Cv1 := \begin{cases} \text{if } \frac{(hb - 2 \cdot tfb)}{twb} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{Eb}{Fyb}} \\ \quad \parallel 1.0 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{cases} = 1$$

$$\phi := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v1 = 416.76 \text{ kN}$$

$$V_u = 163.403 \text{ kN}$$

if $\phi \cdot V_n \geq V_u$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Paso 6: Chequear los requerimientos de placas de continuidad para la sección 2.4.4. (Utilizar placas de continuidad si es necesario)

Verificar columna placas de continuidad AISC 360-16 J10, AISC 341-16 E3.6f

(a) Esfuerzo requerido en la cara de la columna excede el esfuerzo disponible

$$M_f := M_{pr} + M_v = 486.329 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_d := h_b - t_{fb} = 34.73 \text{ cm}$$

$$P_f := \frac{0.85 \cdot M_f}{a_s \cdot d_d} = (1.19 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

J10.1 Pandeo local del ala

$$\phi_{j1} := 0.9$$

$$R_{nj1} := 6.25 \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}^2 = 722.266 \text{ kN}$$

J10.2 Fluencia local del alma

$$\phi_{j2} := 1$$

$$k_{j2} := t_{fc} + r_f = 48.5 \text{ mm}$$

$$l_{bj2} := t_{fb}$$

$$R_{nj2} := F_{yc} \cdot t_{wc} \cdot (5 \cdot k_{j2} + l_{bj2}) = 765.6 \text{ kN}$$

J10.3 Crippling Local del Alma

$$\phi_{j3} := 0.75$$

$$l_{bj3} := t_{fb}$$

$$Q_f := 1$$

$$R_{nj3} := 0.8 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_{bj3}}{d_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E_c \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \cdot Q_f = 1148.675 \text{ kN}$$

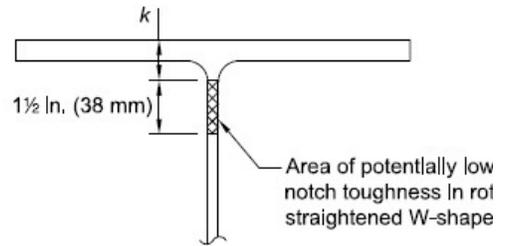


Fig. C-J10.7. Representative "k-area" of a wide-flange sh

J10.5 Flexo-compresión del alma

$$\phi j5 := 0.9$$

$$Qf5 := 1$$

$$hj5 := dc - 2 \cdot kj2 = 200 \text{ mm}$$

$$Rnj5 := \left(\frac{24 \cdot tfc^3 \cdot \sqrt{Ec \cdot Fyc}}{hj5} \right) \cdot Qf5 = (8.433 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Se Verifica para el menor caso

$$Fminc := \min(\phi j1 \cdot Rnj1, \phi j2 \cdot Rnj2, \phi j3 \cdot Rnj3, \phi j5 \cdot Rnj5) = 650.039 \text{ kN}$$

$$Pf = (1.19 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

if $Fminc \geq Pf$	} = "Se requieren Placas de continuidad"
"Cumple"	
else	
"Se requieren Placas de continuidad"	

(b) Cuando el espesor de la ala de la columna es menor que el espesor límite (AISC 341-16, Sección E3

Espesor límite (AISC 341, E3-8) $tlim := \frac{bb}{6} = 28.333 \text{ mm}$

if $tfc \leq tlim$	} = "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se requieren Placas de Continuidad"	

Diseño placas de continuidad

Propiedades del acero

$$Fypc := 250 \text{ MPa}$$

$$Fupc := 400 \text{ MPa}$$

Máxima fuerza sometido ala de viga (Ff)

$$Ff := \frac{Mpr}{hb} = (1.274 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

a) Resistencia a tracción

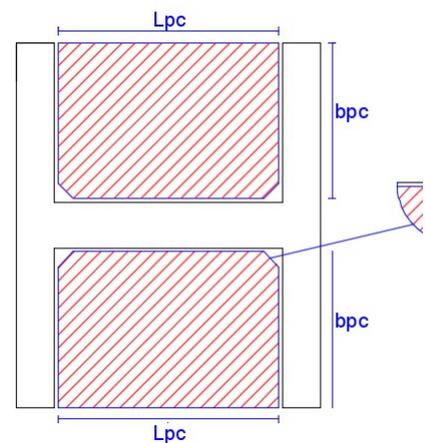
$$Ftpc := Pf - Fminc = 540.227 \text{ kN}$$

$$tpc := 25 \text{ mm} \quad \text{Espesor placa continuidad}$$

$$clip := 30 \text{ mm}$$

$$Lpc := dc = 297 \text{ mm}$$

$$Apc := \frac{Ff}{0.9 \cdot Fypc} = 56.611 \text{ cm}^2 \quad \text{Área requerida}$$



Esquema cara de columna y placas de continuidad

$$bpc := \frac{Apc + 2 \cdot tpc \cdot clip}{2 tpc} = 143.222 \text{ mm} \quad \text{Anchura requerida}$$

