



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO NUMÉRICO DE CONEXIONES TIPO END-PLATE  
CONECTADAS POR EJE DÉBIL EN COLUMNAS TIPO WIDE-FLANGE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**GUILLERMO ALEJANDRO PARRAGUEZ CÁRIZ**

**PROFESOR GUÍA**

EDUARDO NUÑEZ CASTELLANOS

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN**

RICARDO HERRERA MARDONES

JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES

SANTIAGO DE CHILE

2018

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil  
**POR:** Guillermo Alejandro Parraguez Cáriz  
**FECHA:** Noviembre de 2018  
**PROFESOR GUÍA:** Eduardo Nuñez Castellanos

## **ESTUDIO NUMÉRICO DE CONEXIONES TIPO END-PLATE CONECTADAS POR EJE DÉBIL EN COLUMNAS TIPO WIDE-FLANGE**

En este trabajo de título se presenta el estudio numérico en base a elementos finitos de una conexión a momento tipo “End-Plate”, la cual consiste en una placa de acero soldada a la sección transversal de la viga, donde la unión se produce al apernar la placa a la columna solo que en este caso la placa se conectará a una plancha unida a placas de continuidad instaladas en el alma de la columna, a diferencia de una unión por eje fuerte en que la placa “End-Plate” es apernada a las alas y no por la zona del alma.

Para llevar a cabo el diseño de dicha conexión, en el programa de análisis estructural ETABS 2016 se modeló un edificio de oficinas de 4 pisos de altura compuesto por marcos a momento ubicado en Santiago, Chile, y su diseño fue hecho de acuerdo a lo establecido por la norma “*NCh433 – Diseño sísmico de edificios*” y por las especificaciones AISC 341 y AISC 360. Con los perfiles vigas y columnas obtenidos, se diseña la conexión de acuerdo a la norma AISC 358-16 “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” debido a que la conexión “End-Plate” está precalificada para su uso y la unión propuesta pretende ser análoga a una unión por eje fuerte.

Finalizado el diseño, en el programa de elementos finitos ANSYS v17.2 se lleva a cabo el estudio numérico y consiste en el análisis de 4 configuraciones de la conexión, bajo diferentes niveles de carga axial, sometidos a desplazamientos controlados cuya aplicación se hace de acuerdo al protocolo de carga establecido en AISC 341-16 con el objetivo de identificar zonas de falla y de verificar que se cumpla la filosofía de diseño empleada en el diseño de la conexión.

Al analizar los resultados obtenidos es posible observar que la conexión propuesta para uniones por eje débil presenta un comportamiento semi-rígido según lo definido en la norma AISC 341-16 y además provoca una disminución en la rigidez de aquellas vigas que llegan a la columna por el eje fuerte debido a plastificaciones locales observadas en las alas y alma de la columna a medida que se incrementa el número de vigas que llega al nodo de conexión y el nivel de carga axial.

Sin embargo, a pesar de que se cumple con el requisito de resistencia mínima para que la conexión pueda ser utilizada en marcos especiales a momento, se observan plastificaciones locales en los alrededores de la zona panel de la columna cuando se conecta más de una viga en la zona de unión, lo que lleva a proponer para futuras investigaciones el análisis de implementación de otros métodos de rigidización de dicha zona para evitar que la columna incurra en rango inelástico o bien llevar a cabo estudios de desempeño sísmico de otras conexiones pre-calificadas cuando son implementadas por eje débil para ampliar la gama de conexiones disponibles para este tipo de uniones y establecer con mayor claridad cuando es factible su utilización.

*"No se trata de mí, tampoco se trata de ti.  
Se trata del legado, el legado que  
dejamos para las futuras generaciones.  
No es sobre nosotros"*

*Tony Stark*

## Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecer a mis padres, Claudia y Guillermo, por todo el cariño y amor brindado en estos años. Valoro que siempre me apoyen en mis proyectos y en cada locura que se me ocurre. También agradezco a mis padrinos Luis e Ivonne por ser como mis segundos padres desde que llegué al mundo, y a mis tíos Paula, Claudio, Fresia y Gabriel por su preocupación y cariño durante este proceso. Espero algún día poder retribuirles todo lo que han hecho por mí.

A mi hermanos Renata, Javiera y Paulo, y a mis primos regalones Cata, Nacho, Fran, Cris, Anto y Pauli por aguantarme con todas mis estupideces y por ser mi principal motivación para hacer este trabajo. Siempre luchen por sus sueños, no se rindan ante nada y sean felices.

A mis abuelos, sin los cuales no hubiese llegado tan lejos: A mi abuela Paula por todos sus regalones, y a mis tatas Luis y Guillermo quienes quizás ahora no están con nosotros pero siempre nos están cuidando. Un agradecimiento especial a mi abuela Flor, quien me cuidó desde pequeño (Y que me sigue dando algún tirón de orejas), por enseñarme a vivir y por estar siempre a mi lado.

También le doy las gracias a Eduardo, mi profesor guía, por su confianza e infinita disposición para llevar a cabo esta investigación. A Javier Pizarro por su invaluable ayuda, consejos y paciencia con todas mis dudas. A los profesores Ricardo y Juan Felipe por su tiempo y buena voluntad para atender mis inquietudes y consultas, y a los profesores Fabián Rojas por facilitar los recursos computacionales para realizar este trabajo y Francisco Hernández por su ayuda con el uso del programa ANSYS.

No puedo dejar atrás a mis amigos, el tesoro más preciado que me llevo de mi etapa universitaria. Le agradezco a Javi, Cata, Seba, Cami, Cony, Leandro, Lusho, Nachito, Trejo, Isi, Katy, Vielma, Pancho y a mi gente de Civil por todo lo que hemos compartido en estos años y por todo el aguante y apoyo en la última parte de este ciclo. Gracias por su amistad, compañía, cariño y buena onda en todo momento y por sacarme más de una carcajada cuando estaba estresado o bajoneado. Les deseo lo mejor en esta nueva etapa que se nos viene por delante.

A mis compañeros y amigos de la pecera: Fernando, Mario, Luchito, Consu, Meli, Charlie, Jose, Ro, Cañete, Beto, Mati y Mai. Gracias por los ratos de ocio y de apoyo en conjunto para sacar adelante nuestras memorias y hacer mucho más amena esta experiencia. Que nuestro legado del “Carecaca” siga vivo en las futuras generaciones.

Por último, pero no menos importante, a mis amigos del colegio (Los H.Q.): Javier (Nuevamente), Alexis, Marcos, Alberto, Diego, Andrés, Miguel y el maestro Felipe. Les agradezco infinitamente por estar siempre en las buenas y en las malas y por todo lo compartido. Aún seguiremos juntándonos para ir a Rapel, ver las finales de la Champions League, conversaciones de la vida, uno que otro campeonato de FIFA o PES, jugar cualquier juego de mesa, junto a otras locuras y estupideces que por X motivo no puedo mencionar aquí.

Este trabajo está dedicado con mucho cariño a todos y cada uno de ustedes. ¡Gracias Totales!

# Tabla de Contenido

<b>Capítulo 1 – Introducción</b> .....	1
1.1. Motivación .....	1
1.2. Objetivos .....	1
1.2.1. Objetivos Generales .....	1
1.2.2. Objetivos Específicos .....	2
1.3. Metodología de Trabajo .....	2
<b>Capítulo 2 – Marco Teórico</b> .....	3
2.1. Clasificación de Conexiones en Acero.....	3
2.2. Filosofía de Diseño Sismo-Resistente .....	4
2.3. Características de Sistemas Estructurales de Marcos a Momento.....	4
2.4. Características de la Conexión End-Plate .....	5
2.4.1. Uniones por Eje Fuerte.....	5
2.4.2. Uniones por Eje Débil .....	7
2.5. Análisis de Estudios Previos sobre Conexiones por Eje Débil .....	8
2.5.1. N. Yardimci et al., Turquía (1995).....	8
2.5.2. F. Gomes et al., Portugal (1996 - 1998) .....	9
2.5.3. S. D. Kim et al., Corea del Sur (2007) .....	10
2.5.4. O. Yilmaz et al., Turquía (2016) .....	13
2.5.5. K. Kontolati, Grecia (2017).....	15
2.6. Consideraciones Importantes de los Antecedentes Recopilados .....	17
<b>Capítulo 3 – Metodología de Diseño de Conexión</b> .....	18
3.1. Filosofía de Diseño.....	18
3.2. Requisitos Normativos para Diseño de Conexiones .....	18
3.3. Metodología de Diseño .....	18
3.4. Etapas de Diseño .....	19
3.4.1. Dimensionamiento de End-Plate .....	19
3.4.2. Evaluación de Modos de Falla y Resistencia de Conexión .....	22
3.4.3. Diseño de Placas de Continuidad .....	23
3.4.4. Diseño y Verificaciones Adicionales en Zona Panel .....	25

<b>Capítulo 4 – Diseño Estructural</b> .....	27
4.1. Requisitos Normativos de Diseño para Perfiles .....	27
4.1.1. Nivel de Ductilidad de Perfiles .....	27
4.1.2. Uso de Vigas Secundarias .....	29
4.2. Bases y Criterios de Diseño .....	29
4.2.1. Ubicación y Estructuración .....	29
4.2.2. Materiales .....	33
4.2.3. Cargas de Diseño.....	33
4.2.4. Combinaciones de Carga.....	33
4.3. Análisis Sísmico.....	33
4.3.1. Antecedentes y Espectro de Diseño .....	33
4.3.2. Comportamiento Global del Edificio .....	35
4.3.3. Cálculo de Factor de Reducción Efectivo .....	35
4.3.4. Cálculo del Efecto de Torsión Accidental.....	36
4.2.5. Cálculo del Corte Basal de Diseño.....	36
4.3.6. Control de Desplazamientos.....	37
4.4. Verificación de Resistencia de Perfiles .....	38
4.5. Diseño Final de Conexión .....	41
4.5.1. Materiales .....	41
4.5.2. Dimensiones de End-Plate y Pernos de Conexión .....	41
4.5.3. Dimensiones de Elementos Adicionales .....	42
4.5.4. Configuraciones a Analizar en Estudio Numérico .....	43
4.5.5. Modelos Exportados a ANSYS.....	44
<b>Capítulo 5 – Modelación en Elementos Finitos</b> .....	45
5.1. Aspectos Generales .....	45
5.2. Modelo Numérico de Conexión .....	45
5.2.1. Características Preliminares de Modelos .....	45
5.2.2. Definición de Elementos para Mallado de Modelos .....	48
5.3. Leyes Constitutivas de Materiales.....	51
5.4. Condiciones de Borde en Modelos Numéricos .....	55
5.4.1. Contactos entre Componentes de Conexión.....	55
5.4.2. Tipos de Apoyos.....	57
5.4.3. Cargas Aplicadas.....	58
5.4. Configuraciones de Análisis.....	60

<b>Capítulo 6 – Análisis de Resultados</b> .....	63
6.1. Análisis de Comportamiento Histerético .....	63
6.1.1. Curvas de Histéresis Momento – Rotación de Conexión.....	63
6.1.2. Estimación de Rigidez de Conexión .....	65
6.2. Distribución de Tensiones y Deformaciones en Conexión .....	69
6.3. Desempeño Sísmico de Conexión.....	75
6.3.1. Método de Condensación de Resultados Numéricos .....	75
6.3.2. Histéresis Equivalente del Sistema.....	78
6.3.3. Variación de Rigidez Tangente y Secante de la Conexión.....	79
6.3.4. Estimación de Energía Disipada y Amortiguamiento .....	81
6.3.5. Resumen de Resultados Obtenidos .....	84
 <b>Capítulo 7 – Conclusiones</b> .....	 87
7.1. Observaciones Generales del Estudio Numérico .....	87
7.2. Limitaciones de Modelos .....	91
7.3. Recomendaciones para Futuras Investigaciones .....	92
 <b>Bibliografía</b> .....	 93
 <b>Anexo A – Memoria de Cálculo de Conexión</b> .....	 96
 <b>Anexo B – Planos Referenciales de Elementos de Conexión</b> .....	 120
 <b>Anexo C – Configuraciones de Modelo Numérico en ANSYS</b> .....	 123
C.1. Planos de Distancias de Elementos Solid y Beam.....	123
C.2. Configuraciones de Análisis en ANSYS .....	125
 <b>Anexo D – Expresiones de Condensación de Resultados Numéricos</b> .....	 128
D.1. Adaptación para Modelo M1.....	128
D.2. Adaptación para Modelo M2.....	128
D.3. Adaptación para Modelo M3.....	129
D.4. Adaptación para Modelo M4.....	130

## Índice de Tablas

Tabla 3.1: Definición de parámetros geométricos de End-Plate (AISC 358-16).....	20
Tabla 3.2: Parámetros relativos a los pernos de conexión (AISC 358-16, AISC 360-16).....	20
Tabla 3.3: Dimensiones de placas de continuidad .....	23
Tabla 4.1: Dimensiones de perfiles empleados en modelo estructural (Catálogo Arcelor Mittal 2013-2) ..	32
Tabla 4.2: Perfiles W similares a perfiles europeos empleados (Catálogo Arcelor Mittal 2013-2).....	32
Tabla 4.3: Parámetros de diseño según NCh433.....	34
Tabla 4.4: Períodos y masa acumulada por modo.....	35
Tabla 4.5: Peso sísmico por piso .....	35
Tabla 4.6: Cálculo de factor de reducción efectivo y factor de escala .....	36
Tabla 4.7: Excentricidades por piso para incorporar efecto de torsión accidental .....	36
Tabla 4.8: Cálculo de corte basal de diseño .....	37
Tabla 4.9: Máximos FU registrados para verificar resistencia de perfiles .....	38
Tabla 4.10: Distancias relativas entre pernos según AISC 358-16 .....	41
Tabla 4.11: Parámetros asociados a pernos de conexión (AISC 360-16) .....	42
Tabla 4.12: Dimensiones de End-Plate y plancha soldada.....	42
Tabla 4.13: Dimensiones de placas de continuidad .....	42
Tabla 4.14: Dimensiones de plancha soldada .....	42
Tabla 4.15: Dimensiones de "Double Plates" .....	42
Tabla 4.16: Dimensiones de rigidizador interno .....	43
Tabla 5.1: Cantidad de elementos identificados en modelos a analizar .....	45
Tabla 5.2: Longitudes de elementos Solid y Beam en vigas y columnas.....	47
Tabla 5.3: Tamaños de discretización y cantidad de nodos y elementos en modelos numéricos .....	49
Tabla 5.4: Leyes constitutivas ingenieriles y reales para acero A36 (Salas, 2016).....	53
Tabla 5.5: Leyes constitutivas ingenieriles y reales para Acero A490 (Salas, 2016).....	53
Tabla 5.6: Leyes constitutivas ingenieriles y reales para Acero A572 Gr. 50 (Gacitúa, 2014) .....	54
Tabla 5.7: Valores de módulos tangentes para cada material empleado .....	55
Tabla 5.8: Niveles de carga axial a aplicar en modelos numéricos.....	58
Tabla 5.9: Desplazamientos verticales a aplicar según protocolo de carga .....	59
Tabla 5.10: Configuración de subpasos de tiempo en modelos numéricos.....	60
Tabla 5.11: Resultados a extraer de modelos numéricos .....	61
Tabla 6.1: Identificación de elementos que incursionan en rango plástico según modelos analizados .....	75
Tabla 6.2: Corte por piso y desplazamientos en sistema equivalente .....	77
Tabla 6.3: Resumen de resultados obtenidos a partir de modelos condensados .....	84



# Índice de Imágenes

Imagen 2.1: Clasificación de conexiones según su rigidez (AISC 360-16).....	3
Imagen 2.2: Esquema del criterio "columna fuerte - viga débil" en marcos a momento (Modificado de Crisafulli, 2014) .....	4
Imagen 2.3: Conexión "Flush End-Plate" (a) y "Extended End-Plate" (b) (AISC Design Guide 16, 2003)..	5
Imagen 2.4: Configuraciones de conexiones End-Plate precalificadas por AISC 358: 4E (a), 4ES (b) y 8ES (c) (AISC 358-16) .....	6
Imagen 2.5: Limitaciones paramétricas de precalificación según tabla 6.1 de AISC 358 (Modificado de AISC 358-16).....	6
Imagen 2.6: Transmisión de solicitaciones entre vigas y placas de continuidad (Modificado de AISC Design Guide 13, 2003) .....	7
Imagen 2.7: Transmisión de solicitaciones entre vigas y placas de continuidad en uniones por ejes fuerte y débil (AISC Design Guide 13, 2003) .....	7
Imagen 2.8: Instalación experimental para ensayo de conexiones soldadas (Modificado de N. Yardimci et al., 1995).....	8
Imagen 2.9: Mecanismo de falla local (a) y global (b) (F. Gomes et al., 1996).....	10
Imagen 2.10: Conexiones analizadas en estudio experimental (S. D. Kim et al., 2007).....	11
Imagen 2.11: Instalación experimental y zonas de instrumentación de probetas (S. D. Kim et al., 2007)..	11
Imagen 2.12: Conexiones EP analizadas: a) 8 pernos, b) 6 pernos y c) 4 pernos (S. D. Kim et al., 2007)..	12
Imagen 2.13: Comparación de resultados experimentales para probetas con conexión EP (S. D. Kim et al., 2007) .....	12
Imagen 2.14: Falla identificada producto de fuerzas de apalancamiento (S. D. Kim et al., 2007) .....	12
Imagen 2.15: Conexiones empleadas en ensayos numéricos (Yilmaz & Bekiroglu, 2016).....	13
Imagen 2.16: Distribución de deformaciones plásticas en conexión DBE (Yilmaz & Bekiroglu, 2016)....	14
Imagen 2.17: Distribución de deformaciones plásticas en conexión BEI (Yilmaz & Bekiroglu, 2016).....	14
Imagen 2.18: Distribución de deformaciones plásticas en conexión IBE (Yilmaz & Bekiroglu, 2016).....	14
Imagen 2.19: Curvas momento-rotación obtenidas para cada conexión (Yilmaz & Bekiroglu, 2016).....	15
Imagen 2.20: Elevación lateral (a), frontal (b) y vista en planta (c) de conexión con doble End-Plate (Modificado de Kontolati et al., 2017) .....	16
Imagen 3.1: Parámetros geométricos de conexión End-Plate 4E (AISC 358-16).....	19
Imagen 3.2: Definición de distancias $h_0$ y $h_1$ (AISC 358-16) .....	20
Imagen 3.3: Mecanismos de línea de fluencia según tabla 6.2 de AISC 358-16 (AISC 358-16) .....	21
Imagen 3.4: Mecanismo de línea de fluencia según tabla 6.5 de AISC 358 (AISC 358-16) .....	22
Imagen 3.5: Ubicación de zona panel (Modificado de AISC 358-16) .....	25
Imagen 4.1: Vista en planta de piso tipo del edificio (ETABS 2016).....	30
Imagen 4.2: Vista 3D de modelo estructural (ETABS 2016).....	30
Imagen 4.3: Elevación perimetral de la estructura (ETABS 2016).....	31
Imagen 4.4: Elevación interior de la estructura (ETABS 2016) .....	31
Imagen 4.5: Dimensiones de losa colaborante. ....	31
Imagen 4.6: Nomenclatura para dimensiones de perfiles wide flange (Catálogo ArcelorMittal 2013-2)....	32
Imagen 4.7: Espectro de diseño para análisis sísmico.....	35
Imagen 4.8: Control de desplazamientos de centros de masas.....	37
Imagen 4.9: Control de desplazamientos entre pisos (Sismo dirección X) .....	38
Imagen 4.10: Control de desplazamientos entre pisos (Sismo dirección Y).....	38

Imagen 4.11: Ubicación de vigas principales más solicitadas (Modificado de ETABS 2016).....	39
Imagen 4.12: Ubicación de columnas y riostras más solicitadas (Modificado de ETABS 2016).....	39
Imagen 4.13: Ubicación de conexión End-Plate por eje débil (Modificado de ETABS 2016).....	40
Imagen 4.14: Factores de utilización en zona de implementación de conexión por eje débil (Modificado de ETABS 2016).....	40
Imagen 4.15: Detalle de distancias entre pernos en End-Plate.....	41
Imagen 4.16: Elevación lateral (a) y vista en planta (b) de modelo M1 .....	43
Imagen 4.17: Referencias de zonas de unión entre vigas y columna en nodo de interés (Modificado de ANSYS, 2017) .....	44
Imagen 4.18: Vista 3D de principales elementos de conexión (Modificado de ANSYS, 2016).....	44
Imagen 4.19: Vista 3D de conexión en casos M1 (a), M2 (b), M3 (c) y M4 (d) (Modificado de ANSYS, 2016) .....	44
Imagen 5.1: Deformación del marco a momento y sub-ensamblaje a analizar gracias a puntos de inflexión (Gallegos, 2017).....	46
Imagen 5.2: Vista general de elementos Solid y Beam (Modificado de ANSYS, 2016).....	47
Imagen 5.3: Elemento SOLID186 (ANSYS Mechanical APDL Element Reference).....	48
Imagen 5.4: Elemento BEAM188 (ANSYS Mechanical APDL Element Reference).....	48
Imagen 5.5: Mallado de vigas (a), columna M1 y M2 (b) y columna M3 y M4 (c) (ANSYS, 2016) .....	49
Imagen 5.6: Mallado de End-Plate (a) y plancha soldada (b) (ANSYS, 2016).....	50
Imagen 5.7: Mallado de placas de continuidad, rigidizador y plancha adosada (ANSYS, 2016).....	50
Imagen 5.8: Mallado de pernos y tuercas (ANSYS, 2016) .....	50
Imagen 5.9: Rango elasto-plástico en curva tensión-deformación (ANSYS Customer Training Material) 51	
Imagen 5.10: Límite de fluencia de un material según criterio de Von-Mises (ANSYS Customer Training Material).....	52
Imagen 5.11: Curva tensión - deformación Acero A36 .....	53
Imagen 5.12: Curva tensión - deformación Acero A490 .....	53
Imagen 5.13: Curva tensión - deformación Acero A572 Gr. 50 .....	54
Imagen 5.14: Modelo de plasticidad bilineal con endurecimiento isotrópico (ANSYS Customer Training Material).....	54
Imagen 5.15: Interacción entre 2 superficies de contacto (ANSYS Customer Training Material).....	55
Imagen 5.16: Compatibilidad entre elementos Solid y Beam (Pizarro, 2018).....	56
Imagen 5.17: Penetración entre superficies en contacto (ANSYS Customer Training Material).....	57
Imagen 5.18: Ubicación de apoyos y actuadores y dirección de aplicación de cargas (ANSYS, 2016).....	57
Imagen 5.19: Pretensión de pernos (ANSYS, 2016).....	58
Imagen 5.20: Protocolo de carga según capítulo K de AISC 341 .....	59
Imagen 5.21: Vista en planta de inclinómetros (Remote Points) para medición de giro de conexión (ANSYS, 2016).....	61
Imagen 5.22: Elevación de inclinómetros (Remote Points) para medición de giro de conexión (ANSYS, 2016) .....	61
Imagen 6.1: Curvas de histéresis modelo M1 .....	63
Imagen 6.2: Curvas de histéresis modelo M2 .....	64
Imagen 6.3: Curvas de histéresis modelo M3 (Vigas por eje débil) .....	64
Imagen 6.4: Curvas de histéresis modelo M3 (Vigas por eje fuerte) .....	64
Imagen 6.5: Curvas de histéresis modelo M4 (Vigas por eje débil) .....	65
Imagen 6.6: Curvas de histéresis modelo M4 (Vigas por eje fuerte) .....	65

Imagen 6.7: Configuraciones de slope-deflection para estimación de rigidez de conexión (Modificado de Cassano et al., 2008) .....	66
Imagen 6.8: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M1).....	67
Imagen 6.9: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M2).....	67
Imagen 6.10: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M3, eje débil y fuerte).....	68
Imagen 6.11: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M4, eje débil y fuerte).....	68
Imagen 6.12: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M1 (0%).....	69
Imagen 6.13: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M1 (25%).....	69
Imagen 6.14: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M1 (50%).....	70
Imagen 6.15: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M2 (0%).....	70
Imagen 6.16: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M2 (25%).....	71
Imagen 6.17: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M2 (50%).....	71
Imagen 6.18: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M3 (0%).....	72
Imagen 6.19: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M3 (25%).....	72
Imagen 6.20: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M3 (50%).....	72
Imagen 6.21: Plastificación de pernos en viga Sur, modelo M3 .....	73
Imagen 6.22: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M4 (0%).....	73
Imagen 6.23: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M4 (25%).....	74
Imagen 6.24: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M4 (50%).....	74
Imagen 6.25: Plastificación de columna modelos M2, M3 y M4, 50% de carga axial .....	74
Imagen 6.26: Vista en planta de referencia para conversión en respuesta equivalente (Gallegos, 2017) ....	76
Imagen 6.27: Conversión de sistema inicial a equivalente en modelo M1 (Gallegos, 2017) .....	76
Imagen 6.28: Conversión de sistema inicial a equivalente en modelos M2, M3 y M4 (Gallegos, 2017)....	76
Imagen 6.29: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M1 .....	78
Imagen 6.30: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M2 .....	78
Imagen 6.31: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M3 .....	78
Imagen 6.32: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M4 .....	79
Imagen 6.33: Definición de rigidez inicial, tangente y secante (Gallegos, 2017).....	79
Imagen 6.34: Rigidez tangente normalizada vs rotación para cada modelo condensado.....	80
Imagen 6.35: Rigidez secante normalizada vs rotación para cada modelo condensado .....	80
Imagen 6.36: Esquema de energía de deformación elástica y energía disipada (Chopra, 2014) .....	81
Imagen 6.37: Energía disipada por ciclo para cada modelo .....	82
Imagen 6.38: Energía disipada acumulada para cada modelo.....	82
Imagen 6.39: Amortiguamiento equivalente para cada modelo condensado .....	83
Imagen 6.40: Compilación de resultados para rigidez tangente normalizada .....	84
Imagen 6.41: Compilación de resultados para rigidez secante normalizada.....	85
Imagen 6.42: Compilación de resultados para energía disipada por ciclo .....	85
Imagen 6.43: Compilación de resultados para energía disipada acumulada total .....	86
Imagen 6.44: Compilación de resultados para amortiguamiento equivalente.....	86
Imagen B.1: Ubicación de placas de continuidad, rigidizador interno y plancha adosada en zona de unión con viga (a y b) y zona sin conexión por el alma de la columna (c) .....	120
Imagen B.2: Vista lateral de placas de continuidad, plancha adosada y rigidizador interno .....	120
Imagen B.3: Elevación zona Norte y Sur, modelo M2 .....	121
Imagen B.4: Elevación zonas Sur (M3 y M4) y Norte (M4) de conexión .....	121
Imagen B.5: Elevación zona Este y Oeste en modelo M4 .....	121
Imagen B.6: Vista en planta de conexión, caso M2 .....	122

Imagen B.7: Vista en planta de conexión, caso M3 .....	122
Imagen B.8: Vista en planta de conexión, caso M4 .....	122
Imagen C.1: Condiciones de apoyo en modelo M1 .....	123
Imagen C.2: Condiciones de apoyo en modelo M2 .....	124
Imagen C.3: Condiciones de apoyo de viga Sur en modelo M3 .....	124
Imagen C.4: Condiciones de apoyo en vigas Sur y Norte en modelo M4.....	125
Imagen C.5: Configuraciones de contactos: Bonded (a), Frictional (b) y Frictionless (c) (Modificado de ANSYS, 2016) .....	125
Imagen C.6: Configuraciones de método de mallado (ANSYS, 2016).....	126
Imagen C.7: Ubicación de Remote Point en nodo de columna: Asignación de coordenadas según eje local (a) y vista en modelo numérico (b) (Modificado de ANSYS, 2016) .....	126
Imagen C.8: Ubicación de Remote Point en nodo de conexión: Asignación de coordenadas según eje local (a) y vista en modelo numérico (b) (Modificado de ANSYS, 2016) .....	126
Imagen C.9: Configuraciones de análisis: Pasos de tiempo (a) y tolerancias de convergencias (b) (Modificado de ANSYS 2016).....	127
Imagen C.10: Configuraciones de Deformation Probe en actuador (a) e inclinómetros (b) (Modificado de ANSYS, 2016) .....	127
Imagen C.11: Configuraciones de Force Reaction en actuadores (ANSYS, 2016) .....	127

# Capítulo 1 – Introducción

## 1.1. Motivación

Durante el siglo XX, el acero estructural pasó a ser uno de los materiales más empleados a nivel mundial en la construcción de edificios por su tenacidad, facilidad de montaje en terreno, durabilidad, alta ductilidad y excelente desempeño ante sollicitaciones sísmicas gracias a las recomendaciones y especificaciones de diseño emitidas hasta la fecha.

A partir de las fallas identificadas en estructuras de acero posterior a los terremotos de Northridge, USA (Mw = 6.7, 1994) y Kobe, Japón (Mw = 7.2, 1995) se iniciaron a una serie de investigaciones para mejorar el desempeño sismo-resistente de éstas. Gracias a estos estudios se han alcanzado mejoras no sólo en los sistemas estructurales utilizados sino también en las conexiones viga-columna, empleando perfiles doble T o “wide-flange” (Alas anchas), que forman parte de estos sistemas.

Dentro de estas mejoras se puede mencionar el desempeño de conexiones apernadas y/o soldadas por el ala o eje fuerte de la columna, a tal punto que hoy en día existen 9 conexiones de este tipo precalificadas por el American Institute of Steel Construction (AISC). Una de estas conexiones es aquella conocida como “End-Plate” la cual consiste en una placa soldada a la sección transversal de la viga, de modo que en la unión es esta placa la que se une a la columna mediante pernos.

Sin embargo, en países de Asia y Europa se emplean conexiones viga-columna apernadas o soldadas por el alma o eje débil de la columna en edificios de baja altura y desde los eventos sísmicos mencionados son pocos los estudios que se han llevado a cabo para analizar y mejorar el comportamiento de este tipo de conexiones (Yilmaz et al., 2016).

En efecto, los estudios hechos en USA se han enfocado a evaluar el desempeño de conexiones diseñadas para ser implementadas en uniones por eje fuerte cuando la conexión se hace por eje débil, mientras que en Japón las investigaciones han estado orientadas en proponer conexiones que minimicen la cantidad de soldadura a emplear en las uniones ya que posterior a los eventos sísmicos previamente mencionados se identificó que las conexiones soldadas experimentaron un daño masivo (Shim et al., 2014).

Por ello, el foco de esta investigación es el estudio numérico del comportamiento de la conexión “End-Plate” cuando la unión viga-columna se lleva a cabo por el alma de la columna y no por el ala. Este tipo de conexión constituye una alternativa a la conexión convencional por eje débil, la cual es una unión soldada, ya que a diferencia de esta, la End-Plate no requiere grandes cantidades de soldadura para su instalación, además de ser una conexión precalificada para su uso en uniones por eje fuerte y ser más fácil de transportar e instalar en terreno. En otras palabras, esta conexión cumple con los criterios de investigación utilizados en USA y Japón en el estudio de uniones por eje débil.

## 1.2. Objetivos

A continuación se indican los objetivos generales y específicos de la presente investigación.

### 1.2.1. Objetivos Generales

Realizar un estudio numérico de conexiones tipo “End-Plate” conectadas por eje débil en columnas tipo “Wide-Flange”.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

- Diseñar una estructura de acero compuesta por marcos o pórticos a momento para obtener las dimensiones de la viga y columna donde será empleada la conexión.
- Diseñar una conexión a momento tipo “End-Plate” por el eje débil de acuerdo a la normativa vigente.
- Evaluar el desempeño de la conexión empleando el método de elementos finitos con uso del programa ANSYS.
- Proponer una metodología de diseño para este tipo de conexiones.

### 1.3. Metodología de Trabajo

A continuación se indican los capítulos que conforman el presente trabajo de título:

- **Capítulo 2: Marco Teórico.** En esta sección se dan a conocer antecedentes de estudios previos tanto numéricos como experimentales hechos sobre conexiones End-Plate por eje débil, junto con los fundamentos detrás del diseño de la conexión a estudiar en el presente trabajo.
- **Capítulo 3: Metodología de Diseño de Conexión.** En este capítulo se explicará el procedimiento para llevar a cabo el diseño de la conexión, es decir, la forma en que se establecen sus dimensiones, resistencia y otros parámetros a partir de los antecedentes recopilados en el Capítulo 2.
- **Capítulo 4: Diseño Estructural.** El objetivo de esta sección es presentar el modelo estructural en el cuál será implementada la conexión, es decir, sus dimensiones, perfiles utilizados, ubicación, etc. junto con sus etapas de diseño para posteriormente llegar al diseño final de la conexión a partir de los perfiles que conforman el modelo estructural. Este modelo se llevó a cabo en el programa computacional ETABS 2016.
- **Capítulo 5: Modelación en Elementos Finitos.** De todos los capítulos presentados hasta ahora, este es uno de los más importantes puesto que abarca cómo se realiza el modelo y análisis numérico con elementos finitos en la plataforma ANSYS v17.2, gracias al cual se podrá estudiar en detalle el comportamiento de las partes que conforman la conexión.
- **Capítulo 6: Análisis de Resultados.** Este capítulo representa la continuación del capítulo anterior dado que aquí es donde se analizarán e interpretarán los resultados obtenidos del modelo numérico.
- **Capítulo 7: Conclusiones.** Capítulo final del trabajo de título, en el que se recopilarán los resultados más importantes del estudio numérico y se propondrán recomendaciones para investigaciones futuras.

## Capítulo 2 – Marco Teórico

### 2.1. Clasificación de Conexiones en Acero

La especificación AISC 360 define 3 categorías de conexiones tomando como supuesto básico que el comportamiento de una conexión puede ser modelado a partir de diagramas momento-curvatura o momento-rotación, y que depende de la rigidez de esta. Dicha rigidez, también conocida como rigidez secante, se define como  $K_s = \frac{M_s}{\theta_s}$  donde  $M_s$  representa el momento generado por cargas de servicio al cual está sometida la conexión y  $\theta_s$  es la rotación debido a dichos estados de carga.

Sea  $L$  la longitud de la viga,  $E$  el módulo de elasticidad del acero e  $I$  la inercia de la viga respecto al eje fuerte, las categorías mencionadas previamente son:

- **Conexiones completamente restringidas (Fully Restrained, FR):** Son aquellas capaces de transferir esfuerzos de momento entre los miembros conectados con una rotación despreciable. Si una conexión a momento cumple con la relación  $\frac{K_s L}{EI} \geq 20$  entonces es posible clasificarla dentro de esta categoría.
- **Conexiones articuladas o simples:** Para este tipo de uniones se cumple que  $\frac{K_s L}{EI} \leq 2$ . Esto significa que la conexión sólo transmite esfuerzos de corte entre la viga y la columna y que la rotación relativa entre los elementos no es despreciable. En otras palabras, los extremos de las vigas se encuentran articulados.
- **Conexiones parcialmente restringidas (Partially Restrained, PR):** En este caso, la conexión puede transferir momento pero la rotación ya no es despreciable a diferencia del caso FR. Esta configuración puede asumirse como un caso intermedio entre las conexiones FR y simple debido a que si la relación  $\frac{K_s L}{EI}$  toma valores entre 2 y 20, entonces la conexión es considerada PR.

De acuerdo a estas definiciones, la Imagen 2.1 presenta un esquema comparativo entre las relaciones momento-curvatura para cada uno de estos tipos de conexiones.

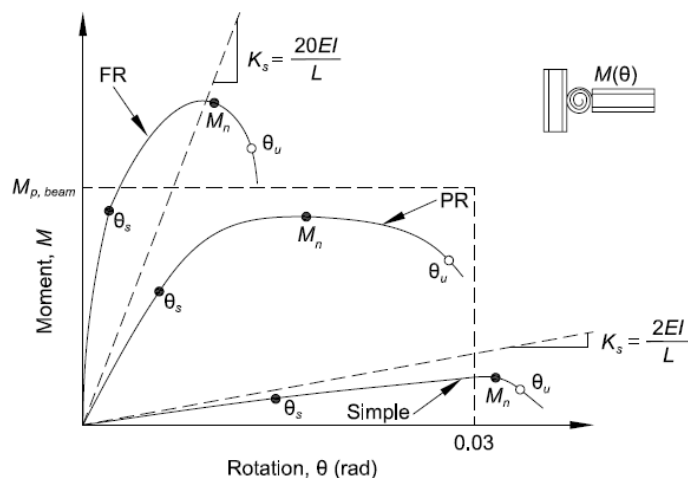


Imagen 2.1: Clasificación de conexiones según su rigidez (AISC 360-16)

## 2.2. Filosofía de Diseño Sismo-Resistente

El diseño de estructuras sismo-resistentes de acero está basado en como los diferentes elementos que forman parte de éstas se configuran o disponen para permitir que la estructura incurra en rango inelástico, permitiendo la generación de mecanismos de deformación plástica o de colapso para prevenir la ocurrencia de fallas frágiles.

Esta noción se conoce como diseño por capacidad y la formación de estos mecanismos de colapso, también conocidos como rótulas plásticas, ayuda a que la acción sísmica genere fallas por flexión (Fallas dúctiles) y no por corte (Fallas frágiles) y que al entrar en rango inelástico durante un sismo de gran magnitud, la estructura sea capaz de comportarse dúctilmente y de disipar energía mientras dure el evento.

Respecto a la ductilidad, ésta es una propiedad que se define como la capacidad que presenta un material para resistir deformaciones plásticas al entrar en rango inelástico pero sin pérdida de resistencia de modo que pueda alcanzar altos niveles de deformaciones antes de alcanzar la falla.

## 2.3. Características de Sistemas Estructurales de Marcos a Momento

Según Crisafulli (2014), un sistema estructural compuesto por marcos o pórticos a momento consiste en elementos rectilíneos que se vinculan entre sí para formar una estructura resistente, los cuales se disponen de forma vertical (Columnas) y horizontal (Vigas) mediante uniones o conexiones ya sean apernadas y/o soldadas. En estos sistemas de marcos, las vigas y columnas están sometidas principalmente a esfuerzos de momento y corte, y se caracterizan por la alta capacidad de disipación de energía cuando la estructura es diseñada para dicho fin. Además, estos sistemas sismo-resistentes deben ser construidos con conexiones FR o PR.

En marcos a momento, el comportamiento dúctil es medido gracias al criterio conocido como “columna fuerte – viga débil”, el cual plantea que las rótulas plásticas se generan en zonas cercanas a los extremos de las vigas y en la base de las columnas, mientras que las columnas se mantienen en rango elástico. La Imagen 2.2 esquematiza las zonas de formación de rótulas plásticas en marcos a momento.

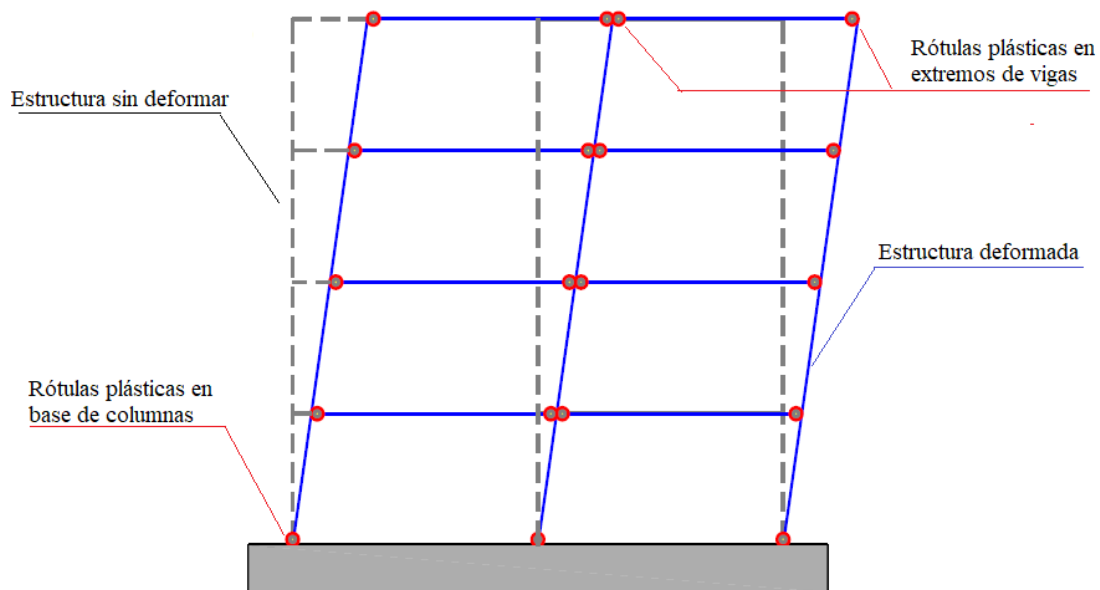


Imagen 2.2: Esquema del criterio "columna fuerte - viga débil" en marcos a momento (Modificado de Crisafulli, 2014)



Por otra parte, la norma AISC 341 define 3 clases de marcos a momento según su desempeño dúctil. Dichas categorías son:

- **Marcos especiales (SMF):** Son aquellos que presentan una alta capacidad de deformación inelástica o mayor capacidad de disipación de energía a través de la fluencia en vigas por esfuerzos de flexión. También se permite el desarrollo de rótulas plásticas en la base de las columnas.
- **Marcos intermedios (IMF):** A diferencia de los sistemas SMF, los IMF desarrollan una limitada capacidad de deformación inelástica en vigas y columnas y fluencia por corte en las zonas panel.
- **Marcos ordinarios (OMF):** En este último caso, los marcos a momento proporcionan mínima capacidad de deformación inelástica tanto en sus miembros como en las conexiones.

El uso de conexiones a momento en cualquiera de estos sistemas estructurales depende de la capacidad a flexión que la conexión pueda alcanzar y de su capacidad para soportar rotaciones plásticas de modo que el sistema de marcos en el cual sea implementada pueda desempeñarse de la forma esperada para la cual fue diseñado.

## 2.4. Características de la Conexión End-Plate

### 2.4.1. Uniones por Eje Fuerte

Una conexión End-Plate, también conocida como “placa extrema”, es una conexión a momento que consiste en una placa de acero soldada a la sección transversal de la viga, de modo que la unión se produce al apernar la placa a la columna.

Según AISC Design Guide 16, una conexión End-Plate puede ser “flush” cuando la placa no se extiende más allá de las alas de la viga, con todos los pernos ubicados entre las alas de la viga, mientras que una conexión del tipo “extended” es aquella que se extiende sobre el ala a tracción de la viga la distancia suficiente para permitir la instalación de pernos en dicha zona. En la Imagen 2.3 se muestran ambas configuraciones.

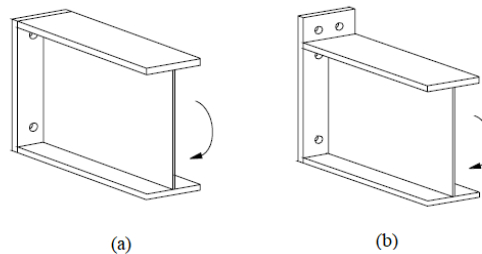


Imagen 2.3: Conexión "Flush End-Plate" (a) y "Extended End-Plate" (b) (AISC Design Guide 16, 2003)

La metodología y especificaciones de diseño establecidas en dicho documento están basadas en trabajos de investigación tanto teóricos como experimentales. En general estos estudios han considerado el uso de teoría de líneas de fluencia, específicamente el método de trabajos virtuales, para estimar tanto la resistencia de la conexión como la contribución de las fuerzas de apalancamiento a la carga aplicada sobre los pernos. Gracias a estas consideraciones, al implementar una conexión End-Plate por el eje fuerte de la columna se deben tomar en cuenta estados límites relacionados con la ruptura por corte de pernos y placa extrema, fluencia por corte

y/o flexión de la placa y el ala de la columna, pandeo del alma de la columna y fluencia por corte de la soldadura entre el alma de la viga y la End-Plate.

Por otra parte, las especificaciones dictadas por la norma AISC 358 para conexiones precalificadas incluyen 3 conexiones del tipo End-Plate extendidas para uniones viga-columna por el eje fuerte de la columna: Conexión con 4 pernos sin rigidizador (4E), con rigidizador (4ES) y conexión de 8 pernos con rigidizador (8ES). Estas conexiones se muestran en la Imagen 2.4.

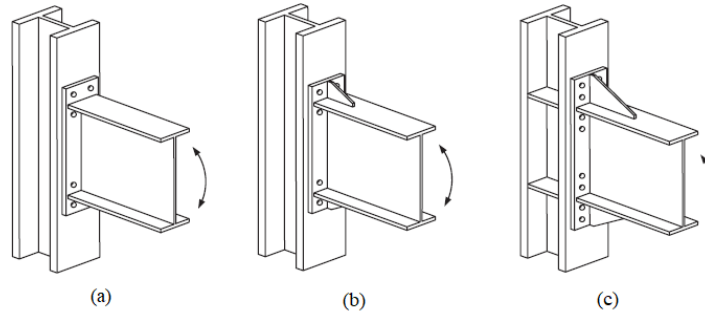


Imagen 2.4: Configuraciones de conexiones End-Plate precalificadas por AISC 358: 4E (a), 4ES (b) y 8ES (c) (AISC 358-16)

De forma adicional, la tabla 6.1 de la norma AISC 358 entrega valores dimensionales límites que deben satisfacer algunos parámetros geométricos relativos a la viga de la conexión y a la placa End-Plate. Dichas limitaciones se muestran en la Imagen 2.5 y el significado de estos parámetros se explica con mayor detalle en el Capítulo 3.

Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
$t_{bf}$	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{9}{16}$ (14)
$b_{bf}$	$9\frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12\frac{1}{4}$ (311)	$7\frac{1}{2}$ (190)
$d$	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
$t_p$	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2\frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
$b_p$	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
$g$	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{1}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
$p_{fi}, p_{fo}$	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{3}{4}$ (44)	2 (51)	$1\frac{5}{8}$ (41)
$p_b$	—	—	—	—	$3\frac{3}{4}$ (95)	$3\frac{1}{2}$ (89)

Imagen 2.5: Limitaciones paramétricas de precalificación según tabla 6.1 de AISC 358 (Modificado de AISC 358-16)

El uso de estas configuraciones de conexiones End-Plate, cuya implementación se encuentra precalificada para marcos SMF e IMF, garantiza el cumplimiento de las especificaciones sísmicas según AISC 341 si se respetan las limitaciones dictadas en AISC 358.

La norma AISC 358 establece que los estados límites a considerar son los siguientes:

- Pandeo de placa rigidizadora.
- Resistencia de pernos a la ruptura a corte en ala a compresión.
- Aplastamiento de la End-Plate.
- Flexión por fluencia en ala de la columna.
- Pandeo del ala no rigidizada frente al alma comprimida de la viga.
- Aplastamiento del alma no rigidizada de la columna frente al ala comprimida de la viga.
- Fluencia por corte en zona panel.

De acuerdo a estas especificaciones, los criterios de diseño establecidos otorgan la resistencia suficiente a los elementos de la conexión para asegurar que la deformación inelástica de la conexión se alcance debido a la fluencia de la viga.

De no cumplirse alguno de los estados límites indicados previamente se permite el uso de placas de continuidad y/o double plates (Planchas adosadas al alma de la columna) para reforzar la zona panel, los cuales a su vez deben satisfacer las especificaciones dictadas por AISC 341, AISC 358 y AISC 360.

### 2.4.2. Uniones por Eje Débil

En AISC Design Guide 16 y AISC 358 no se especifican consideraciones de diseño o modos de falla a analizar cuando la unión se hace por el eje débil de la columna, principalmente por la falta de estudios sobre el tema en comparación con los análisis hechos para plantear las especificaciones dictadas sobre uniones por eje fuerte en los códigos de diseño mencionados.

Sin embargo, en AISC Design Guide 13 se indican consideraciones de rigidización del alma de la columna para conexiones a momento por el eje débil.

En efecto, cuando se incorporan placas de continuidad en uniones por eje fuerte, estas deben ser diseñadas para resistir parte de las fuerzas transmitidas desde las alas de la viga a la columna tal como se esquematiza en la Imagen 2.6, pero uniones por el eje débil no sólo deben tomarse en cuenta las solicitaciones provenientes de las vigas conectadas a las alas de la columna sino también aquellas transmitidas por las vigas unidas al alma de acuerdo a lo presentado en la Imagen 2.7, considerando que la unión se hará a las placas de continuidad y no directamente al alma.

En otras palabras, para este tipo de conexiones se debe brindar la rigidez suficiente en la zona de unión en el alma de la columna para garantizar la correcta transmisión de cargas entre los elementos conectados.

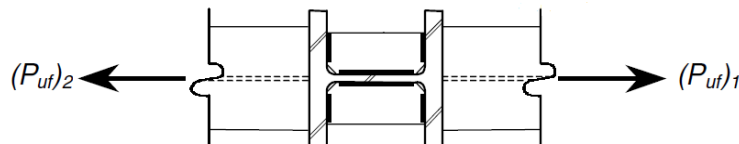


Imagen 2.6: Transmisión de solicitaciones entre vigas y placas de continuidad (Modificado de AISC Design Guide 13, 2003)

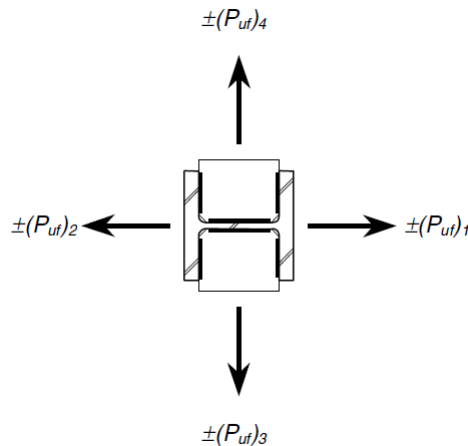


Imagen 2.7: Transmisión de solicitaciones entre vigas y placas de continuidad en uniones por ejes fuerte y débil (AISC Design Guide 13, 2003)

## 2.5. Análisis de Estudios Previos sobre Conexiones por Eje Débil

El enfoque de los estudios hechos hasta el día de hoy sobre uniones por eje débil está centrado en buscar alternativas que minimicen el uso de soldaduras en terreno y analizar el desempeño de conexiones precalificadas. Esto se debe a que la conexión existente (Conexión definida como BA en sección 2.5.3) requiere el uso de soportes soldados a las alas de la viga y según Shim et al. (2014) se debe evitar el uso de este tipo de uniones ya que en fábrica muchos de los soportes, hechos para instalar vigas horizontales mediante soldadura, son soldados a las columnas y esto ha causado preocupación por la posible generación fallas frágiles, lo que conlleva a que el diseño sea complicado y costoso.

Además, la fabricación e instalación de estas juntas implica el uso considerable de soldaduras y la adición de otras conexiones de vigas.

A continuación se presenta una recopilación de estudios sobre conexiones por el eje débil, cuyos antecedentes constituyen un aporte a la presente investigación.

### 2.5.1. N. Yardimci et al., Turquía (1995)

El objetivo de esta investigación experimental es examinar la influencia del tipo de conexión en la rigidez rotacional de la unión entre viga y columna y realizar una comparación entre ambas configuraciones mediante la resistencia y rigidez exhibidas. Para ello se ensayaron 8 probetas, de las cuales la mitad consistían en uniones a momento soldadas por el eje fuerte de la columna mientras que el resto eran conexiones a momento soldadas por eje débil, empleando los mismos perfiles para vigas y columnas.

La instalación experimental, esquematizada en la Imagen 2.8, consiste en un marco de reacción anclado al piso del laboratorio con una celda de carga ubicada en la parte superior de la columna. Las probetas fueron ensayadas hasta que la conexión alcanzara el colapso y en cada incremento de carga se midió el desplazamiento vertical de la conexión en la base de la instalación mediante comparadores.

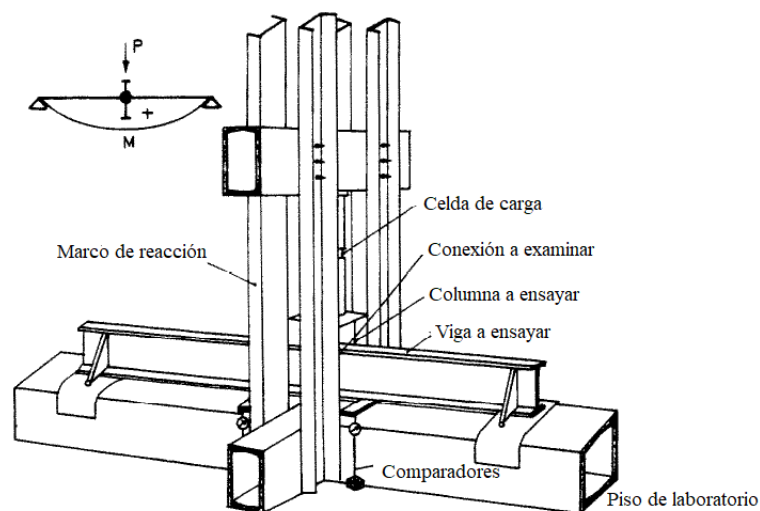


Imagen 2.8: Instalación experimental para ensayo de conexiones soldadas (Modificado de N. Yardimci et al., 1995)

Hechos los ensayos sobre cada una de las conexiones, se observó que los gráficos momento – curvatura en uniones por el alma de la columna presentan un incremento lineal desde el inicio de la aplicación de la carga hasta que se alcanza la fractura, a diferencia de las uniones por eje fuerte donde se puede apreciar el instante en que se alcanza la fluencia. Una posible causa de la fractura en la unión por eje débil es la alta concentración de tensiones en la zona de unión.

Por otra parte, se estableció que uno de los parámetros más influyentes en la conexión por eje débil es la esbeltez del alma ya que se observaron líneas de fluencia en el alma de la columna antes de que la carga aplicada alcanzara la capacidad máxima de la conexión y para prevenir esto, dicha zona debería ser reforzada.

Finalmente, se concluyó que en ambos tipos de uniones el comportamiento es semi-rígido o PR, siendo la unión por eje débil la que desarrolló mayores rotaciones respecto a la conexión soldada por el eje fuerte para los mismos momentos solicitantes.

#### **2.5.2. F. Gomes et al., Portugal (1996 - 1998)**

Durante la década de 1990, un grupo investigadores de la Universidad de Coimbra propuso una metodología para estimar la resistencia de una conexión End-Plate extendida de 4 pernos por eje débil basado en el método de las componentes, el cual se encuentra especificado en Eurocode 3 (EC3). Dicho método es un procedimiento que permite estimar la rigidez y resistencia de una conexión a partir de la caracterización de resistencia, rigidez y capacidad de rotación de cada una de las partes que la conforman, las cuales se modelan como resortes conectados en serie y/o en paralelo. Una de las conexiones en que es posible aplicar esta metodología es en la End-Plate extendida de 4 pernos pero en uniones por eje fuerte.

Según los trabajos de Gomes et al. (1996), estas son las componentes o estados límites a tomar en consideración en conexiones a momento directamente apernadas al alma de la columna.

- Alma de la columna sometida a flexión y efecto de punzonamiento en zona de perforaciones.
- Pernos en tracción.
- Placa extrema en flexión.
- Alma de la viga en tracción.
- Ala y alma de la viga en compresión.

De estos estados, EC3 no incluye la componente asociada a la flexión y punzonamiento por corte a las que está sometida el alma de la columna, puesto que este estado límite no aplica a uniones por eje fuerte.

Para poder estimar la resistencia de esta componente hay que analizar 2 tipos de mecanismos de falla: Un mecanismo local, donde la línea de fluencia se ubica en la zona de tracción o compresión de la conexión; y un mecanismo global que incluye tanto la zona de tracción como de compresión. Un esquema de estos mecanismos se presenta en la Imagen 2.9.

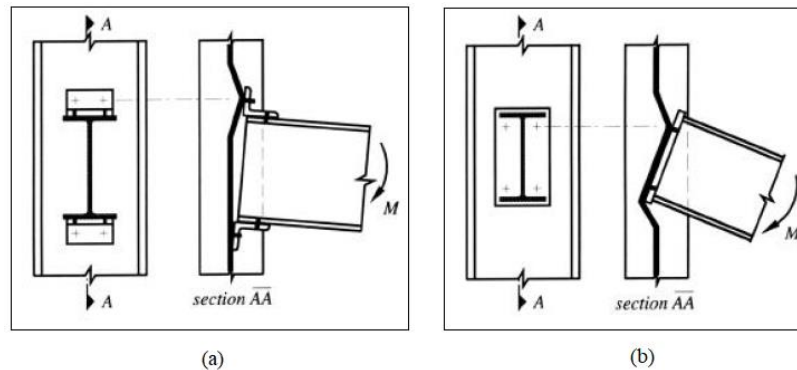


Imagen 2.9: Mecanismo de falla local (a) y global (b) (F. Gomes et al., 1996)

En ambos mecanismos se considera despreciable el efecto del apalancamiento ya que en casos prácticos se ha observado que la End-Plate es más rígida y resistente que el alma de la columna, por lo que el autor propone que no hay apalancamiento entre ambas componentes.

Posterior al desarrollo de las ecuaciones de diseño para ambos mecanismos aplicando teoría de líneas de fluencia, en donde se considera el efecto combinado de flexión y punzonamiento por corte, se pudo validar los resultados predichos por dichas expresiones al hacer comparaciones con estudios experimentales y numéricos.

Cabe destacar que esta no es la única contribución hecha por Gomes et al. respecto a conexiones por el eje débil de columnas ya que su equipo de investigación fue capaz de desarrollar y validar expresiones analíticas que permiten estimar la rigidez asociada al alma de la columna. En efecto, la estimación de la rigidez asociada a esta componente de la conexión End-Plate se hizo a partir de estudios hechos por Czechowski et al. (1987) sobre conexiones con perfiles de secciones huecas (RHS) cuyo comportamiento es similar a uniones por el eje débil de la columna empleando perfiles wide-flange.

Estos análisis permitieron obtener y validar expresiones gracias a las cuales es posible estimar la rigidez inicial y secante del alma de la columna, la cual depende de parámetros geométricos como la distancia entre pernos, distancia entre las zonas a tracción y compresión de la End-Plate, esbeltez del alma de la columna, entre otros. Una observación importante es que estas fórmulas de cálculo fueron derivadas a partir del caso en que está presente el mecanismo de falla local indicado previamente pero aun así permite estimar la rigidez cuando el mecanismo de falla es global.

### 2.5.3. S. D. Kim et al., Corea del Sur (2007)

Los académicos Sang-Dae Kim, Young K. Ju (Korea University of Technology and Education, Corea del Sur) y Sang-Seup Kim (Korea University, Corea del Sur) llevaron a cabo un estudio experimental para analizar el comportamiento de una conexión convencional a momento por el eje débil de la columna respecto a otras 3 configuraciones.

Dicha conexión base consiste en una conexión soldada al alma de la columna y que requiere el uso de soportes soldados sobre la cara superior del ala superior de la viga y bajo la cara inferior del ala inferior de la viga (BA), mientras que los otros especímenes corresponden a: Split-Tee apernada al alma de la columna (ST), Split-Tee apernada al alma de la columna y con plancha soldada por los bordes a las alas de la columna (WST) y End-Plate apernada al alma de la columna (EP). Estas conexiones pueden apreciarse en la Imagen 2.10. En estas 4 configuraciones se empleó el mismo perfil viga (H200x200x8x12) y el mismo perfil de columna (H300x300x10x15), ambos laminados.

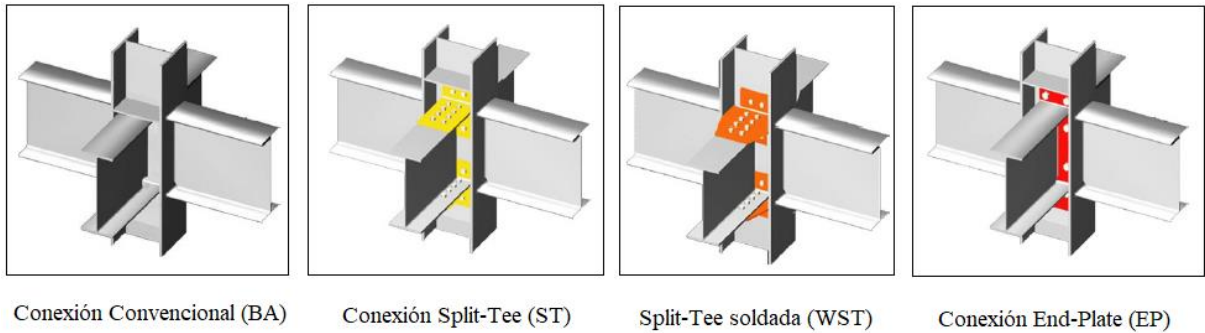


Imagen 2.10: Conexiones analizadas en estudio experimental (S. D. Kim et al., 2007)

Al no haber especificaciones que dicten cómo calcular o estimar la resistencia de una unión viga-columna por eje débil, se hizo una estimación de la resistencia para la Split-Tee por medio de posibles mecanismos de falla y a partir de dicho análisis se propuso una forma de estimación para el caso de la End-Plate.

Respecto al programa experimental, se empleó una carga monotónica sobre la columna junto con instalar dispositivos LVDT en ambos extremos de la columna para medir desplazamientos en la conexión y al final de la viga, y dispositivos strain gauges en la dirección longitudinal del ala de la columna y de la viga para medir deformaciones en dichas zonas. Un esquema de la instalación experimental e instrumentación se presenta en la Imagen 2.11.

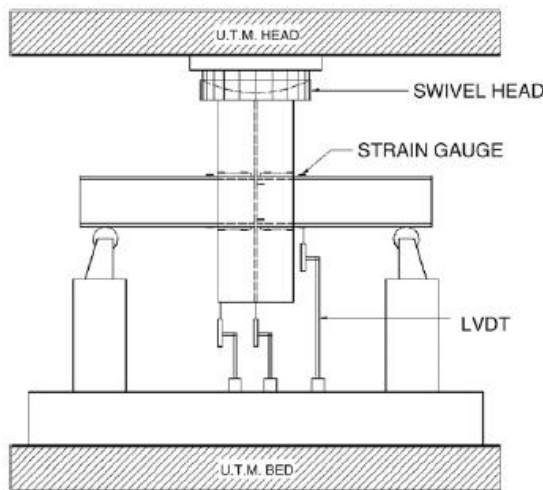


Imagen 2.11: Instalación experimental y zonas de instrumentación de probetas (S. D. Kim et al., 2007)

Para la conexión End-Plate se ensayaron 3 probetas con diferentes configuraciones de pernos (4, 6 y 8 pernos respectivamente según lo indicado en la Imagen 2.12) del tipo M22 con diámetro igual a 1 3/8", y al comparar las curvas carga-desplazamiento obtenidas se observó que a medida que se incrementa el número de pernos aumenta la ductilidad de la conexión. Sin embargo, al comparar estos resultados con aquel obtenido para la conexión convencional se aprecia que la resistencia alcanzada por dicha unión es superior a la alcanzada por las 3 configuraciones adoptadas para la End-Plate. Esto puede observarse con más claridad en la Imagen 2.13.

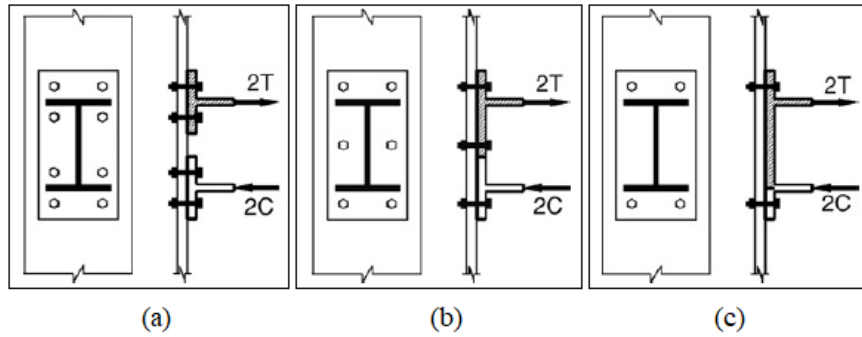


Imagen 2.12: Conexiones EP analizadas: a) 8 pernos, b) 6 pernos y c) 4 pernos (S. D. Kim et al., 2007)

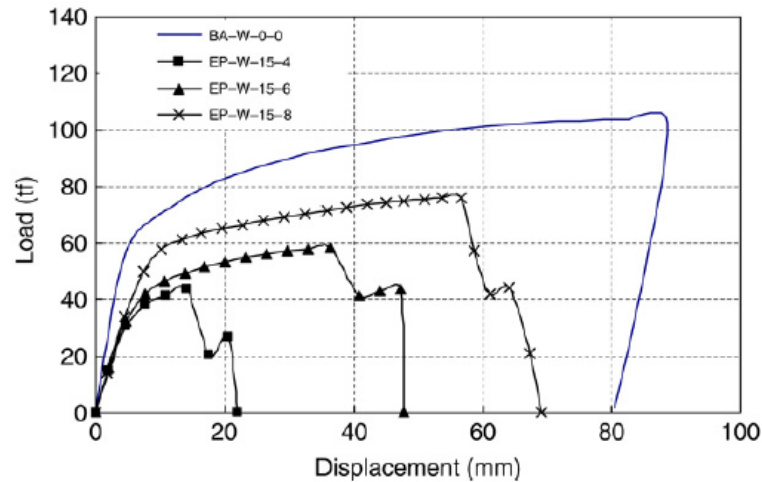


Imagen 2.13: Comparación de resultados experimentales para probetas con conexión EP (S. D. Kim et al., 2007)

Al analizar fallas presentes en las probetas posterior a los ensayos, se identificó que los pernos de alta resistencia empleados en la conexión fallaron en etapas tempranas debido a la fuerza de apalancamiento que se produce en la zona ya que la carga aplicada a la conexión se transfiere directamente a los pernos, lo cual se tradujo en un bajo desempeño estructural respecto a la conexión BA y a los otros especímenes con diferentes tipos de conexiones. Este modo de falla puede apreciarse en la Imagen 2.14.



Imagen 2.14: Falla identificada producto de fuerzas de apalancamiento (S. D. Kim et al., 2007)



A partir de estos resultados, se concluyó que la conexión End-Plate estudiada puede presentar un mejor desempeño estructural al incrementar el número y diámetro de pernos junto con el espesor de la placa de conexión, puesto que estos elementos se consideran fundamentales en la transferencia de la carga aplicada sobre la conexión por eje débil.

#### 2.5.4. O. Yilmaz et al., Turquía (2016)

En este estudio numérico presentado por los académicos Orkun Yilmaz y Serkan Bekiroglu (Yildiz Technical University, Turquía) se investigaron 6 conexiones por eje débil empleando el método de elementos finitos (FEM) mediante el programa computacional ANSYS. Las conexiones estudiadas por los autores (Presentadas en la Imagen 2.15) son las siguientes:

- End-Plate Tube apernada (BET).
- End-Plate Half-I apernada (BEI).
- End-Plate directamente apernada (DBE)
- End-Plate indirectamente apernada (IBE).
- Conexión soldada con atiesadores (W).
- Conexión con placas soldadas a las alas (WFP).

En todas estas uniones se emplearon perfiles europeos en vigas y columnas. Los detalles de estas conexiones se presentan en la Imagen 2.15.

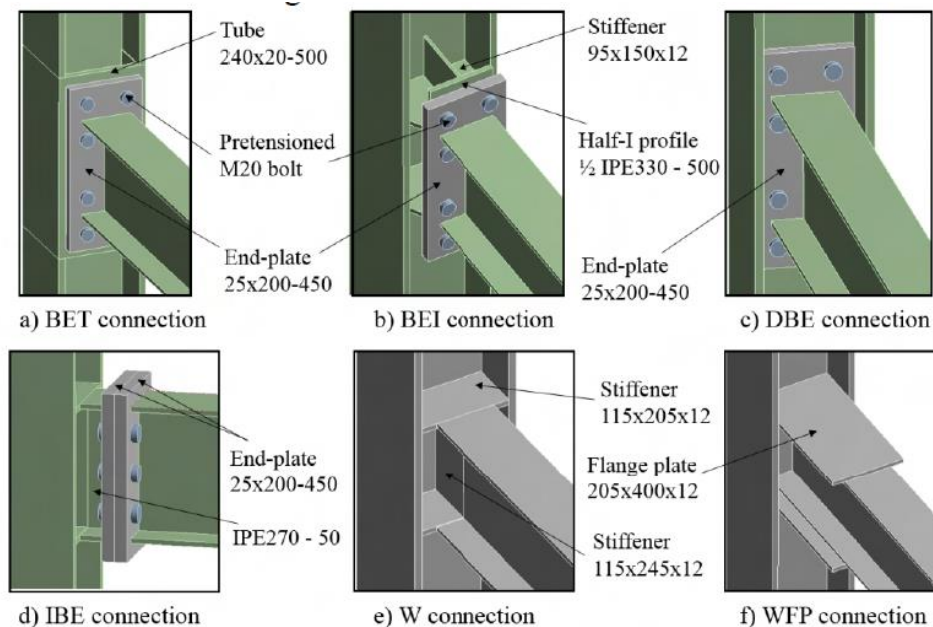


Imagen 2.15: Conexiones empleadas en ensayos numéricos (Yilmaz & Bekiroglu, 2016)

Todas estas configuraciones fueron sometidas a cargas monotónicas aplicadas en un punto cercano al extremo libre de la viga, el cual se restringió a movimientos fuera del plano.

Una vez finalizados los ensayos se apreciaron concentraciones de deformaciones plásticas en la deformada de las conexiones y en el alma de las columnas, tal como se muestra en la Imágenes 2.16, 2.17 y 2.18 para el caso de las conexiones DBE, BEI e IBE debido a que en estas uniones se utilizan conexiones End-Plate. Además, la Imagen 2.19 da a conocer las curvas momento versus rotación alcanzadas para cada una de las 6 conexiones estudiadas.

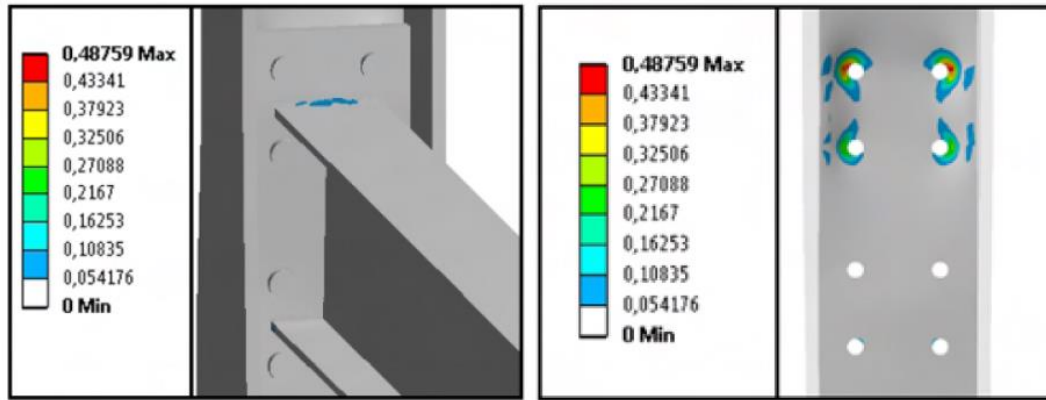


Imagen 2.16: Distribución de deformaciones plásticas en conexión DBE (Yilmaz & Bekiroglu, 2016)

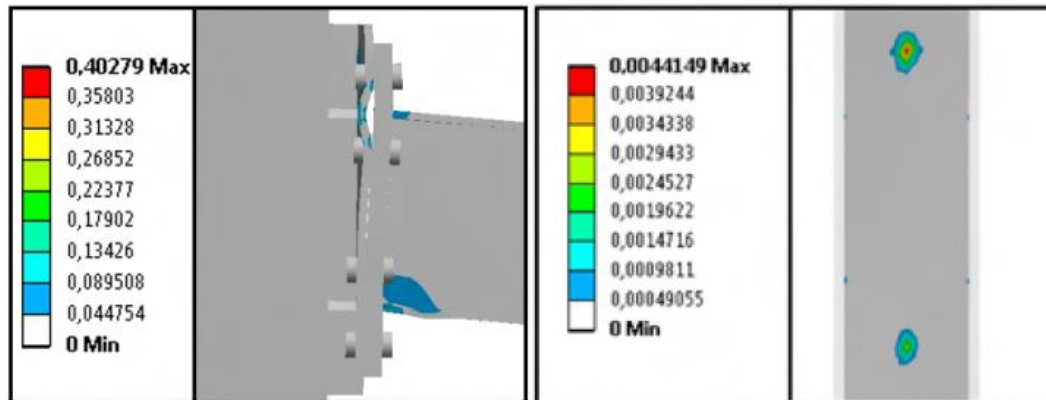


Imagen 2.17: Distribución de deformaciones plásticas en conexión BEI (Yilmaz & Bekiroglu, 2016)

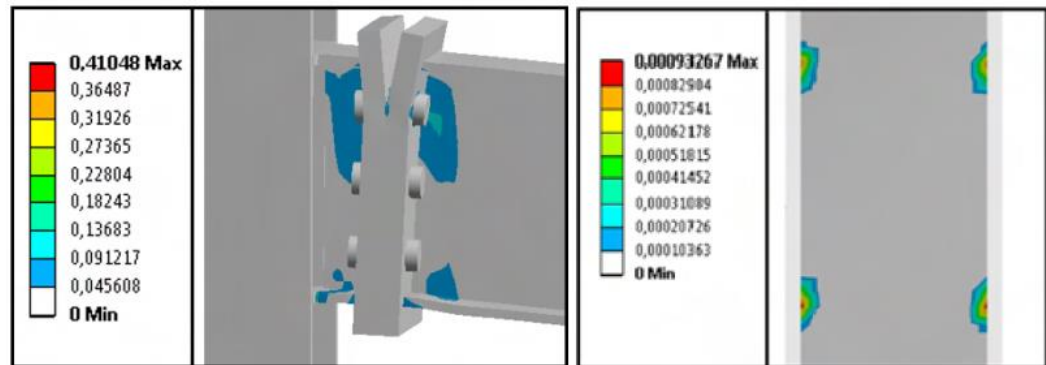


Imagen 2.18: Distribución de deformaciones plásticas en conexión IBE (Yilmaz & Bekiroglu, 2016)

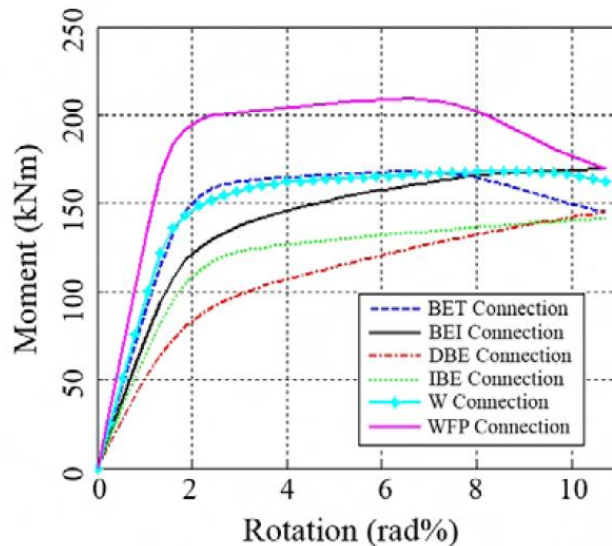


Imagen 2.19: Curvas momento-rotación obtenidas para cada conexión (Yilmaz & Bekiroglu, 2016)

Concluido el estudio numérico de los 6 especímenes, se pudo observar que las conexiones DBE, BEI e IBE fallaron en la zona de unión. En estas configuraciones fue posible apreciar pandeo del ala del perfil Half-I, pandeo del alma de la columna, flexión de la End-Plate y pandeo de la viga y rigidizador superior.

Además, al analizar la distribución de deformaciones plásticas en el alma de la columna, estas se consideran insignificantes en las conexiones BEI, IBE y en las conexiones soldadas, pero en el caso DBE la distribución de tensiones es significativa en el perímetro de los agujeros de la conexión ya que la unión apertada se hace directamente al alma de la columna.

Por último, de acuerdo la Imagen 2.19, la conexión DBE presentó un bajo desempeño respecto a las otras conexiones por los modos de falla experimentados y por su baja capacidad de resistir esfuerzos de momento. De las 3 configuraciones de interés, fue la conexión BEI la que presentó un mejor desempeño estructural, pero no logra superar aquél exhibido por las conexiones soldadas.

#### 2.5.5. K. Kontolati, Grecia (2017)

El objetivo de este trabajo consiste en evaluar numéricamente el desempeño de una conexión End-Plate en que la unión se hace entre la placa extrema, unida a la sección transversal de una viga HEB 300, y una placa que se encuentra soldada a las alas de la columna perfil HD360x179, donde además se adiciona un rigidizador vertical para incrementar la resistencia de esta placa soldada a la columna tal como se indica en la Imagen 2.20.

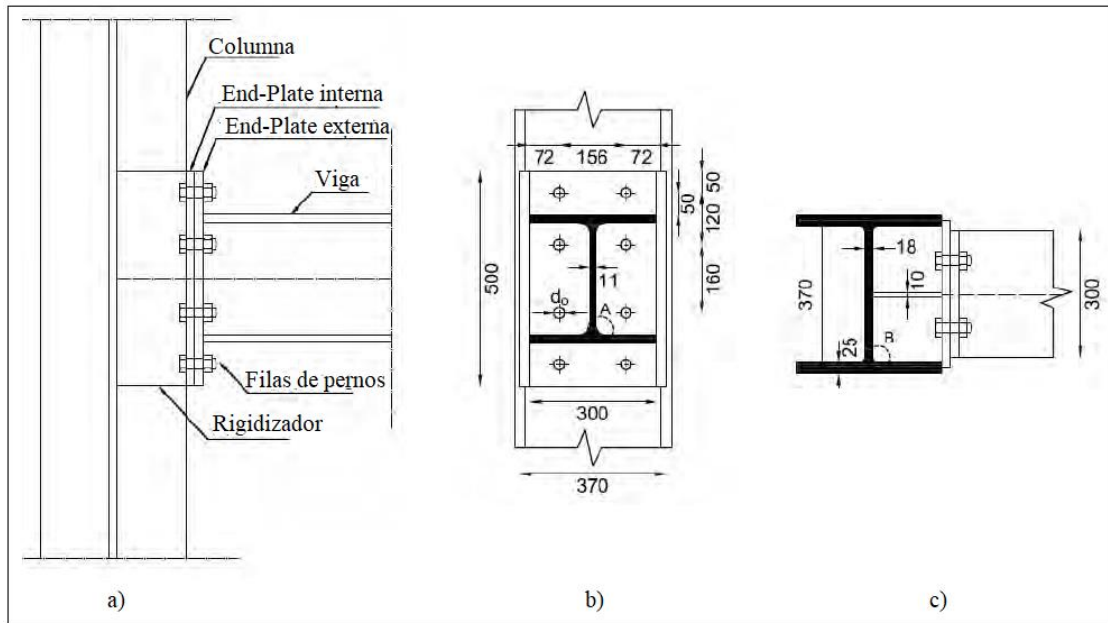


Imagen 2.20: Elevación lateral (a), frontal (b) y vista en planta (c) de conexión con doble End-Plate (Modificado de Kontolati et al., 2017)

El estudio numérico contempló el análisis de 14 modelos sometidos a desplazamientos controlados empleando el programa MSC Marc y dada la simetría de la conexión se modeló sólo la mitad de esta para ahorrar recursos computacionales.

Los resultados indicaron que el uso del rigidizador vertical es esencial para evitar deformaciones en el alma de la columna y en la placa soldada a las alas de la columna. De los 14 modelos analizados, los primeros 12 resultaron ser parcialmente restringidos siendo el modo de falla predominante la ruptura de pernos a tracción, mientras que los 2 restantes mostraron ser completamente rígidos.

Además, se hicieron las siguientes observaciones:

- Aquellos modelos con un bajo espesor de End-Plates (20 [mm]) presentaron una baja capacidad a momento atribuida a esfuerzos de apalancamiento entre ambas placas, pero al emplear pernos de alta resistencia se produce una concentración de tensiones en el rigidizador de la columna, debido a inadecuada altura y espesor, y en el alma de la columna.
- Por otra parte, al incrementar la altura y espesor del rigidizador se observaron deformaciones plásticas en la placa soldada a las alas de la columna y una concentración de tensiones en los pernos y en la End-Plate unida a la viga.

Esto llevó a concluir que las componentes críticas en esta conexión son los pernos a tracción en la fila superior y la flexión a la que está sometida la viga y la End-Plate a la que está conectada.

## 2.6. Consideraciones Importantes de los Antecedentes Recopilados

A partir de los análisis previamente descritos es posible extraer las siguientes consideraciones para llevar a cabo el estudio numérico en la presente investigación.

- Se ha observado que la conexión End-Plate por eje débil presenta un comportamiento semi-rígido, exhibiendo mayores rotaciones respecto a uniones por eje fuerte cuando en ambas configuraciones se aplican iguales solicitaciones de momento.
- En uniones directamente apernadas por el eje débil de la columna, los estados límite que deberían ser considerados son: Fluencia por flexión del alma de la columna, ruptura de pernos en tracción y fluencia de la placa extrema en flexión.

De estos estados, la ruptura de pernos sometidos a tracción y la fluencia por flexión del alma de la columna son aquellos que podrían controlar el diseño cuando la End-Plate se conecta directamente al alma de la columna.

- Si la unión se hace directamente al alma de la columna, los pernos de conexión se encuentran sometidos a efectos de apalancamiento debido a que la carga se transmite directamente a través de estos, lo que lleva a que la conexión falle en las primeras etapas de aplicación de carga y presente un bajo desempeño estructural respecto a otras conexiones apernadas o soldadas por eje débil.
- Experimentalmente, se ha determinado que la resistencia de la conexión End-Plate en uniones por eje débil depende de parámetros geométricos como el número y diámetro de pernos y el espesor de la placa de conexión puesto que gracias a estos elementos es posible transferir la carga hacia el alma de la columna.
- Las guías o especificaciones de diseño referidas a conexiones End-Plate no incluyen estados límite asociados a uniones por eje débil pero sí entregan recomendaciones para rigidizar la zona del alma en este tipo de conexiones.

Esto indica implícitamente que los códigos de diseño no permiten que las conexiones a momento por eje débil estén directamente unidas al alma de la columna, por lo que a priori es posible utilizar las especificaciones de la AISC (Como AISC Design Guide 16 o AISC 358) en el diseño de la conexión End-Plate en uniones por eje débil ya que al rigidizar la zona de unión se espera que la unión se comporte de forma análoga a aquellas implementadas por eje fuerte.

Estos antecedentes llevan a establecer que la conexión a analizar en el presente estudio no estará directamente apernada al alma de la columna debido al bajo desempeño estructural que esta ha exhibido y a las recomendaciones entregadas en los códigos de diseño.

En su lugar, se adoptará una configuración similar a la conexión BEI presentada en la sección 2.5.4, en que la End-Plate estará apernada a una plancha soldada a placas de continuidad instaladas en el alma de la columna, las cuales será diseñadas para resistir solicitaciones provenientes tanto del eje fuerte como del eje débil. El detalle de este diseño se presenta en el Capítulo 3.

Además, a diferencia de simulaciones numéricas previas (Yilmaz et al., 2016), la conexión estará sometida a cargas cíclicas y no monotónicas. Esto se abordará en el Capítulo 5.

## Capítulo 3 – Metodología de Diseño de Conexión

### 3.1. Filosofía de Diseño

Debido a que la conexión será implementada en un sistema de marcos especiales a momento, el diseño a llevar a cabo será por capacidad. Esto quiere decir que los elementos que componen la conexión y el sistema estructural deben garantizar que la estructura desarrolle un comportamiento dúctil mediante la formación de rótulas plásticas en la viga para poder satisfacer la condición de “columna fuerte – viga débil”.

Tomar en cuenta que el diseño se hará a cabo de acuerdo al método LRFD.

### 3.2. Requisitos Normativos para Diseño de Conexiones

Para conexiones apernadas, como en el caso de la End-Plate, se deben satisfacer los siguientes requisitos dictados en la sección D2.2 de AISC 341:

- La resistencia al corte en conexiones apernadas usando agujeros estándar debe ser calculada según los capítulos J3.6 y J3.10 de AISC 360.
- Todos los pernos deben ser instalados como pernos pretensionados de alta resistencia.
- En una conexión, pernos y soldaduras no deben ser diseñadas para resistir la fuerza solicitante en conjunto.
- Los agujeros de los pernos deben ser estándar y perpendicular a la carga aplicada en conexiones apernadas donde el efecto de las cargas sísmicas se transfiere por medio de corte en los pernos.

### 3.3. Metodología de Diseño

La conexión a analizar corresponde a una End-Plate de 4 pernos sin rigidizador (Denotada como 4E en el capítulo 6 de AISC 358), donde son 4 los pernos ubicados en la zona a tracción y 4 en la zona a compresión.

De acuerdo a lo indicado en la sección 2.6 del Capítulo 2, la conexión End-Plate a diseñar tiene las siguientes características.

- La End-Plate no se conectará directamente al alma de la columna, sino a una plancha que estará soldada a placas de continuidad ubicadas en el alma de la columna a modo de tener una configuración similar a una unión por el eje fuerte. Dicha plancha tendrá la misma altura y espesor que la End-Plate. De forma adicional, se incorporará un rigidizador vertical entre las placas de continuidad tal que sirva como continuación del alma de la viga y que se extienda entre la plancha soldada y la plancha adosada ubicada en el alma de la columna.
- En la zona de unión, las placas de continuidad tendrán un ancho superior a la mitad del ancho del ala de la columna de modo que, al incorporar una conexión End-Plate por el eje fuerte, los pernos de esta conexión no estén en contacto con aquellos que lleguen por el eje débil. Además, el espesor de las placas y su longitud en la cara en contacto con la plancha a soldar deben ser tales que estas no fallen por rotura a tracción por efecto de las fuerzas transmitidas por las alas de la viga proveniente por el eje débil de la columna.

- Dado que esta configuración de conexión por eje débil pretende ser análoga a una unión por eje fuerte, su diseño se hará en base a AISC 358 como si la conexión fuese por el eje fuerte de la columna y tomando en cuenta que los modelos numéricos a analizar tendrán configuraciones donde estén presentes uniones por eje fuerte.

### 3.4. Etapas de Diseño

En esta sección se da a conocer el procedimiento de cálculo para llevar a cabo el diseño de la conexión de acuerdo a lo planteado en el capítulo 6 de AISC 358. Las referencias a las ecuaciones utilizadas se encuentran detalladas en la memoria de cálculo adjunta en el Anexo A.

#### 3.4.1. Dimensionamiento de End-Plate

A continuación se indican los pasos a seguir para determinar las dimensiones de la placa y elementos de la conexión, como pernos y tuercas.

1. Se calcula el momento máximo probable en la rótula plástica ( $M_{pr}$ ), el cual está dado por:

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_{yb} * Z_e \quad (3-1)$$

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 * F_{yb}} \leq 1.2 \quad (3-2)$$

Donde:

- $F_{yb}$  [tonf/cm<sup>2</sup>] es la tensión de fluencia de la viga.
  - $F_{ub}$  [tonf/cm<sup>2</sup>] es la tensión última de la viga.
  - $R_y$  es el índice asociado a la tensión de fluencia del material según lo establecido en AISC 341.
  - $Z_e$  [cm<sup>3</sup>] es el valor efectivo del módulo plástico de la viga en la zona de formación de la rótula plástica.
2. Posterior a ello se proponen valores preliminares el espesor ( $t_p$ ) de la placa para finalmente calcular el momento máximo probable en la cara de la columna ( $M_f$ ).
  3. Luego, se definen valores para las dimensiones de la conexión según los parámetros indicados en la Tabla 3.1 y esquematizados en las Imágenes 3.1 y 3.2.