Verificamos con anchura proporcionada:

$$\frac{bc}{2} - \frac{twc}{2} = 144 \text{ mm} \quad \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{bc}{2} - \frac{twc}{2} \geq bpc \\ \text{|| "cumple"} \\ \text{else} \\ \text{|| "No cumple"} \end{array} \right. = \text{"cumple"}$$

b) Resistencia a corte

$$R_{pcv} := 2 \cdot 0.6 \cdot F_{ypc} \cdot tpc \cdot (L_{pc} - 2 \cdot clip) = (1.778 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$2 \cdot F_{tpc} = (1.08 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{if } 0.9 \cdot R_{pcv} \geq 2 \cdot F_{tpc} \\ \text{|| "Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{|| "No cumple"} \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

c) Requisitos adicionales J10.8 AISC 360-16

$$\text{a) } \left| \begin{array}{l} \text{if } bpc + 0.5 \cdot twc \geq \frac{1}{3} tfb \\ \text{|| "Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{|| "No cumple"} \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

$$bpc + 0.5 \cdot twc = 149.222 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} tfb = 4.233 \text{ mm}$$

$$\text{b) } \left| \begin{array}{l} \text{if } tpc \geq \max\left(\frac{tfb}{2}, \frac{bpc}{16}\right) \\ \text{|| "Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{|| "No cumple"} \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

$$tpc = 25 \text{ mm}$$

$$\max\left(\frac{tfb}{2}, \frac{bpc}{16}\right) = 8.951 \text{ mm}$$

$$\text{c) } \left| \begin{array}{l} \text{if } L_{pc} \geq \frac{1}{2} dc \\ \text{|| "Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{|| "No cumple"} \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

$$L_{pc} = 297 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{2} dc = 148.5 \text{ mm}$$

D) Diseño soldadura

Alas: Penetración Completa

Alma: Filete J4 AISC 360-16

$FEXX := 70$ **ksi**

$Fnpc := 0.6 \cdot FEXX \cdot \sqrt{2} = 409.528$ **MPa**

Se determina espesor soldadura:

$$Dwpc := \frac{0.6 \cdot Ryc \cdot Fypc \cdot tpc}{0.75 \cdot Fnpc} = 18.314 \text{ mm}$$

Espesor parte mas delgada unida:

$$esp := \min(twc, tpc) = 12 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de soldadura AISC
360-16, Capítulo J Tabla J2.4

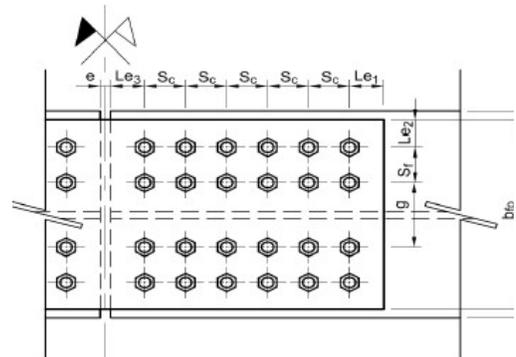
$$emin := 8 \text{ mm}$$

Diseño Empalmes

Propiedades y dimensiones de las planchas de la conexión

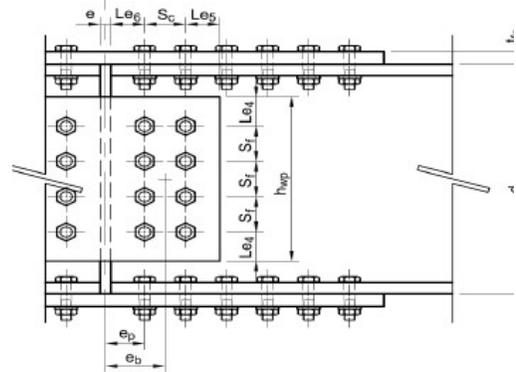
-Planchas de ala

Número de filas de pernos:	$nf := 2$
Número de columnas de pernos:	$nc := 6$
Espesor tentativo de las planchas:	$tfp := 38 \text{ mm}$
Ancho de la plancha:	$bfp := 170 \text{ mm}$
Gramil pernos internos:	$g := 80 \text{ mm}$
Separación entre fila de pernos:	$Sf := 0 \text{ mm}$
Separación entre columna de pernos:	$Sc := 55 \text{ mm}$
Distancia al borde de la plancha:	$Le1 := 40 \text{ mm}$
Distancia al borde lateral de la plancha:	$Le2 := 45 \text{ mm}$
Distancia al borde de la viga:	$Le3 := 40 \text{ mm}$
Separación entre vigas:	$e := 10 \text{ mm}$



-Planchas de alma

Número de planchas en el alma:	$nwp := 2$
Número de filas de pernos:	$nwf := 3$
Número de columnas de pernos:	$nwc := 1$
Espesor tentativo de las planchas:	$twp := 8 \text{ mm}$
Separación entre fila de pernos:	$Swf := 55 \text{ mm}$
Separación entre columna de pernos:	$Swc := 0 \text{ mm}$
Distancia ver. al borde de la plancha:	$Le4 := 40 \text{ mm}$
Distancia hor. al borde de la plancha:	$Le5 := 40 \text{ mm}$
Distancia al borde de la viga:	$Le6 := 40 \text{ mm}$
Separación entre vigas:	$hwp := Swf \cdot (nwf - 1) + 2 \cdot Le4 = 190 \text{ mm}$



-Tipo de acero: ASTM-A 572 Gr. 50

Tension de Fluencia del acero: $Fyp := 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 344.704 \text{ MPa}$

Tensión de Rotura del acero: $Fup := 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 448.164 \text{ MPa}$

-Pernos de conexión

-Alas: 325-M

Capacidad nominal a corte $F_v := 469 \text{ MPa}$

Alma: 325-M

Capacidad nominal a corte $F_v := 469 \text{ MPa}$

-Solicitaciones de diseño

Momento flector factorizado: $M_u := M_{pr} = 458.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Fuerza cortante factorizada: $V_u := V_h = 163.403 \text{ kN}$

a.-Diseño plancha de ala y pernos de unión

$$P_{uf} := \frac{M_u}{hb + t_f p} = 1152.136 \text{ kN}$$

b.- Calculo del diametro "db" requerido para los pernos, (AISC 360-16, capitulo J3.6)

Número de planos de corte: $n_{pc} := n_f \cdot n_c = 12$ $\phi_n := 0.75$

$$d_{breqd} := \sqrt{\frac{4 \cdot P_{uf}}{\phi_n \cdot \pi \cdot n_{pc} \cdot F_v}} = 18.642 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados:

Diámetro nominal $db := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$

Diámetro nominal agujero $dh := \frac{13}{16} \text{ in} = 20.638 \text{ mm}$

c.-Verificacion de la rotura por flexion de la viga empalmada (AISC 360-16, capítulo F, Sec f13.1)

$$\phi b := 0.90$$

$$\text{Área Gruesa ala traccionada: } A_{fg} := t_{fb} \cdot b_b = 21.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área Neta ala traccionada: } A_{fn} := A_{fg} - t_{fb} \cdot (n_f \cdot d_h) = 16.348 \text{ cm}^2$$

$$M_n := F_{ub} \cdot \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \cdot s_{xb} = 273.806 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{ub} \cdot A_{fn} = 653.923 \text{ kN}$$

$$Y_t \cdot F_{yb} \cdot A_{fg} = 539.75 \text{ kN}$$

$$Y_t := \begin{cases} \text{if } \frac{F_{yb}}{F_{ub}} \leq 0.8 & = 1 \\ \parallel & 1.0 \\ \text{else} & \\ \parallel & 1.1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{if } F_{ub} \cdot A_{fn} \geq Y_t \cdot F_{yb} \cdot A_{fg} & = \text{"No aplica el estado tensional de rotura"} \\ \parallel & \text{"No aplica el estado tensional de rotura"} \\ \text{else} & \\ \parallel & \text{if } \phi b \cdot M_n \geq M_u \\ \parallel & \parallel \text{"Cumple"} \\ \parallel & \text{else} \\ \parallel & \parallel \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

d.- Verificacion de la resistencia al aplastamiento y al desgarramiento, (AISC 360-16, J Secci J3.10)

$$\phi := 0.75$$

$$\text{Número de pernos internos} \quad n_i := n_f \cdot (n_c - 1) = 10$$

$$\text{Número de pernos externos} \quad n_o := n_f = 2$$

-Planchas de ala:

$$\text{Resistencia al aplastamiento: } 2.4 \cdot d_b \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 778.622 \text{ kN}$$

Desgarramiento en el borde de la plancha por los pernos externos:

$$L_c := L_e1 - \frac{d_h}{2} = 29.681 \text{ mm}$$

$$1.2 L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 606.574 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (menor)

$$m_0 := \min(2.4 \cdot d_b \cdot t_{fp} \cdot F_{up}, 1.2 L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up}) = 606.574 \text{ kN}$$

Desgarramiento de la plancha entre pernos internos:

$$L_c := S_c - dh = 34.363 \text{ mm}$$

$$1.2 L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up} = 702.241 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (menor)

$$r_{ni} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fp} \cdot F_{up}, 1.2 L_c \cdot t_{fp} \cdot F_{up}) = 702.241 \text{ kN}$$

Se verifica resistencia y apalstamiento:

$$\phi \cdot (n_i \cdot r_{ni} + n_o \cdot r_{n0}) = 6176.672 \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 1152.136 \text{ kN}$$

```
if  $\phi \cdot (n_i \cdot r_{ni} + n_o \cdot r_{n0}) \geq P_{uf}$  = "Cumple"  
  || "Cumple"  
else  
  || "No cumple"
```

-Alas de la viga:

Resistencia al aplastamiento: $2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 232.258 \text{ kN}$

Desgarramiento en el borde de la plancha por los pernos externos:

$$L_c := L_e3 - \frac{dh}{2} = 29.681 \text{ mm}$$

$$1.2 L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 180.937 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (menor)

$$r_{n0} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}, 1.2 L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}) = 180.937 \text{ kN}$$

Desgarramiento de la plancha entre pernos internos:

$$L_c := S_c - dh = 34.363 \text{ mm}$$

$$1.2 L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub} = 209.474 \text{ kN}$$

Se escoge el estado controlador (menor)

$$r_{ni} := \min(2.4 \cdot db \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}, 1.2 L_c \cdot t_{fb} \cdot F_{ub}) = 209.474 \text{ kN}$$

Se verifica resistencia y aplastamiento:

$$\phi \cdot (n_i \cdot r_{ni} + n_o \cdot r_{n0}) = 1842.459 \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 1152.136 \text{ kN}$$

```

if  $\phi \cdot (n_i \cdot r_{ni} + n_o \cdot r_{n0}) \geq P_{uf}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

e) Resistencia a la tracción de las planchas de ala (AISC 360 Capítulo J, sección J4.1)

$$\phi := 0.9$$

Cedencia en tracción:

$$A_g := t_{fp} \cdot b_{fp} = 64.6 \text{ cm}^2$$

$$R_n := F_{yp} \cdot A_g = 2226.786 \text{ kN}$$

$$P_{uf} = 1152.136 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot R_n = (2.004 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

```

if  $\phi \cdot R_n \geq P_{uf}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