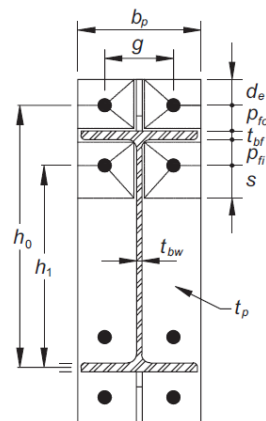


Imagen 3.1: Parámetros geométricos de conexión End-Plate 4E (AISC 358-16)

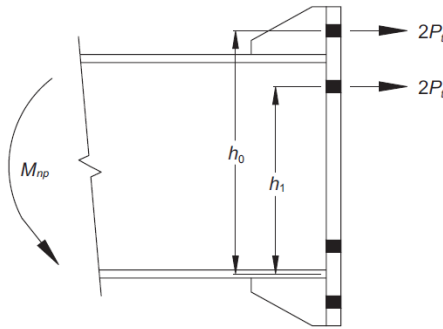


Imagen 3.2: Definición de distancias  $h_0$  y  $h_1$  (AISC 358-16)

Tabla 3.1: Definición de parámetros geométricos de End-Plate (AISC 358-16)

Parámetro	Significado
$g$ [mm]	Distancia entre pernos de una misma fila.
$p_{fi}$ [mm]	Distancia desde cara inferior de ala superior de viga a la fila interna de pernos.
$p_{fo}$ [mm]	Distancia desde cara superior de ala superior de viga a la fila externa de pernos.
$h_0$ [mm]	Distancia desde centro de ala inferior de viga hasta la fila de pernos más externa en tracción.
$h_1$ [mm]	Distancia desde centro de ala inferior de viga hasta la fila de pernos más cercana en tracción.

- Una vez definidos los valores de los parámetros indicados en la Tabla 3.1 se calcula el diámetro requerido de los pernos y se determina la calidad de estos junto a sus capacidades nominales a tracción y corte.

Conocido el diámetro requerido, se establecen los parámetros presentados en la Tabla 3.2 según las tablas J3.3 y J3.4 del capítulo J de AISC 360-16:

Tabla 3.2: Parámetros relativos a los pernos de conexión (AISC 358-16, AISC 360-16)

Parámetro	Significado
$d_b$ [mm]	Diámetro nominal del perno
$d_h$ [mm]	Diámetro del agujero
$d_e$ [mm]	Distancia entre el centro del agujero de la fila de pernos más externa y los bordes de la End-Plate
$A_b$ [mm <sup>2</sup> ]	Área nominal del perno

A partir de las distancias  $g$  y  $d_e$  se propone un valor para el ancho de la End-Plate ( $b_p$ ) de modo que se cumpla con la distancia mínima entre el centro de los agujeros y los bordes laterales y a la vez se cumplan con los límites de precalificación. Lo mismo se hace para establecer la altura de la End-Plate a partir de los datos de las Tablas 3.1 y 3.2.

Además, se deben definir las dimensiones de cada perno, como el tamaño de tuercas y cabezas de perno, de acuerdo a lo especificado en la tabla C-2.1 de “AISC – Specifications for Structural Joints Using High-Strength Bolts”. Los detalles de estas dimensiones se indican en la memoria de cálculo adjunta en el Anexo A.



- Se calcula el espesor requerido de End-Plate para lo cual hay que conocer el valor del parámetro relativo al mecanismo de línea de fluencia que gobierna el diseño según la tabla 6.2 de AISC 358-16 para conexiones End-Plate 4E. La Imagen 3.3 da a conocer dicho mecanismo de falla.

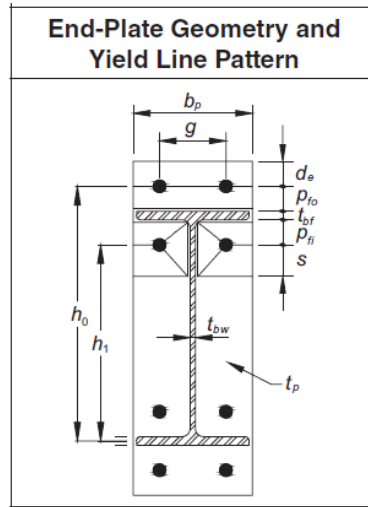


Imagen 3.3: Mecanismos de línea de fluencia según tabla 6.2 de AISC 358-16 (AISC 358-16)

Una vez hecho el cálculo, se verifica que el espesor propuesto sea mayor al espesor calculado y si no se cumple dicha condición, hay que aumentar el espesor de la placa o modificar la calidad del acero de la placa.

- Cálculo de la fuerza factorizada en el ala de la viga ( $F_{fu}$ ), la cual se obtiene según la ecuación (3-3) y que permitirá analizar los estados límites de diseño.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} \quad (3-3)$$

- Donde:
- $d_b$  [mm] es la altura de la sección transversal de la viga.
  - $t_{fb}$  [m] es el espesor del ala de la viga.

- Verificar la resistencia a la fluencia por corte de la parte extendida de la placa End-Plate tipo 4E.
- Hecho lo anterior, se verifica la resistencia de pernos a ruptura a corte en ala a compresión y la resistencia al aplastamiento de la End-Plate.
- Finalmente, se diseñan las soldaduras entre ala de viga y End-Plate, entre alma de viga y End-Plate y las soldaduras de los rigidizadores. Según AISC 358, al momento de diseñar estas soldaduras hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- “Los agujeros de acceso de soldadura no serán utilizados”.

- “La unión entre el ala de la viga y la End-Plate debe hacerse utilizando soldadura de penetración completa (CJP) sin respaldo. La soldadura CJP debe ser hecha de modo que la raíz de la soldadura esté en el lado del ala que da al alma de la columna. La cara interior del ala debe tener soldadura de filete de 8 [mm]. Estas soldaduras se consideran de demanda crítica”.
- “La unión entre el alma de la viga y la End-Plate debe hacerse utilizando soldadura CJP o soldadura de filete. De ser utilizadas, la soldadura de filete debe ser dimensionada para desarrollar toda la capacidad del alma de la viga en tracción desde la cara interior del ala hasta 150 mm sobre la línea de pernos más lejana desde el ala de la viga”.
- “De ser utilizados, las uniones entre rigidizadores y End-Plate deben hacerse con soldadura CJP”.

Dado que en el modelo numérico no serán incluidas las soldaduras, se omite este paso pero la metodología de diseño de estas soldaduras se encuentra adjunta en la memoria de cálculo.

### 3.4.2. Evaluación de Modos de Falla y Resistencia de Conexión

El análisis de la resistencia de la conexión se lleva a cabo de la siguiente forma:

1. Se determina la resistencia del ala de la columna a la fluencia por flexión. En efecto, el espesor del ala de la columna ( $t_{fc}$ ) debe satisfacer el siguiente requerimiento:

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11 * M_f}{\phi_d * F_{yc} * Y_c}} \quad (3-4)$$

En la ecuación (3-4) el término  $Y_c$  corresponde al parámetro relativo al mecanismo de líneas de fluencia definido para ala de columna rigidizada según AISC 358 como se muestra en la Imagen 3.4. Si no se cumple dicha condición, se debe aumentar el espesor de ala de columna y/o mejorar la calidad del acero.

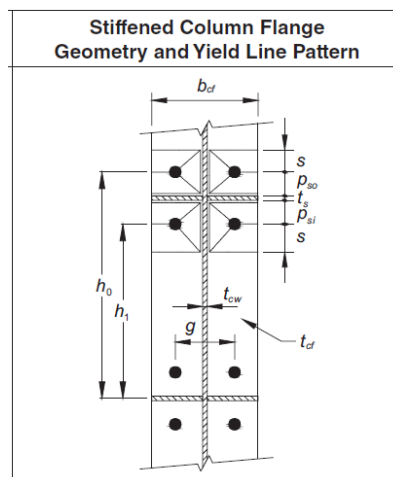


Imagen 3.4: Mecanismo de línea de fluencia según tabla 6.5 de AISC 358 (AISC 358-16)

2. Cálculo de fuerza preliminar de diseño de placas de continuidad. Primero, se calcula la resistencia de diseño a flexión del ala de la columna, la cual está dada por:

$$\phi_d * M_{cw} = \phi_d * F_{yc} * Y_c * t_{fc}^2 \quad (3-5)$$

Luego, la fuerza preliminar de diseño se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\phi_d * R_n = \frac{\phi_d * M_{cw}}{d_b - t_{fb}} \quad (3-6)$$

3. Una vez obtenida la resistencia de cálculo para placas de continuidad, se deben verificar los siguientes estados límites definidos para uniones por el eje fuerte: Resistencia a la fluencia local del alma no rigidizada de la columna, resistencia al pandeo del alma no rigidizada frente al alma comprimida de la viga y resistencia al aplastamiento del alma de la columna no rigidizada frente al ala comprimida de la viga.
4. Al analizar los modos de falla previamente descritos se determina que la resistencia de la conexión es la menor alcanzada en estas verificaciones (Pasos 2 y 3) de modo que esta resistencia límite cumpla la siguiente condición.

$$\min(\phi_i * R_n) \geq F_{fu} \quad (3-7)$$

Donde: •  $\min(\phi_i * R_n)$  corresponde a la menor resistencia alcanzada en los estados límites analizados.

De no cumplirse la condición establecida en la relación (3-7) se deben diseñar placas de continuidad siendo  $\min(\phi_i * R_n)$  la sollicitación de diseño.

### 3.4.3. Diseño de Placas de Continuidad

Por ser una unión por eje débil, las placas de continuidad se diseñan de la siguiente forma:

1. El primer paso es determinar cuál es la fuerza preliminar de diseño de estas placas ( $F_{su}$ ) y proponer valores para sus dimensiones, las cuales corresponden a las indicadas en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Dimensiones de placas de continuidad

Dimensión	Significado
$t_{sc}$ [mm]	Espesor de placa
$clip$ [mm]	Distancia entre el ala de la columna y el borde de la placa de continuidad que está en contacto con el alma de la columna
$b_s$ [mm]	Ancho de placa

Sin embargo, el ancho de placa requerido ( $b_{s,req}$ ) se determina a partir del área de placa requerida dada por la ecuación (3-8) considerando  $\phi_v = 0.75$  y  $\phi_t = 0.9$ :

$$A_{st,req} = \frac{F_{su}}{\phi_t * F_{ycp}} \quad (3-8)$$

$$b_{s,req} = \frac{A_{st,req} + 2 * t_{sc} * clip}{2 * t_{sc}} \quad (3-9)$$

Este ancho tendrá un valor superior a la mitad del ala de la columna para prevenir el choque de pernos entre esta unión por el eje débil y una unión End-Plate por el eje fuerte en caso de implementarse.

2. Una vez establecidas las dimensiones de las placas se procede a verificar su resistencia al corte mediante la ecuación (3-10).

$$F_{su} \leq \phi_v * 2 * F_{ycp} * t_{sc} * (L_{sc} - 2 * clip) \quad (3-10)$$

3. Debido a que las placas de continuidad estarán sometidas a tracción en las zonas de unión con la plancha soldada que recibirá a la End-Plate, se debe verificar su resistencia a la rotura a tracción tal que:

$$F_{ycp} * (L_p * t_{sc}) \geq F_{fu} \quad (3-11)$$

- Donde:
- $L_p$  [mm] es el largo del borde de la placa que está en contacto con la plancha soldada a las placas de continuidad
  - $F_{ycp}$  [tonf/cm<sup>2</sup>] es la tensión de fluencia del acero de las placas.

De forma adicional, se debe verificar que las cabezas de pernos y las tuercas no estén en contacto con las placas de continuidad.

4. Hecho lo anterior, se verifican los requisitos adicionales de diseño establecidos en AISC 360 sección J10.8 junto con verificar la condición para prevenir el pandeo local dada por la ecuación (3-12).

$$\frac{b_s}{t_{sc}} \leq 0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_{ycp}}} \quad (3-12)$$

5. Se diseñan las soldaduras que permiten la unión de las placas de continuidad con el alma de la columna. En este caso:
  - Las soldaduras entre la placa de continuidad y alas de columna y entre la placa de continuidad con la plancha que recibe a la End-Plate deben ser CJP.
  - Las soldaduras entre la placa de continuidad y el alma de la columna serán soldaduras de filete a ambos lados de modo que se pueda desarrollar la resistencia al corte de las placas de continuidad.

### 3.4.4. Diseño y Verificaciones Adicionales en Zona Panel

La zona panel es el área de la conexión delimitada por la extensión de las alas de la viga y las alas de la columna donde se produce transmisión de esfuerzo de momento. En uniones por eje fuerte, la zona panel puede esquematizarse como se muestra en la Imagen 3.5.

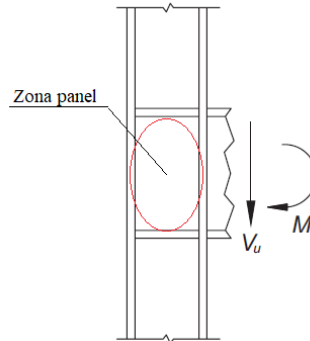


Imagen 3.5: Ubicación de zona panel (Modificado de AISC 358-16)

En esta zona se debe analizar el requerimiento de uso de placas adosadas o “Double Plates”, las cuales se colocan en contacto con el alma de la columna para resistir el corte solicitante producto de las solicitaciones que llegan a la unión por el eje fuerte.

De acuerdo a lo anterior, las verificaciones a hacer en la zona panel son las siguientes:

1. A partir de las cargas axiales transmitidas por las columnas sobre y bajo el nodo de interés, se calcula la resistencia nominal al corte ( $R_{npz}$ ) según las disposiciones de la sección 10.6 del capítulo J de AISC 360. Posterior a ello, se calcula la resistencia requerida dada por la expresión (3-13), considerando  $H$  [m] como la altura entre piso promedio, y se verifica la condición (3-14).

$$R_{upz} = 2 * \left( F_{fu} - \frac{M_f}{H} \right) \quad (3-13)$$

$$0.9 * R_{npz} \geq R_{upz} \quad (3-14)$$

2. De no cumplirse la última condición, se debe calcular el ancho requerido de las placas adosadas. Para ello, hay que estimar el espesor de refuerzo total que se necesita y a partir de dicho valor proponer el espesor de cada placa. Además, dicho espesor debe satisfacer el siguiente requerimiento indicado en el capítulo E3-7 de AISC 341:

$$t_{pz,req} = \frac{W_z + d_z}{90} \quad (3-15)$$

- Donde:
- $d_z$  [mm] es la altura de la placa adosada.
  - $W_z$  [mm] es el ancho de la zona panel entre las alas de la columna.

3. Una vez dimensionadas las planchas adosadas y las placas de continuidad, se diseña el rigidizador interno que servirá como continuación del alma de la viga y que estará soldado a las placas de continuidad, placa adosada a zona panel y plancha que recibe a la End-Plate.

Este rigidizador tendrá una altura igual a la distancia entre las caras interiores de las placas de continuidad, un ancho equivalente a la distancia entre la placa adosada y la plancha soldada y el mismo espesor que la viga a conectar.

4. Finalmente, se procede a evaluar el cumplimiento del criterio columna fuerte – viga débil para eje débil y/o fuerte en caso de que concurra más de una viga a la zona de unión:

$$\sum M_{pb} = \sum \left( M_{pr} + V_u * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right) \quad (3-16)$$

$$\sum M_{pcx} = Z_{xc} * \left[ \left( F_{yc} - \frac{P_{uci}}{A_{g,c}} \right) + \left( F_{yc} - \frac{P_{ucii}}{A_{g,c}} \right) \right] \quad (3-17)$$

$$\sum M_{pcy} = Z_{yc} * \left[ \left( F_{yc} - \frac{P_{uci}}{A_{g,c}} \right) + \left( F_{yc} - \frac{P_{ucii}}{A_{g,c}} \right) \right] \quad (3-18)$$

$$\frac{\sum M_{pcx}}{\sum M_{pb}} \geq 1; \quad \frac{\sum M_{pcy}}{\sum M_{pb}} \geq 1 \quad (3-19)$$

Si concurren vigas por eje fuerte y débil, se debe tomar en cuenta el efecto de solicitaciones bidireccionales empleando las ecuaciones (3-20) y (3-21):

$$\sum M_{pcx} = 1.18 * Z_{xc} * \left[ \left( F_{yc} - \left( \frac{P_{uci}}{A_{g,c}} + 0.6 * \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) + \left( F_{yc} - \left( \frac{P_{ucii}}{A_{g,c}} + 0.6 * \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) \right] \quad (3-20)$$

$$\sum M_{pcy} = 1.67 * Z_{yc} * \left[ \left( F_{yc} - \left( \frac{P_{uci}}{A_{g,c}} + 0.85 * \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) + \left( F_{yc} - \left( \frac{P_{ucii}}{A_{g,c}} + 0.85 * \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) \right] \quad (3-21)$$

- Donde:
- $\sum M_{pb}$  [tonf\*cm] es la suma de los momentos en el extremo de la viga que llega a la zona panel donde se encuentra la conexión.
  - $\sum M_{pc}$  [tonf\*cm] es la suma de los momentos en el extremo de la columna que lleva a la zona panel donde se encuentra la conexión.
  - $A_{g,c}$  [cm<sup>2</sup>] es el área de la sección transversal de la columna.
  - $P_{uci}$  [tonf] es el esfuerzo axial en la parte superior de la columna.
  - $P_{ucii}$  [tonf] es el esfuerzo axial en la parte inferior de la columna.
  - $Z_{xc}$  [cm<sup>3</sup>] es el módulo plástico de la sección transversal de la columna.

De cumplirse la ecuación (3-19) entonces se cumple el requisito de diseño por capacidad.

Una vez establecido el procedimiento de diseño, es posible dar paso al diseño del modelo estructural donde será implementada la conexión

## Capítulo 4 – Diseño Estructural

### 4.1. Requisitos Normativos de Diseño para Perfiles

De acuerdo a lo establecido por AISC 341, los perfiles a emplear en la estructura deben satisfacer los siguientes requisitos para garantizar un eficiente desempeño sísmico estructural:

#### 4.1.1. Nivel de Ductilidad de Perfiles

La Tabla D1.1 de la norma establece los límites de la relación ancho – espesor ( $\lambda$ ) con los que deben cumplir los perfiles que forman parte de la estructura para ser clasificados como perfiles de alta o moderada ductilidad. En efecto, sea  $\lambda_{hd}$  el límite para alta ductilidad y  $\lambda_{md}$  el límite para moderada ductilidad:

- Si  $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , entonces el perfil es de alta ductilidad.
- Si  $\lambda_{hd} < \lambda \leq \lambda_{md}$ , entonces el perfil es de moderada ductilidad.

De acuerdo a estos límites, se distinguen los siguientes casos a verificar para establecer la ductilidad de un perfil.

- **Requisitos para vigas:** Al momento de evaluar la ductilidad de vigas en alas o elementos no atiesados, los límites para la relación ancho-espesor toman los siguientes valores:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 * t_f} \quad (4-1)$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (4-2)$$

$$\lambda_{md} = 0.40 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (4-3)$$

Donde:

- $b_f$  [mm] es el ancho del ala del perfil
- $t_f$  [mm] es el espesor del ala del
- $R_y$  es el índice asociado a la tensión de fluencia del material según la norma AISC 341.
- $F_y$  [tonf/cm<sup>2</sup>] es la tensión de fluencia del acero del perfil.
- $E$  [tonf/cm<sup>2</sup>] es el módulo elástico del acero.

En el caso del elemento atiesado o alma de viga doble T, y considerando  $C_a = 0.144$ , los límites son los siguientes:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (4-4)$$

$$\lambda_{hd} = 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1.04 * C_a) \quad (4-5)$$

$$\lambda_{md} = 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 3.04 * C_a) \quad (4-6)$$

- Donde:
- $h$  [mm] es la altura del alma del perfil.
  - $t_w$  [mm] es el espesor del alma del perfil.

- **Requisitos para columnas:** En columnas, la ductilidad de las alas se evalúa con los mismos límites empleados para vigas. Sin embargo, al evaluar el alma de la sección la ductilidad del perfil depende de la carga axial a la cual se encuentra sometido. En efecto, sea  $\phi_c = 0.9$  el factor de resistencia a compresión según AISC 360:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (4-7)$$

$$\lambda_{hd} = \begin{cases} 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1.04 * C_a) & \text{si } C_a \leq 0.144 \\ 0.88 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (2.68 - C_a) \geq 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} & \text{si } C_a > 0.144 \end{cases} \quad (4-8)$$

$$\lambda_{md} = \begin{cases} 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 3.04 * C_a) & \text{si } C_a \leq 0.144 \\ 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (2.12 - C_a) \geq 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} & \text{si } C_a > 0.144 \end{cases} \quad (4-9)$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c * (R_y * F_y * A_g)} \quad (4-10)$$

- Donde:
- $P_u$  [tonf] la carga axial solicitante.
  - $A_g$  [cm<sup>2</sup>] es el área de la sección transversal del perfil.

- **Requisitos para riostras:** Por último, en la evaluación de las riostras se considera sólo el alma del perfil, es decir:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (4-11)$$



$$\lambda_{hd} = 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (4-12)$$

$$\lambda_{md} = 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (4-13)$$

#### 4.1.2. Uso de Vigas Secundarias

Las vigas secundarias son elementos no sísmicos que se utilizan para brindar arriostramientos laterales a las vigas principales de los marcos que forman parte del sistema sismo-resistente de la estructura. La cantidad de vigas secundarias a emplear y su distanciamiento depende de la máxima longitud libre de arriostramiento lateral que puede tener una viga. En efecto:

- En miembros de moderada ductilidad, y considerando  $r_y$  como el radio de giro del perfil respecto al eje débil, la longitud libre de arriostramiento está dada por:

$$L_b = \frac{0.19 * r_y * E}{R_y * F_y} \quad (4-14)$$

- Por otra parte, para miembros de alta ductilidad, la longitud libre de arriostramiento corresponde a:

$$L_b = \frac{0.095 * r_y * E}{R_y * F_y} \quad (4-15)$$

## 4.2. Bases y Criterios de Diseño

La estructura donde será empleada la conexión fue modelada en el programa de análisis estructural ETABS 2016. En dicho modelo se tomaron en cuenta los siguientes criterios de diseño.

### 4.2.1. Ubicación y Estructuración

El edificio está ubicado en la comuna de Providencia, Santiago de Chile, y corresponde a un edificio de uso para oficinas, por lo que la norma a emplear será NCh433 Of. 1996 Mod. 2012, “Diseño sísmico de edificios” (De ahora en adelante, NCh 433).

Este edificio consiste en una estructura de 4 pisos de altura donde la altura entre pisos corresponde a 4 [m] que además está compuesta por 5 vanos de 7 [m] de distancia en los ejes X e Y. La estructura está formada principalmente por marcos a momento en su interior y marcos arriostrados concéntricos en el perímetro.

Originalmente el edificio estaría compuesto sólo por marcos a momento pero debido a que no fue posible obtener derivas bajo el límite establecido por la norma, se decidió emplear arriostramientos perimetrales para poder controlar de mejor forma los desplazamientos.

Por otra parte, los elementos que actúan como diafragmas en cada uno de los 4 pisos corresponden a losas colaborantes rellenos con hormigón, también conocidas como “Steel Deck”.

A continuación, las Imágenes 4.1 y 4.2 corresponden a una vista en planta del edificio y una tridimensional, mientras que las Imágenes 4.3 y 4.4 presentan una elevación perimetral e interior respectivamente. La Imagen 4.5 muestra las dimensiones de la losa colaborante.

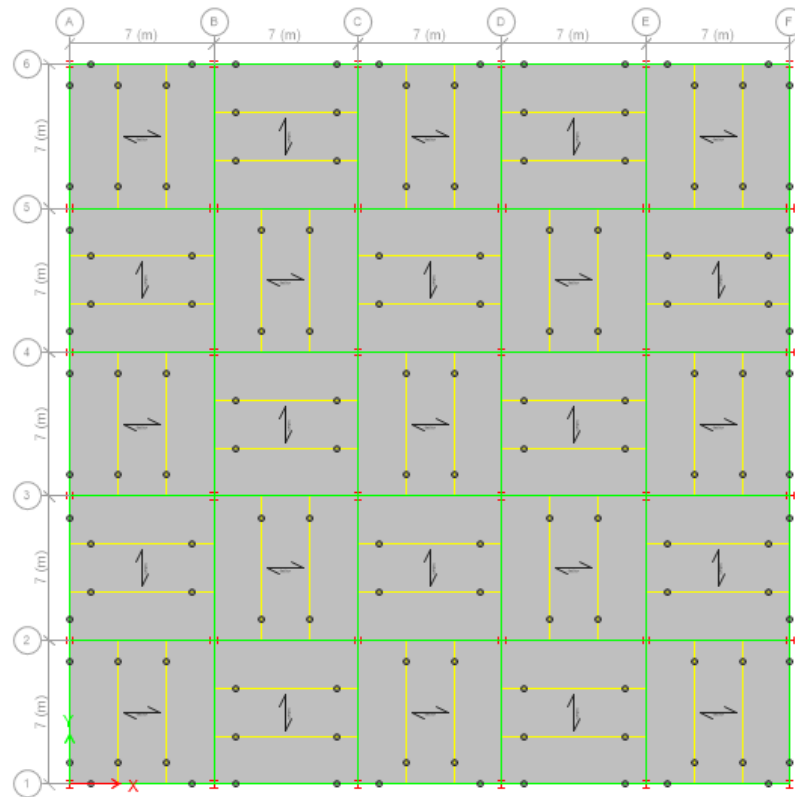


Imagen 4.1: Vista en planta de piso tipo del edificio (ETABS 2016)

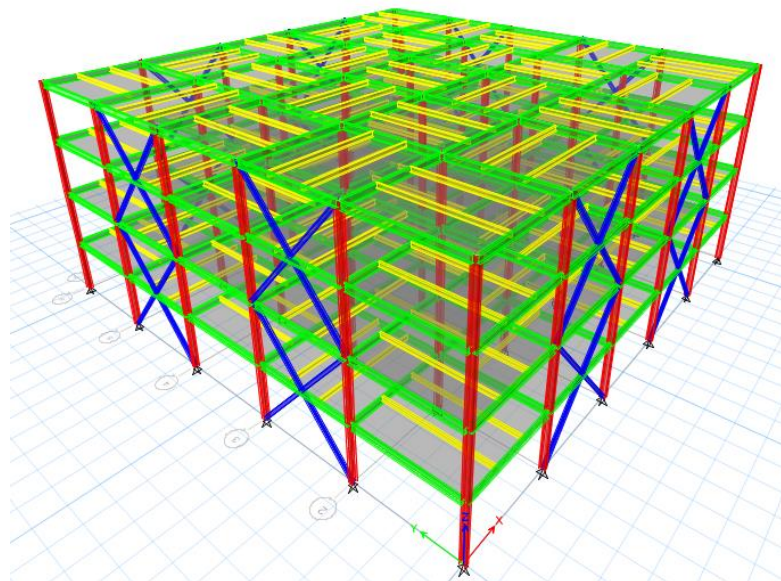


Imagen 4.2: Vista 3D de modelo estructural (ETABS 2016)

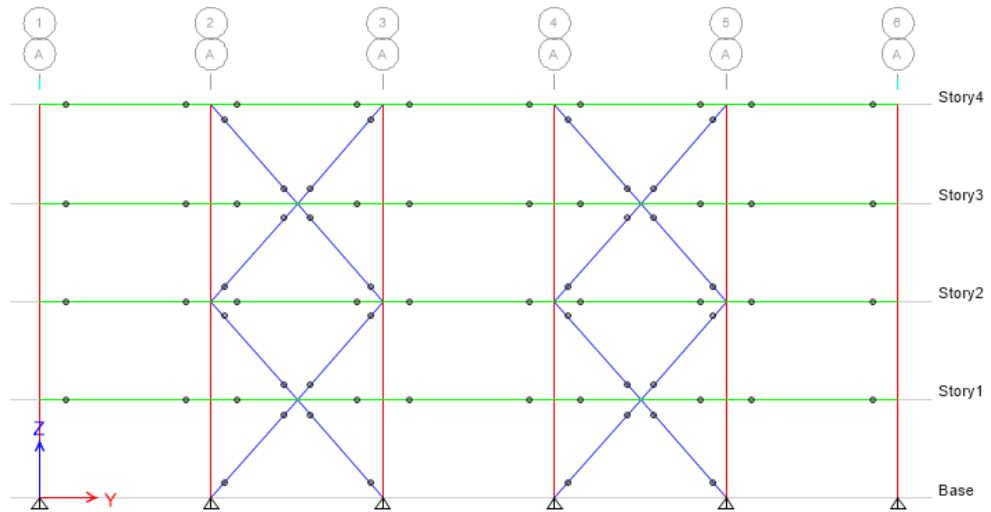


Imagen 4.3: Elevación perimetral de la estructura (ETABS 2016)

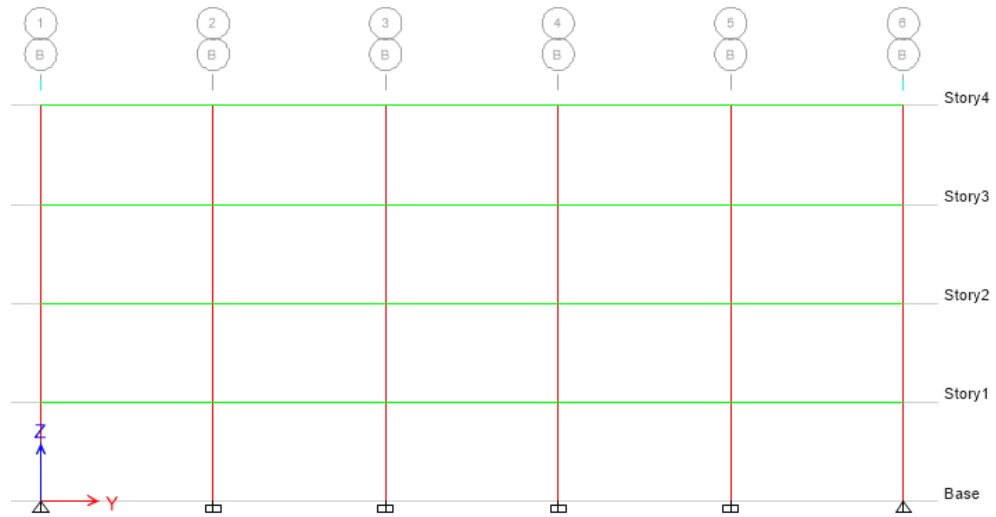


Imagen 4.4: Elevación interior de la estructura (ETABS 2016)

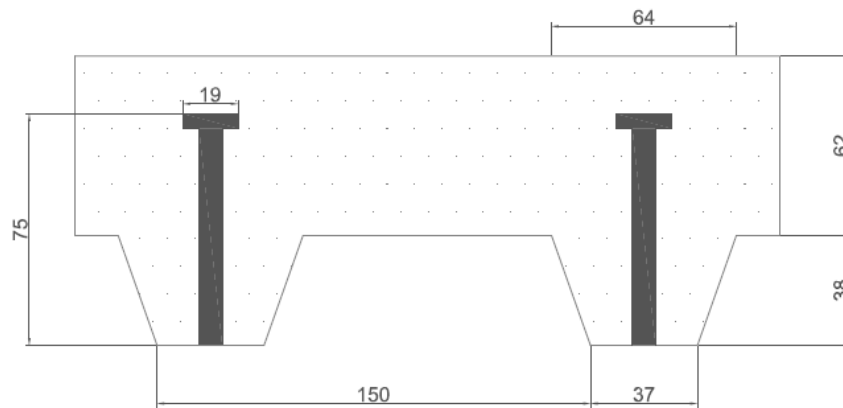


Imagen 4.5: Dimensiones de losa colaborante.

Los sistemas de marcos empleados son del tipo especial, en este caso SCBF debido a los arriostramientos perimetrales, por lo que los perfiles a utilizar como vigas principales, columnas y riostras deben cumplir con ser perfiles de alta ductilidad (AISC 341). Cabe destacar que los perfiles empleados como vigas y columnas corresponden a perfiles wide-flange europeos cuyas propiedades fueron extraídas del catálogo Arcelor Mittal versión 2013-2. El uso de estos perfiles se debe principalmente a que estos satisfacen de mejor manera las relaciones ancho-espesor que exige la norma AISC 341 para perfiles de alta ductilidad.

Adicionalmente, toda viga conectada a momento debe satisfacer el requisito de longitud libre de arriostramiento dado por AISC 341.

Luego de un proceso iterativo se determinó que los perfiles a emplear para cumplir con la normativa de diseño y con los requisitos de precalificación son aquellos indicados en la Tabla 4.1. Adicionalmente, la Tabla 4.2 da a conocer perfiles americanos (Tipo W) con dimensiones similares a los utilizados en el modelo puesto que son estos perfiles los de mayor uso en Chile. La Imagen 4.6 esquematiza las dimensiones de los perfiles.

Tabla 4.1: Dimensiones de perfiles empleados en modelo estructural (Catálogo Arcelor Mittal 2013-2)

Perfil	Nomenclatura	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$h_i$ [mm]	$r$ [mm]
Viga	IPE400	400	180	13.5	8.6	373	21
Columna	HE400B	400	300	24	13.5	352	27
Viga Secundaria	IPE300	300	150	10.7	7.1	278.6	15
Riostras	HE200B	200	200	15	9	170	18

Tabla 4.2: Perfiles W similares a perfiles europeos empleados (Catálogo Arcelor Mittal 2013-2)

Perfil	Nomenclatura	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$h_i$ [mm]	$r$ [mm]
Viga	W410x180x53'	403	177	10.9	7.5	381	10
Columna	W410x260x149'	431	265	25	14.9	381	10
Viga Secundaria	W250x145x44.8'	266	148	13	7.6	240	8
Riostras	W200x200x46.1'	203	203	11	7.2	181.1	10

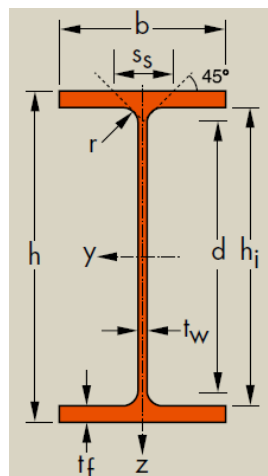


Imagen 4.6: Nomenclatura para dimensiones de perfiles wide flange (Catálogo ArcelorMittal 2013-2)

#### 4.2.2. Materiales

Los materiales empleados para modelar el edificio son los siguientes:

- Acero A36 para vigas y riostras.
- Acero A572 Gr. 50 para columnas.
- Hormigón H30 para relleno de la losa colaborante.

#### 4.2.3. Cargas de Diseño

A continuación se indican los estados de carga a utilizar.

- Carga muerta: PP (Peso propio de los elementos)  
SD = 0.300 [tonf/m<sup>2</sup>] (Carga muerta adicional)
- Carga viva: SC = 0.250 [tonf/m<sup>2</sup>] (Sobrecarga de uso pisos 1 al 3)  
SC = 0.100 [tonf/m<sup>2</sup>] (Sobrecarga de uso pisos 4)

Por otra parte, las cargas sísmicas se obtienen según espectro de pseudo-aceleración y consideraciones establecidas en NCh 433. El peso sísmico se calcula como el 100% de la carga muerta más el 25% de la sobrecarga de uso.

#### 4.2.4. Combinaciones de Carga

De acuerdo a lo señalado en la norma NCh3171.Of2010 “Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga” se deben considerar las siguientes combinaciones según el método de factores de carga y resistencia (LRFD).

- 1.4 PP.
- 1.2 PP + 1.6 SC.
- 1.2 PP + 1.0 SC ± 1.4 S.
- 0.9 PP.
- 0.9 PP ± 1.4 S.

Donde:

- PP representa el peso propio de la estructura más cargas muertas adicionales.
- SC representa las sobrecargas de uso.
- S es el sismo en las direcciones X e Y.

### 4.3. Análisis Sísmico

El análisis sísmico de la estructura también fue llevado a cabo en ETABS 2016 empleando el método modal espectral especificado en NCh 433. Para ello se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

#### 4.3.1. Antecedentes y Espectro de Diseño

A continuación se indican los antecedentes para llevar a cabo el análisis sísmico del modelo estructural según la norma:

- Categoría de ocupación : II
- Zona sísmica : 2
- Tipo de suelo : B

Gracias a estos antecedentes, es posible obtener los datos de diseño indicados en la Tabla 4.3 según lo estipulado en la norma.

Tabla 4.3: Parámetros de diseño según NCh 433

Parámetro	Valor	Significado
R	5.5	Parámetro de la est.
R <sub>0</sub>	8	Parámetro de la est.
I	1	Factor de Importancia
A <sub>0</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	2.94	Ac. Efectiva
S	1	Parámetro según suelo
T <sub>0</sub> [s]	0.3	Parámetro según suelo
T' [s]	0.35	Parámetro según suelo
n	1.33	Parámetro según suelo
p	1.5	Parámetro según suelo

A partir de estos datos, las expresiones (4-16), (4-17) y (4-18) permiten crear el espectro de diseño:

- Factor de reducción efectivo ( $R^*$ ):

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 * T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (4-16)$$

- Factor de amplificación ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 * \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (4-17)$$

- Espectro de diseño de pseudo-aceleraciones ( $S_a$ ):

$$S_a = \frac{S * A_0 * \alpha}{(R^*/I)} \quad (4-18)$$

- Donde:
- $T^*$  [s] es el período del modo con mayor masa traslacional en el eje de análisis.
  - $T_n$  [s] es el período de vibración del n-ésimo modo.

Dado que a priori se desconoce cuáles son los períodos con mayor masa traslacional en ambas direcciones de análisis, se realiza un análisis preliminar empleando un espectro de diseño elástico como el que se muestra en la Imagen 4.7, el cual asume un factor de reducción efectivo igual a 1.

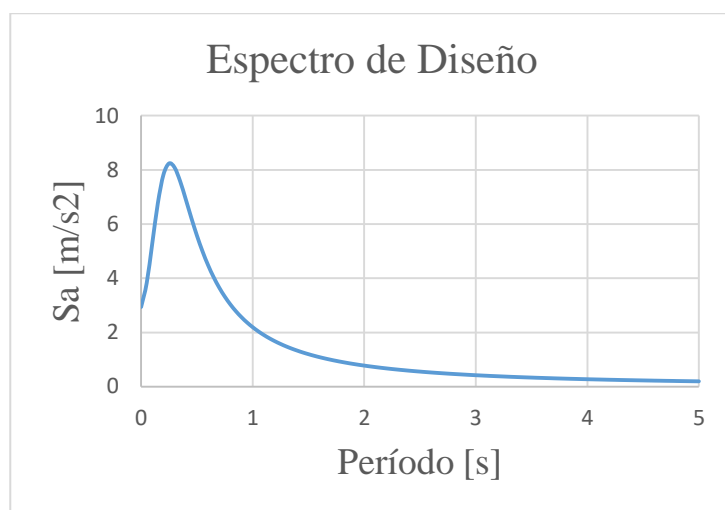


Imagen 4.7: Espectro de diseño para análisis sísmico

### 4.3.2. Comportamiento Global del Edificio

Hecho el análisis elástico, la Tabla 4.4 presenta los modos de oscilación del edificio con su respectivo período y porcentaje de masa traslacional, mientras que en la Tabla 4.5 se da a conocer el peso sísmico del edificio. Según la sección 6.3.3 de la norma, “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 uno de las 2 acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa traslacional”.

Tabla 4.4: Períodos y masa acumulada por modo

Modo	Período [s]	UX [%]	UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	0.473	0	81.63	0	81.63
2	0.473	81.62	0	81.62	81.63
3	0.294	0	0	81.62	81.63
4	0.158	15.59	0	97.21	81.63
5	0.157	0	15.55	97.21	97.18

Tabla 4.5: Peso sísmico por piso

Piso	Peso [tonf]
4	795
3	979
2	979
1	979
<b>Peso Sísmico [tonf]</b>	<b>3732</b>

### 4.3.3. Cálculo de Factor de Reducción Efectivo

Obtenidos el peso sísmico y los períodos fundamentales se calculó el factor  $R^*$  empleando la ecuación (4-16). En la Tabla 4.6, el factor  $1/R^*$  corresponde a un factor de escala que se incorpora al modelo computacional para poder reducir el espectro de diseño y así calcular el corte basal y los desplazamientos por piso.

Tabla 4.6: Cálculo de factor de reducción efectivo y factor de escala

Modo	Período [s]	Eje	% Part	R*	1/R*
1	0.473	Y	81.63	6.307	0.159
2	0.473	X	81.63	6.307	0.159

### 3.3.4. Cálculo del Efecto de Torsión Accidental

Para incluir este efecto, según la sección 6.3.4 de la norma, se puede considerar una excentricidad accidental dada por  $\pm 0.1 b_{kx} * \frac{Z_k}{H}$  para el sismo según X y  $\pm 0.1 b_{ky} * \frac{Z_k}{H}$ , donde  $b_{kx,y}$  [m] es la dimensión en la dirección X o Y en la planta del nivel “k”,  $H$  [m] corresponde a la altura total del edificio y  $Z_k$  [m] la altura de la planta “k”.

Dado que la planta es simétrica en ambos ejes y en todos los niveles, los valores de las excentricidades por piso presentados en la Tabla 4.7 son los mismos en las direcciones X e Y.

Tabla 4.7: Excentricidades por piso para incorporar efecto de torsión accidental

Piso	Excentricidad [m]
4	$\pm 3.5$
3	$\pm 2.625$
2	$\pm 1.75$
1	$\pm 0.875$

### 4.2.5. Cálculo del Corte Basal de Diseño

El corte basal de diseño se determina según la ecuación (4-19) considerando C como el coeficiente sísmico:

$$Q_{max,min} = C_{max,min} * I * P \quad (4-19)$$

De acuerdo a la norma y a los antecedentes de diseño, el valor de C dado por la expresión (4-19) debe estar acotado por los siguientes límites:

- Coeficiente sísmico mínimo ( $C_{min}$ )

$$C_{min} = \frac{A_0 * S}{6 * g} \quad (4-20)$$

- Coeficiente sísmico máximo ( $C_{max}$ )

$$C_{max} = \frac{0.35 * S * A_0}{g} \quad (4-21)$$

Al emplear estas expresiones y comparar estos resultados con el corte reducido entregado por el análisis computacional, se obtienen los cortes de diseño presentados en la Tabla 4.8.



Tabla 4.8: Cálculo de corte basal de diseño

	Eje X [tonf]	Eje Y [tonf]
$C_{min}$	0.050	0.050
$C_{max}$	0.105	0.105
$Q_{min}$ [tonf]	187	187
$Q_o$ [tonf]	181	181
$Q_{max}$ [tonf]	392	392
$Q_{eff}$ [tonf]	187	187

Dado que el valor del corte reducido se encuentra bajo el valor mínimo permitido, al verificar el control de desplazamientos se debe ponderar estos por un factor igual a  $Q_{min}/Q_o$ .

#### 4.3.6. Control de Desplazamientos

La norma NCh 433 establece los siguientes límites de desplazamientos:

- “El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso,  $h$ , multiplicada por 0.002”. En otras palabras:

$$\Delta_{CM} \leq \frac{2}{1000} h \rightarrow \Delta_{CM} \cdot \frac{1000}{h} \leq 2 \quad (4-22)$$

- “El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de  $0.001 h$  al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas”. Matemáticamente:

$$\Delta_{pt} \leq \frac{h}{1000} + \Delta_{CM} \quad (4-23)$$

Al verificar los límites citados, se observó que la estructura cumple ambos requisitos de desplazamientos en las 2 direcciones de análisis. Esto puede apreciarse en las Imágenes 4.8, 4.9 y 4.10. En el caso del desplazamiento entre centros de masas, este es igual en ambas direcciones.