Fractura en tracción:

$$\phi := 0.75$$

$$U := \text{if } b_{fp} \geq \frac{2}{3} h_b \mid = 850 \cdot 10^{-3}$$

$$\mid \mid 0.9$$

else

$$\mid \mid 0.85$$

$$A_n := \min(U \cdot A_g, t_{fp} \cdot (b_{fp} - n_f \cdot d_h)) = 48.916 \text{ cm}^2$$

$$R_n := F_{up} \cdot A_n = (2.192 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{uf} = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\phi \cdot R_n = (1.644 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

```

if  $\phi \cdot R_n \geq P_{uf}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

f) Resistencia por bloque de corte en la plancha y el ala de la viga (AISC 360 Capítulo J, sección J4.3)

$$\phi := 0.75 \quad Ubs := 1$$

Planchas de ala:

Modo de falla 1:

$$\begin{aligned} \text{Área gruesa de corte:} \quad Agv &:= 2 \cdot tfp \cdot ((nc - 1) Sc + Le1) = 239.4 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de corte:} \quad Anv &:= Agv - 2 \cdot tfp \cdot (dh \cdot (nc - 0.5)) = 153.135 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

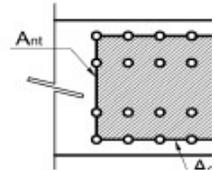
$$\text{Área neta de tracción:} \quad Ant := tfp \cdot \left(\left(Sf \cdot \frac{nf}{2} + g \right) - (nf - 1) \cdot dh \right) = 22.558 \text{ cm}^2$$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fup \cdot Anv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyp \cdot Agv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant) = (5.129 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$Puf = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Rn = (3.847 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

if $\phi \cdot Rn \geq Puf$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"



Modo de falla 2:

$$\begin{aligned} \text{Área gruesa de corte:} \quad Agv &:= 2 \cdot tfp \cdot ((nc - 1) Sc + Le1) = 239.4 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de corte:} \quad Anv &:= Agv - 2 \cdot tfp \cdot dh \cdot (nc - 0.5) = 153.135 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

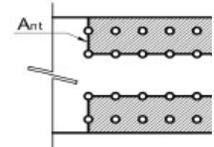
$$\text{Área neta de tracción:} \quad Ant := 2 \cdot tfp \cdot \left((Le2 + Sf) - dh \cdot \left(\frac{nf}{2} - 0.5 \right) \right) = 26.358 \text{ cm}^2$$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fup \cdot Anv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyp \cdot Agv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant) = (5.299 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$Puf = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Rn = (3.974 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

if $\phi \cdot Rn \geq Puf$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"



Alas de la viga:

$$\begin{aligned} \text{Área gruesa de corte:} \quad Agv &:= 2 \cdot tfb \cdot ((nc - 1) Sc + Le3) = 80.01 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta de corte:} \quad Anv &:= Agv - 2 \cdot tfb \cdot dh \cdot (nc - 0.5) = 51.179 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

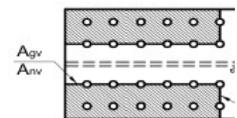
$$\text{Área neta de tracción:} \quad Ant := 2 \cdot tfb \cdot \left((Le2 + Sf) - dh \cdot \left(\frac{nf}{2} - 0.5 \right) \right) = 8.809 \text{ cm}^2$$

$$Rn := \min(0.6 \cdot Fub \cdot Anv + Ubs \cdot Fub \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyb \cdot Agv + Ubs \cdot Fub \cdot Ant) = (1.553 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$Puf = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Rn = (1.164 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

if $\phi \cdot Rn \geq Puf$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"



Diseño de la plancha de corte en el alma y pernos de unión

a) Cálculo del diámetro "db" requerido para los pernos (Corte Excéntrico método elástico)

Excentricidad del grupo de pernos:

$$eb := Le6 + \frac{(Swc \cdot (nwc - 1) + e)}{2} = 45 \text{ mm}$$

Número de pernos:

$$nb := nwf \cdot nwc = 3$$

Coordenadas del perno mas alejado del grupo:

$$xi_x := \frac{Swc \cdot (nwc - 1)}{2} = 0 \text{ mm}$$

$$yi_x := \frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = 55 \text{ mm}$$

Momento de inercia del grupo de pernos (Por unidad de área)

$$x1 := 0 \text{ mm} \quad y1 := \frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = 55 \text{ mm}$$

$$x2 := 0 \text{ mm} \quad y2 := \frac{nwf - 3}{2} \cdot Swf = 0 \text{ mm}$$

$$x3 := 0 \text{ mm} \quad y3 := -\frac{nwf - 1}{2} \cdot Swf = -55 \text{ mm}$$

$$Ip := (x1^2 + y1^2) + (x2^2 + y2^2) + (x3^2 + y3^2) = 60.5 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante vertical en el perno más alejado

$$Viy := \frac{Vu}{nb} + \frac{Vu \cdot eb}{Ip} \cdot xi_x = 54.468 \text{ kN}$$

Fuerza cortante horizontal en el perno más alejado

$$Vix := \frac{Vu \cdot eb}{Ip} \cdot yi_x = 66.847 \text{ kN}$$

Fuerza de corte resultante sobre el perno más alejado:

$$Vi := \sqrt{(Vix)^2 + (Viy)^2} = 86.228 \text{ kN}$$

Diámetro requerido para los pernos:

$$\phi := 0.75$$

$$db_{req} := \sqrt{\frac{4 \cdot Vi}{nwp \cdot \pi \cdot Fv}} = 10.819 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados:

Diámetro nominal $db := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$

Diámetro nominal agujero $dh := \frac{13}{16} \text{ in} = 20.638 \text{ mm}$

b) Verificación de la resistencia al aplastamiento (AISC 360-16 Capítulo J, Sec. j3.10)

$$\phi := 0.75$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre la plancha

$$nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twp \cdot Fup = 327.841 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre el alma de la viga

$$nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twb \cdot Fub = 292.608 \text{ kN}$$

$$Rn := \min(nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twp \cdot Fup, nwp \cdot 2.4 \cdot db \cdot twb \cdot Fub) = 292.608 \text{ kN}$$

$$Vi = 86.228 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \phi \cdot Rn \geq Vi & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

c) Verificación de la resistencia a flexión de la plancha de alma

$$\phi := 0.9$$

$$e_p := Le_6 + \frac{e}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$M_{up} := V_u \cdot e_p = (749.812 \cdot 10^{-3}) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cedencia en flexión

$$Z_{wp} := \frac{n_{wp} \cdot t_{wp} \cdot h_{wp}^2}{4} = 144.4 \text{ cm}^3$$

Tensión crítica de flexión en presencia del esfuerzo cortante, f_v

$$f_v := \frac{V_u}{n_{wp} \cdot t_{wp} \cdot h_{wp}} = 53.751 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} := \sqrt{(F_{yp})^2 - 3 \cdot f_v^2} = 331.893 \text{ MPa}$$

$$M_n := F_{cr} \cdot Z_{wp} = 47.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{up} = 7.353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $\phi \cdot M_n \geq M_{up}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

Fractura en flexión

$$\phi := 0.75$$

$$Z_{net} := \frac{n_{wp} \cdot t_{wp}}{4} \cdot \left(h_{wp}^2 - \frac{S_{wf}^2 \cdot n_{wf} \cdot (n_{wf}^2 - 1) \cdot d_h}{h_{wp}} \right) = 112.857 \text{ cm}^3$$

$$M_n := F_{up} \cdot Z_{net} = 50.579 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{up} = 7.353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $\phi \cdot M_n \geq M_{up}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

d) Resistencia al corte de la plancha (AISC 360-16, Capítulo j, Sec j4.2)

Cedencia por corte:

$$\phi := 0.9$$

$$Ag := twp \cdot hwp = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$Rn := 0.6 \cdot nwp \cdot Fyp \cdot Ag = 628.74 \text{ kN}$$

$$Vu = 163.403 \text{ kN}$$