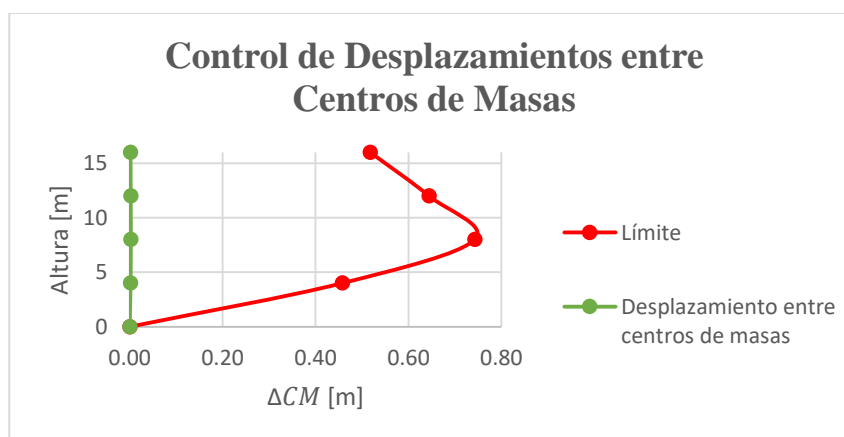


Imagen 4.8: Control de desplazamientos de centros de masas

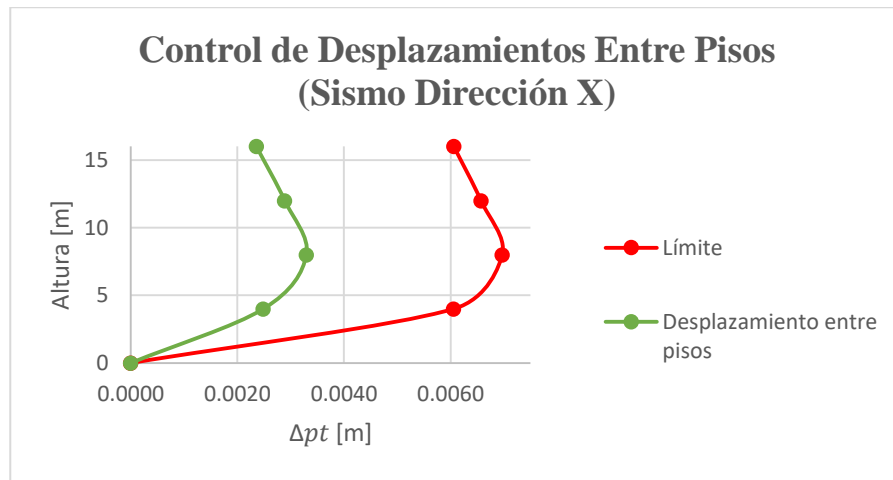


Imagen 4.9: Control de desplazamientos entre pisos (Sismo dirección X)

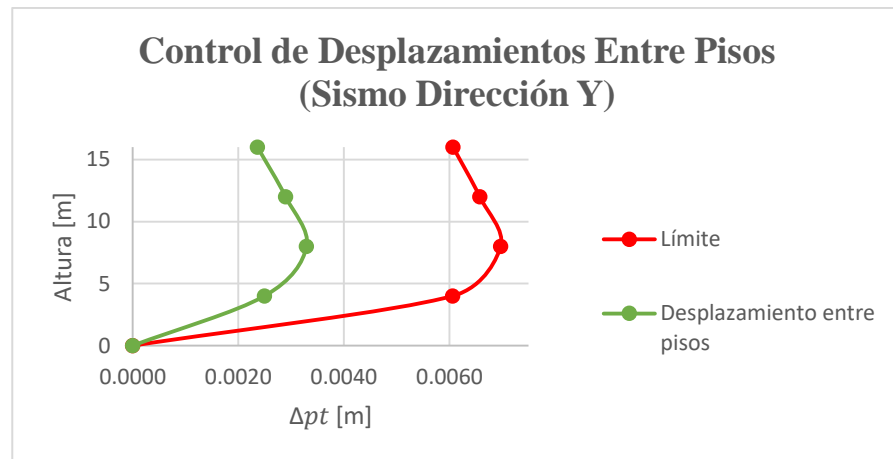


Imagen 4.10: Control de desplazamientos entre pisos (Sismo dirección Y)

Finalizado el análisis, se concluye que el modelo propuesto cumple con las restricciones normativas para el diseño sísmico de estructuras en Chile.

#### 4.4. Verificación de Resistencia de Perfiles

Al momento de verificar la resistencia de los perfiles, se emplearon las disposiciones de la norma AISC 360. Para ello, en el modelo computacional se verificó que el factor de utilización fuese menor a 1 tanto en los perfiles que forman parte del sistema sismo-resistente (Modelados como “Steel Frame”) como en las vigas secundarias (Modelados como “Composite Frame”). Los valores de los máximos factores de utilización registrados para vigas, columnas y riostras junto con su ubicación según modelo estructural se aprecian en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9: Máximos FU registrados para verificar resistencia de perfiles

Perfil	Máximo FU Registrado	Ubicación
Viga IPE400	0.559	Piso 1
Columna HE400B	0.608	Piso 1, Elevaciones A y F
Riostra HE200B	0.683	Piso 1, Elevaciones A y F

Hechos los análisis, se concluyó que todos los perfiles logran cumplir con los requisitos dictados por la norma, siendo los más solicitados las columnas y riostras perimetrales ubicadas en la base.

A continuación, las Imagen 4.11 muestran una vista en planta con la ubicación de las vigas principales más solicitadas, mientras que las Imagen 4.12 da a conocer las elevaciones donde se encuentran las columnas y riostras más solicitadas según lo registrado en la Tabla 4.6

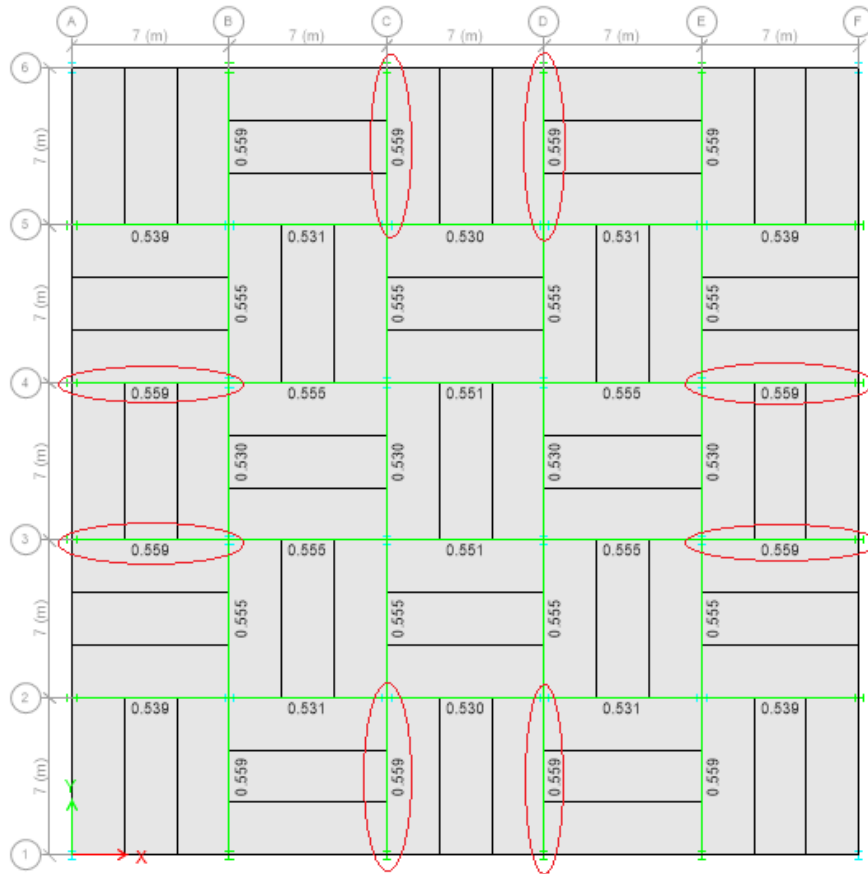


Imagen 4.11: Ubicación de vigas principales más solicitadas (Modificado de ETABS 2016)



Imagen 4.12: Ubicación de columnas y riostras más solicitadas (Modificado de ETABS 2016)

Dado que el modelo cumple con todas las verificaciones hechas, se establece que la conexión será implementada en el eje 3D pisos 1 y 2 según los ejes del modelo estructural ya que en dicho nudo la unión a momento se hace por el eje débil de la columna. Las solicitaciones de diseño para la conexión se indican en la memoria de cálculo presentada en el Anexo A, mientras que en las Imágenes 4.13 y 4.14 se muestran la ubicación de la unión a estudiar y los factores de utilización de las vigas y columnas que conforman el marco a momento donde se implementará la conexión.

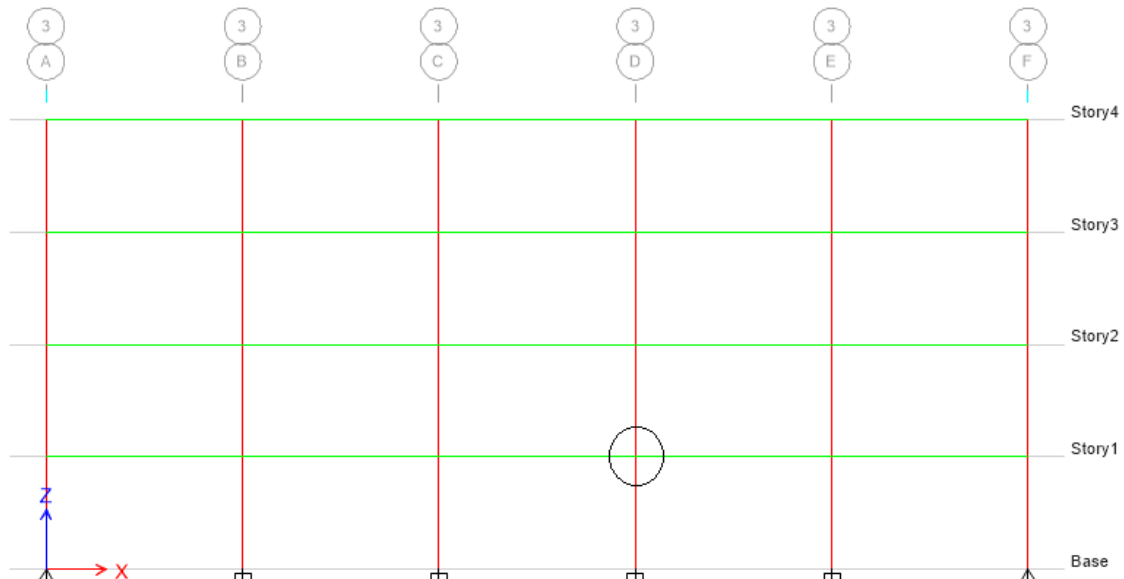


Imagen 4.13: Ubicación de conexión End-Plate por eje débil (Modificado de ETABS 2016)

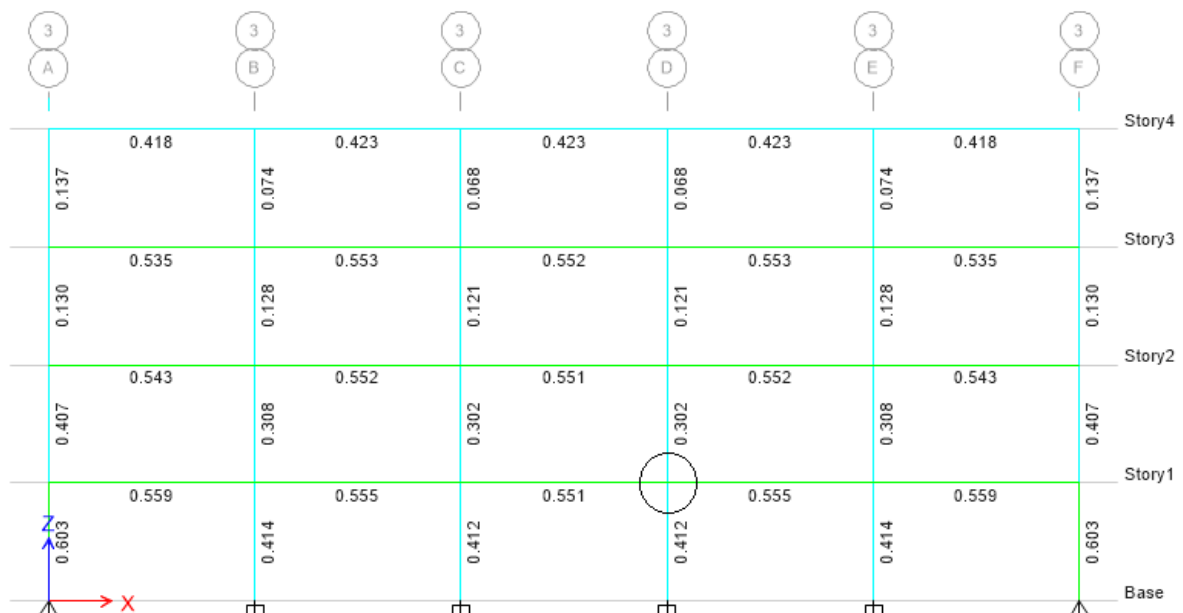


Imagen 4.14: Factores de utilización en zona de implementación de conexión por eje débil (Modificado de ETABS 2016)

## 4.5. Diseño Final de Conexión

A continuación se indican las dimensiones y materiales de cada una de las partes que conforman la conexión de acuerdo a lo determinado a través del procedimiento de diseño y del modelo computacional. En el Anexo B se adjuntan planos con los elementos dimensionados según lo establecido en esta sección.

### 4.5.1. Materiales

El acero a utilizar corresponde a uno calidad A36 en rigidizador interno, plancha soldada y End-Plate que posee la conexión, mientras que las placas de continuidad estarán hechas de acero A572 Gr. 50. Por otra parte, los pernos de conexión son de alta resistencia del tipo A490.

Los valores de las propiedades de estos materiales a utilizar en los cálculos de diseño se indican en la memoria de cálculo adjunta en el Anexo A.

### 4.5.2. Dimensiones de End-Plate y Pernos de Conexión

A continuación, la Tabla 4.10 e Imagen 4.15 dan a conocer las distancias propuestas entre pernos de conexión según los parámetros geométricos definidos en la Tabla 3.1, mientras que la Tabla 4.11 muestra los parámetros relativos a las dimensiones de los pernos de conexión según lo establecido en la Tabla 3.2 del Capítulo 3.

Tabla 4.10: Distancias relativas entre pernos según AISC 358-16

Parámetro	Valor [mm]
$g$	100
$p_{fi}$	50
$p_{fo}$	50
$h_0$	399.2
$h_1$	287.6

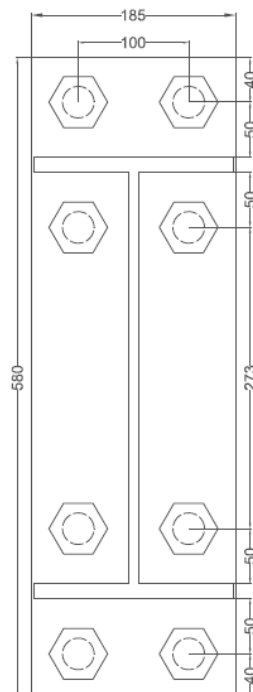


Imagen 4.15: Detalle de distancias entre pernos en End-Plate

Tabla 4.11: Parámetros asociados a pernos de conexión (AISC 360-16)

Parámetro	Valor [in]
$d_p$	1 1/8
$d_h$	(1 1/8) + (1/8)
$d_e$	1 1/2

Finalmente, en la Tabla 4.12 se indican las dimensiones finales de la placa End-Plate de acuerdo a los parámetros establecidos en las tablas previas.

Tabla 4.12: Dimensiones de End-Plate y plancha soldada

Parámetro	Valor [mm]
Espesor de placa ( $t_p$ )	35
Ancho de placa ( $b_p$ )	185
Altura de placa ( $h_{EP}$ )	580

### 4.5.3. Dimensiones de Elementos Adicionales

Respecto a las placas de continuidad, plancha soldada y planchas adosadas o “Double Plates”, la Tabla 4.13 presenta las dimensiones de las placas de continuidad mientras que en las Tablas 4.14, 4.15 y 4.16 se dan a conocer las dimensiones de la plancha soldada que recibe a la End-Plate, “Double Plates” y rigidizador interno respectivamente. La Imagen 4.16 muestra una elevación y vista en planta de la conexión con las principales dimensiones indicadas en las Tablas mencionadas.

Tabla 4.13: Dimensiones de placas de continuidad

Parámetro	Valor [mm]
Largo de borde de placa en contacto con alma de columna	292
Largo de borde de placa en contacto con plancha soldada	185
Ancho total de placa de continuidad	218.25
Distancia clip	30
Espesor de placa de continuidad	28

Tabla 4.14: Dimensiones de plancha soldada

Parámetro	Valor [mm]
Ancho de plancha	185
Altura de plancha	580
Espesor de plancha	35

Tabla 4.15: Dimensiones de "Double Plates"

Parámetro	Valor [mm]
Ancho de plancha	298
Altura de plancha	358.5
Espesor de plancha	16

Tabla 4.16: Dimensiones de rigidizador interno

Parámetro	Valor [mm]
Ancho de rigidizador	202.25
Altura de rigidizador	358.5
Espesor de rigidizador	10

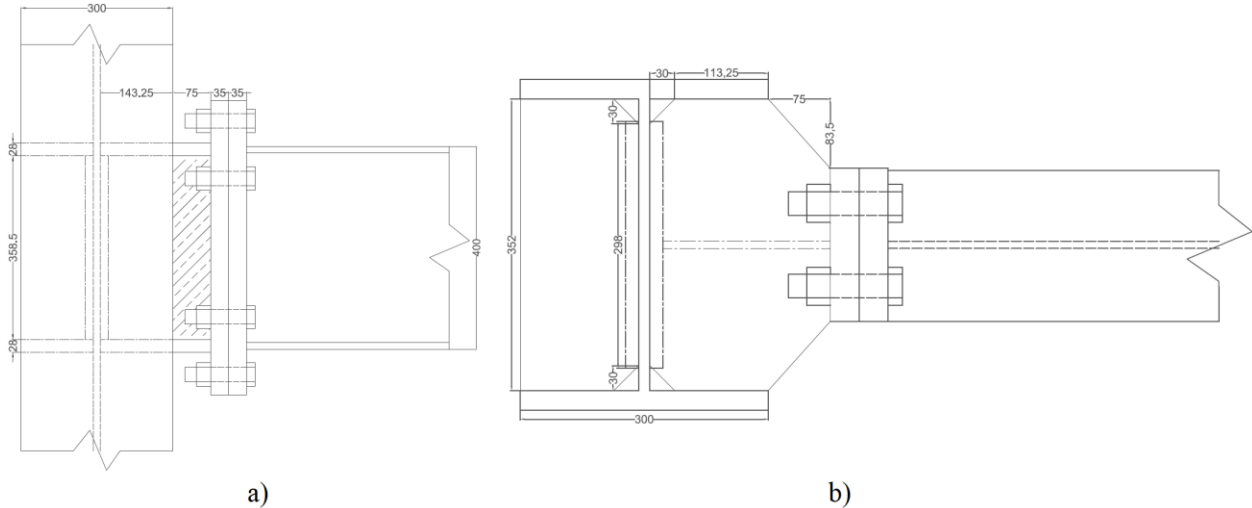


Imagen 4.16: Elevación lateral (a) y vista en planta (b) de modelo M1

Dado que la plancha soldada es dimensionalmente idéntica a la End-Plate, las distancias relativas entre pernos establecidas en la Tabla 4.10 también se aplican a la plancha.

#### 4.5.4. Configuraciones a Analizar en Estudio Numérico

El estudio numérico de la conexión conlleva el análisis de 4 configuraciones en el nudo de interés empleando las dimensiones obtenidas en el procedimiento previamente descrito. En efecto, y tomando como referencia la Imagen 4.17:

- El primer modelo a analizar (De ahora en adelante conocido como “M1”) corresponde al caso en que la conexión sólo se implementa en el lado Este (E) de la columna.
- Posterior a ello, se analizará un segundo modelo (Definido como “M2”) en el que la unión se hace por las zonas Este y Oeste (O).
- En el tercer modelo (“M3”) las uniones se harán por las zonas Este y Oeste de la columna (Eje débil) y por la zona sur (S) de esta (Eje fuerte).
- Finalmente, la última configuración (“M4”) es aquella donde la unión se hace por las 4 caras de la columna.

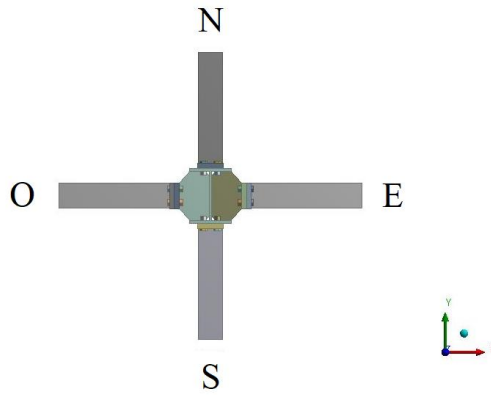


Imagen 4.17: Referencias de zonas de unión entre vigas y columna en nodo de interés (Modificado de ANSYS, 2017)

#### 4.5.5. Modelos Exportados a ANSYS

Finalmente, la Imagen 4.18 presenta los elementos principales de la conexión, mientras que la Imagen 4.19 muestra una vista 3D de los 4 modelos a analizar en ANSYS una vez que estos son exportados desde AutoCAD.

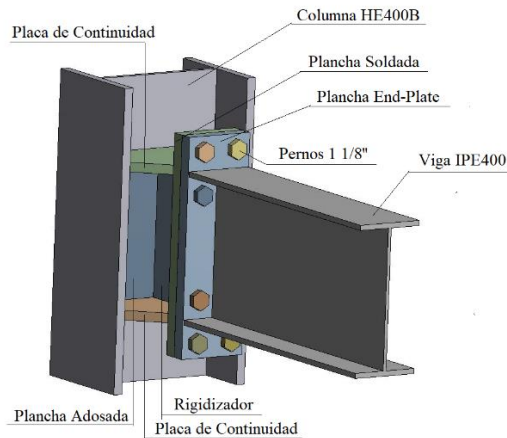


Imagen 4.18: Vista 3D de principales elementos de conexión (Modificado de ANSYS, 2016)

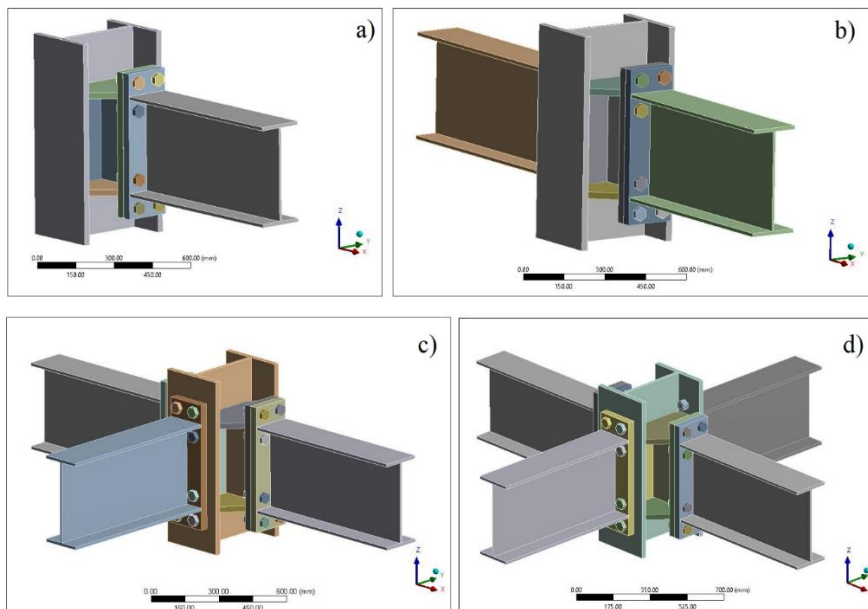


Imagen 4.19: Vista 3D de conexión en casos M1 (a), M2 (b), M3 (c) y M4 (d) (Modificado de ANSYS, 2016)



## Capítulo 5 – Modelación en Elementos Finitos

### 5.1. Aspectos Generales

El presente capítulo aborda la forma en que se lleva a cabo el modelamiento numérico de la conexión mediante elementos finitos. Dicho método permite estudiar el comportamiento de elementos de geometría compleja mediante la discretización de cada una de las partes que conforman estos elementos para posteriormente tener una idea del comportamiento global del objeto en estudio a partir de la respuesta particular de estas sub-divisiones o discretizaciones.

Al discretizar los objetos en particiones más finas, cada una de estas es representada por nodos, los cuales corresponden puntos de interconexión con el resto de los elementos. Estos nodos están representados por ecuaciones algebraicas cuyas incógnitas corresponden a desplazamientos, tensiones y deformaciones siendo las condiciones de borde del problema los apoyos y las cargas aplicados en distintas zonas del modelo estructural global.

Este análisis se realizó en el programa computacional ANSYS Mechanical – Static Structural versión 17.2 (ANSYS 2016), el cual emplea el método de elementos finitos para llevar a cabo estudios numéricos.

### 5.2. Modelo Numérico de Conexión

En esta sección se dan a conocer las características generales de los modelos en lo que se refiere a las dimensiones a considerar y a la forma en que fueron representados los elementos que componen la conexión.

#### 5.2.1. Características Preliminares de Modelos

Cada uno de los modelos a analizar se realizaron en AutoCAD 2018 y posteriormente exportados a ANSYS, en donde se llevaron a cabo las configuraciones necesarias previas al estudio numérico.

A continuación, la Tabla 5.1 entrega los detalles de la cantidad de elementos identificados en los modelos M1, M2, M3 y M4 respectivamente. Recordar que las dimensiones de estos elementos se detallan en la sección 4.5 del Capítulo 4.

Tabla 5.1: Cantidad de elementos identificados en modelos a analizar

<b>Elemento</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>
Viga IPE400	1	2	3	4
Columna HE400B	1	1	1	1
Placa End-Plate	1	2	3	4
Plancha Soldada	1	2	2	2
Placas de Continuidad	4	4	4	4
Rigidizador	1	2	2	2
Planchas Adosadas	2	2	2	2
Pernos 1 1/8''	8	16	24	32
Tuercas 1 1/8''	8	16	24	32
<b>Cantidad Total de Elementos</b>	<b>27</b>	<b>47</b>	<b>65</b>	<b>83</b>

Dado que sólo interesa conocer el comportamiento de la conexión, en el estudio numérico se deben considerar las componentes de la unión (Pernos, placas, etc.) y las longitudes de los perfiles viga y columna que permitan representar el marco a momento donde se está implementando la conexión.

Estas longitudes de viga y columna a tomar en cuenta pueden ser estimadas a partir del supuesto de que las cargas sísmicas aplicadas sobre la estructura generan puntos de inflexión en los puntos medios de vigas y columnas cuando éstas se deforman. En dichos puntos de inflexión, los momentos flectores son cercanos a cero y esto permite modelar el marco a momento de interés hasta la mitad de la luz en el caso de vigas y hasta la mitad de la altura entre piso en el caso de la columna. Esta configuración permite acotar los modelos en estudio y además tener una representación confiable del fenómeno que se quiere analizar.

Lo anteriormente descrito se puede apreciar con mayor claridad en la Imagen 5.1.

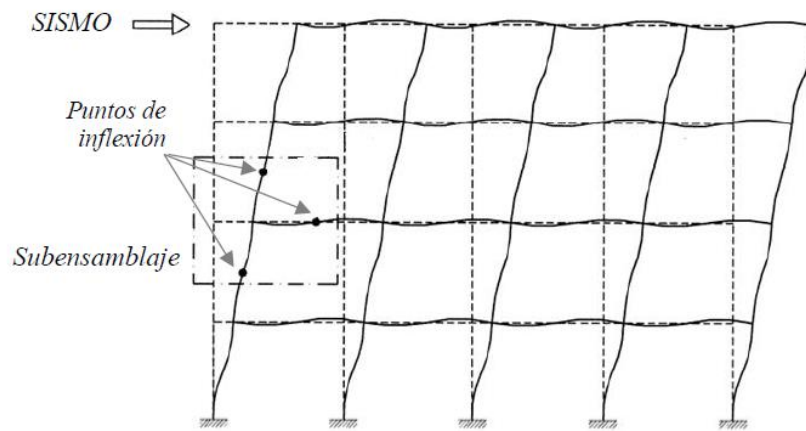


Imagen 5.1: Deformación del marco a momento y sub-ensamblaje a analizar gracias a puntos de inflexión (Gallegos, 2017)

Por lo tanto, las dimensiones a tomar en cuenta en el estudio numérico son las siguientes:

- Dado que las vigas que conforman los marcos a momento de la estructura tienen una luz de 7 [m], en el modelo numérico se utilizará una distancia igual a 3.5 [m] medida desde el nodo para las vigas a modelar.
- En el caso de las columnas, la altura entre piso es igual a 4 [m] por lo que la altura que deberá tener la columna en el modelo numérico es de 2 [m] sobre el nodo y 2 [m] bajo este.

Otro detalle importante a tomar en cuenta son los tipos de elementos utilizados para modelar la conexión, los cuales corresponden a elementos tipo sólidos (Solid) y elementos tipo línea (Beam). Los elementos sólidos pueden ser discretizados o mallados en elementos más finos para lograr una mejor representación del comportamiento de la conexión en estudio. Sin embargo, mientras más fina sea la discretización mayor será la demanda computacional necesaria para llevar a cabo el estudio de modo que sólo una parte de la conexión (Sección de viga, sección de columna, pernos, tuercas y placas de conexión) estará compuesta por elementos sólidos mientras que la parte restante de vigas y columnas necesarias para cumplir con las longitudes mínimas de análisis serán modeladas con elementos línea, los cuales permiten brindar continuidad a los elementos sólidos sin incurrir en una mayor demanda computacional.

Respecto a las vigas y columnas modeladas con elementos sólidos:

- La luz de la viga modelada como Solid será igual a 2 veces la altura de la sección del perfil medida desde la interfaz entre la End-Plate y la viga.
- En el caso de la columna, su altura total será igual a 2 veces la altura de la sección del perfil.

En base a esto, la Tabla 5.2 da a conocer las longitudes de elementos Solid y Beam para las vigas y columnas a incorporar en los modelos. En el Anexo C se adjuntan planos referenciales con las dimensiones de estos elementos.

Tabla 5.2: Longitudes de elementos Solid y Beam en vigas y columnas

Elemento de Conexión	Longitud Solid (m)	Longitud Beam (m)
Viga IPE400 (Zonas E y O)	0.8	2.405
Viga IPE400 (Zonas N y S)	0.8	2.465
Columna HE400B	0.8	1.6

De acuerdo a lo planteado hasta el momento, la Imagen 5.2 presenta un esquema de los elementos Solid y Beam en el modelo M1. Bajo esta misma lógica, se configura el resto de los modelos a analizar.

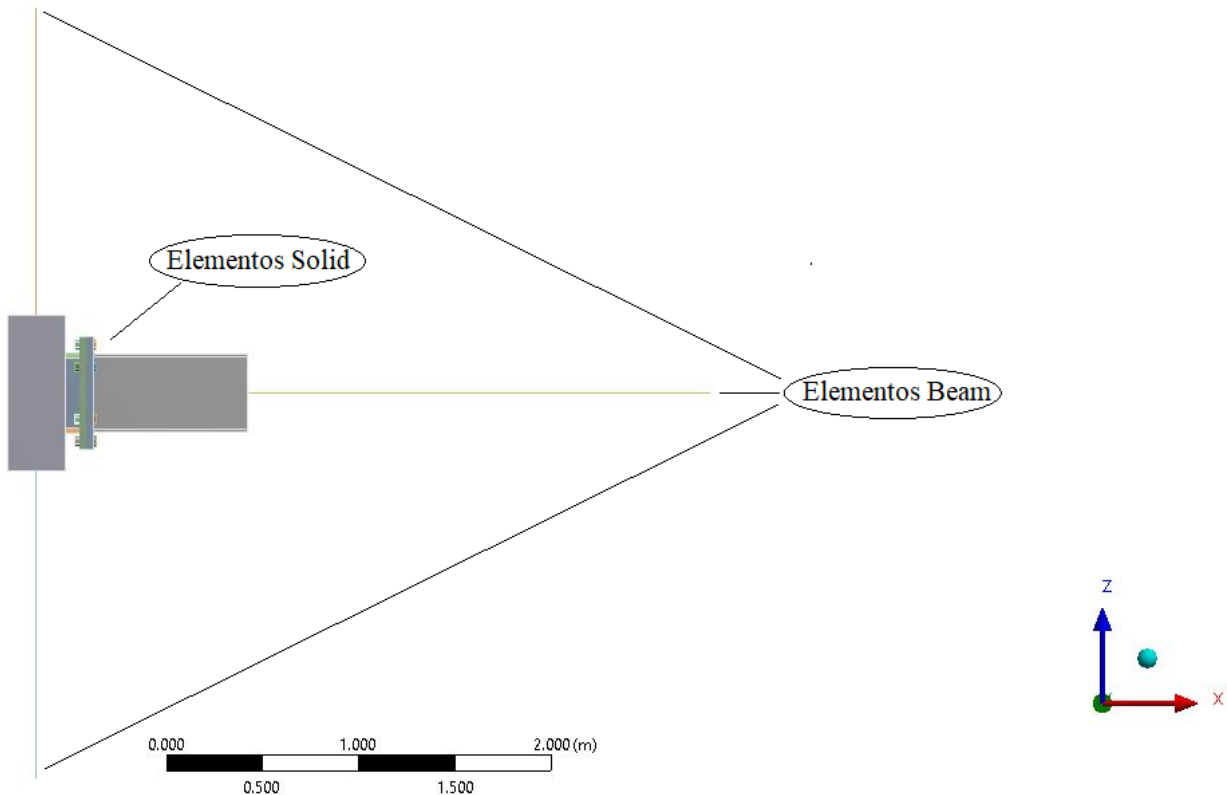


Imagen 5.2: Vista general de elementos Solid y Beam (Modificado de ANSYS, 2016)

## 5.2.2. Definición de Elementos para Mallado de Modelos

Al llevar a cabo el mallado de la conexión en ANSYS existe una amplia gama de elementos de discretización que pueden ser utilizados y cada uno de estos posee características que los diferencian del resto en cuanto a geometría, grados de libertad, número de nodos, entre otras.

En el presente estudio se utilizaron los siguientes elementos:

- **SOLID186:** Corresponde a un elemento sólido tri-dimensional que cuenta con 20 nodos y 3 grados de libertad por nodo (Dirección traslacional en X, Y y Z). Este elemento admite plasticidad, hiperplasticidad, fluencia, largas deformaciones y grandes capacidades de deformación. También posee una capacidad de formulación mixta para simular deformaciones de materiales elasto-plásticos casi incompresibles y materiales hiperelásticos totalmente incompresibles. Este elemento se presenta en la Imagen 5.3.

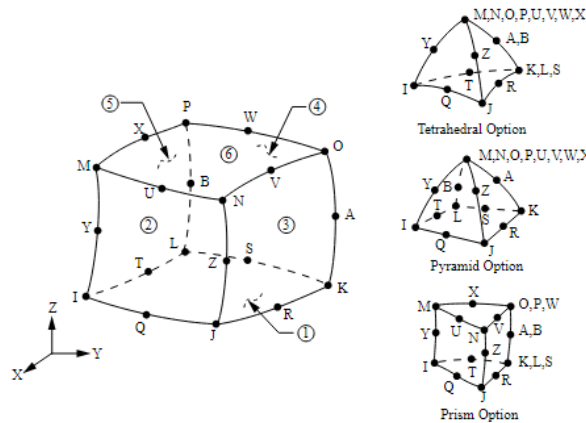


Imagen 5.3: Elemento SOLID186 (ANSYS Mechanical APDL Element Reference)

El elemento SOLID186 fue utilizado en su forma hexaédrica sin incluir nodos intermedios, lo cual reduce la cantidad de nodos del elemento de 20 a 8 junto con los grados de libertad de este, permitiendo un ahorro de recursos computacionales y un menor tiempo de análisis. Esto se logra mediante la opción “Dropped” al asignar el método de mallado.

- **BEAM188:** Este elemento viga, según se muestra en la Imagen 5.4, posee 2 nodos en sus extremos y cada uno de estos tiene asociados 6 grados de libertad (3 de rotación y 3 de traslación en los ejes X, Y y Z). Al generar el mallado, de forma automática los elementos beam tendrán asociado el elemento BEAM188.

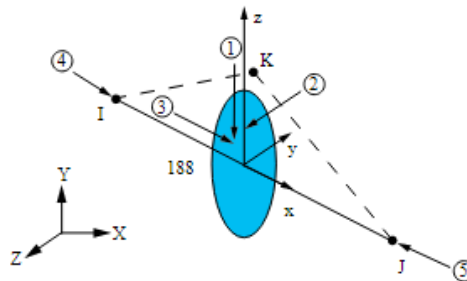


Imagen 5.4: Elemento BEAM188 (ANSYS Mechanical APDL Element Reference)

Una vez establecidos los elementos de discretización, la Tabla 5.3 presenta los tamaños empleados para el mesh de las componentes de la conexión. Cabe destacar que un mallado más fino conlleva obtener resultados más precisos pero al mismo tiempo significa un mayor tiempo de análisis, por lo que es importante generar un buen mallado que permita obtener resultados significativos en un menor tiempo.

Tabla 5.3: Tamaños de discretización y cantidad de nodos y elementos en modelos numéricos

Elemento de Conexión	Tamaño de Mesh (mm)			
	M1	M2	M3	M4
Viga IPE400	12	12	12	12
Columna HE400B	23	23	11	11
Placa End-Plate	11	11	11	11
Plancha Soldada	11	11	11	11
Placas de Continuidad	20	20	20	20
Rigidizador	15	15	15	15
Planchas Adosadas	10	10	10	10
Pernos 1 1/8"	10	10	10	10
Tuercas 1 1/8"	10	10	10	10
<b>Total de Elementos</b>	27081	45428	73088	87107
<b>Total de Nodos</b>	43608	72877	113676	136366

En resumen, las configuraciones empleadas para el mallado de los elementos Solid son las siguientes:

- Método (Method): Multizone.
- Tipo de malla (Mapped Mesh Type): Hexa.
- Superficie de mallado (Surface Mesh Method): Uniform.
- Elementos intermedios (Element Midside Nodes): Dropped.

A continuación, las Imágenes 5.5 a la 5.8 muestran los elementos de la conexión una vez hecho el mallado con los tamaños indicados previamente.

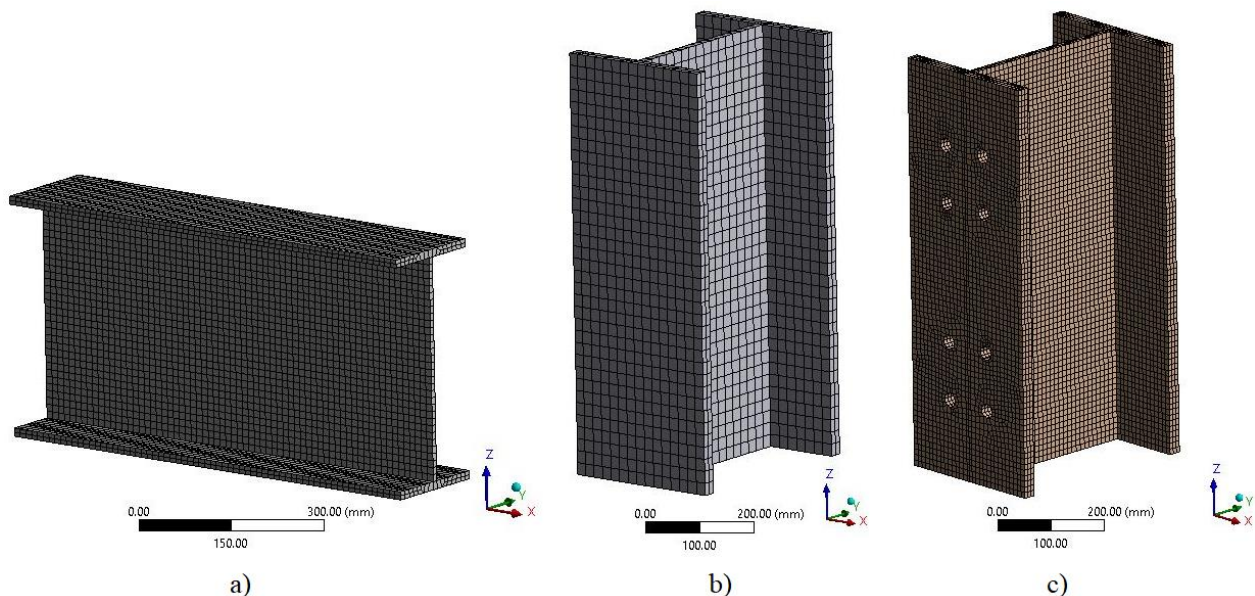


Imagen 5.5: Mallado de vigas (a), columna M1 y M2 (b) y columna M3 y M4 (c) (ANSYS, 2016)

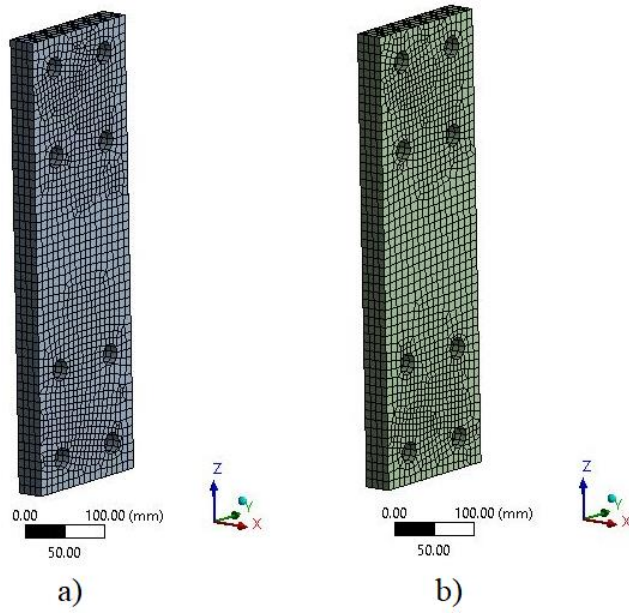


Imagen 5.6: Mallado de End-Plate (a) y plancha soldada (b) (ANSYS, 2016)

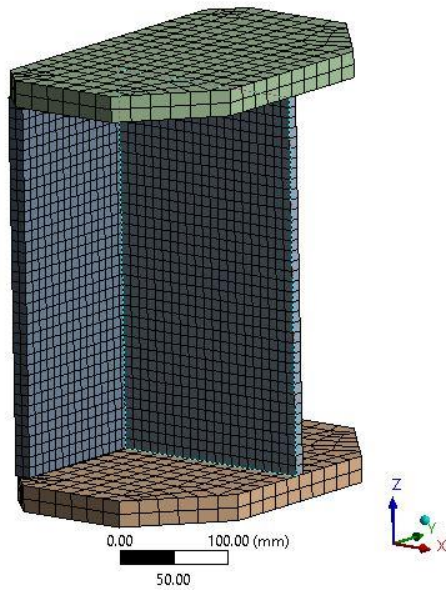


Imagen 5.7: Mallado de placas de continuidad, rigidizador y plancha adosada (ANSYS, 2016)

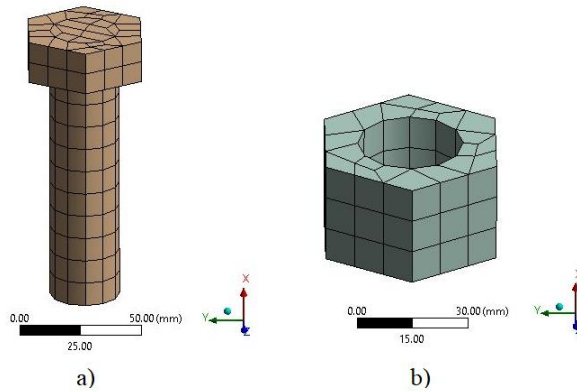


Imagen 5.8: Mallado de pernos y tuercas (ANSYS, 2016)

### 5.3. Leyes Constitutivas de Materiales

Previo a configurar los modelos para llevar a cabo las simulaciones es necesario definir las propiedades de los materiales a utilizar dado que representan una fuente de no linealidad en el comportamiento estructural.

Esto se logra al establecer las relaciones tensión – deformación de los tipos de acero empleados, tomando en cuenta que éstos presentan un comportamiento elasto-plástico. Por ello, hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Cuando el material se encuentra en rango elástico, es decir, en el rango tal que aún no se alcanza la tensión de fluencia de modo que el material vuelve a su forma original una vez que es descargado, la relación tensión – deformación está dada por la Ley de Hooke definida en la expresión (5-1).

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (5-1)$$

- Donde:
- $\sigma$  [MPa] es la tensión del material.
  - $E$  [MPa] es el módulo de Young.
  - $\varepsilon$  [-] es la deformación unitaria.