```

if  $\phi \cdot Rn \geq Vu$  | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

Fractura por corte:

$$\phi := 0.75$$

$$Anv := twp \cdot (hwp - dh \cdot nf) = 11.898 \text{ cm}^2$$

$$Rn := 0.6 \cdot nwp \cdot Fup \cdot Anv = 639.87 \text{ kN}$$

$$Vu = 163.403 \text{ kN}$$

```

if  $\phi \cdot Rn \geq Vu$  | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

e) Resistencia por bloque de corte en la plancha y el ala de la viga (AISC 360 Capítulo J. sección J4.3)

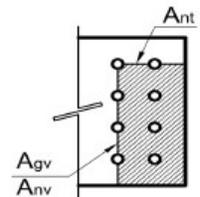
$$\phi := 0.75$$

$$Ubs := 0.5$$

Área gruesa de corte: $Agv := twp \cdot (Le4 + Swf \cdot (nwf - 1)) = 12 \text{ cm}^2$

Área neta de corte: $Anv := Agv - twp \cdot (dh) \cdot (nwf - 0.5) = 7.873 \text{ cm}^2$

Área neta de tracción: $Ant := twp \cdot (Le5 + Swc \cdot (nwc - 1) - (nwc - 0.5) \cdot dh) = 2.375 \text{ cm}^2$



$$Rn := nwp \cdot \min(0.6 \cdot Fup \cdot Anv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant, 0.6 \cdot Fyp \cdot Agv + Ubs \cdot Fup \cdot Ant) = 529.797 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot Rn = 397.348 \text{ kN}$$

$$Vu = 163.403 \text{ kN}$$

```

if  $\phi \cdot Rn \geq Vu$  | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

Verificaciones Dimensionales

Se establece las dimensiones de los pernos de empalmes de ala y alma (Specification for structural Joints Using High-Strength Bolts 2014)

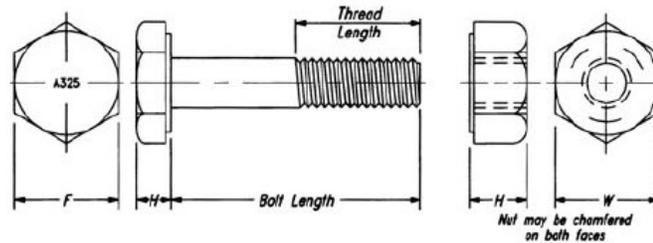


Table C-2.1. Bolt and Nut Dimensions

Nominal Bolt Diameter, d_b , in.	Heavy-Hex Bolt Dimensions, in.			Heavy-Hex Nut Dims., in.	
	Width across flats, F	Height, H_1	Thread Length, T	Width across flats, W	Height, H_2
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{5}{16}$	1	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{25}{64}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{39}{64}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{15}{32}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{47}{64}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{7}{16}$	$\frac{35}{64}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{16}$	$\frac{55}{64}$
1	$1\frac{5}{8}$	$\frac{39}{64}$	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{8}$	$\frac{63}{64}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{13}{16}$	$\frac{1}{16}$	2	$1\frac{13}{16}$	$1\frac{7}{64}$
$1\frac{1}{4}$	2	$\frac{25}{32}$	2	2	$1\frac{7}{32}$
$1\frac{3}{8}$	$2\frac{3}{16}$	$\frac{27}{32}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{3}{16}$	$1\frac{11}{32}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	$2\frac{1}{4}$	$2\frac{3}{8}$	$1\frac{15}{32}$