- Una vez que el material supera la tensión límite entre el rango elástico y plástico, también conocida como tensión de fluencia, este comienza a desarrollar deformaciones permanentes a medida que se descarga y la Ley de Hooke ya no es válida. Esto se puede apreciar en la Imagen 5.9.

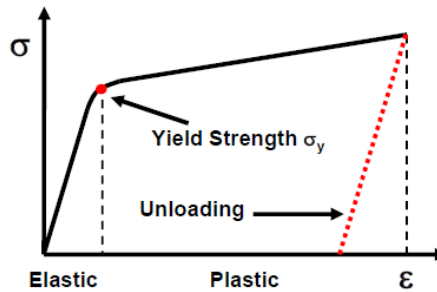


Imagen 5.9: Rango elasto-plástico en curva tensión-deformación (ANSYS Customer Training Material)

- Sin embargo hay que tomar en cuenta que los modelos son tridimensionales, por lo que los estados tensionales a los que estarán sometidos son multiaxiales. Gracias al criterio de Von-Mises es posible interpretar la fluencia de un sólido para diferentes estados tensionales ya que este criterio define una tensión equivalente ( $\sigma_e$ ) en función de las tensiones principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ). Lo anterior se puede apreciar en la ecuación (5-2).

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} * [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]} \quad (5-2)$$

De esta forma, si el valor de  $\sigma_e$  supera el valor de fluencia uniaxial del material en estudio entonces ocurre la fluencia material de este, tal como se aprecia en la Imagen 5.10.

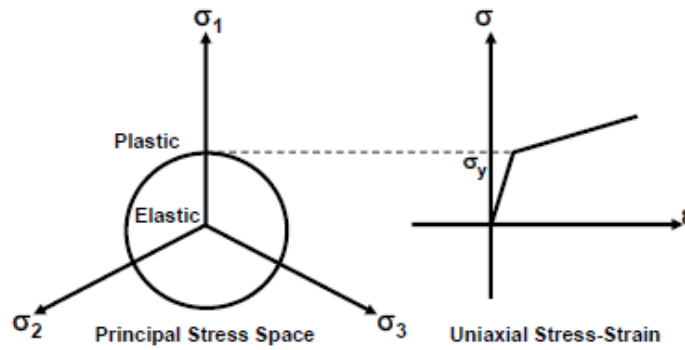


Imagen 5.10: Límite de fluencia de un material según criterio de Von-Mises (ANSYS Customer Training Material)

Otro detalle importante es que para lograr representar de mejor manera el efecto de la plasticidad en los materiales es necesario emplear los valores reales de sus propiedades y no sus valores ingenieriles.

Los valores ingenieriles de tensiones y deformaciones unitarias de un material se obtienen a partir de ensayos experimentales y mediante expresiones de conversión es posible obtener los valores reales de dicho material. En efecto, a partir de datos experimentales:

- Las tensiones reales de los materiales se calculan con la siguiente expresión:

$$\sigma_{real} = \sigma_{ing} * (1 + \epsilon_{ing}) \quad (5-3)$$

- De forma análoga, las deformaciones unitarias reales se calculan como:

$$\epsilon_{real} = \ln(1 + \epsilon_{ing}) \quad (5-4)$$

- Finalmente, hay que tomar en cuenta que ANSYS permite ingresar por separado los valores de las propiedades elásticas y plásticas. Por ello, para incorporar los valores de las deformaciones plásticas reales se hace uso de la expresión (5-5).

$$\epsilon_{real}^p = \epsilon_{real} - \frac{\sigma_{real}}{E} \quad (5-5)$$

A partir de estos antecedentes se procede a evaluar las propiedades de los materiales en los elementos de la conexión, los cuales son:

- Acero A36.
- Acero A490.
- Acero A572 Gr.50

A continuación, las Tablas 5.4, 5.5 y 5.6 presentan las propiedades de los 3 materiales ya mencionados, mientras que las Imágenes 5.11 a la 5.13 muestran las curvas tensión-deformación ingenieriles y reales de los materiales. Los datos experimentales utilizados fueron extraídos a partir de ensayos experimentales hechos por Salas (2016) y Gacitúa (2014).



Tabla 5.4: Leyes constitutivas ingenieriles y reales para Acero A36 (Salas, 2016)

<b>Leyes Constitutivas Acero A36</b>						
<b>Estado de Tensiones</b>	<b>Valores de Ingeniería</b>		<b>Valores Reales</b>		<b>Deformaciones Plásticas Reales</b>	
	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]
Inicial	0	0	0	0	0	0
Fluencia	0.001464	293.9	0.001463	294.3	0	294.3
Último	0.279	444.5	0.246079	568.5	0.243246	568.5

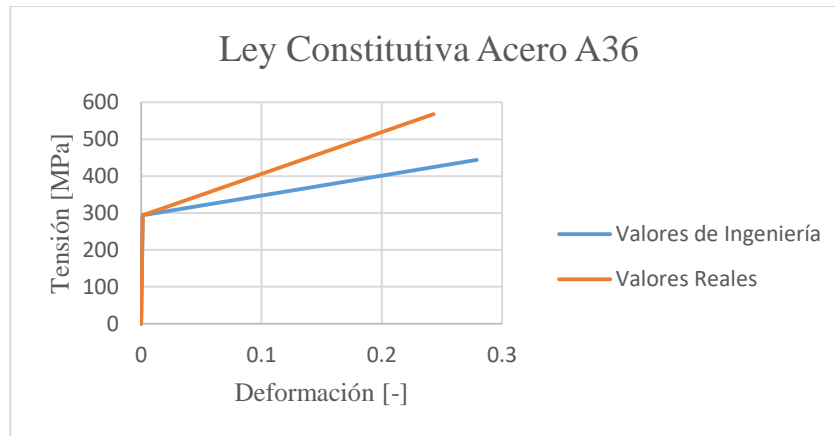


Imagen 5.11: Curva tensión - deformación Acero A36

Tabla 5.5: Leyes constitutivas ingenieriles y reales para Acero A490 (Salas, 2016)

<b>Leyes Constitutivas Acero A490</b>						
<b>Estado de Tensiones</b>	<b>Valores de Ingeniería</b>		<b>Valores Reales</b>		<b>Deformaciones Plásticas Reales</b>	
	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]
Inicial	0	0	0	0	0	0
Fluencia	0.005724	1149	0.005708	1155.6	0	1155.6
Último	0.150	1246.3	0.139762	1433.2	0.132622	1433.2

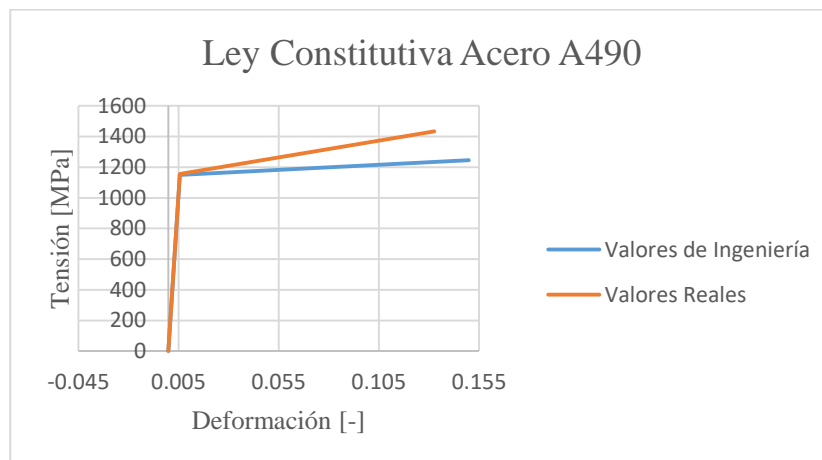


Imagen 5.12: Curva tensión - deformación Acero A490

Tabla 5.6: Leyes constitutivas ingenieriles y reales para Acero A572 Gr. 50 (Gacitúa, 2014)

Leyes Constitutivas Acero A572 Gr. 50						
Estado de Tensiones	Valores de Ingeniería		Valores Reales		Deformaciones Plásticas Reales	
	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]	$\epsilon$ [-]	$\sigma$ [Mpa]
Inicial	0	0	0	0	0	0
Fluencia	0.002042	410	0.002040	410.8	0	410.8
Último	0.293	561	0.256965	725.4	0.253352	725.4

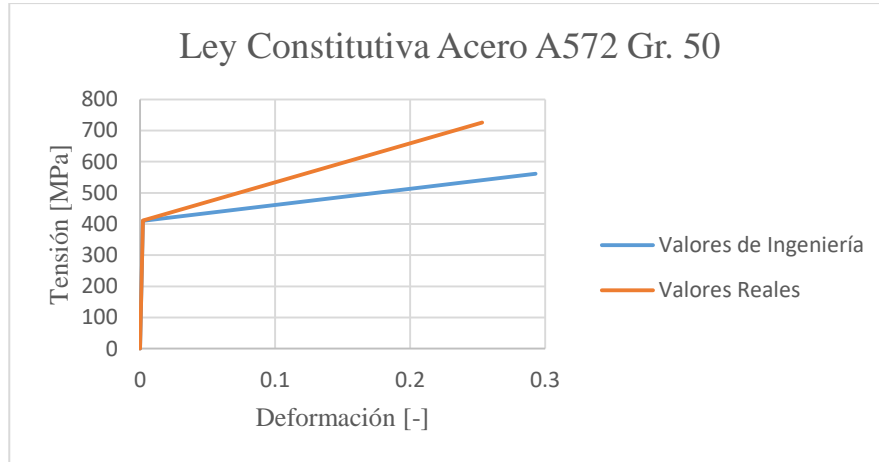


Imagen 5.13: Curva tensión - deformación Acero A572 Gr. 50

El comportamiento de los materiales en rango plástico queda definido al escoger un tipo de endurecimiento una vez alcanzado el límite elástico. A partir de los datos disponibles es posible emplear un modelo de plasticidad bilineal con endurecimiento isotrópico, según el cual la superficie del material se expande de manera uniforme en todas las direcciones una vez que se sobrepasa el límite de fluencia. Esto se puede apreciar de forma gráfica en la Imagen 5.14. Dicho tipo de endurecimiento fue escogido para ayudar en la convergencia de los modelos y tomando como referencia otros trabajos previos sobre estudios numéricos de conexiones (Pizarro, 2018).

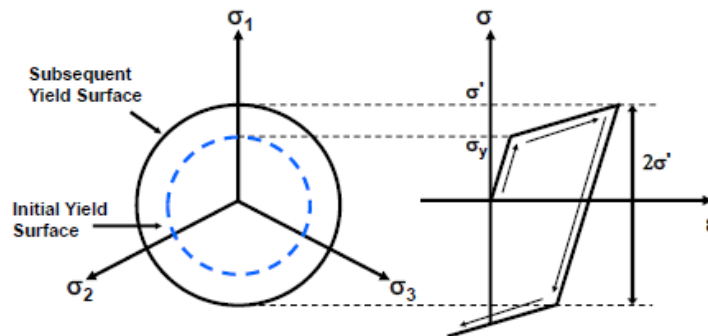


Imagen 5.14: Modelo de plasticidad bilineal con endurecimiento isotrópico (ANSYS Customer Training Material)

Para incorporar este modelo en ANSYS se requiere conocer el valor de la tensión de fluencia del material y su módulo tangente o pendiente de la curva tensión-deformación en rango plástico. La Tabla 5.7 presenta el valor de los módulos tangentes ( $E_t$ ) y los módulos de elasticidad de cada material, considerando que el módulo tangente fue calculado según la ecuación (5-6).

$$E_t = \frac{\sigma_u^{real} - \sigma_y^{real}}{\varepsilon_u^{real} - \varepsilon_y^{real}} \quad (5-6)$$

$$E_{real} = \frac{\sigma_y^{real}}{\varepsilon_y^{real}} \quad (5-7)$$

Tabla 5.7: Valores de módulos tangentes para cada material empleado

Tipo de acero	$E_{ing}$ [MPa]	$E_{real}$ [MPa]	$E_t$ [MPa]
A36	200740	201181	1134.01
A490	195815	202466	2187.84
A572 Gr. 50	200740	201355	1251.58

## 5.4. Condiciones de Borde en Modelos Numéricos

Las condiciones de borde indicadas en esta sección corresponden, una vez definido todo lo presentado previamente, a las configuraciones previas a implementar antes de hacer la simulación numérica.

### 5.4.1. Contactos entre Componentes de Conexión

Este corresponde a uno de los pasos más importantes en la preparación de los modelos puesto que permite establecer cómo interactúan entre sí cada una de las partes de la conexión.

Según lo establecido en los tutoriales de ANSYS Customer Training Material: *Cuando 2 superficies que están separadas se tocan entre ellas de modo que pasan a estar mutuamente tangentes, entonces se dice que están en contacto. De acuerdo al sentido físico común, las superficies que están en contacto tienen las siguientes características:*

- *Estas no se interpenetran.*
- *Pueden transmitir fuerzas de compresión normales y friccionales tangentes.*
- *En general no transmiten fuerzas normales de tracción.*

Los contactos representan un estado de cambio en la no-linealidad del sistema, es decir, la rigidez del sistema depende del estado de los contactos donde las partes pueden estar tocándose entre sí o pueden estar separadas. Un esquema de la interacción entre 2 superficies en contacto se muestra en la Imagen 5.15.

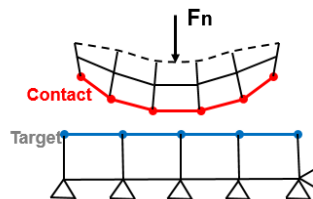


Imagen 5.15: Interacción entre 2 superficies de contacto (ANSYS Customer Training Material)

Al momento de escoger un contacto para representar la interacción entre 2 superficies, hay que tomar en cuenta el o los fenómenos físicos presentes en lo que se busca modelar y que la elección de estos afecta la cantidad de grados de libertad que tendrá el modelo. Por ello, la elección del tipo de contacto también influye en el gasto computacional requerido para llevar a cabo las simulaciones.

La interacción entre las partes que conforman los modelos puede ser representada por 5 tipos de contactos definidos en ANSYS. De estos 5 tipos, son 3 los utilizados en los modelos a analizar:

- **Bonded:** No hay penetración, separación o deslizamiento entre las caras o bordes que están en un estado cerrado o semi-abierto. Este tipo de contacto es utilizado entre elementos soldados (Por ejemplo, en la unión de vigas con End-Plate, placas de continuidad con columna, rigidizador interno con placas de continuidad y plancha soldada, placas de continuidad con plancha soldada, entre otros) y en la unión entre tuercas y pernos.
- **Frictional:** Permite el deslizamiento con resistencia proporcional a un coeficiente de fricción definido por el usuario, con libertad de separación sin resistencia. Los contactos entre End-Plates con las planchas soldadas y entre End-Plates con las alas de la columna fueron modelados bajo esta configuración con un coeficiente de fricción igual a 0.3, el cual según la investigación hecha por Nuñez (2016) corresponde al valor a emplear en superficies limpiadas mediante cepillado con cepillo de alambre.
- **Frictionless:** En este tipo de contacto no se permite la penetración pero las superficies se pueden deslizar y separar sin resistencia. Todo contacto con los elementos perno-tuerca fueron modelados como Frictionless (Por ejemplo, el interior del agujero de las placas con la cara de los pernos que pasan a través de estos o la cara de las tuercas que queda en contacto con las planchas soldadas y/o alma de columna en las uniones por el eje fuerte).

El uso de estos contactos se determinó luego de un proceso iterativo y tomando como referencia los trabajos hechos por Nuñez (2016), Arrau (2017) y Pizarro (2018) sobre estudios numéricos de conexiones.

Por otra parte, para hacer efectiva la unión entre los elementos Solid y Beam se utiliza la opción “Joint”, la cual mediante ecuaciones tipo “constraint” permite que se logre la transmisión de solicitaciones y compatibilidad de deformaciones entre ambos elementos. Esto se esquematiza en la Imagen 5.16.

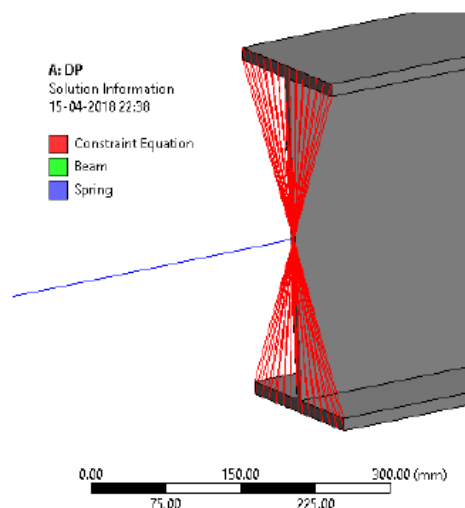


Imagen 5.16: Compatibilidad entre elementos Solid y Beam (Pizarro, 2018)

Además, dado que los contactos no deben interpenetrarse, el programa debe establecer una relación entre 2 superficies para prevenir que estas se penetren entre sí. Al hacer esto, se dice que se refuerza la compatibilidad de contacto. De no ser reforzada, ocurre la penetración entre contactos tal como se esquematiza en la Imagen 5.17.

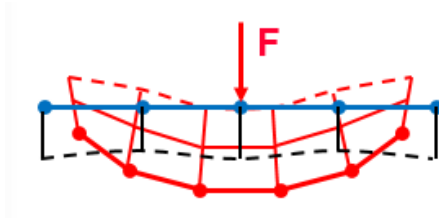


Imagen 5.17: Penetración entre superficies en contacto (ANSYS Customer Training Material)

Dicha relación de compatibilidad corresponde a una formulación de contacto, siendo “Augmented Lagrange” aquella empleada en los modelos a analizar. De forma adicional, se estableció la opción “Program Controlled” para controlar la tolerancia a la penetración entre contactos.

### 5.4.2. Tipos de Apoyos

Los apoyos en los extremos de vigas y columnas fueron modelados mediante la opción “Remote Displacement”, variando las restricciones de movimiento según el punto de ubicación. En efecto:

- En los extremos de las columnas, se restringe el desplazamiento en los ejes X, Y y Z y se deja libre la rotación respecto al eje Y (Modelos M1 y M2) y al eje X (Modelos M3 y M4). En caso de aplicar carga axial distinta de cero, en el extremo superior de la columna se deja libre de desplazamiento en el eje Z.
- Por otra parte, en los extremos de las vigas se restringe el movimiento en los ejes X e Y mientras que para el eje Z se escoge la opción “Tabular Data” debido a que en estos puntos se aplicarán desplazamientos controlados en dicho eje para llevar a cabo los análisis. Además, estos puntos son libres de rotar en el plano de aplicación de cargas para ayudar a la convergencia de los modelos.

La Imagen 5.18 muestra la ubicación de los puntos de carga en vigas y columnas junto con la dirección de los desplazamientos controlados.

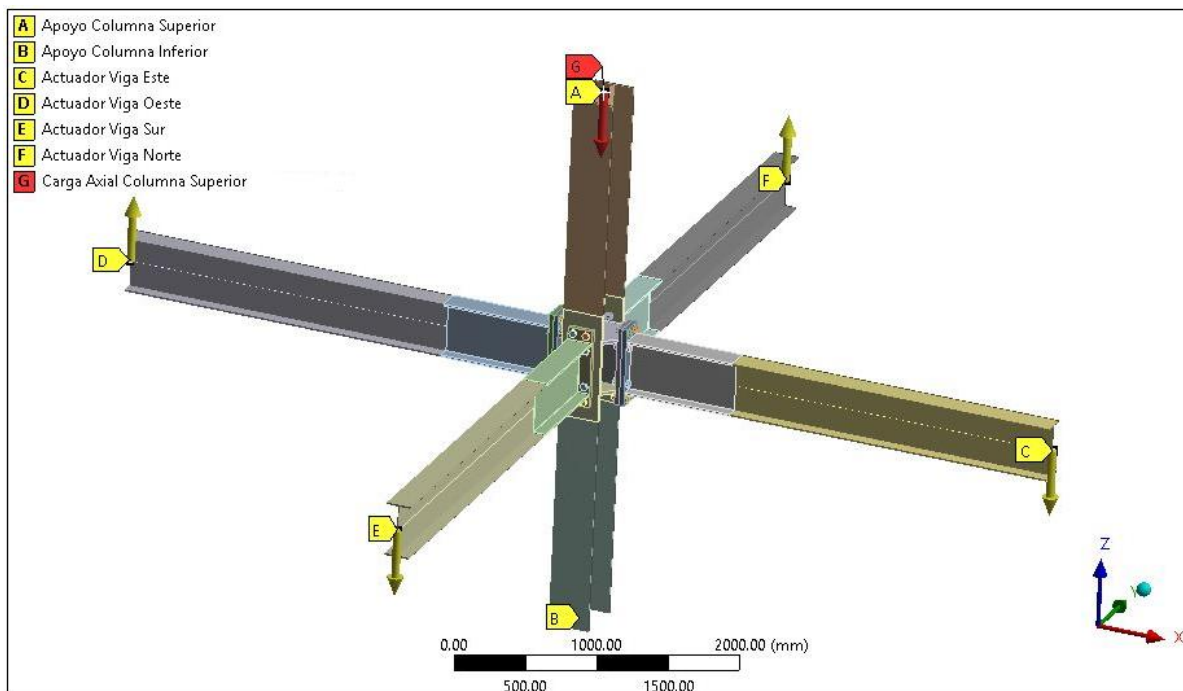


Imagen 5.18: Ubicación de apoyos y actuadores y dirección de aplicación de cargas (ANSYS, 2016)

### 5.4.3. Cargas Aplicadas

Las cargas aplicadas corresponden a la pretensión de los pernos de conexión, carga axial aplicada en el extremo superior de la columna y a desplazamientos controlados según el protocolo de carga dado por AISC 341.

- Pretensión de pernos:** De acuerdo al Capítulo J3 de AISC 360, todo perno a emplear en una conexión debe ser pretensado con una carga igual al 70% del esfuerzo de tracción mínimo del perno. Dado que los pernos tienen un diámetro igual a 1 1/8" y están hechos de acero A490, según la Tabla J3.1 de la norma la carga de pretensión corresponde a 80 [kips] igual a 355.858 [kN]. La Imagen 5.19 muestra el estado de pretensión de pernos aplicado en ANSYS para el modelo M1, el cual se lleva a cabo mediante la opción "Bolt Pretension". El procedimiento de pretensión es análogo para los demás modelos.

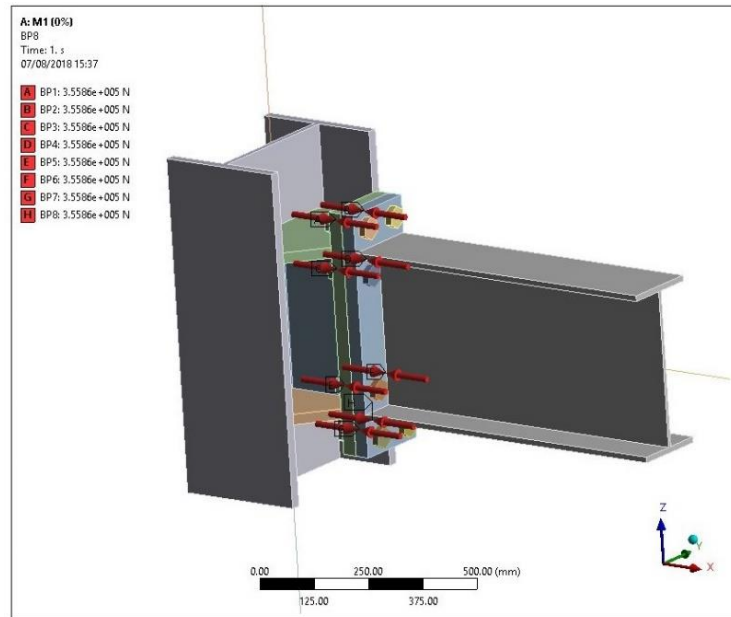


Imagen 5.19: Pretensión de pernos (ANSYS, 2016)

- Carga axial:** Previo a la aplicación de los desplazamientos controlados, se aplica un porcentaje de carga axial en el extremo superior de la columna en función de su capacidad elástica mediante la opción "Remote Load". Dicha carga axial ( $P_y$ ) se define como el producto entre el área gruesa de la sección transversal de la columna y la tensión de fluencia real del acero que la compone, que en este caso corresponde a un acero A572 Gr. 50. En base a esto se definen 3 niveles de carga axial a aplicar, los cuales son equivalentes a 0%, 25% y 50% de  $P_y$  cuyos valores en kilo-Newton se indican en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8: Niveles de carga axial a aplicar en modelos numéricos

Niveles de Carga Axial ( $P_y$ )	
0% $P_y$ (kN)	0
25% $P_y$ (kN)	2033.46
50% $P_y$ (kN)	4066.92
$P_y$ (kN)	8133.84

Dado que a cada uno de los 4 modelos se le aplicarán 3 niveles de carga axial, en total serán 12 los modelos a analizar en el presente trabajo.

- **Desplazamientos controlados:** Corresponde al protocolo de carga a aplicar según lo establecido en el Capítulo K de AISC 341 para precalificación y clasificación cíclica de conexiones. Este protocolo está basado en alcanzar valores específicos de deriva entre piso, es decir, en la deriva que experimenta la conexión, y su valor se calcula como el desplazamiento vertical aplicado en el extremo de la viga dividido por la luz de esta, que en este caso corresponde a 3500 [mm]. Un supuesto considerado en la aplicación de este protocolo de carga es que en todo momento la viga y la columna mantienen un ángulo recto en la zona de unión.

La Tabla 5.9 muestra los desplazamientos a aplicar en cada etapa de carga según la relación Entre deriva, luz de viga y desplazamiento vertical. El ciclo de carga se aprecia en la Imagen 5.20. Cabe destacar que desde la quinta etapa de carga, cada 2 ciclos se incrementa la deformación en 0.01 [rad].

Tabla 5.9: Desplazamientos verticales a aplicar según protocolo de carga

Etapa de Carga	Deformación Peak (rad)	Nº de Ciclos	Desplazamiento en Punto de Aplicación (m)
1	0.00375	6	0.0131
2	0.005	6	0.0175
3	0.0075	6	0.0263
4	0.01	4	0.0350
5	0.015	2	0.0525
6	0.02	2	0.0700
7	0.03	2	0.1050
8	0.04	2	0.1401

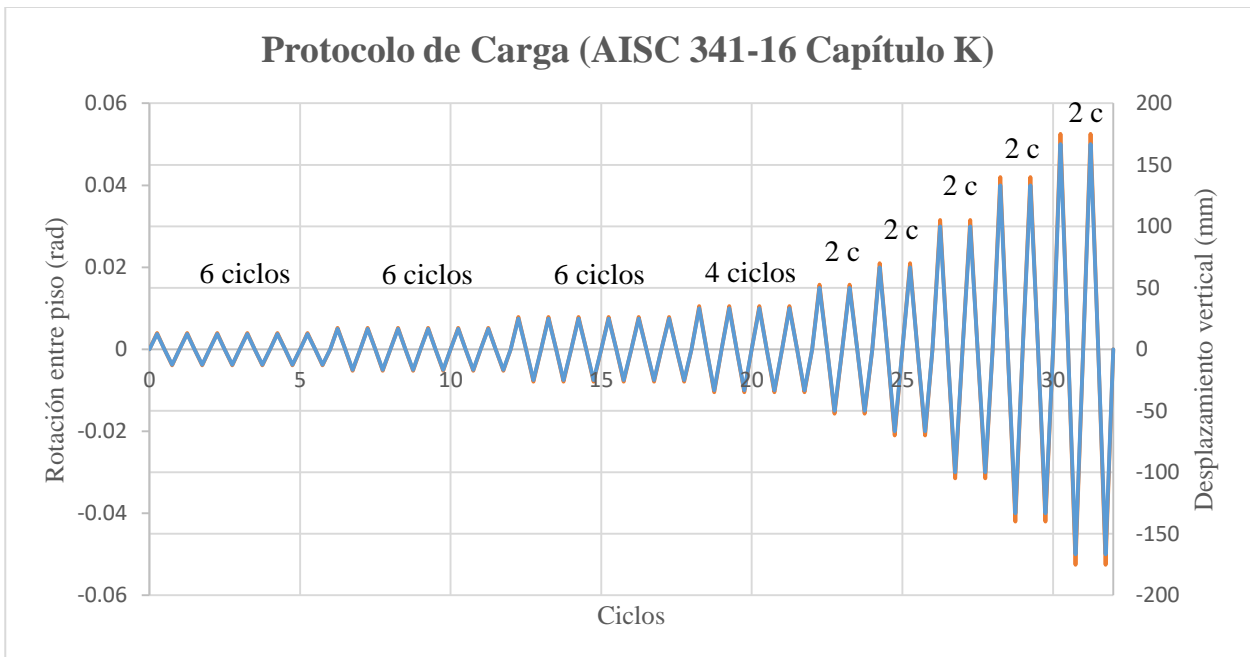


Imagen 5.20: Protocolo de carga según capítulo K de AISC 341

En los modelos a analizar, el protocolo fue aplicado hasta alcanzar una deriva del 4%. Otro detalle importante es que, si se desea alcanzar derivas superiores al límite señalado, desde la quinta etapa de carga se incrementa la deformación en 0.01 [rad] cada 2 ciclos.

## 5.4. Configuraciones de Análisis.

De manera adicional a las configuraciones previamente señaladas, hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- Para la aplicación del protocolo de carga, en ANSYS se utilizaron pasos y subpasos de carga donde cada paso representa los peaks a alcanzar y cada subpaso corresponde a la discretización de tiempo para poder aplicar los desplazamientos. En total se emplearon 62 pasos de carga, donde el primer paso corresponde a la pretensión de los pernos, mientras que en el paso 2 se da inicio a la aplicación de desplazamientos. Dado que sólo en el primer paso se aplica la pretensión de pernos, esta opción debe estar configurada con el comando “Lock” en el resto de los pasos de carga.

Por otra parte, para ayudar en la convergencia de los modelos, se emplearon entre 5 y 250 subpasos de carga con el objetivo de que los desplazamientos no fueran aplicados bruscamente. Además, a medida que se alcanzan derivas más altas se incrementa el número de subpasos mínimos de modo que la carga se aplique de forma mucho más paulatina que en los pasos previos y así se eviten problemas de convergencia. Esto se puede apreciar con mayor detalle en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10: Configuración de subpasos de tiempo en modelos numéricos

Modelos	Rango de Pasos	Subpasos Iniciales	Subpasos Mínimos	Subpasos Máximos
M1	1 al 50	5	5	200
	51 al 55	15	15	200
	56 al 62	20	20	200
M2	1 al 50	5	5	200
	51 al 55	15	15	200
	56 al 62	20	20	200
M3	1 al 45	5	5	200
	46 al 55	20	20	200
	56 al 62	30	30	250
M4	1 al 45	5	5	200
	46 al 55	20	20	200
	56 al 62	35	35	250

- Otra configuración a implementar es la asignación de puntos de control o inclinómetros que ayudarán a calcular el giro de la conexión respecto al nudo de la unión. Dichos puntos se asignan mediante la opción “Remote Points” y estos se ubican en el centro geométrico de la columna y en el punto medio de interfaz de unión entre cada viga con la End-Plate a la cual está soldada. Este procedimiento es similar al empleado por Arrau (2017) en el estudio numérico de conexiones DBT.

Para ubicar estos puntos se asignan ejes locales en zonas desde donde sea más sencillo ubicarlos (Por ejemplo, en algún vértice de la sección transversal de la columna o en uno de los vértices de la End-Plate) de modo que cada inclinómetro quede referenciado a dicho eje local.



Las Imágenes 5.21 y 5.22 muestran la ubicación de los inclinómetros instalados en el modelo M1 para medir la rotación de la conexión por eje débil. Esta metodología se implementa de forma análoga en todos los modelos.

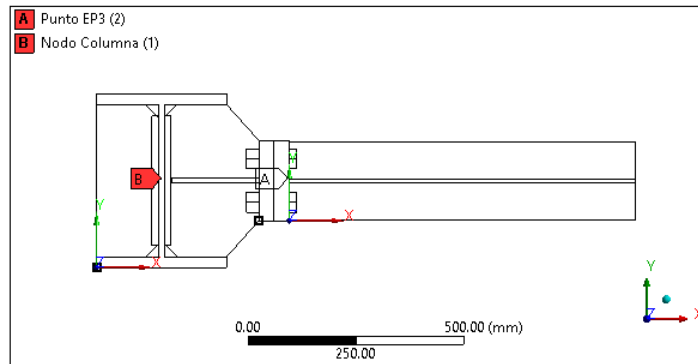


Imagen 5.21: Vista en planta de inclinómetros (Remote Points) para medición de giro de conexión (ANSYS, 2016)

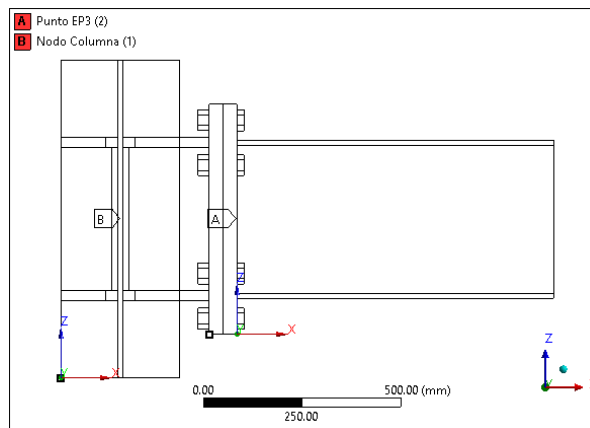


Imagen 5.22: Elevación de inclinómetros (Remote Points) para medición de giro de conexión (ANSYS, 2016)

- Antes de resolver el modelo numérico, hay que solicitar al programa que entregue los resultados indicados en la Tabla 5.11

Tabla 5.11: Resultados a extraer de modelos numéricos

Resultado	Herramienta a utilizar
Desplazamiento vertical en actuador	Deformation Probe (Actuador, dirección Z)
Fuerzas de reacción en actuador	Force Reaction (Actuador, dirección Z)
Deformaciones equivalentes	Equivalent Elastic Strain
Tensiones elásticas equivalentes	Equivalent Stress (Von – Mises)
Tensiones plásticas equivalentes	Equivalent Plastic Strain
Desplazamientos en inclinómetros	Deformation Probe (Remote Points, dirección Z)

Conocidas las fuerzas de reacción en los actuadores y sus respectivos desplazamientos verticales, es posible confeccionar las curvas de histéresis para cada viga y obtener los datos necesarios para llevar a cabo otros análisis.

Finalmente, a modo de resumen, los pasos a seguir para llevar a cabo el estudio numérico en ANSYS – “Stactic Structural” son:

- Importar la geometría del modelo desde AutoCAD y definir las propiedades reales de los materiales en “Engineering Data”.
- Abrir el modelo importado en “Design Modeler” y dibujar los elementos línea.
- Posterior a ello, abrir el modelo en “Mechanical” para identificar las partes de la conexión, asignar los materiales y luego establecer las uniones entre elementos Solid y Beam mediante “Joints”.
- Definir los contactos entre elementos.
- Definir el mallado de cada uno de las partes de la conexión.
- Asignar los apoyos y actuadores según corresponda, junto con el número de pasos y subpasos a aplicar en cada ciclo de carga.
- Asignar el punto y dirección de aplicación de la carga axial en el extremo superior de la columna (En modelos con carga axial nula, este paso puede ser omitido).
- Pretensar los pernos. En este paso, establecer la opción “Load” en el primer paso de carga y la opción “Lock” en el resto de los pasos de modo que la pretensión de haga una sola vez.
- Definir los desplazamientos controlados a aplicar en los actuadores según el protocolo de carga de AISC 341.
- Ubicar los inclinómetros para estimar la rotación de la conexión mediante la opción “Remote Points”, previo posicionamiento de los ejes locales para cada uno de estos.
- Por último, establecer cuáles son los resultados requeridos una vez terminada la simulación.

Con estas configuraciones es posible hacer el tratamiento de datos para analizar los resultados del estudio numérico. En el Anexo C se adjuntan Imágenes con el detalle de las configuraciones empleadas a lo largo del estudio numérico.

# Capítulo 6 – Análisis de Resultados

En este capítulo se dan a conocer el comportamiento histerético de las configuraciones estudiadas para la conexión, las distribuciones de tensiones y deformaciones plásticas en los elementos de la unión, rigidez exhibida, energía disipada y amortiguamiento en cada una de las 12 simulaciones realizadas según lo indicado en el capítulo previo.

## 6.1. Análisis de Comportamiento Histerético

En esta sección se analizarán las curvas de histéresis de las vigas en cada modelo con el objetivo de establecer en qué tipo de marco a momento puede ser implementada la conexión propuesta junto con estimar su rigidez según los límites dictados por AISC 360.

### 6.1.1. Curvas de Histéresis Momento – Rotación de Conexión

Las curvas o ciclos de histéresis corresponden al gráfico momento-rotación o fuerza-desplazamiento en cada ciclo de carga y descarga al cual fue sometida la conexión. A partir de estas curvas es posible determinar la categoría de pórtico a momento a la cual pertenece la estructura donde se implementó la conexión.

En efecto, de acuerdo a la sección E3.6b de AISC 341, un sistema estructural de marcos a momento puede ser clasificado como especial (SMF) si se satisfacen las siguientes condiciones:

- “La conexión debe ser capaz de acomodarse a una deriva de piso de al menos 0.04 [rad]”.
- “La resistencia a la flexión exhibida por la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual a al menos un 80% del momento plástico ( $M_p$ ) de la viga para una deriva igual a 0.04 [rad]”.

Para la viga que forma parte de la conexión, el momento plástico está dado por:

$$M_p = R_y * F_y * Z_x = 486.61 [kN * m] \tag{6-1}$$

Conocidos estos antecedentes, las Imágenes 6.1 a la 6.6 representan las curvas de histéresis momento-rotación normalizado de las vigas de cada modelo según los diferentes niveles de carga axial. La normalización está hecha por el momento plástico de la viga.

- **Modelo M1:**

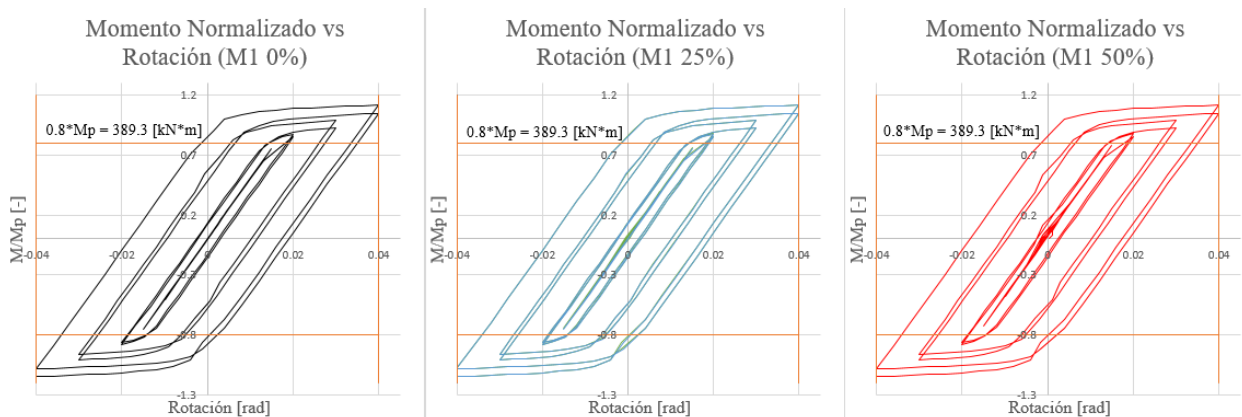


Imagen 6.1: Curvas de histéresis modelo M1

- **Modelo M2:**

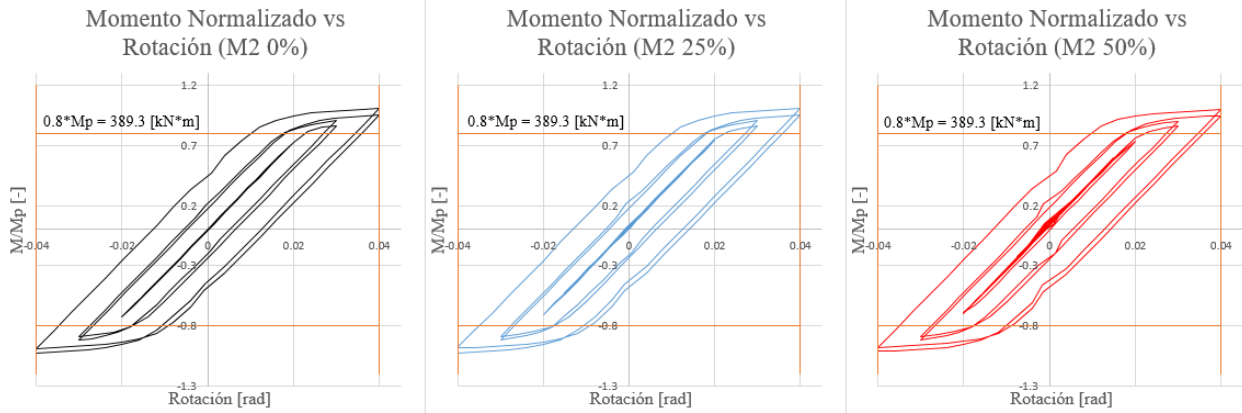


Imagen 6.2: Curvas de histéresis modelo M2

- **Modelo M3:**

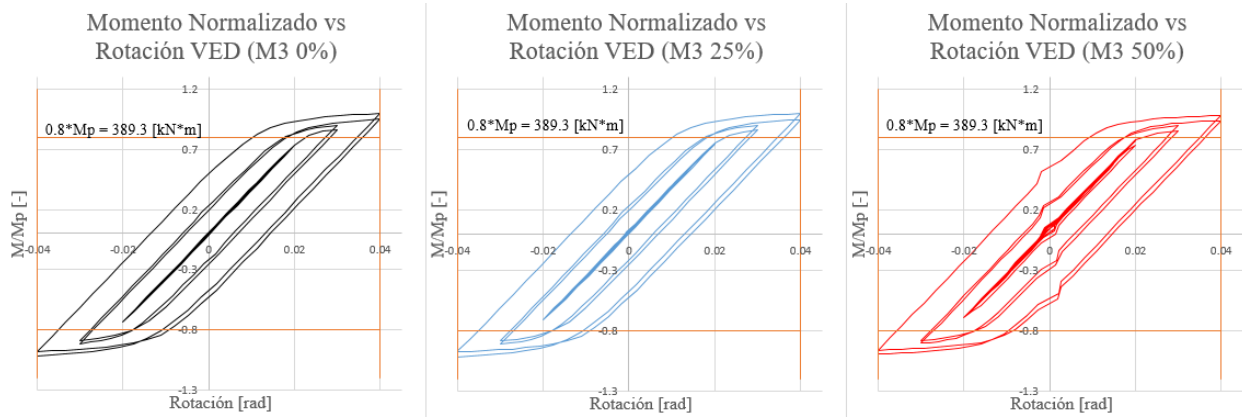


Imagen 6.3: Curvas de histéresis modelo M3 (Vigas por eje débil)

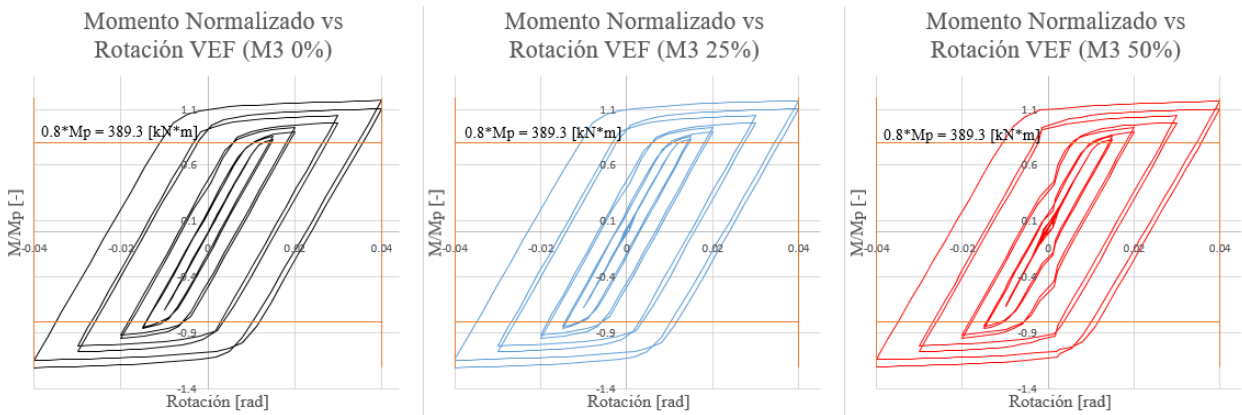


Imagen 6.4: Curvas de histéresis modelo M3 (Vigas por eje fuerte)

- **Modelo M4:**

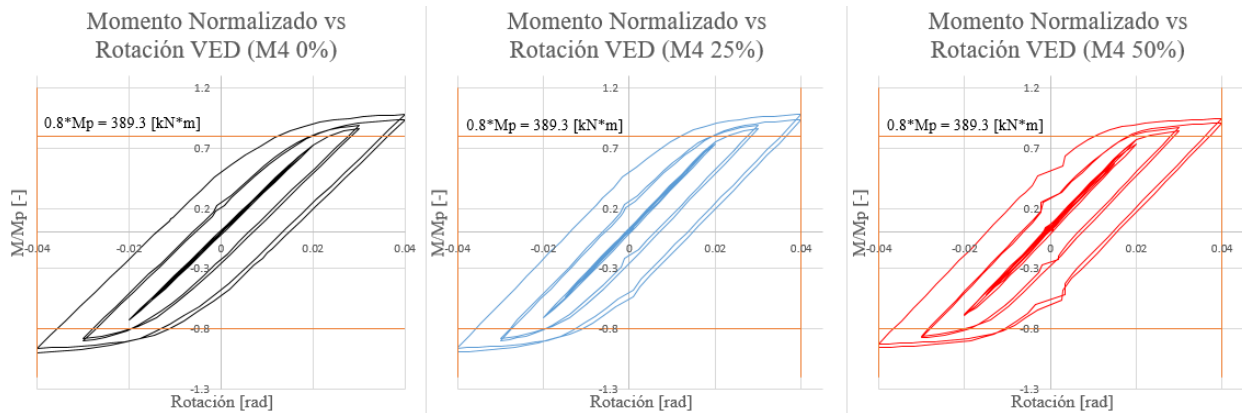


Imagen 6.5: Curvas de histéresis modelo M4 (Vigas por eje débil)

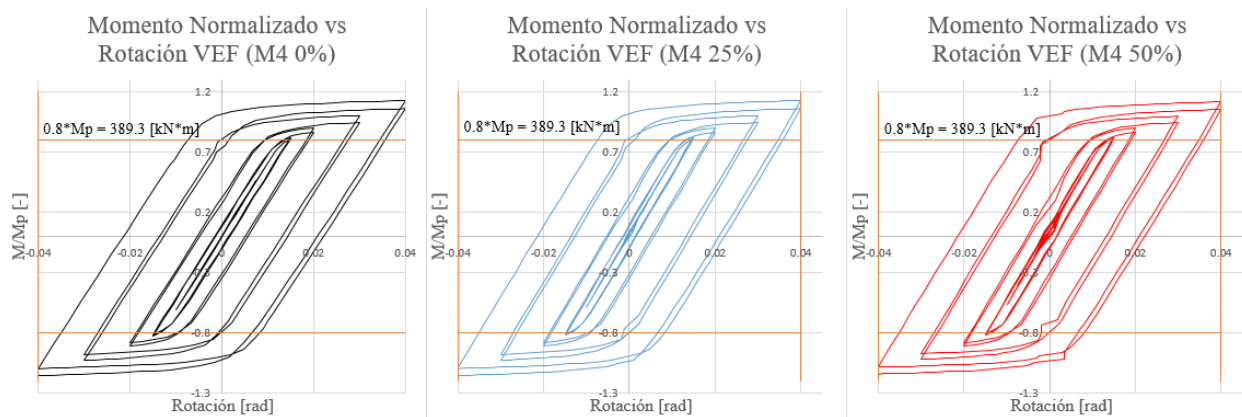


Imagen 6.6: Curvas de histéresis modelo M4 (Vigas por eje fuerte)

Al observar las curvas de histéresis de todos los casos, y dado que para una deriva igual a 0.04 [rad] se alcanza un momento superior al 80% del momento plástico de la viga, se concluye que al implementar la conexión en estudio el sistema de marcos a momento puede ser considerado como SMF.

### 6.1.2. Estimación de Rigidez de Conexión

Al no haber un método analítico que permita estimar la rigidez de la conexión, se hará uso de la envolvente de las curvas de histéresis momento – rotación de cada modelo. En este caso, la rotación evaluada corresponde a aquella que experimenta la conexión en el punto de unión con la viga.

Según lo planteado por AISC 360 y los trabajos de Cassano et al. (2008), una conexión puede ser considerada como FR cuando al aplicar un 90% del momento de empotramiento perfecto de la viga, el extremo conectado no gira más del 10% del ángulo libre de giro cuando esta se encuentra simplemente apoyada. De forma análoga, la conexión pasa a ser articulada cuando, al aplicar menos del 20% del momento de empotramiento perfecto, la conexión experimenta un giro superior al 80% del ángulo de giro cuando la viga es bi-rotulada.

Para estimar cuál es el momento de empotramiento perfecto y el ángulo libre de giro de la viga, se hará uso de un procedimiento implementado por Cassano et al. (2008) en el estudio numérico y estimación de rigidez de conexiones End-Plate por eje fuerte mediante ecuaciones de slope-deflection tomando como referencia la Imagen 6.7.

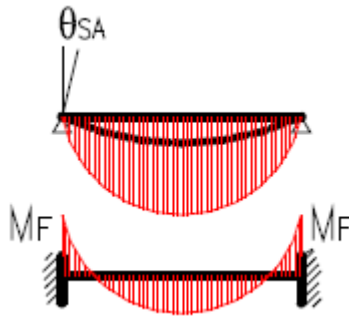


Imagen 6.7: Configuraciones de slope-deflection para estimación de rigidez de conexión (Modificado de Cassano et al., 2008)

En efecto, el momento de empotramiento perfecto de la viga (Definido como  $M_f$  en esta sección) que corresponde al momento en su extremo cuando se encuentra empotrada en ambos apoyos, está dado por:

$$M_f = R_y * F_y * S_x = 430.58 [kN * m] \quad (6-2)$$

Por otra parte, el ángulo de giro en el extremo de la viga cuando se encuentra simplemente apoyada (Definido como  $\theta_{SA}$ ) se calcula como:

$$\theta_{SA} = \frac{M_f}{\frac{2 * E * I}{L}} = 0.033 [rad] \quad (6-3)$$

Finalmente, tomando como referencia las Imágenes 5.21 y 5.22, el giro de la conexión ( $\theta_c$ ) se calcula según la ecuación (6-4):

$$\theta_c = \frac{\delta_A - \delta_B}{L_{AB}} \quad (6-4)$$

Donde:

- $\delta_A$  [m] es el desplazamiento vertical del inclinómetro asociado a la interfaz entre la End-Plate y la viga.
- $\delta_B$  [m] es el desplazamiento vertical del inclinómetro instalado en el nodo central de la columna.
- $L_{AB}$  [m] es la distancia entre los nodos A y B.

A partir de estos antecedentes, las Imágenes 6.8 a la 6.11 muestran las envolventes normalizadas de las curvas momento – rotación de la conexión. En este caso, los momentos se encuentran normalizados por el momento plástico de la viga ( $M/M_p$ ) mientras que la rotación está normalizada por el giro libre cuando se encuentra simplemente apoyada ( $\theta_c/\theta_{SA}$ ). Dado que estos giros se miden respecto al nodo de la columna, hay que tomar en cuenta que:

- En uniones por eje débil,  $L_{AB} = 0.24225$  [m].
- En uniones por eje fuerte,  $L_{AB} = 0.235$  [m].

De manera adicional, las curvas momento-rotación de los modelos M3 y M4 incluyen la envolvente del caso en que una sola viga llega por el eje fuerte (Denominado como M1 0% VEF) con el objetivo de verificar si en estos modelos las vigas Sur y Norte experimentan pérdida de rigidez producto de las vigas Este y Oeste que se encuentran conectadas por el eje débil. Este modelo también fue confeccionado bajo las mismas configuraciones indicadas en el Capítulo 5 sin considerar el efecto de carga axial.

- **Modelo M1:**

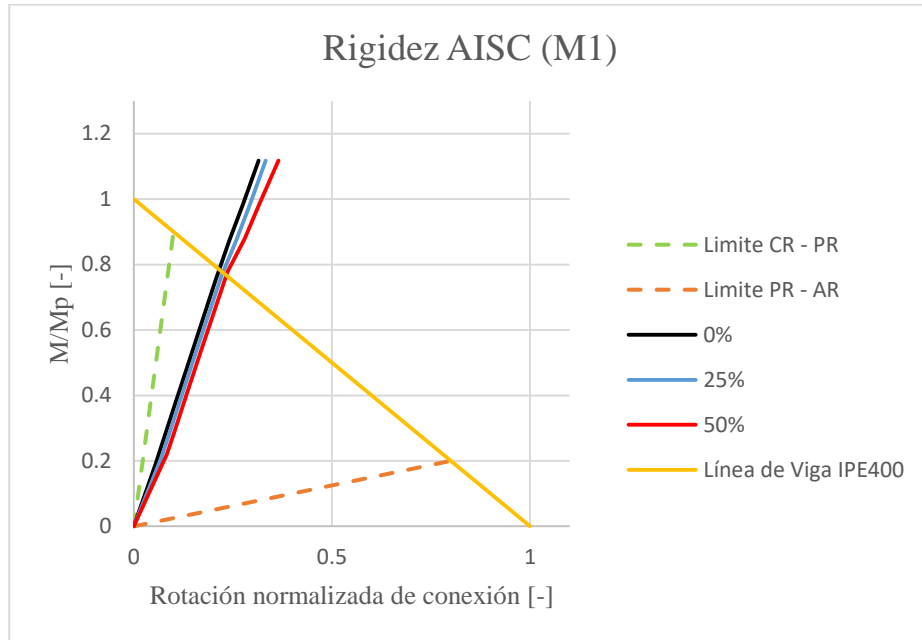


Imagen 6.8: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M1)

- **Modelo M2:**

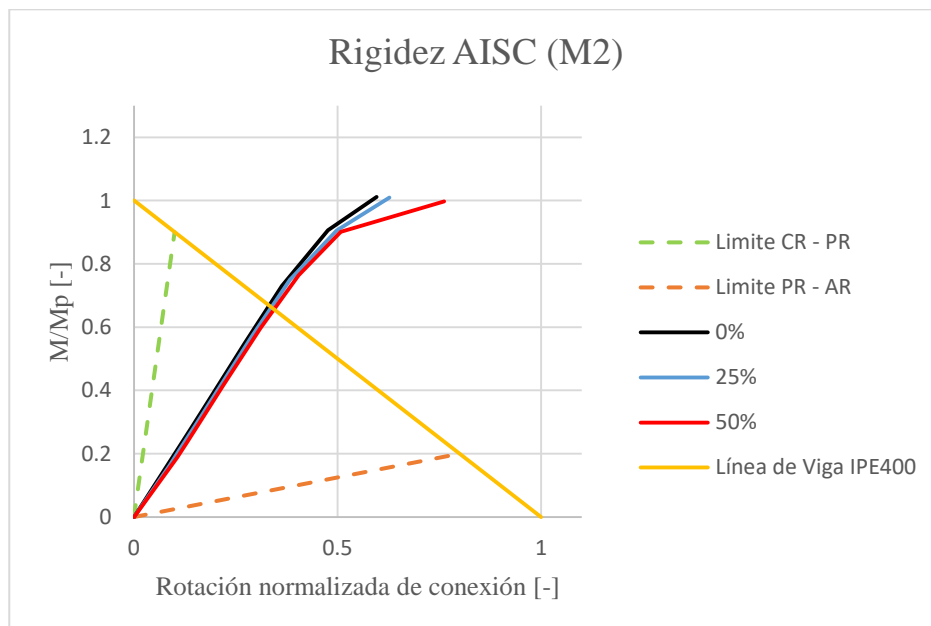


Imagen 6.9: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M2)

- **Modelo M3:**

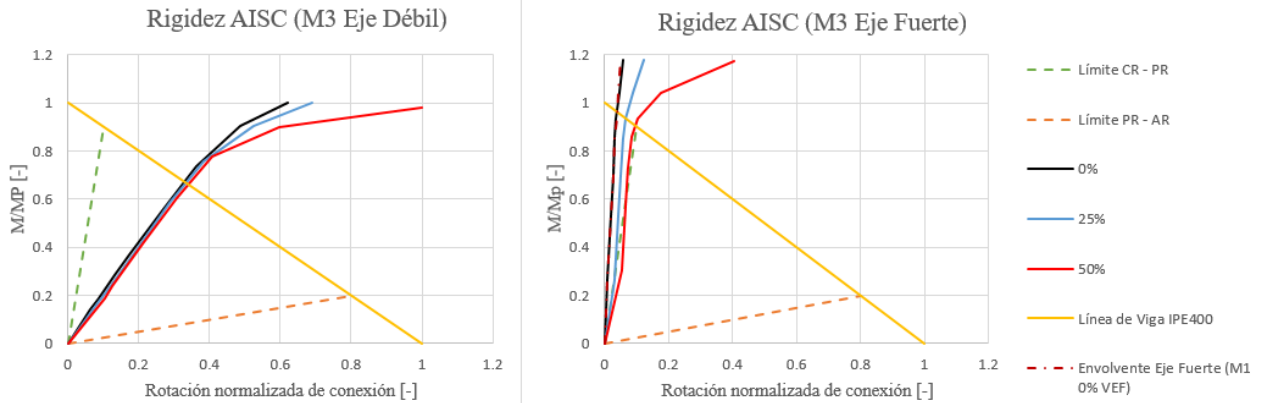


Imagen 6.10: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M3, eje débil y fuerte)

- **Modelo M4:**

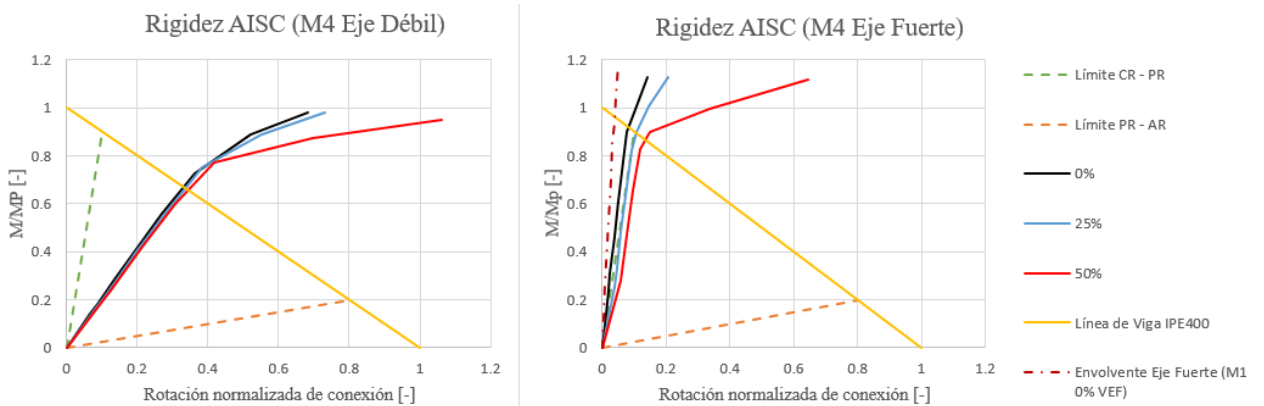


Imagen 6.11: Estimación de rigidez de conexión según AISC (Modelo M4, eje débil y fuerte)

Al observar las envolventes de las curvas normalizadas momento-rotación y comparar con los límites dictados por AISC es posible establecer que las vigas conectadas por eje débil presentan un comportamiento semi-rígido, mientras que las vigas conectadas por eje fuerte se mantienen completamente rígidas pero con una leve pérdida de rigidez a medida que se incrementa la deriva en comparación con el caso M1 0% VEF.

En efecto, a medida que se incrementa la carga axial sobre la columna, las vigas Sur y Norte comienzan a perder rigidez a medida que aumenta la deriva, a tal punto que pasan a ser parcialmente restringidas para un 50% de carga axial una vez que se alcanza entre un 3% y 4% de deriva. Sin embargo, la unión en estas vigas sigue siendo más rígida en comparación con las vigas Este y Oeste, las cuáles presentan un comportamiento más semi-rígido a medida que se incrementa el número de vigas que concurren al nodo.



## 6.2. Distribución de Tensiones y Deformaciones en Conexión

En sistemas estructurales compuestos por marcos a momento, el cumplimiento del criterio “columna fuerte – viga débil” se logra cuando son las vigas quienes desarrollan deformaciones plásticas debido a esfuerzos de flexión mientras que las columnas deben mantenerse en rango elástico. Sin embargo, si la estructura está sometida a eventos sísmicos severos, entonces el nudo puede experimentar otros modos de falla en que las deformaciones plásticas estén presentes en columnas y/u otros elementos de la conexión.

Por este motivo, es importante analizar la distribución de tensiones y deformaciones plásticas para cada configuración estudiada según el nivel de carga axial al cual se encuentra sometida la columna.

A continuación, las Imágenes 6.12 a la 6.24 presentan la distribución de tensiones equivalentes según el criterio de Von-Mises y de deformaciones plásticas en los 4 modelos analizados para cada nivel de carga axial considerado. En el caso de deformaciones plásticas, las imágenes indican las zonas plastificadas una vez que se alcanza la deformación de fluencia del acero A572 Gr. 50, el cual corresponde al material del cual está hecha la columna.

- **Modelo M1:**

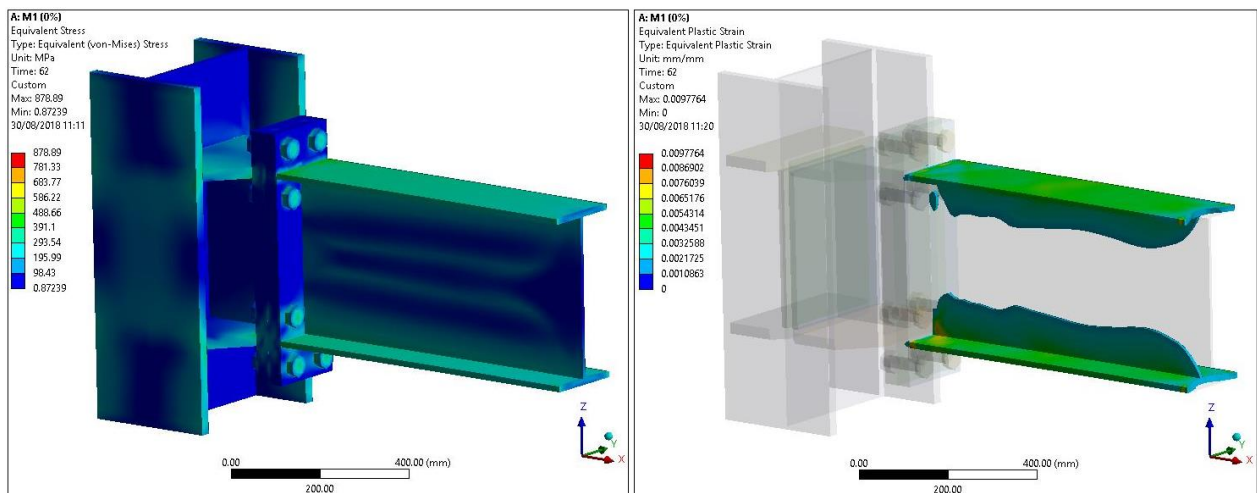


Imagen 6.12: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M1 (0%)

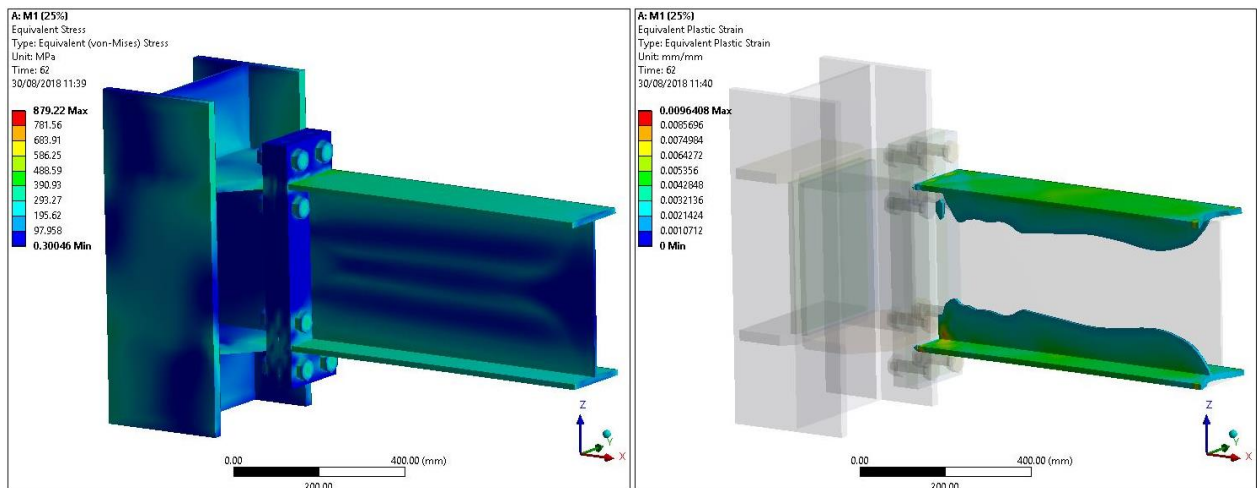


Imagen 6.13: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M1 (25%)

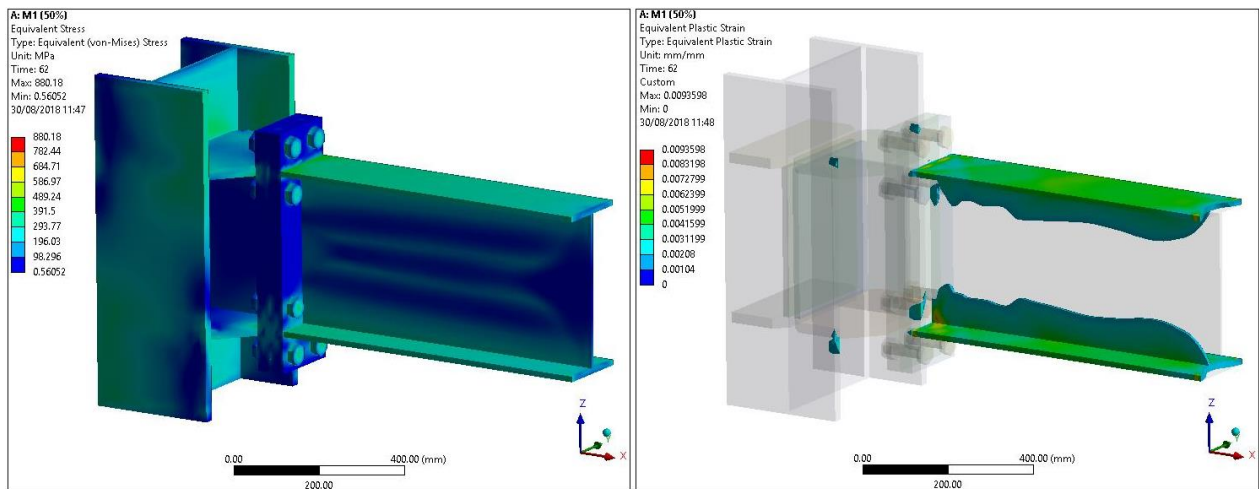


Imagen 6.14: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M1 (50%)

Al analizar las tensiones equivalentes, es posible apreciar que en primera instancia se produce una concentración de tensiones a nivel de las alas de la viga en la zona cercana a la unión entre la viga con la End-Plate, en donde se supera la tensión de fluencia del acero de la viga. Además, en las etapas finales de aplicación del protocolo de carga se observan pequeñas concentraciones de tensiones en las esquinas de las placas de continuidad, en la zona de unión con la placa soldada. Conforme aumenta la carga axial sobre la columna, se producen concentraciones de tensiones en el ala de columna, en la zona de contacto con las placas de continuidad.

Respecto a las deformaciones plásticas, solamente la viga incursiona en rango inelástico, en la zona cercana a la interfaz entre viga y End-Plate al alcanzar entre un 2% y 3% de deriva. Sin embargo, para un nivel de carga axial del 50% se aprecian plastificaciones locales en las alas de las columnas, en la zona de unión con las placas de continuidad. No se observan plastificaciones en otros elementos de la conexión, los cuales se mantienen en todo momento en rango elástico para los diferentes niveles de carga axial observados.

- **Modelo M2:**

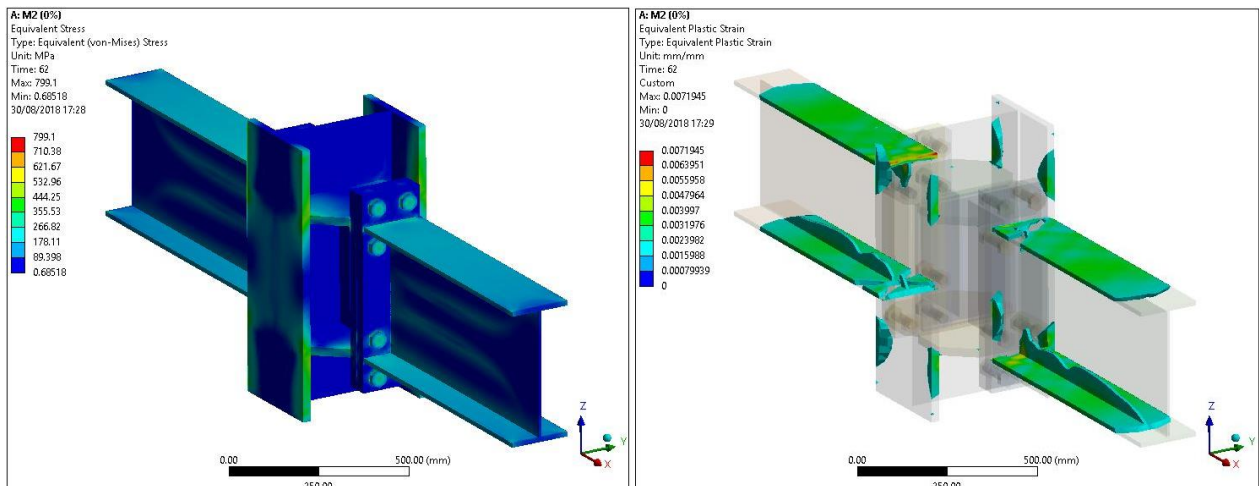


Imagen 6.15: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M2 (0%)

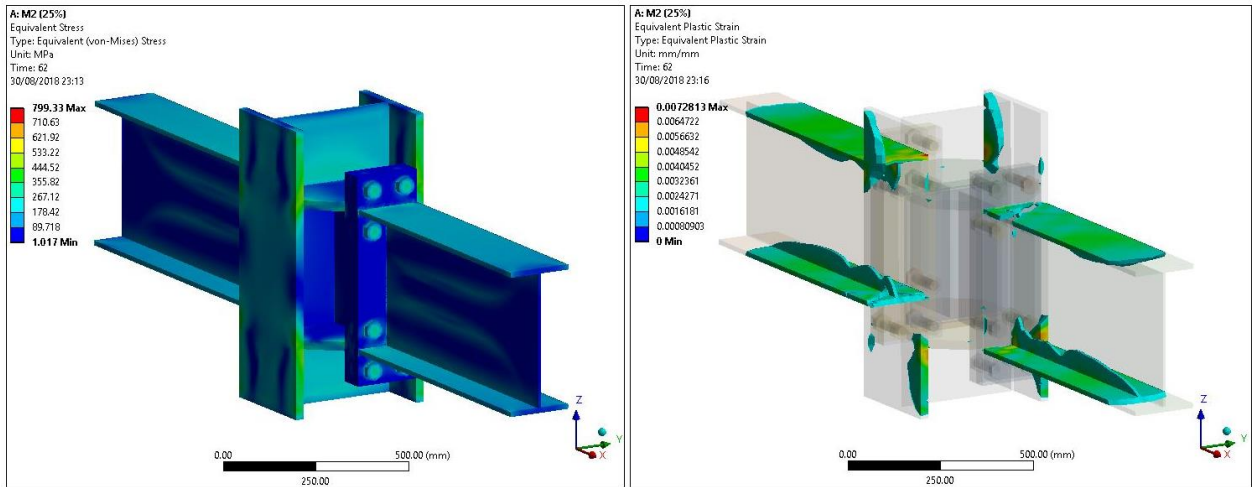


Imagen 6.16: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M2 (25%)

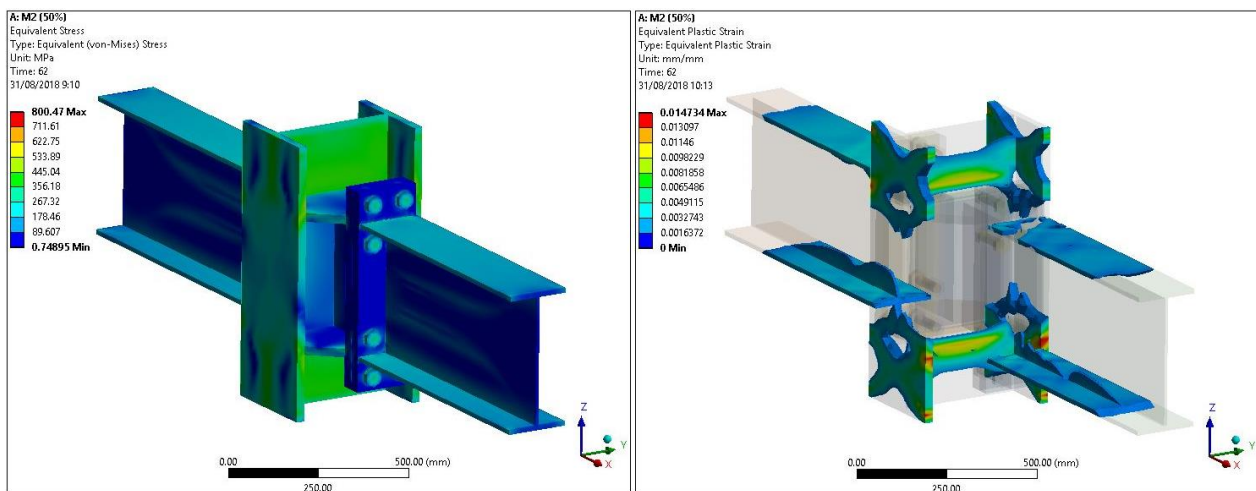


Imagen 6.17: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M2 (50%)

A diferencia del modelo anterior, al disponer de 2 vigas conectadas a la columna por el eje débil la concentración de tensiones no se produce sólo a nivel de vigas sino también a nivel local en las alas de la columna.

Esto lleva a que también la columna incurriere en rango inelástico una vez ocurrida la plastificación de las vigas, específicamente en las zonas aledañas a la ubicación de las placas de continuidad, y a medida que se incrementa la carga axial sobre la columna la plastificación se extiende desde las alas hacia el alma.

Es importante notar que para un nivel de carga axial del 25% tanto las vigas como las alas de la columna en la zona de unión con las placas de continuidad incurrieron en rango plástico al mismo tiempo, mientras que para una carga del 50% la columna es el primer elemento que incurrió en rango plástico al llegar a un nivel de deriva cercano al 3%. Sin embargo, la zona de la columna donde están ubicadas las planchas adosadas no incurrió en rango inelástico.

- **Modelo M3:**

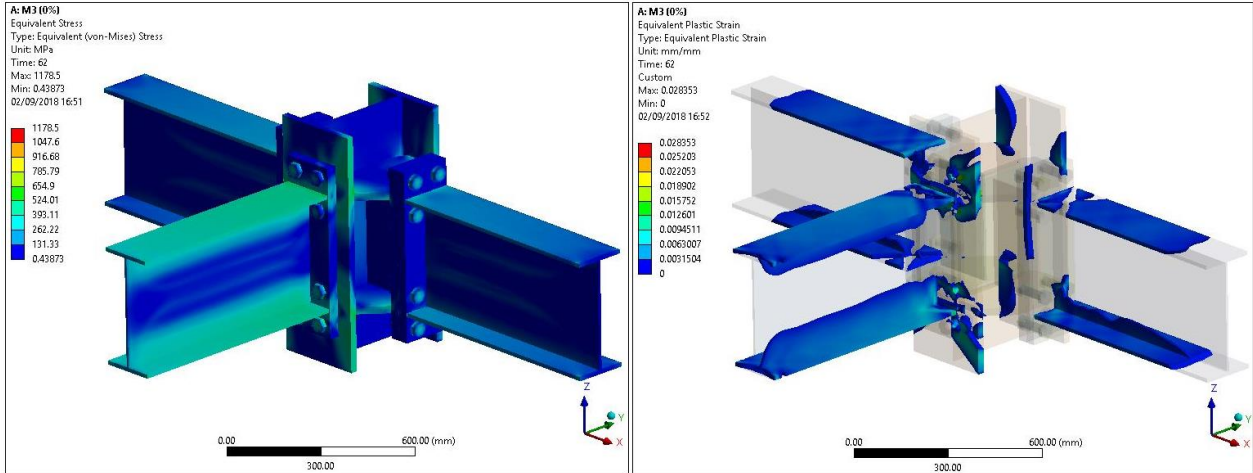


Imagen 6.18: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M3 (0%)

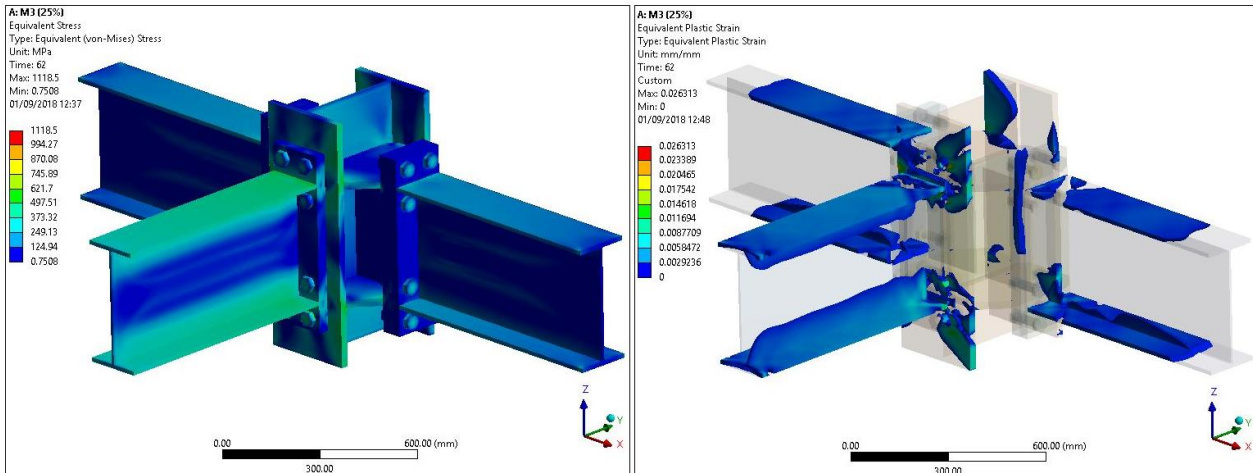


Imagen 6.19: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M3 (25%)

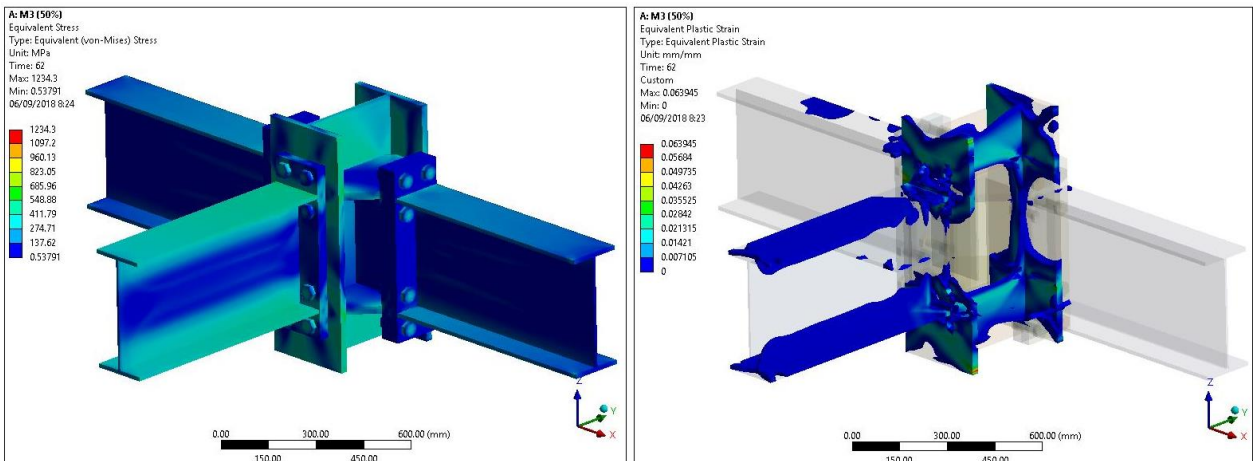


Imagen 6.20: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M3 (50%)

En esta configuración, se observan zonas de concentración de tensiones en las alas de la viga por eje fuerte, alas de vigas por eje débil y en la columna, en la zona de unión entre la End-Plate y la columna. De estos elementos, el primero en alcanzar el rango plástico es la viga que llega por eje fuerte (Viga Sur) y posteriormente lo hacen las vigas por eje débil (Este y Oeste).

El primer elemento que incursiona en rango inelástico es la viga Sur al alcanzar un 2% de deriva. Sin embargo, cuando se alcanza una deriva del 3% se manifiestan plastificaciones locales en las alas de la columna y posteriormente lo hacen las vigas Este y Oeste. Producto de esto, al llegar a un 4% de deriva, también se observa plastificación en pernos ubicados en la fila superior de la placa que conecta la columna con la viga Sur, como se muestra en la Imagen 6.21. Esto, junto con la plastificación de las alas de la columna, puede ser la causa de que la conexión End-Plate en la viga Sur pierda rigidez en comparación al caso cuando se conecta sólo una viga por eje fuerte.

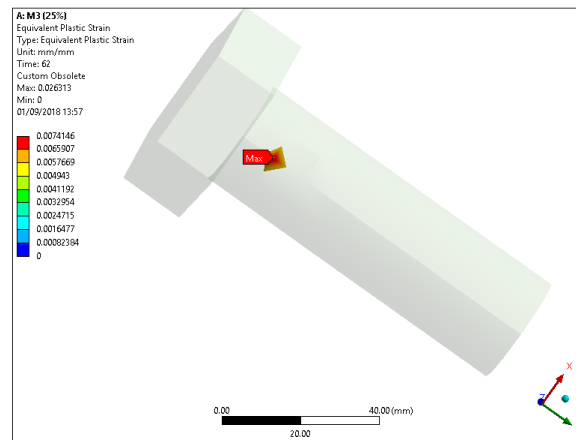


Imagen 6.21: Plastificación de pernos en viga Sur, modelo M3

Por otra parte, a medida que se incrementa la carga axial sobre la columna se observa el mismo fenómeno pero con una mayor incursión de la columna en el rango plástico y del borde de las placas de continuidad en contacto con las alas de la columna. Notar que para los diferentes niveles de carga axial, y al igual como ocurre en los modelos previos, la zona de la columna donde están ubicadas las planchas adosadas se mantiene en rango elástico.

- **Modelo M4:**

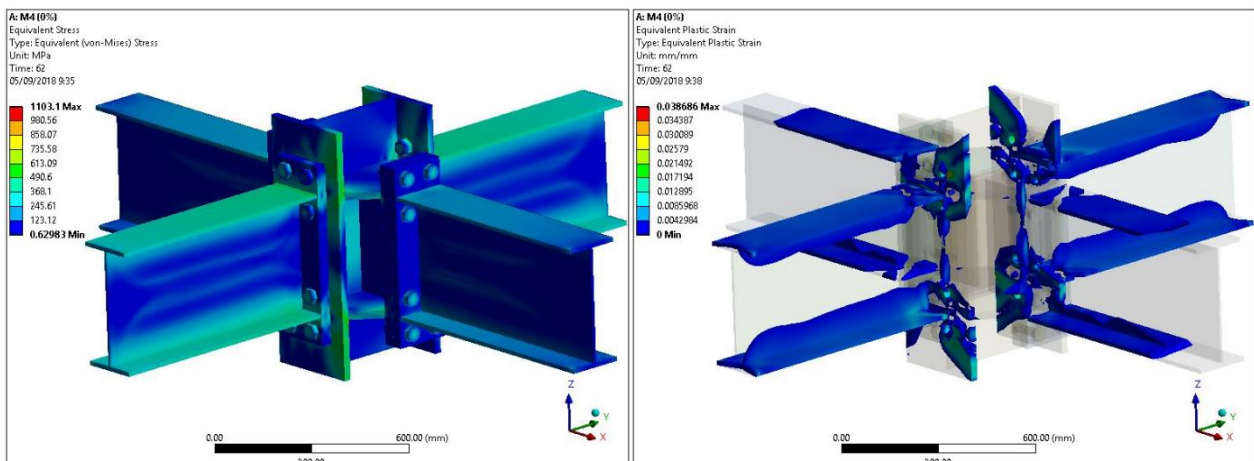


Imagen 6.22: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M4 (0%)

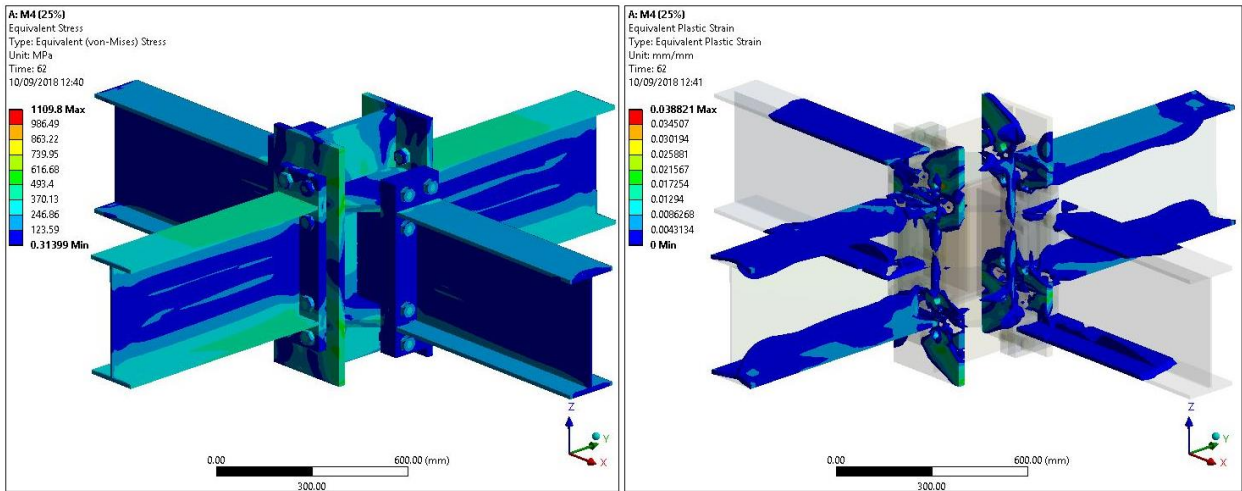


Imagen 6.23: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M4 (25%)

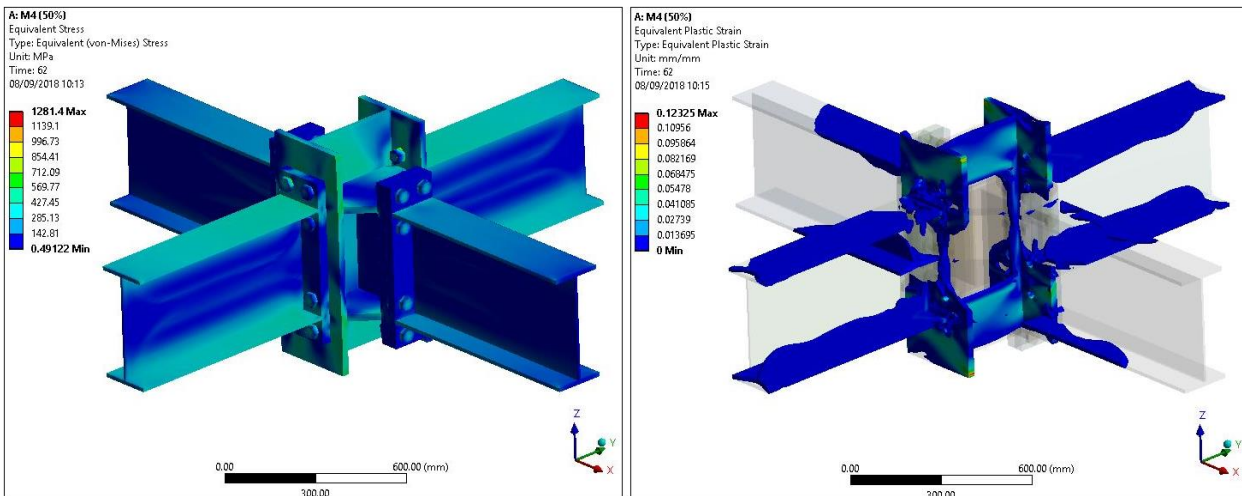


Imagen 6.24: Distribución de tensiones y deformaciones plásticas en modelo M4 (50%)

En términos de concentración de tensiones y deformaciones plásticas, se aprecia el mismo fenómeno que ocurre en el modelo M3 pero con una mayor incursión de la columna en rango inelástico a medida que aumenta el nivel de carga axial. Las placas de continuidad también manifiestan plastificaciones locales en las zonas de unión con la columna y plancha soldada. Además, para un 50% de carga axial, tanto la columna como las vigas Sur y Norte incursionan en rango plástico casi al mismo tiempo al llegar a un 2% de deriva. Nuevamente la zona panel de la columna se mantiene en rango elástico y no presenta plastificaciones. Esto último se puede apreciar en la Imagen 6.25.