Empalme Alas

$$db := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro Pernos

$$H1s := \frac{15}{32} \text{ in}$$

Altura cabeza perno

$$F1s := \frac{5}{4} \text{ in}$$

Ancho a lo largo de la cabeza

$$Ts := \frac{11}{8} \text{ in}$$

Largo de hilo

$$Ws := \frac{5}{4} \text{ in}$$

Ancho tuerca

$$H2s := \frac{47}{64} \text{ in}$$

Altura Tuerca

Empalme alma

$$dbw := \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$H1w := \frac{15}{32} \text{ in}$$

$$F1w := \frac{5}{4} \text{ in}$$

$$Tw := \frac{11}{8} \text{ in}$$

$$Ww := \frac{5}{4} \text{ in}$$

$$H2w := \frac{47}{64} \text{ in}$$

Largo Pernos:

Perno Ala: $Lbs := tfp + tfb + Ts = 85.625 \text{ mm}$

Perno Alma: $Lpsw := twp \cdot nwp + twb + Tw = 58.925 \text{ mm}$

Se verifica que ancho de tuerca en los espaciamentos establecidos

Empalme Alas

$$\frac{\min(Le1, Le2, Le3, 2 \cdot (0.5 \cdot g - 0.5 \cdot twb - frb))}{2} = 18 \text{ mm}$$

$$\frac{\max(F1s, Ws)}{2} = 15.875 \text{ mm}$$

$$\text{if } \frac{\max(F1s, Ws)}{2} \leq \frac{\min(Le1, Le2, Le3, 2 \cdot (0.5 \cdot g - 0.5 \cdot twb - frb))}{2} \text{ = "Cumple"}$$

|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Empalme alma

$$\frac{\min(Le4, Le5, Le6, Swf)}{2} = 20 \text{ mm}$$

$$\frac{\max(F1w, Ww)}{2} = 15.875 \text{ mm}$$

$$\text{if } \frac{\max(F1w, Ww)}{2} \leq \frac{\min(Le4, Le5, Le6, Swf)}{2} \text{ = "Cumple"}$$

|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Dimensiones empalme ala:

$ed := 1$ in

Distancia mínima al borde (Tabla J3.4) AISC 360-16

if $ed \leq Le1 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot tfp, 12 \cdot tfb))$	= "Le1 Cumple"
"Le1 Cumple"	
else	
"Le1 No Cumple"	
if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq 2 \cdot Le3 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot tfp, 12 \cdot tfb))$	= "Le3 Cumple"
"Le3 Cumple"	
else	
"Le3 No Cumple"	
if $ed \leq Le2 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot tfp, 12 \cdot tfb))$	= "Le2 Cumple"
"Le2 Cumple"	
else	
"Le2 No Cumple"	
if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq Sc \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot tfp, 12 \cdot tfb))$	= "Sc Cumple"
"Sc Cumple"	
else	
"Sc No Cumple"	
if $\left(2 \cdot db + \frac{2}{3} \cdot db\right) \leq g \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot tfp, 12 \cdot tfb))$	= "g Cumple"
"g Cumple"	
else	
"g No Cumple"	

Largo empalme:

$$hs := e + 2 \cdot (Le3 + Le1 + Sc \cdot (nc - 1)) = 720 \text{ mm}$$

Dimensiones empalme alma:

$edw := 1$ in

Distancia mínima al borde (Tabla J3.4) AISC 360-16

if $edw \leq Le4 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$	= "Le4 Cumple"
"Le4 Cumple"	
else	
"Le4 No Cumple"	
if $edw \leq Le5 \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$	= "Le5 Cumple"
"Le5 Cumple"	
else	
"Le5 No Cumple"	
if $\left(2 \cdot dbw + \frac{2}{3} \cdot dbw\right) \leq Swf \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$	= "Swf Cumple"
"Swf Cumple"	
else	
"Swf No Cumple"	
if $\left(2 \cdot dbw + \frac{2}{3} \cdot dbw\right) \leq 2 \cdot Le6 + \frac{e}{2} \leq \min(150 \text{ mm}, \min(12 \cdot twp, 12 \cdot twb))$	= "Le6 Cumple"
"Le6 Cumple"	
else	
"Le6 No Cumple"	

Se verifica altura

$hb - 2 \cdot tfb = 334.6$ mm

$hwp = 190$ mm

if $hwp \leq hb - 2 \cdot tfb$	= "hsw Cumple"
"hsw Cumple"	
else	
"hsw No Cumple"	

Cálculo rigidez conexión

Rigidez Método Steel Tips

$$M_s := M_{pr}$$

$$K_s := \frac{M_s \cdot h_b \cdot E_b}{F_y b \cdot h_s} = (183.42 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$I := I_{xb} = (162.7 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

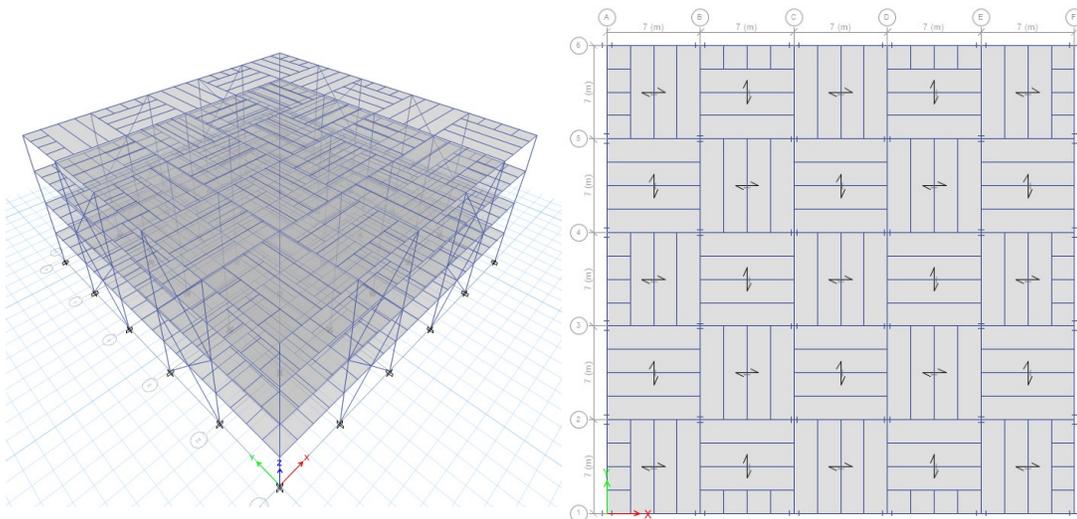
Clasificación de la conexión AISC 360-16 Capítulo B

$$\begin{array}{l} \text{if } 2 \leq \frac{K_s \cdot L_h}{E_b \cdot I} < 20 \\ \quad \parallel \text{ "Parcialmente Restringida" } \\ \text{else if } \frac{K_s \cdot L_h}{E_b \cdot I} > 20 \\ \quad \parallel \text{ "Completamente restringida" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Articulada" } \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{if } 2 \leq \frac{K_s \cdot L_h}{E_b \cdot I} < 20 \\ \quad \parallel \text{ "Parcialmente Restringida" } \\ \text{else if } \frac{K_s \cdot L_h}{E_b \cdot I} > 20 \\ \quad \parallel \text{ "Completamente restringida" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Articulada" } \end{array}} \right\} = \text{"Completamente restringida"}$$

Apéndice B

Memoria de cálculo Estructura ETABS

Memoria de Cálculo Estructura



Datos:

Edificio oficinas: ocupación II

Zona sísmica: 2 (Las Condes)

Suelo tipo: B

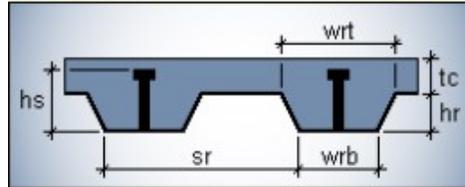
Número de pisos: 4

Altura pisos 1-4 : 4 m

Número de Vanos: 5x5

Distancia entre vanos: 7 metros al eje de la columna

Tipo de Acero: A-36



Property Data	
Slab Depth, tc	6,2 cm
Rib Depth, hr	3,8 cm
Rib Width Top, wrt	6,4 cm
Rib Width Bottom, wrb	3,7 cm
Rib Spacing, sr	15 cm
Deck Shear Thickness	0,1 cm
Deck Unit Weight	1,123E-06 tonf/cm ²
Shear Stud Diameter	1,9 cm
Shear Stud Height, hs	8 cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4,079 tonf/cm ²

Combinaciones de Carga:

1.4D
 1.2D+1.6L
 1.2D+1.4E+L
 0.9D+1.4E

Estados de Carga:

$$cm := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 0.3 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$sc := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 0.25 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$sct := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 0.1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Periodo Estructura:

$$T_{ix} := 0.597 \text{ s}$$

$$T_{iy} := 0.597 \text{ s}$$

Datos Estructura:

$I := 1$
 $A_o := 0.3 \text{ g}$
 $S := 1.0$
 $T_o := 0.3 \text{ s}$
 $T := 0.35$
 $n := 1.33$
 $\rho := 1.5$
 $R := 5.5$
 $R_o := 8$ Marco concéntrico especial SCBF

$$C_{max} := 0.4 \cdot S \cdot \frac{A_o}{g} = 0.12$$

Espectro: El espectro se calcula en una planilla excel, a continuación se señala el resultado obtenido y el factor de reducción para cada coordenada.