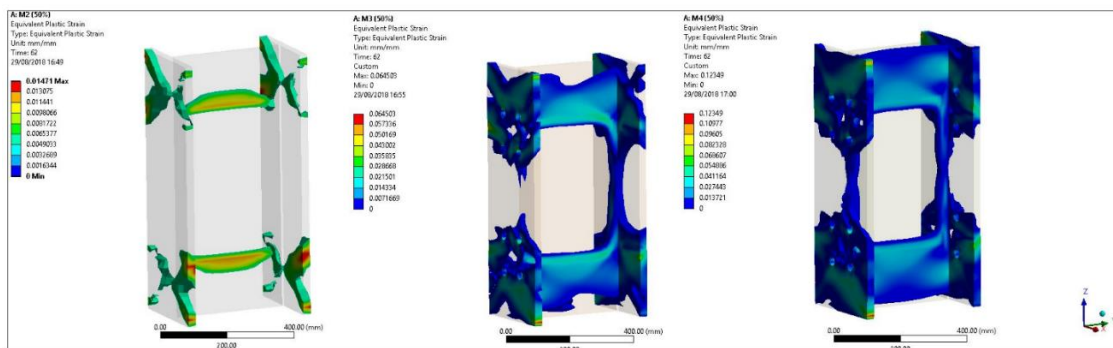


Imagen 6.25: Plastificación de columna modelos M2, M3 y M4, 50% de carga axial

A modo de resumen, la Tabla 6.1 indica cuáles son los elementos de la conexión que incursionan en rango inelástico en cada modelo analizado.

Tabla 6.1: Identificación de elementos que incursionan en rango plástico según modelos analizados

Elemento	M1			M2			M3			M4		
	0%	25%	50%	0%	25%	50%	0%	25%	50%	0%	25%	50%
Vigas E y O	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Vigas S y N	-	-	-	-	-	-	X	X	X	X	X	X
Columna	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
End-Plates	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planchas soldadas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Placas de continuidad	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-	-	X
Rigidizador	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Planchas adosadas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pernos vigas E y O	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pernos vigas S y N	-	-	-	-	-	-	X	X	X	X	X	X

De este análisis se infiere que a medida que aumenta el número de columnas que llegan al nudo junto con el nivel de carga axial, aumenta la cantidad de elementos que incursionan en rango inelástico y los niveles de deformaciones plásticas que estos experimentan.

### 6.3. Desempeño Sísmico de Conexión

La evaluación del desempeño sísmico de la conexión propuesta conlleva la evaluación de parámetros como la rigidez del sistema, energía disipada y amortiguamiento. Para ello, es necesario condensar las respuestas de cada modelo analizado a un sistema equivalente para poder comparar las respuestas entre estos.

Dado que no hay un método directo que permita condensar la respuesta para este tipo de conexiones, se adaptará un modelo de condensación implementado por Yang et al. (2016) en uniones entre vigas y columnas tubulares. La explicación o formulación del método estará basada en el desarrollo hecho por Gallegos (2017).

#### 6.3.1. Método de Condensación de Resultados Numéricos

El método propone que la relación fuerza – desplazamiento ( $F - \delta$ ) de los extremos de las vigas que se conectan a la columna se pueden expresar de forma equivalente como una fuerza de corte por piso en función del desplazamiento de la columna ( $V_c - \Delta$ ).

Este corte por piso, o fuerza horizontal equivalente, se obtiene por medio de equilibrio de momentos respecto a la base de la columna mientras que el desplazamiento equivalente en el punto de aplicación de la fuerza de corte se calcula al aplicar el principio de conservación de energía.

Para la implementación del método se tomará el sistema referencial indicado en la Imágenes 6.26, 6.27 y 6.28.

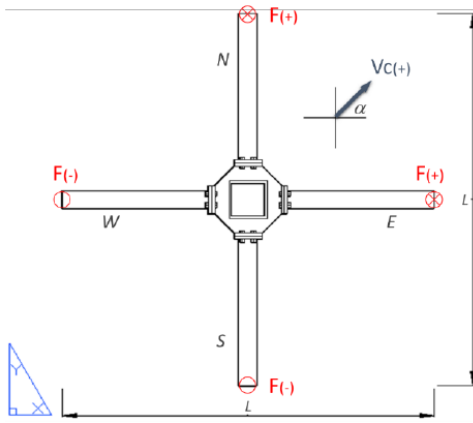


Imagen 6.26: Vista en planta de referencia para conversión en respuesta equivalente (Gallegos, 2017)

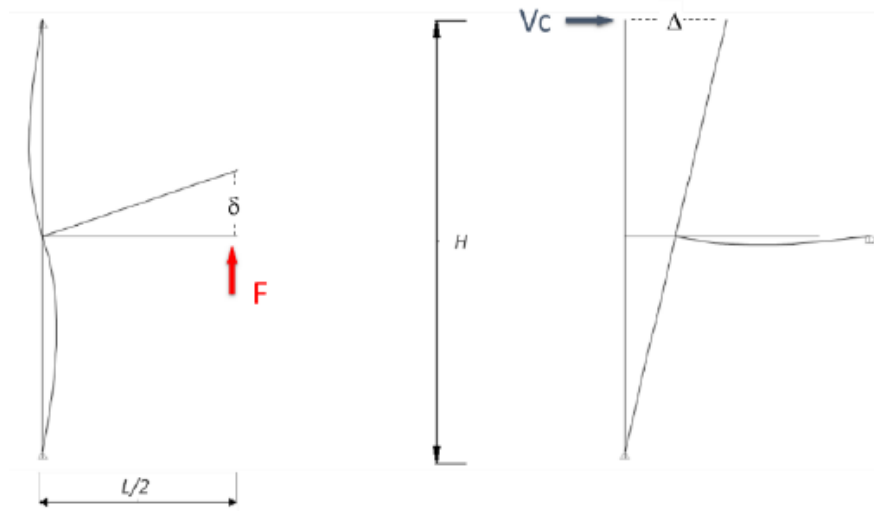


Imagen 6.27: Conversión de sistema inicial a equivalente en modelo M1 (Gallegos, 2017)

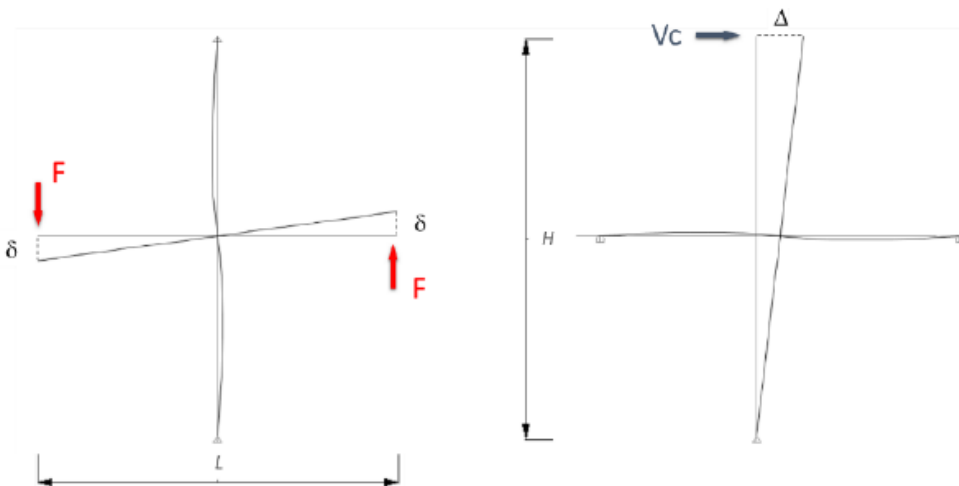


Imagen 6.28: Conversión de sistema inicial a equivalente en modelos M2, M3 y M4 (Gallegos, 2017)



Según estas referencias:

- $\alpha$  [°] corresponde a la dirección del corte por piso respecto a la viga Este.
- $F$  [kN] es la fuerza de reacción en el extremo libre de la viga en el sistema inicial.
- $\delta$  [m] es la deflexión vertical de la viga en el punto de ubicación del actuador en el sistema inicial.
- $V_c$  [kN] es el corte por piso aplicado en el extremo superior de la columna en el sistema equivalente.
- $\Delta$  [m] es el desplazamiento en el punto de aplicación del corte por piso en el sistema equivalente.

A continuación, la Tabla 6.2 entrega los valores de  $V_c$  y  $\Delta$  para cada modelo. Cabe destacar que la adaptación se hace principalmente en los modelos M3 y M4 puesto que las reacciones en las vigas por eje débil son diferentes a aquellas por el eje fuerte de la columna, por lo que para poder implementar el método se consideró que la fuerza por eje débil corresponde a un porcentaje o fracción de la reacción de las vigas por eje fuerte.

Tabla 6.2: Corte por piso y desplazamientos en sistema equivalente

Modelo	$\alpha$ [°]	$V_c$ [kN]	$\Delta$ [m]
M1	0	$\frac{1}{2} * \frac{L}{H} * F$	$2 * \frac{H}{L} * \delta$
M2	0	$\frac{L}{H} * F$	$\frac{H}{L} * (2 * \delta)$
M3	26.6	$\left(\frac{L}{H} * F\right) * \sqrt{a^2 + \frac{1}{4}}$	$\Delta = \frac{(2 * a + 1)}{\sqrt{a^2 + \frac{1}{4}}} * \frac{H}{L} * \delta$
M4	45	$\left(\frac{L}{H} * F\right) * \sqrt{a^2 + 1}$	$\Delta = \frac{(2 * a + 2)}{\sqrt{a^2 + 1}} * \frac{H}{L} * \delta$

Donde:

- $L = 7$  [m]
- $H = 4$  [m]
- $a = F_{ed}/F_{ef} = 0.74$  es un valor promedio al calcular el cociente entre la forzante por eje débil ( $F_{ed}$ ) y la forzante por eje fuerte ( $F_{ef}$ ) en los modelos de una sola viga.
- $F$  [kN] es la forzante en las vigas por eje débil (Modelos M1 y M2) y por eje fuerte (Modelos M3 y M4) según sea el caso.

El detalle del desarrollo de estas expresiones de cálculo se adjunta en el Anexo D.

### 6.3.2. Histéresis Equivalente del Sistema

A continuación, las Imágenes 6.29 a la 6.32 muestran las curvas de histéresis fuerza - desplazamiento para cada sistema equivalente. Estos resultados fueron obtenidos a partir del método de condensación indicado en la sección anterior.

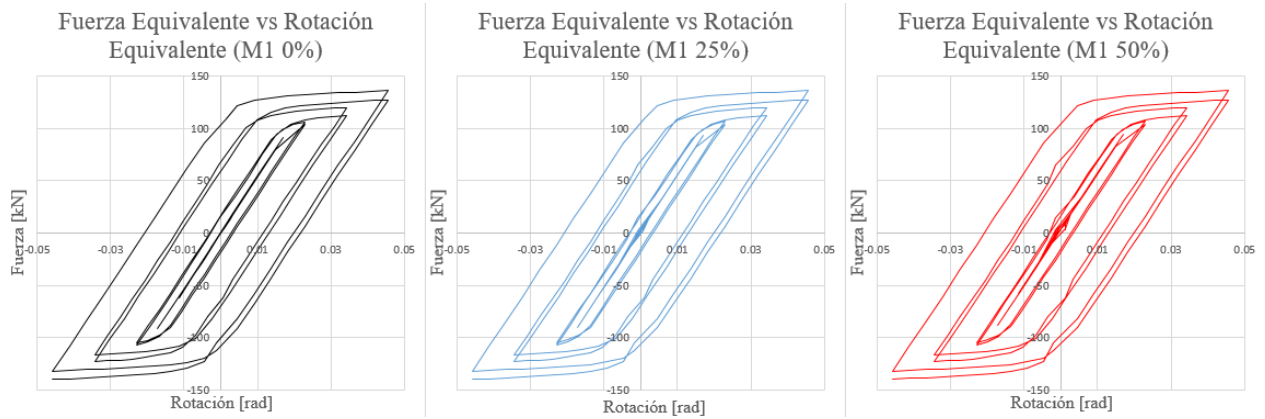


Imagen 6.29: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M1

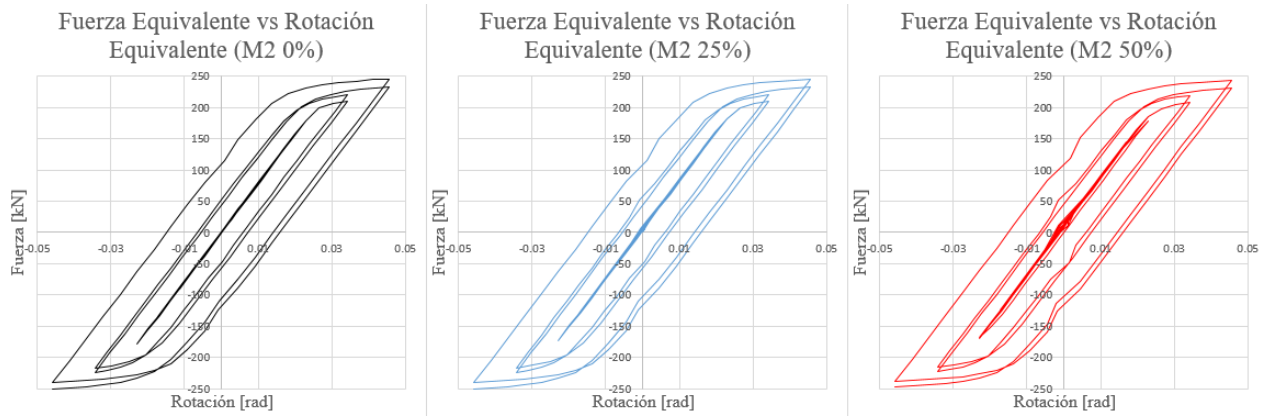


Imagen 6.30: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M2

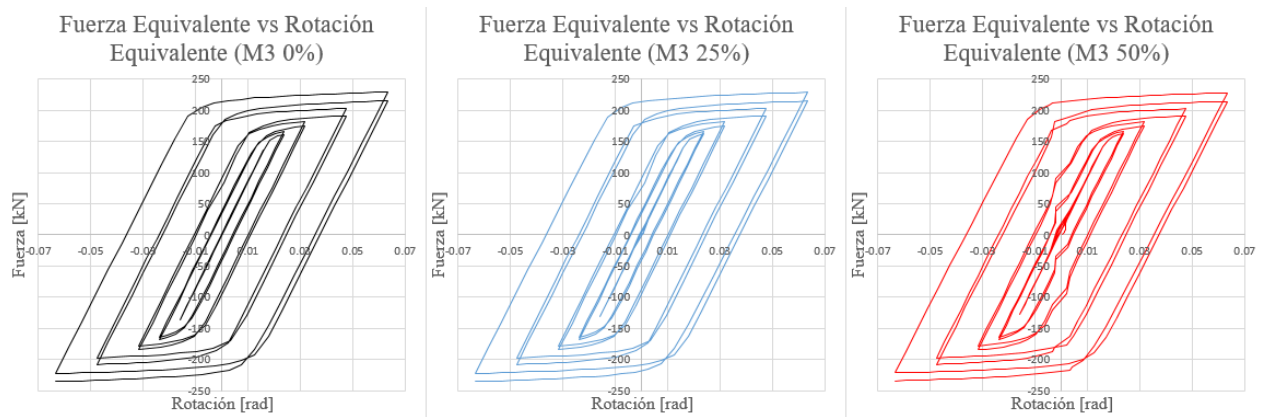


Imagen 6.31: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M3

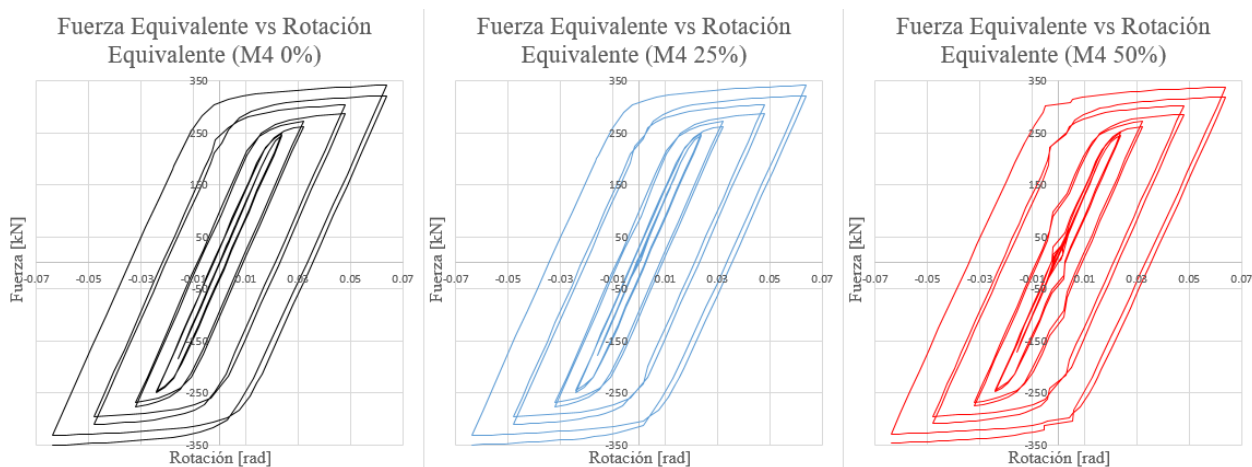


Imagen 6.32: Curvas de histéresis fuerza equivalente vs rotación equivalente para modelo M4

Al observar estas curvas, se aprecia que a medida que se alcanzan derivas más altas el sistema comienza a experimentar una pérdida de rigidez producto de la plastificación que experimentan las vigas de la conexión. Además, se observa que a mayor cantidad de vigas que concurren al nudo, mayores son los niveles de derivas equivalentes alcanzadas y los peaks de resistencia.

En las siguientes secciones, se procede a analizar con mayor detalle las curvas de histéresis equivalentes obtenidas mediante el procedimiento descrito.

### 6.3.3. Variación de Rigidez Tangente y Secante de la Conexión

Una forma de analizar las curvas de histéresis equivalentes momento – rotación obtenidas es mediante el análisis de la variación de la rigidez de la conexión, es decir, ver cómo ésta se va degradando a medida que se alcanza una mayor incursión en el rango inelástico.

Para ello, hay que tomar en cuenta que hay 3 tipos de rigidez que pueden ser analizadas. En efecto:

- La rigidez inicial del sistema ( $K_o$ ) corresponde a la pendiente de la recta en el tramo previo a la primera señal de comportamiento no-lineal de la conexión.
- Por otra parte, la rigidez tangente o de descarga ( $K_t$ ) se define como la pendiente del tramo elástico en cada nivel de rotación.
- Finalmente, la rigidez secante ( $K_s$ ) es la pendiente de la recta que une el origen de referencia con la máxima fuerza o máximo momento (Según la curva de histéresis analizada) en cada ciclo de rotación.

Esto puede apreciarse con más claridad en la Imagen 6.33.

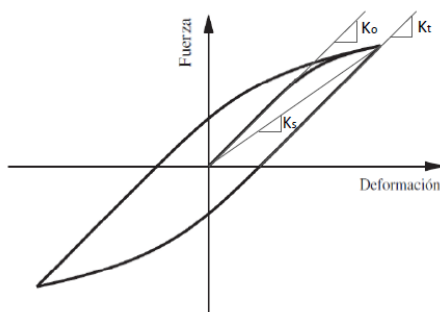


Imagen 6.33: Definición de rigidez inicial, tangente y secante (Gallegos, 2017)

De acuerdo a estas definiciones, las Imágenes 6.34 y 6.35 presentan cómo varían la rigidez tangente y secante en función de la rotación en cada modelo condensado. Estos valores se encuentran normalizados por la rigidez inicial del sistema.

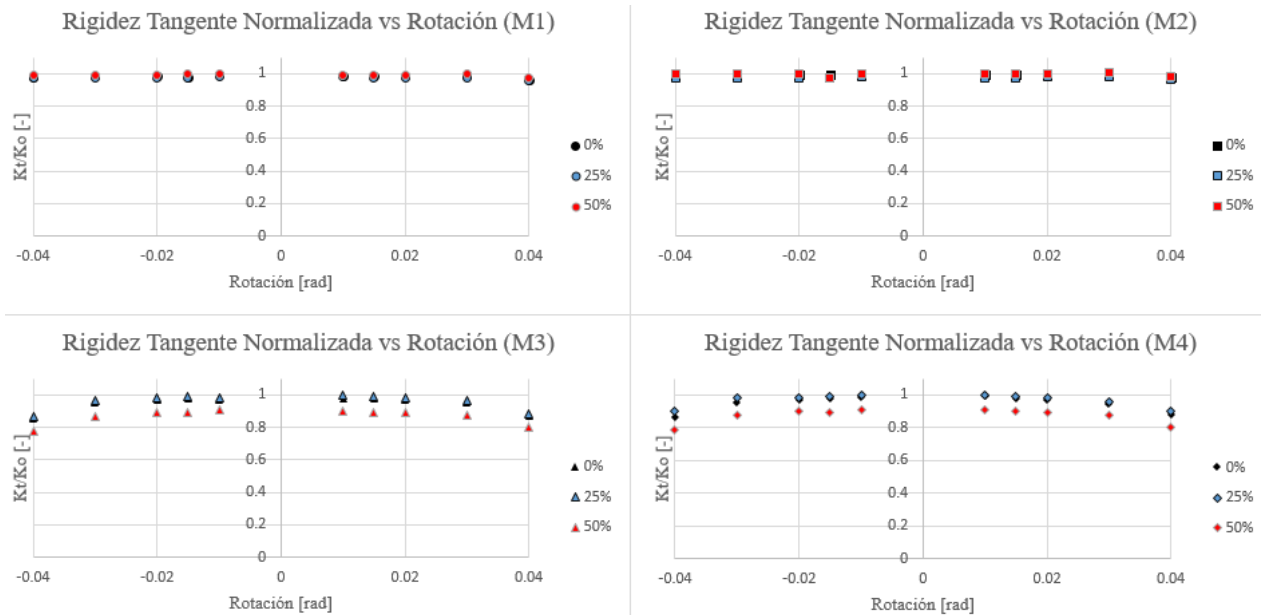


Imagen 6.34: Rigidez tangente normalizada vs rotación para cada modelo condensado

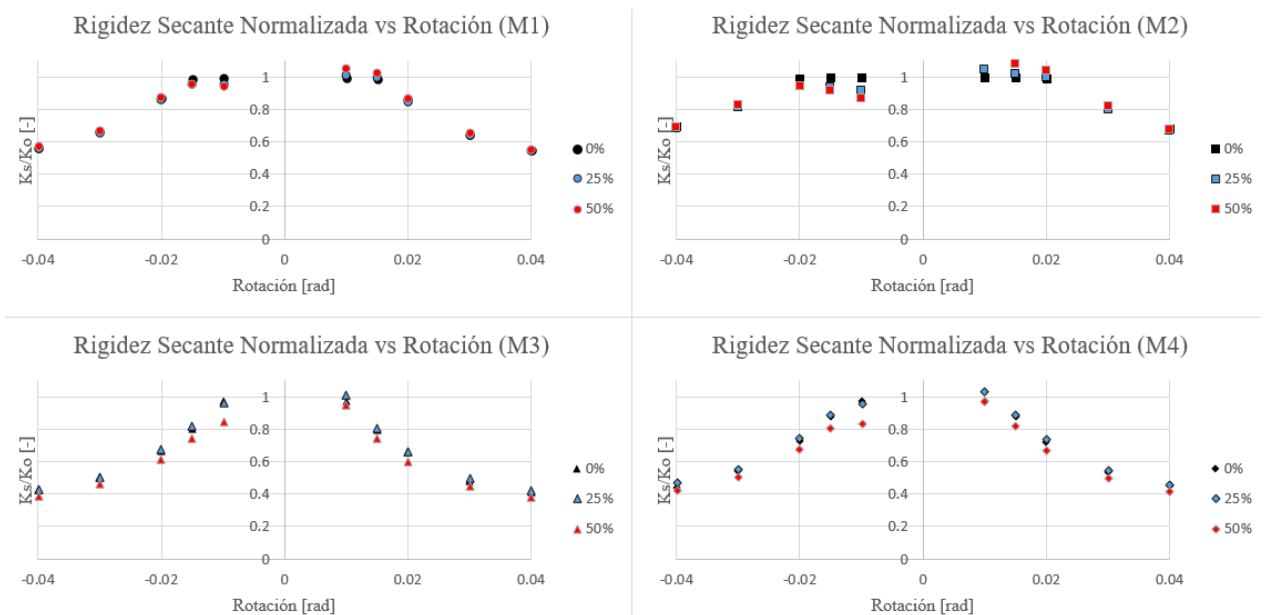


Imagen 6.35: Rigidez secante normalizada vs rotación para cada modelo condensado

Los resultados indican que la rigidez tangente de cada sistema se mantiene constante hasta alcanzar derivas más altas, donde se observa un decaimiento del orden de un 2% - 3% para los modelos M1 y M2 y entre un 15% - 20% para los modelos M3 y M4, respecto a la rigidez inicial de cada sistema. Además, el incremento de carga axial sólo influye en los modelos M3 y M4 porque, para un 50% de carga axial, la disminución de rigidez tangente es mayor en comparación a los casos M1 y M2 puesto que en estos casos la rigidez tangente no presenta una variación a medida que aumenta la carga axial.

Por otra parte, la rigidez secante del sistema tiende a disminuir a medida que se alcanzan derivas mayores. Para los modelos M1 y M2 la degradación inicia antes de alcanzar un 3% de deriva, mientras que en los modelos M3 y M4 la pérdida de rigidez se manifiesta al llegar a un 2% de deriva equivalente. Esto es consistente con los instantes en que se observan las primeras incursiones de los modelos en rango plástico.

#### 6.3.4. Estimación de Energía Disipada y Amortiguamiento

Ante eventos sísmicos, una forma en que la estructura disipa energía es mediante la incursión en rango inelástico de partes específicas de esta. En el caso de sistemas estructurales compuestos por marcos a momento, se espera que las rótulas plásticas se generen en las vigas y en la base de las columnas.

De acuerdo a esto, es posible definir 2 categorías de energía en sistemas estructurales, las cuáles se encuentran esquematizadas en la Imagen 6.36:

- La energía disipada ( $E_D$ ) corresponde al área delimitada por un ciclo histerético al punto donde se alcanza la mayor fuerza para una rotación determinada.
- La energía de deformación elástica ( $E_{SO}$ ) es el área bajo la curva que une el punto de máxima fuerza registrada con el origen de referencia para cada nivel de deriva analizada.

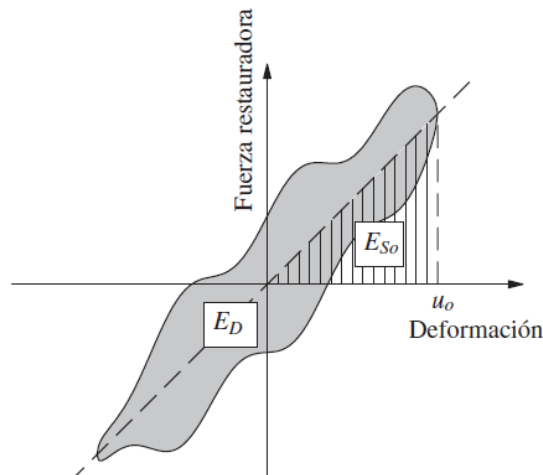


Imagen 6.36: Esquema de energía de deformación elástica y energía disipada (Chopra, 2014)

Al calcular la energía disipada en cada modelo para los niveles de carga axial considerados, se obtienen los resultados presentados en las Imágenes 6.37 y 6.38, las cuales corresponden a la energía disipada por ciclo para cada nivel rotación y a la energía disipada acumulada por nivel de deriva respectivamente.

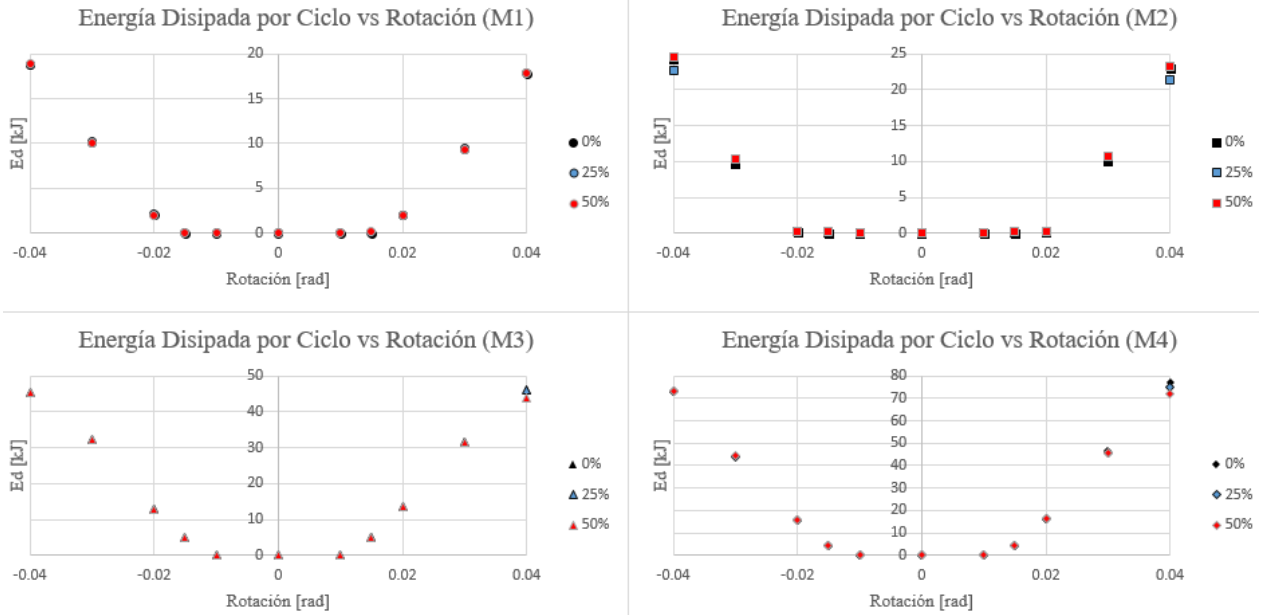


Imagen 6.37: Energía disipada por ciclo para cada modelo

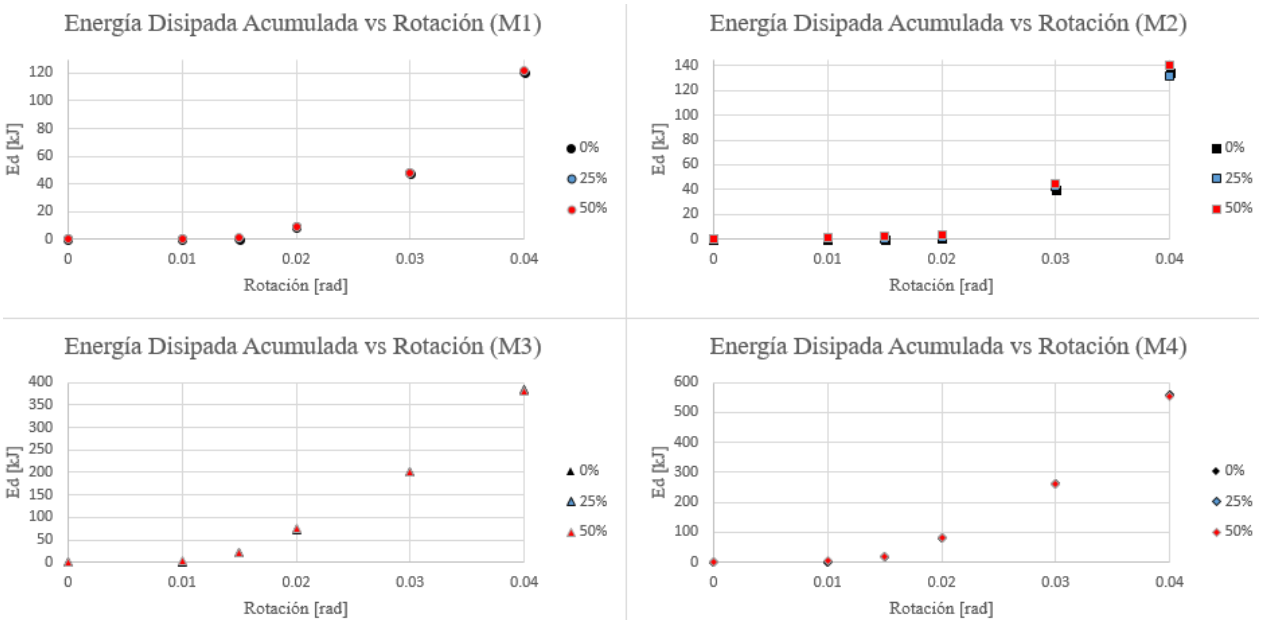


Imagen 6.38: Energía disipada acumulada para cada modelo

Finalmente, conocida la energía disipada y la energía de deformación elástica por cada ciclo de rotación equivalente en los casos estudiados, es posible determinar la razón de amortiguamiento viscoso equivalente del sistema. De acuerdo a lo planteado por Chopra (2014), dicha razón de amortiguamiento es equivalente al efecto combinado de todos los mecanismos de amortiguamiento presentes en la estructura real y se calcula según la ecuación (6-5).

$$\beta = \frac{1}{4 * \pi} * \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (6-5)$$

A continuación, la Imagen 6.39 muestra las razones de amortiguamiento equivalente en cada modelo analizado.

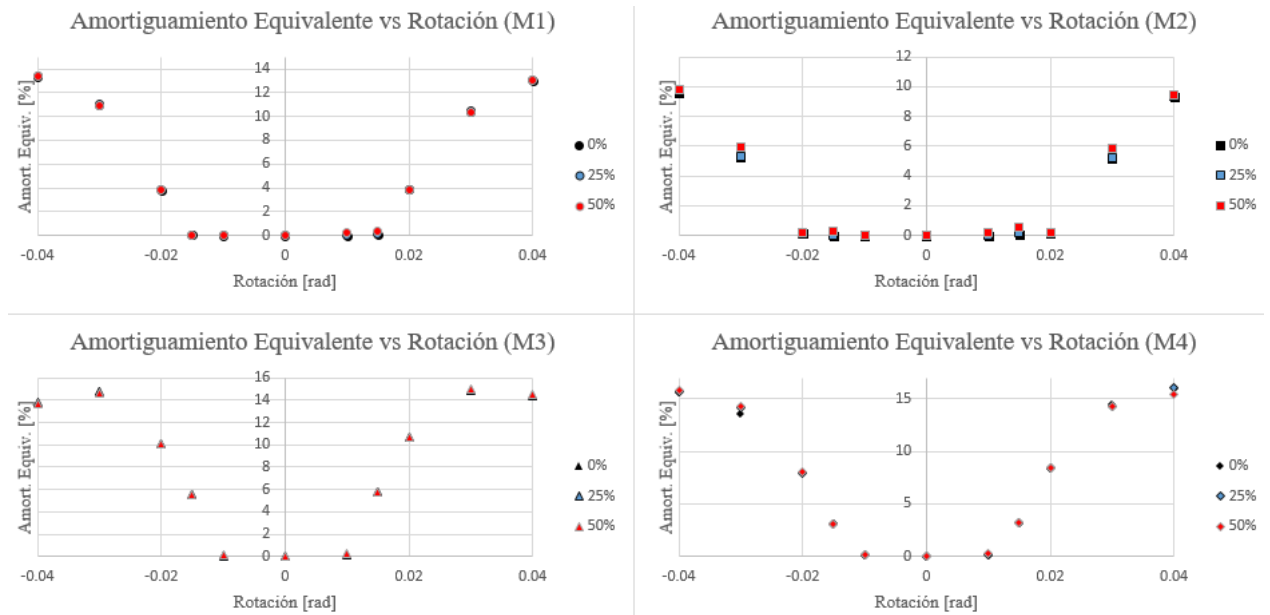


Imagen 6.39: Amortiguamiento equivalente para cada modelo condensado

A partir de las Imágenes 6.37 y 6.38 es posible observar que a medida que aumenta el número de vigas en la zona de la conexión se incrementa la cantidad de energía disipada en cada ciclo histerético equivalente, lo que lleva a que la energía disipada acumulada para cada nivel de deriva también sea mayor. Además, el incremento de la carga axial sólo tiene efecto en los modelos M1 y M2 puesto que a mayor nivel de carga mayor es la energía disipada total, mientras que para el resto de los modelos la energía disipada acumulada se mantiene relativamente constante independiente del nivel de carga axial aplicada.

Por otra parte, al analizar la Imagen 6.39, esta misma tendencia se observa en el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema. En efecto, conforme se incrementa el número de vigas también lo hace la razón de amortiguamiento alcanzada, excepto para el caso M2 donde hay una disminución del amortiguamiento en comparación con el caso M1. Al igual que en el análisis de la energía disipada, el nivel de carga axial sólo influye en el modelo M1 y en el modelo M2 cuando se alcanzan altas derivas. Un detalle importante es que los valores de amortiguamiento son los esperados debido a que, en estructuras de acero, en general se observan niveles entre un 2% y un 5%, lo cual coincide con lo registrado antes de que la conexión incurriera en rango inelástico.

Estos resultados son consistentes con las curvas de histéresis equivalentes obtenidas, puesto que a mayores rotaciones alcanzadas es mayor la cantidad de energía disipada del sistema y las razones de amortiguamiento.

### 6.3.5. Resumen de Resultados Obtenidos

Finalizadas las observaciones de cada parámetro analizado, la Tabla 6.3 muestra un resumen con los principales resultados obtenidos a partir del estudio numérico, mientras que las Imágenes 6.40 a la 6.44 presentan una compilación de los parámetros analizados en esta sección.

Notar que las cifras indicadas en la Tabla 6.3 corresponden a promedios en el caso de las rigideces analizadas mientras que en el caso de la energía acumulada total y amortiguamiento se presentan los máximos valores registrados.

Con estos valores es posible apreciar que hay una mayor incursión en rango inelástico en los modelos de 3 y 4 vigas respecto a los modelos de 1 y 2 vigas, al comparar la variación entre la rigidez inicial y la de descarga y la variación entre rigidez de descarga y secante. También se observa esta incursión en la medida que aumenta la energía disipada y los niveles de amortiguamiento, conforme aumentan las vigas concurrentes a la zona de unión en la columna.