Factor de reducción:

$$R_x := 1 + \frac{T_{ix}}{0.1 \cdot T_o + \frac{T_{ix}}{R_o}} = 6.706$$

$$R_y := 1 + \frac{T_{iy}}{0.1 \cdot T_o + \frac{T_{iy}}{R_o}} = 6.706$$

$$\frac{1}{R_x} = 0.149$$

$$\frac{1}{R_y} = 0.149$$

Análisis por torsión accidental:

Por norma (Nch 433) se debe considerar el efecto de la torsión accidental desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en los siguientes valores (para cada sismo):

Sismo x:

$$0.05 \cdot 35 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$
$$-0.05 \cdot 35 \text{ m} = -1.75 \text{ m}$$

Sismo y:

$$0.05 \cdot 35 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$
$$-0.05 \cdot 35 \text{ m} = -1.75 \text{ m}$$

Desplazamientos entre piso: Se verifica en ambas direcciones mediante una planilla excel con los datos obtenidos en ETABS

$$driftmaxx := 0.001746$$

$$driftmaxy := 0.001747$$

Estos deben ser menor a la altura entre piso multiplicada por 0.002 medido en el centro de masas

$$dmax1 := 0.002 \cdot 4 \text{ m} = 0.008 \text{ m}$$

Estos deben ser menor a la altura entre piso multiplicada por 0.001 medido en cualquier punto

$$dmax11 := 0.001 \cdot 4 \text{ m} = 0.004 \text{ m}$$

Para eje x

```
if  $driftmaxx \leq 0.002$  | = "Cumple drift en dirección x"
|| "Cumple drift en dirección x"
else
|| "No cumple drift en dirección x"
```

Para eje y

```
if  $driftmaxy \leq 0.002$  | = "Cumple drift en dirección y"
|| "Cumple drift en dirección y"
else
|| "No cumple drift en dirección y"
```

Verificación Corte Basal:

Peso sísmico y corte Basal (ETABS)

Peso Sísmico: $P := 3737.37$ **tonnef**

Corte Basal dirección x: $Q_{basalx} := 240.84$ **tonnef**

Corte Basal dirección y: $Q_{basaly} := 241.06$ **tonnef**

Corte mínimo según norma: $Q_{min} := \frac{I \cdot S \cdot A_o \cdot P}{6 \cdot g} = 186.869$ **tonnef**

Corte máximo según norma: $Q_{max} := I \cdot C_{max} \cdot P = 448.484$ **tonnef**

Para eje x

```
if  $Q_{min} \leq Q_{basalx} \leq Q_{max}$  | = "Cumple"  
|| "Cumple"  
else  
|| if  $Q_{min} > Q_{basalx}$   
|| || "Modificar desplazamientos y solicitaciones"  
|| else  
|| || "Modificar solicitaciones"
```

Para eje y

```
if  $Q_{min} \leq Q_{basaly} \leq Q_{max}$  | = "Cumple"  
|| "Cumple"  
else  
|| if  $Q_{min} > Q_{basaly}$   
|| || "Modificar desplazamientos y solicitaciones"  
|| else  
|| || "Modificar solicitaciones"
```

Apéndice C

Configuraciones Específicas ANSYS

Contactos

Scope	
Scoping Method	Geometry Selection
Contact	3 Faces
Target	3 Faces
Contact Bodies	Part 115
Target Bodies	Part 118
Definition	
Type	Bonded
Scope Mode	Automatic
Behavior	Program Controlled
Trim Contact	Program Controlled
Trim Tolerance	3. mm
Suppressed	No
Advanced	
Formulation	Program Controlled
Detection Method	Program Controlled
Penetration Tolerance	Program Controlled
Elastic Slip Tolerance	Program Controlled
Normal Stiffness	Program Controlled
Update Stiffness	Program Controlled
Pinball Region	Program Controlled

+ Scope	
- Definition	
Type	Frictional
<input type="checkbox"/> Friction Coefficient	0.3
Scope Mode	Automatic
Behavior	Program Controlled
Trim Contact	Program Controlled
Trim Tolerance	1.5 mm
Suppressed	No
- Advanced	
Formulation	Program Controlled
Detection Method	Program Controlled
Penetration Tolerance	Program Controlled
Elastic Slip Tolerance	Program Controlled
Normal Stiffness	Program Controlled
Update Stiffness	Program Controlled
Stabilization Damping Factor	0.1
Pinball Region	Program Controlled
Time Step Controls	None

+ Scope	
- Definition	
Type	Frictionless
Scope Mode	Manual
Behavior	Symmetric
Trim Contact	Program Controlled
Suppressed	No
- Advanced	
Formulation	Pure Penalty
Detection Method	Program Controlled
Penetration Tolerance	Program Controlled
Normal Stiffness	Program Controlled
Update Stiffness	Program Controlled
Stabilization Damping Factor	0.1
Pinball Region	Program Controlled
Time Step Controls	None
- Geometric Modification	
Interface Treatment	Adjust to Touch
Contact Geometry Correction	None
Target Geometry Correction	None

[-] Definition	
Connection Type	Body-Body
Type	Fixed
Solver Element Type	Program Controlled
Suppressed	No
[-] Reference	
Scoping Method	Geometry Selection
Applied By	Remote Attachment
Scope	1 Face
Body	Part 89
Coordinate System	Reference Coordinate System
Behavior	Rigid
Pinball Region	All
[-] Mobile	
Scoping Method	Geometry Selection
Applied By	Remote Attachment
Scope	1 Vertex
Body	Line Body
Initial Position	Unchanged
Pinball Region	All

Mesh

+ Scope	
[-] Definition	
Suppressed	No
Method	MultiZone
Mapped Mesh Type	Hexa
Surface Mesh Method	Uniform
Free Mesh Type	Not Allowed
Element Midside Nodes	Use Global Setting
Src/Trg Selection	Automatic
Source Scoping Method	Program Controlled
Source	Program Controlled
Sweep Size Behavior	Sweep Element Size
<input type="checkbox"/> Sweep Element Size	Default
[-] Advanced	
Preserve Boundaries	Protected
Mesh Based Defeaturing	Off
Minimum Edge Length	21.5 mm
Write ICEM CFD Files	No