Tabla 6.3: Resumen de resultados obtenidos a partir de modelos condensados

Modelo	Carga Axial	$K_o$ [kN*m/rad]	$K_t$ Prom [kN*m/rad]	$K_s$ Prom [kN*m/rad]	$E_D$ Total [kJ]	$\beta$ [%]
M1	0%	18966	18736.13	16691.86	120.87	13.20
	25%	19127	18725.88	16683.96	121.05	13.18
	50%	18856	18525.38	16682.13	121.60	13.25
M2	0%	27574	27381.00	25769.20	134.47	14.24
	25%	27978	27370.00	25757.11	131.07	13.71
	50%	27409	27210.88	25714.58	137.02	14.65
M3	0%	30573	29402.00	24111.07	382.53	14.04
	25%	30133	29383.63	24108.34	383.72	14.09
	50%	33229	29017.13	24084.37	380.75	13.86
M4	0%	41331	39905.19	33742.36	561.75	15.81
	25%	40758	40016.88	33849.79	556.66	15.85
	50%	44794	39378.19	33798.84	552.92	15.58

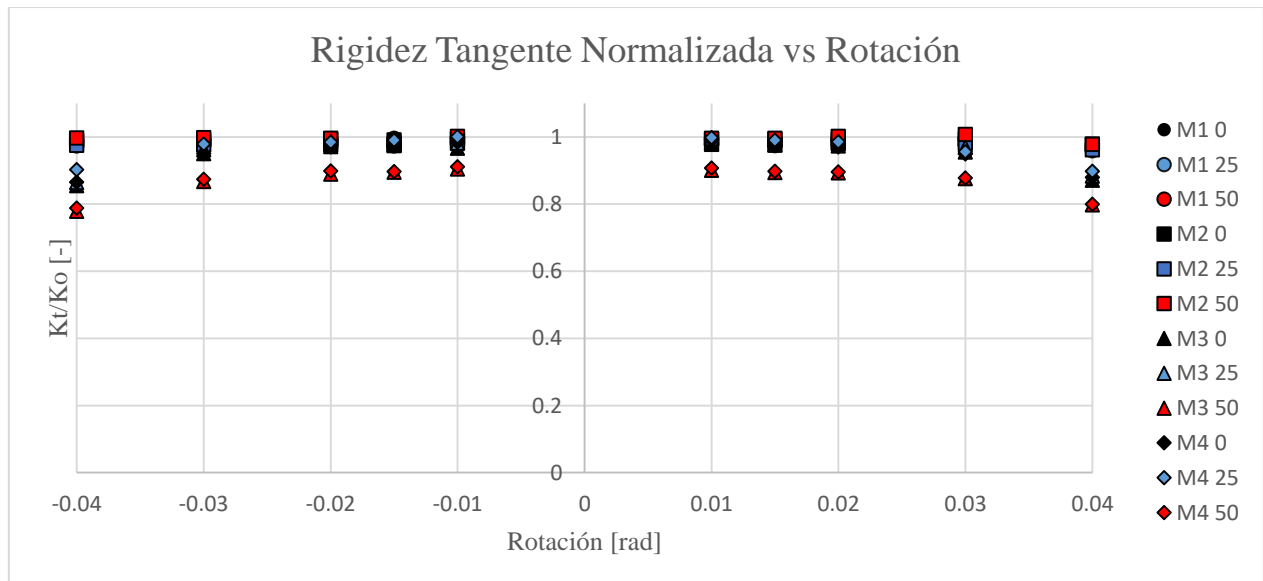


Imagen 6.40: Compilación de resultados para rigidez tangente normalizada



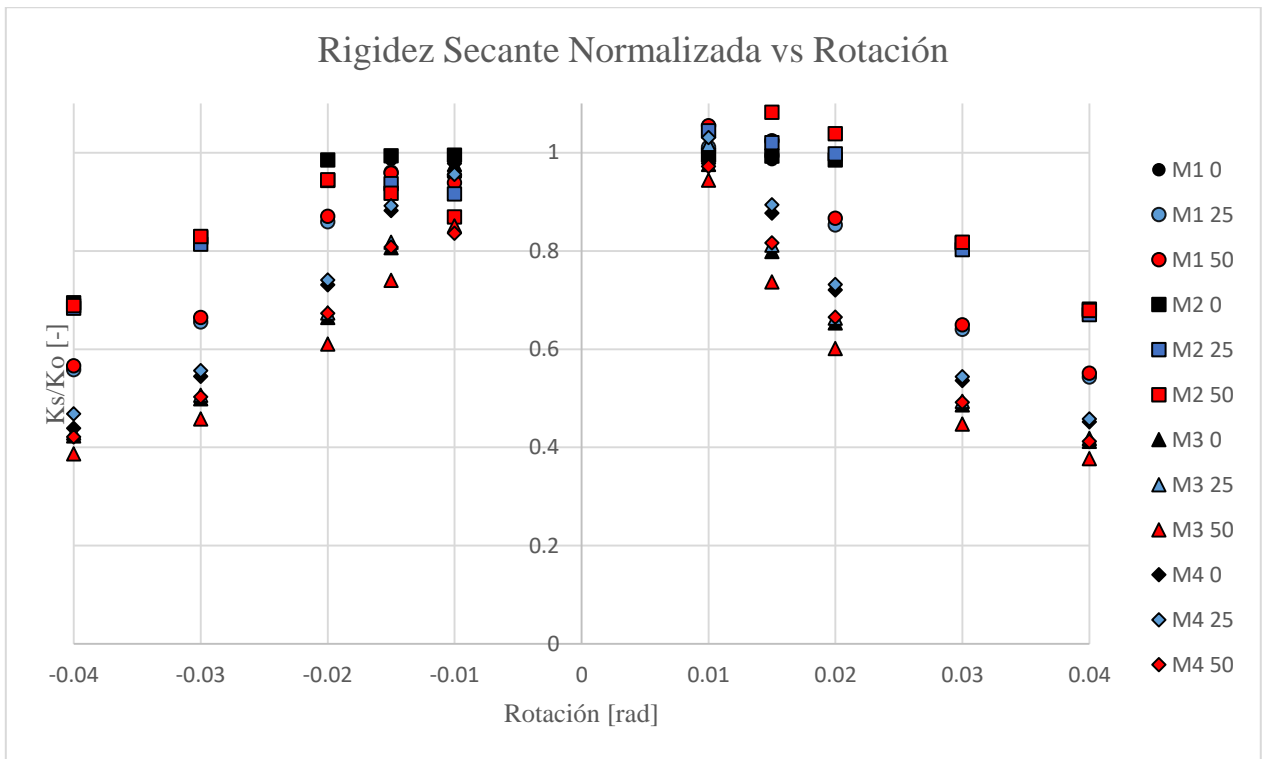


Imagen 6.41: Compilación de resultados para rigidez secante normalizada

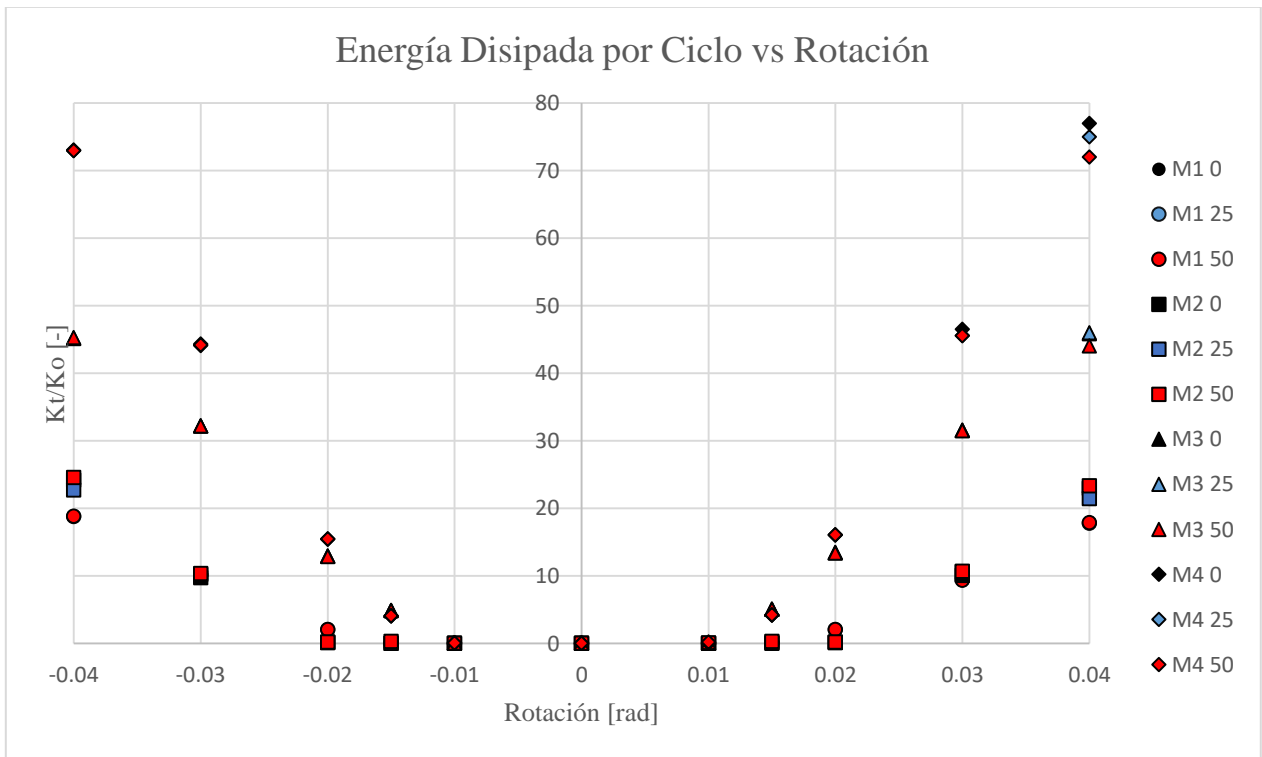


Imagen 6.42: Compilación de resultados para energía disipada por ciclo

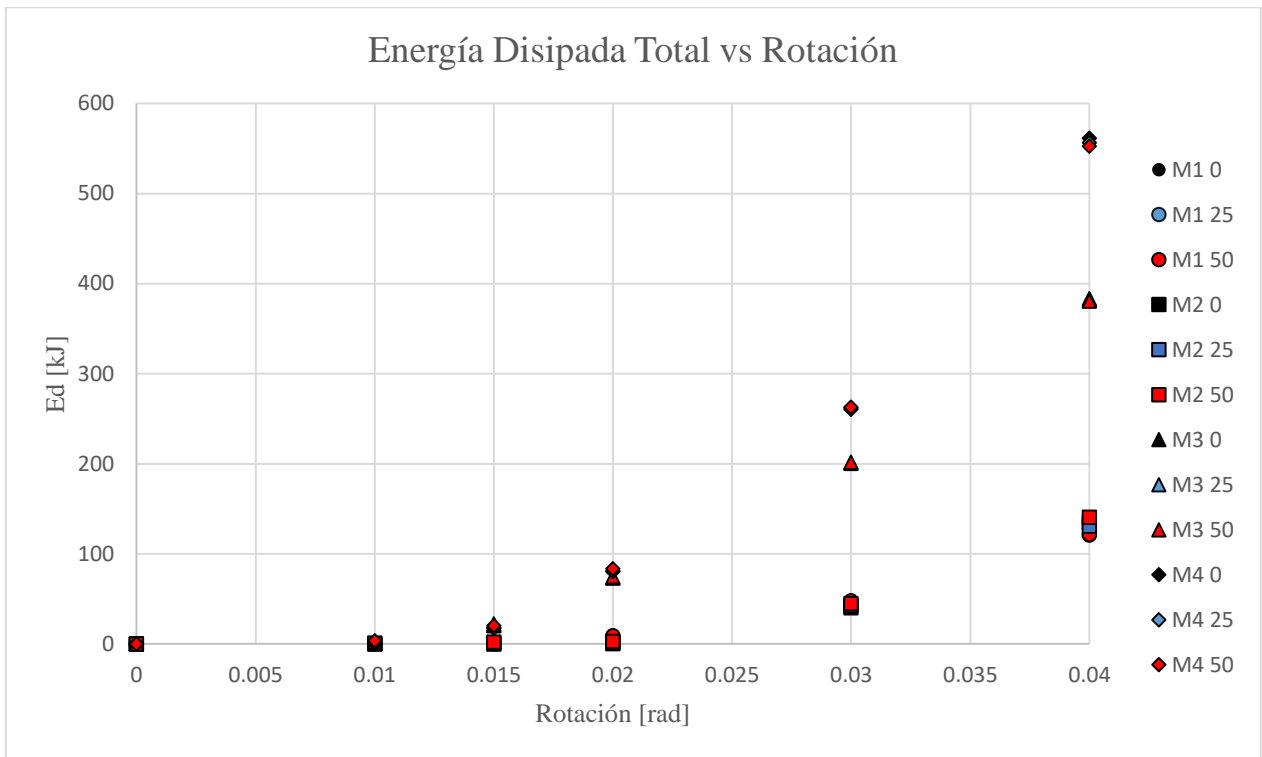


Imagen 6.43: Compilación de resultados para energía disipada acumulada total

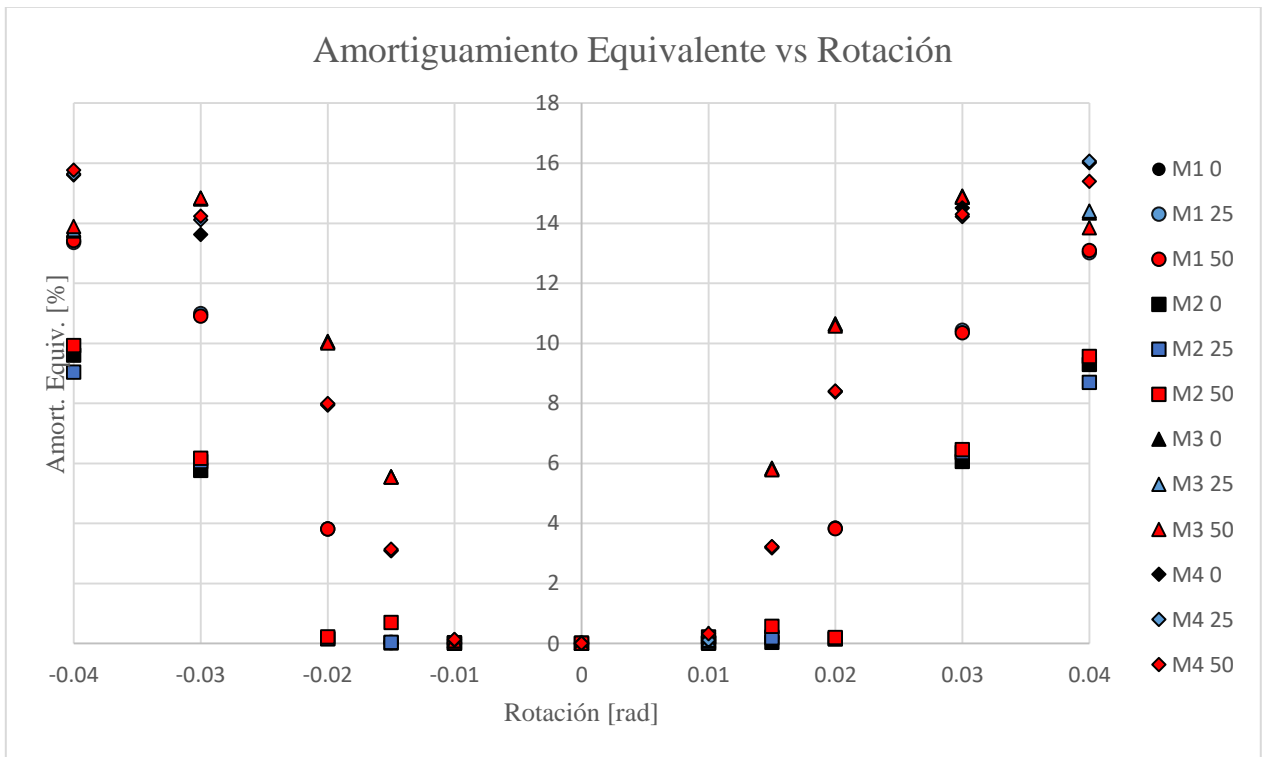


Imagen 6.44: Compilación de resultados para amortiguamiento equivalente

A partir de estos resultados, es posible establecer las conclusiones y/u observaciones finales de la presente investigación.

## Capítulo 7 – Conclusiones

Las conclusiones u observaciones finales están orientadas a los principales resultados obtenidos, las limitaciones encontradas en el desarrollo de la investigación y qué recomendaciones se pueden entregar para continuar con la línea de investigación abordada en el presente trabajo de título.

### 7.1. Observaciones Generales del Estudio Numérico

Desde el inicio de las investigaciones que han permitido mejorar el desempeño de estructuras sismo-resistentes de acero posterior a los sismos de Northridge, USA y Kobe, Japón, son pocas las investigaciones hechas respecto a conexiones a momento por el eje débil de la columna en comparación con los análisis hechos sobre uniones por eje fuerte.

Una de las conexiones propuestas para ser implementadas por eje débil es la End-Plate por la facilidad de ser montada en terreno, en cuyas primeras investigaciones sobre este tipo de uniones la placa se encontraba apernada directamente al alma de la columna, exhibiendo un comportamiento casi articulado debido a fallas de los pernos a tracción producto de fuerzas de apalancamiento.

Dichas investigaciones llevaron a que los códigos de diseño vigentes establecieran que para uniones a momento por eje débil se debe brindar la suficiente rigidez en la zona panel de la columna con el objetivo de que esta fuese capaz de resistir solicitaciones provenientes de ambas direcciones. Sin embargo, hasta el día de hoy no ha sido posible establecer un procedimiento de diseño de este tipo de conexiones que esté precalificado.

A partir de esto, en esta investigación se propone una forma de implementar la conexión End-Plate en uniones a momento por eje débil, la cual consiste en apernar dicha placa a una plancha que se encuentra soldada a placas de continuidad diseñadas para resistir solicitaciones provenientes de vigas por ambos ejes de la columna. El objetivo de esta propuesta es llevar a cabo el diseño de la conexión tomando como referencia las disposiciones de la norma AISC 358 puesto que la conexión End-Plate se encuentra precalificada para su uso bajo esta normativa. En otras palabras, el diseño de la conexión se hace para eje fuerte y se implementa por eje débil rigidizando la zona de unión de modo que esta unión se comporte análogamente a una conexión al ala de la columna.

Para analizar el desempeño de la conexión, primero fue necesario modelar una estructura de acero ubicada en Santiago de Chile compuesta por marcos especiales a momento y que cumpliera con la normativa sísmica vigente.

Posteriormente, se lleva a cabo el estudio numérico de 4 configuraciones de la conexión en función del número de vigas que llegan al nudo de unión, pero siempre manteniendo al menos una viga conectada por eje débil. Además, para cada configuración se analizó la influencia de diferentes niveles de carga axial, lo cual permitió obtener una matriz de simulación de 12 modelos en total, los cuales fueron sometidos a cargas cíclicas unidireccionales y bidireccionales hasta alcanzar un 4% de deriva según las especificaciones de AISC 341. Estos análisis fueron llevados a cabo en el programa ANSYS.

A partir de esto, es posible establecer las siguientes conclusiones en base a los objetivos planteados:

1. Se logró proponer una metodología de diseño para la conexión End-Plate de 4 pernos sin rigidizador (4E) cuando la unión se hace por el eje débil de la columna a partir de las especificaciones dictadas en el capítulo 6 de AISC 358.

Dicha metodología es análoga a la indicada en el documento mencionado sólo que en este caso se impone que el mecanismo de líneas de influencia a considerar para calcular el espesor mínimo de ala de la columna sea aquél en que se toma en cuenta la implementación de placas de continuidad, las cuales constituyen una parte fundamental del diseño de la conexión puesto que gracias a estas placas será posible llevar a cabo la unión con la viga.

Además, el diseño de las placas de continuidad incorpora la verificación de rotura a tracción por efecto de las solicitaciones provenientes de la viga conectada por eje débil, siendo este el estado límite que puede controlar el diseño de las placas en función de la superficie de contacto entre la placa de continuidad y la plancha soldada que recibe a la End-Plate.

2. Fue posible diseñar una estructura compuesta por marcos a momento del tipo SMF que cumpliera con los requisitos establecidos en la norma NCh 433. Dicha estructura se encuentra ubicada en la comuna de Providencia, Santiago de Chile.

Su diseño estuvo limitado no solamente por el control de desplazamientos bidireccionales que impone la norma sino también por el espesor mínimo que debe tener el ala de la columna tal que la conexión no falle a fluencia por flexión del alma de la columna al ser implementada por el eje fuerte. Esto llevó a incorporar arriostramientos perimetrales para controlar la deriva entre piso y a mejorar la calidad del acero de las columnas para satisfacer el requisito de espesor mínimo de ala establecido en el procedimiento de diseño.

Gracias a esto, se obtuvo una estructura cuyos elementos logran resistir las solicitaciones de diseño y además cumplir con los requisitos establecidos en la normativa empleada tanto nacional como internacional.

3. Respecto a los resultados de las simulaciones numéricas, al analizar las curvas momento-rotación de las vigas de cada modelo fue posible observar que en todas estas la resistencia supera el 80% del momento plástico de la viga cuando se alcanza un nivel de deriva igual al 4%, por lo que la conexión puede ser implementada en marcos SMF según lo establecido en AISC 341.

En términos de resistencia, las vigas conectadas por eje fuerte presentaron un 20% mayor de resistencia respecto a las vigas conectadas por eje débil, pero todas las vigas logran alcanzar o superar el momento plástico de la viga para un 4% de deriva. Esta relación entre la resistencia de conexiones implementadas por eje fuerte y débil es consistente con los resultados indicados en la bibliografía recopilada.

No se observa una influencia del nivel de carga axial en la resistencia alcanzada.

4. Por otra parte, al estimar la rigidez de la conexión se aprecia que la unión por eje débil presenta un comportamiento semi-rígido o parcialmente restringido (PR) en todas las configuraciones de análisis. Además, que a medida que se incrementa el número de vigas que concurren al nudo y el nivel de carga axial, la conexión adquiere un comportamiento más semi-rígido, es decir, la conexión exhibe mayores rotaciones para el mismo nivel de solicitación al cual se encuentran sometidas las vigas.

También se observa que la implementación de conexiones por eje débil influye en la rigidez de las vigas conectadas por eje fuerte. En efecto, al tener 2 vigas conectadas por eje débil y

una por eje fuerte (Modelo M3) la rigidez de esta última presenta una disminución a medida que se incrementa la carga axial pero manteniéndose completamente rígida (FR) en todo momento.

Sin embargo, al tener 4 vigas concurrentes al nudo (Modelo M4), para los 3 niveles de carga axial la rigidez de las vigas conectadas por eje fuerte es menor respecto al caso en que llega una sola viga por eje fuerte sin incorporar carga axial (M1 VEF). De hecho, se aprecia que para un 25% de carga axial la curva envolvente momento-rotación se encuentra en el límite entre FR y PR mientras que para un 50% de carga axial la conexión pasa a ser PR. Cabe destacar que en todo momento la conexión por eje fuerte es más rígida que aquella por eje débil.

Dado que en este estudio no se contempló el análisis de los casos en que se conecta una viga por eje débil y una por eje fuerte (Nudo esquina) y cuando llegan 2 vigas por eje fuerte y una por eje débil, queda propuesto para futuras investigaciones el estudio de estas configuraciones con el objetivo de analizar si se observa este mismo fenómeno.

5. En el análisis de tensiones equivalentes y deformaciones plásticas, fue posible observar que se cumple con el criterio columna fuerte – viga débil sólo en el caso en que una viga se conecta a la columna por eje débil para niveles de carga axial igual o inferiores al 25%, dado que sólo en estos casos la viga fue el único elemento en incursionar en rango plástico.

En estas configuraciones, también se aprecia una alta concentración de tensiones y deformaciones plásticas en la interfaz entre ala y alma de viga en una zona cercana a la unión con la End-Plate al alcanzar un 4% de deriva. Estas inestabilidades pueden indicar que en la viga se estén manifestando pandeos locales de ala para el nivel de deriva mencionado.

Además, a medida que se incrementa la cantidad de vigas que concurren al nudo manteniendo siempre al menos una viga conectada por eje débil, la columna se encuentra más susceptible a experimentar deformaciones plásticas en el área perimetral de la zona panel, lo que lleva a establecer que el alma de la columna puede presentar un mecanismo de falla local por flexión debido a efectos unidireccionales y bidireccionales. Notar que estos fenómenos se manifiestan cuando se ha alcanzado entre un 2% y un 3% de deriva.

Es importante recordar que a medida que se incrementa la carga axial en los modelos con más de una viga concurrente al nodo, la plastificación que experimenta la columna es mayor y también aumenta la cantidad de elementos que incursionan en rango inelástico. En efecto, en los modelos M3 y M4 los pernos a tracción colocados en uniones por eje fuerte presentan plastificaciones locales en los 3 niveles de carga axial considerados, mientras que las placas de continuidad también manifiestan plastificaciones en las zonas de unión con la plancha soldada para un 50% de carga axial. Todos los demás elementos de la conexión permanecen en rango lineal elástico.

Adicionalmente, se verificó el criterio columna fuerte – viga débil para los casos de más de una viga concurrentes al nudo de interés. Estos cálculos (Adjuntos en el Anexo A) respaldan los resultados numéricos obtenidos ya que también indican que no se cumple dicho criterio. Es decir, analíticamente, también se espera que la columna incursione en rango plástico en los casos previamente mencionados.

6. Para poder comparar el desempeño sísmico de los modelos analizados fue necesario adaptar un modelo de condensación que originalmente es implementado en conexiones con columnas tubulares rellenas de hormigón propuesto por Yang et al. (2016). Gracias a la implementación de dicho método fue posible hacer una comparación entre las configuraciones estudiadas en términos de rigidez, energía disipada y amortiguamiento.

En efecto, la rigidez tangente de cada sistema tiende a mantenerse constante independiente del nivel de carga axial en los modelos M1 y M2 mientras que en los modelos M3 y M4 conforme aumenta el nivel de carga axial se produce una disminución de la rigidez respecto a la rigidez tangente inicial. En otras palabras, la carga axial sólo influye en la rigidez tangente en los modelos M3 y M4.

Por otra parte, respecto a la rigidez secante, se aprecia que el decaimiento de esta se produce para niveles de deriva menor a medida que se incrementa el número de vigas que llegan al nudo. Esto indica que a mayor número de vigas concurrentes, la plastificación o incursión en rango inelástico se alcanzará en etapas más tempranas de las simulaciones, lo cual es consistente con los instantes de tiempo en que se aprecian las primeras manifestaciones de comportamiento plástico en los elementos de la conexión. Notar que la carga axial, al igual que en el caso de la rigidez tangente, presenta una mayor influencia en los casos M3 y M4 ya que a mayor nivel de carga axial mayor es el decaimiento que experimenta la rigidez secante, es decir, la incursión en rango inelástico es mayor.

Finalmente, al analizar la energía disipada, esta puede ser despreciada para niveles de deriva inferiores al 1% dado que aún no aparecen plastificaciones en los elementos de la conexión. También se puede observar que a mayor número de vigas conectadas a la columna mayor es la energía disipada del sistema y que la carga axial tiene una leve influencia sólo en los modelos M1 y M2, en donde no se disponen de vigas conectadas por eje fuerte, mientras que la influencia de la carga axial es despreciable en la disipación de energía al disponer de 3 y 4 vigas concurrentes al nudo (Modelos M3 y M4). Esto es consistente con las curvas de histéresis equivalentes obtenidas puesto que la resistencia del sistema es mayor cuando se incrementan las vigas conectadas al nudo, por lo que se espera que la energía disipada sea mayor.

Lo mismo ocurre con los niveles de amortiguamiento alcanzados, ya que a mayor resistencia alcanzada en cada ciclo histerético mayor es el nivel de amortiguamiento equivalente observado.

Estas observaciones llevan a establecer que, a pesar de que la conexión propuesta cumple con la filosofía de diseño por capacidad al exhibir un mecanismo de falla dúctil y cumple con lo establecido por AISC 341 para ser implementada en marcos SMF al ser diseñada bajo la norma AISC 358, su uso estaría restringido sólo a una viga unida por eje débil en este tipo de marcos a momento debido a que al tomar en cuenta el efecto de solicitaciones bidireccionales, esta es la única configuración en que se cumple el criterio “columna fuerte – viga débil” al no haber plastificación de la columna para niveles de carga axial igual o inferior a un 25%, lo cual corresponde al nivel observado en la vida cotidiana.

Por último, es posible concluir que la principal consideración que se debe tomar en cuenta en el diseño de este tipo de conexiones para ser implementadas en marcos SMF es en la forma en que será rigidizada la zona panel del alma de la columna, puesto que si bien los elementos diseñados logran resistir las solicitaciones provenientes de ambos ejes (Placas de continuidad, planchas adosadas, rigidizador interno), a su vez estos deben ser capaces de brindar la rigidez necesaria para prevenir que la columna se plastifique posterior a que la viga incurra en rango inelástico.

## 7.2. Limitaciones de Modelos

- Una de las principales limitaciones del estudio numérico fue la imposibilidad de incorporar en su totalidad la no linealidad geométrica de los elementos mediante la opción “Large Deflections” (Grandes deformaciones). Gracias a esta opción es posible actualizar la matriz de rigidez del sistema en cada iteración debido a los cambios geométricos que pueden experimentar las componentes de los elementos en estudio, junto con incluir efectos de segundo orden.

Esto indica que al incorporar dicho efecto, se toma en cuenta la pérdida de rigidez producto de estados límites como pandeo local de alas o pandeo flexo-torsional producto de las grandes rotaciones que se pueden experimentar bajo esta opción.

Sin embargo, al comparar la respuesta histerética de los modelos más simples (M1 0%) hasta el máximo paso de tiempo en que se alcanza la convergencia considerando grandes deformaciones (Primer peak del 4% de deriva), se pudo observar que hay mayor rigidez y se alcanza una mayor resistencia respecto al caso sin grandes deformaciones. Esto indica que la configuración en estudio, en términos de rigidez y resistencia exhibida, resulta más conservadora al no incorporar la no-linealidad geométrica. Notar que este fenómeno se manifiesta una vez alcanzado el rango inelástico en ambos modelos, ya que en ambas configuraciones la respuesta es la misma en rango elástico.

Por estas razones, se tomó la decisión de no incorporar el efecto de “Large Deflections” en el presente estudio y así ayudar en la convergencia de los modelos que conforman la matriz de simulación.

- Respecto a la matriz de simulación de modelos numéricos, originalmente se contempló analizar los modelos hasta un 75% de carga axial. Sin embargo, se observó que al aplicar dicho nivel de carga no es posible analizar de forma confiable el comportamiento histerético de la conexión debido a que al no tomar en cuenta la no linealidad geométrica no es posible rescatar el efecto de plastificaciones locales de la columna en la respuesta histerética de la conexión.

En otras palabras, y tomando en cuenta que este nivel de carga axial no se aprecia en la vida real, el análisis de los modelos sometidos a un 75% de carga axial queda fuera del alcance de esta investigación.

- La última limitación de los modelos está relacionada con los pernos, ya que estos y las perforaciones poseen el mismo diámetro nominal debido a los problemas de convergencia que presentan los modelos al incorporar esta consideración. Es decir, no fue posible incluir el efecto del deslizamiento de los pernos.

### 7.3. Recomendaciones para Futuras Investigaciones

Tal como se planteó previamente, la conexión propuesta representa una alternativa a la conexión convencional empleada cuando se requiere materializar una conexión a momento por el eje débil de la columna. Sin embargo, los resultados del análisis numérico indican que esta conexión tiene usos muy limitados debido a la cantidad de elementos que incursionan en rango plástico cuando deberían mantenerse en rango elástico, como es el caso de la columna o los bordes de las placas de continuidad, al concurrir más de una viga a la zona de unión.

Al haber pocas investigaciones cuyo foco principal sea el estudio de conexiones a momento por eje débil, este junto a otros trabajos a desarrollarse en el futuro constituyen un aporte a la línea de investigación abordada.

Por estos motivos, se proponen las siguientes recomendaciones para estudios futuros sobre conexiones por eje débil:

- En la implementación de conexiones End-Plate, variar las dimensiones de los elementos de la conexión (Viga, columna, placas de conexión, etc.) respetando los límites de precalificación indicados por AISC 358 y analizar cómo esta variación de parámetros influye en el desempeño de la conexión.
- Incluir en la matriz de simulación los casos de nudo esquina (Una viga por eje fuerte y eje débil respectivamente) y de 3 vigas con 2 vigas por eje fuerte y una por eje débil.
- Proponer otras alternativas que permitan rigidizar aún más la zona panel de la columna donde se materializa la conexión por eje débil tal que la columna no incursione en rango plástico para bajos niveles de carga axial y considerando efectos bidireccionales.
- Calibrar los modelos incorporando “Large Deflections” y un modelo de endurecimiento cinemático de materiales para poder comparar con las tensiones y deformaciones plásticas obtenidas en este trabajo.
- Finalmente, estudiar el desempeño sísmico de esta y otras conexiones precalificadas en uniones por eje débil en edificios diseñados bajo NCh 433 y NCh 2369 para ampliar la gama de conexiones disponibles para uniones por eje débil y poder establecer con mayor precisión cuando es factible, en términos de desempeño sísmico, implementar este tipo de conexiones.



## Bibliografía

- AISC, 341-16. 2016. “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.
- AISC, 358-16. 2016. “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*”. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.
- AISC, 360-16. 2016. “*Specification for Structural Steel Buildings*”. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.
- AISC, 2003. *Design Guide 13: Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.
- AISC, 2003. *Design Guide 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.
- AISC, 2014. *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.
- ANSYS (2010). *ANSYS Customer Training Material. ANSYS Mechanical Structural Nonlinearities: Lecture 3 – Introduction to Contact*. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA.
- ANSYS (2010). *ANSYS Customer Training Material. ANSYS Mechanical Structural Nonlinearities: Lecture 5 – Rate Independent Plasticity*. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA.
- ANSYS (2013). *ANSYS Mechanical APDL Element Reference*. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA.
- ANSYS (2016). *Reference Manual (v 17.2)*. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA.
- ArcelorMittal (Versión 2013-2). *Perfiles y Barras Comerciales – Programa de Ventas*. Recuperado de: <http://sections.arcelormittal.com/es/documentacion/catalogos-de-productos.html>
- Arrau, J. (2017). *Validación de modelos numéricos de conexiones viga-columna utilizando perfiles T soldados*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Santiago, Chile. Recuperado de: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/148512>
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Cuarta Edición. México: Editorial Pearson.
- Crisafulli F. J. (2014). *Diseño sísmoresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero: Alacero.

- CSI. (2016). *ETABS 2016, Software Manual*. Computers and Structures, Inc.
- EN 1993-1-8: 2005. “*Eurocode 3 – Design of Steel Structures Part 1-8: Design of Joints*”. European Committee for Standardization. Bruselas, Mayo 2005.
- Gacitúa, C. (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. Santiago, Chile. Recuperado de: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/130662>
- Gallegos, M. (2017). *Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales*. (Tesis de magíster). Universidad de Chile. Santiago, Chile. Recuperado de: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/147494>
- Gomes F., Jaspert J-P., Maquoi R. (1996). Moment capacity of beam-to-column minor axis joints. *Proceedings of the IABSE International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections* (pp. 319 – 326). Estambul, Turquía.
- INN. (2012). NCh433 Of. 1996 Mod. 2012, “*Diseño sísmico de edificios*”. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN. (1986). NCh1537 Of. 1986, “*Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso*”. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN. (2010). NCh3171 Of. 2010, “*Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas*”. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Kim S-D., Kim S-S., Ju Y. K. (Diciembre, 2007). Strength evaluation of beam-column connection in the weak axis of H-shaped column. *Engineering Structures*, 30 (2008), 1699-1710.
- Kontolati K. (2017). *Numerical investigation of weak axis I profile connections*. (Thesis submitted in partial fulfilment for the degree of Diploma in Civil Engineering). University of Thessaly. Tesalia, Grecia.
- Neves L.C., Gomes F. (1996). Semi-rigid behaviour of beam-to-column minor-axis joints. *Proceedings of the IABSE International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections* (pp. 207-216). Estambul, Turquía.
- 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.
- Pizarro, J. (2018). *Estudio numérico de conexiones a momento tipo “Column – Tree” en sistemas estructurales de marcos a momento de acero*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Santiago, Chile. Recuperado de: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/150013>

- Salas, C. (2016). *Estudio experimental de conexiones de momento usando perfiles T soldados*. (Tesis de pregrado). Universidad de Chile. Santiago, Chile. Recuperado de: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/142560>
- Shim H-J, Lee E.T., Kim S-B, Kim S-S. (Junio, 2014). Development and Performance Evaluation of Weak-Axis Column Bending Connections for Advanced Constructability. *International Journal of Steel Structures*, 14 (2), 369-380.
- Steenhuis M., Jaspart J-P., Gomes F., Leino T. (1998). Application of the component method to Steel joints. *Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections Conference* (pp. 125-143). Lieja, Bélgica.
- Yang C., Yang J-F., Su M-Z., Liu C-Z. (Febrero, 2016). Numerical study on seismic behaviours of ConXL biaxial moment connection. *Journal of Constructional Steel Research* (pp. 185-201). Xi'an, China.
- Yardimci N., Yorgun C. (Agosto, 1995). Test on beam-column strong and weak axis connections. *Computers and Structures*. 61 (3), 393-399.
- Yulmaz O., Bekiroglu S. (Junio, 2016). Performance evaluation of weak-axis steel moment connections. *XVI International Scientific Conference VSU'2016* (pp. 352-358). Estambul: Yildiz Technical University.

## Anexo A – Memoria de Cálculo de Conexión

### A. Propiedades de Elementos y Materiales y Uso de Vigas Secundarias:

Propiedades del Acero

$$Es := 2038.902 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \quad Gs := 784.193 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Acero ASTM A36: Para vigas, riostras, End-Plate y otras placas.

$$fy := 2.531 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \quad fu := 4.078 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

$$Ry := 1.5 \quad (\text{Valores según tabla A3.1 Capítulo A3 AISC 341-16})$$

$$Rt := 1.2$$

Acero ASTM A572 Gr.50: Para columnas y placas de continuidad.

$$fyc := 3.515 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \quad fuc := 4.57 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

$$Ryc := 1.1 \quad (\text{Valores según tabla A3.1 Capítulo A3 AISC 341-16})$$

$$Rtc := 1.1$$

**Soldaduras:** Tipo de electrodo: E70XX

Resistencia límite a tracción:  $FEXX := 4920 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Dimensiones de Viga (IPE400):

$$\begin{array}{llll} hv := 40 \text{ cm} & Ixv := 23130 \text{ cm}^4 & Iyv := 1318 \text{ cm}^4 & Jv := 51.3 \text{ cm}^4 \\ bfv := 18 \text{ cm} & Sxv := 1156.5 \text{ cm}^3 & Syv := 146.4 \text{ cm}^3 & Cwv := 490048.5 \text{ cm}^6 \\ tfv := 1.35 \text{ cm} & Zxv := 1307 \text{ cm}^3 & Zyv := 229 \text{ cm}^3 & Agv := 84.5 \text{ cm}^2 \\ twv := 0.86 \text{ cm} & rxv := 16.545 \text{ cm} & ryv := 3.949 \text{ cm} & rv := 2.1 \text{ cm} \\ dv := hv - 2 \cdot tfv = 37.3 \text{ cm} & & hov := hv - tfv = 38.65 \text{ cm} & \end{array}$$

Dimensiones de Columna (HE400B):

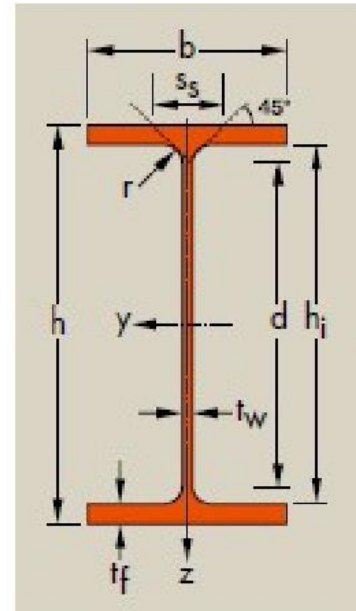
$$\begin{array}{llll} hc := 40 \text{ cm} & Ixc := 57680 \text{ cm}^4 & Iyc := 10820 \text{ cm}^4 & Jc := 361 \text{ cm}^4 \\ bfc := 30 \text{ cm} & Sxc := 2884 \text{ cm}^3 & Syc := 721.3 \text{ cm}^3 & Cwc := 3817152 \text{ cm}^6 \\ tfc := 2.4 \text{ cm} & Zxc := 3232 \text{ cm}^3 & Zyc := 1104 \text{ cm}^3 & Agc := 198 \text{ cm}^2 \\ twc := 1.35 \text{ cm} & rxc := 17.068 \text{ cm} & ryc := 7.392 \text{ cm} & rc := 2.7 \text{ cm} \\ dc := hc - 2 \cdot tfc = 35.2 \text{ cm} & & hoc := hc - tfc = 37.6 \text{ cm} & \end{array}$$

Dimensiones Riostras (HE200B):

$$\begin{aligned} hr &:= 20 \text{ cm} \\ bfr &:= 20 \text{ cm} \\ tfr &:= 1.5 \text{ cm} \\ twr &:= 0.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

Solicitaciones de Diseño (Eje 3D Piso 1 y 2 según modelo estructural en ETABS):

$$\begin{aligned} \phi &:= 0.9 && \text{(Diseño por LRFD)} \\ L &:= 7 \text{ m} && \text{(Longitud Viga)} \\ Puci &:= 142.4 \text{ tonnef} && Vuv := 12.46 \text{ tonnef} \\ Pucii &:= 193 \text{ tonnef} && Muv := 16.09 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \\ Vuc &:= 9.13 \text{ tonnef} \end{aligned}$$



Altura entre piso promedio:  $H := 4 \text{ m}$  (Se extrae del modelo estructural de ETABS)

**Longitud Libre de Arriostamiento Viga:** De acuerdo a la ecuación D1.2b de la Norma AISC 341-16, la longitud libre de arriostamiento máxima por el eje débil de la viga para perfiles de alta ductilidad está dada por:

$$L_b := \frac{0.095 \cdot r_{yv} \cdot E_s}{R_y \cdot f_y} = 2.015 \text{ m}$$

Altura Mínima Viga Secundaria:  $h_{min} := \frac{L}{28} = 25 \text{ cm}$

Espacio entre Vigas Secundarias:  $n_{vs} := \frac{L}{L_b} \cdot 1 \text{ m} = 3.474 \text{ m}$

$$N_{vs} := \text{floor} \left( \frac{n_{vs}}{1 \text{ m}} - 1 \right) = 2 \quad \text{(Número de vigas secundarias a emplear por cada viga conectada a momento)}$$

**Perfil escogido como viga secundaria: IPE300**

Dimensiones vigas secundarias:

$$\begin{aligned} h_{vs} &:= 30 \text{ cm} \\ b_{vs} &:= 15 \text{ cm} \\ t_{fvs} &:= 1.07 \text{ cm} \\ t_{wvs} &:= 0.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

**B. Verificación de Requisitos para Perfiles de Alta Ductilidad (AISC-341 Tabla D1.1):**

**Ductilidad Vigas:**

Ductilidad de Alas:

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{bfv}{2 \cdot tfv} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} \\ \quad \parallel \text{return "Perfil de alta ductilidad"} \\ \text{else if } 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} < \frac{bfv}{2 \cdot tfv} \leq 0.40 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} \\ \quad \parallel \text{return "Perfil de moderada ductilidad"} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{if } \frac{bfv}{2 \cdot tfv} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} \\ \text{else if } 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} < \frac{bfv}{2 \cdot tfv} \leq 0.40 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} \end{array}} \right\} = \text{"Perfil de alta ductilidad"}$$

Ductilidad del Alma:

$$Cav := 0.114$$

$$\lambda h_{dv} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} \cdot (1 - 1.04 \cdot Cav) = 52.497$$

$$\lambda m_{dv} := 3.96 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ry \cdot fy}} \cdot (1 - 3.04 \cdot Cav) = 59.966$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{hv}{twv} \leq \lambda h_{dv} \\ \quad \parallel \text{return "Perfil de alta ductilidad"} \\ \text{else if } \lambda h_{dv} \leq \frac{hv}{twv} \leq \lambda m_{dv} \\ \quad \parallel \text{return "Perfil de moderada ductilidad"} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{if } \frac{hv}{twv} \leq \lambda h_{dv} \\ \text{else if } \lambda h_{dv} \leq \frac{hv}{twv} \leq \lambda m_{dv} \end{array}} \right\} = \text{"Perfil de alta ductilidad"}$$

**Ductilidad Columnas:**

$$Cac := \frac{Puci}{\phi \cdot Ryc \cdot fyc \cdot Agc} = 0.207$$

Ductilidad de Alas:

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{bfc}{2 \cdot tfc} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ryc \cdot fyc}} \\ \quad \parallel \text{return "Perfil de alta ductilidad"} \\ \text{else if } 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ryc \cdot fyc}} < \frac{bfc}{2 \cdot tfc} \leq 0.40 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ryc \cdot fyc}} \\ \quad \parallel \text{return "Perfil de moderada ductilidad"} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{if } \frac{bfc}{2 \cdot tfc} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ryc \cdot fyc}} \\ \text{else if } 0.32 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ryc \cdot fyc}} < \frac{bfc}{2 \cdot tfc} \leq 0.40 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Ryc \cdot fyc}} \end{array}} \right\} = \text{"Perfil de alta ductilidad"}$$

Ductilidad del Alma:

$$\lambda_{hdc} := \begin{cases} \text{if } C_{ac} \leq 0.114 & \\ \quad \left\| \text{return } 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{yc} \cdot f_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_{ac}) \right. & \\ \quad \left. \text{else if } C_{ac} > 0.114 & \\ \quad \left\| \text{return } 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{yc} \cdot f_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{ac}) \right. & \end{cases} = 49.981$$

$$\lambda_{mdc} := \begin{cases} \text{if } C_{ac} \leq 0.114 & \\ \quad \left\| \text{return } 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{yc} \cdot f_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{ac}) \right. & \\ \quad \left. \text{else if } C_{ac} > 0.114 & \\ \quad \left\| \text{return } 1.29 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{yc} \cdot f_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{ac}) \right. & \end{cases} = 56.678$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{hc}{twc} \leq \lambda_{hdc} & \\ \quad \left\| \text{return "Perfil de alta ductilidad"} \right. & \\ \text{else if } \lambda_{hdc} \leq \frac{hc}{twc} \leq \lambda_{mdc} & \\ \quad \left\| \text{return "Perfil de moderada ductilidad"} \right. & \end{cases} = \text{"Perfil de alta ductilidad"}$$

**Ductilidad Riostras:**

$$\lambda_{hdr} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_y \cdot f_y}} = 36.384$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{hr}{twr} \leq \lambda_{hdr} & \\ \quad \left\| \text{return "Perfil de alta ductilidad"} \right. & \\ \text{else if } \lambda_{hdr} < \frac{hr}{twr} & \\ \quad \left\| \text{return "Perfil de moderada ductilidad"} \right. & \end{cases} = \text{"Perfil de alta ductilidad"}$$

**C. Diseño de End-Plate y Pernos de Conexión (AISC-358 Capítulo 6):** El diseño de la conexión se hará tomando en cuenta que la End-Plate estará apernada a una placa que estará soldada a las placas de continuidad ubicadas en el alma de la columna. El objetivo de esta configuración es lograr que la conexión por el eje débil se asemeje lo más posible a una unión por el eje fuerte.

**Paso 1:** Determinación del tamaño de los perfiles a conectar (Viga y columna) y cálculo del momento en la cara de la columna (Mf).

**Cálculo de Momento Máximo Probable en Rótula Plástica (Mpr):**

$$C_{pr} := \begin{cases} \text{if } \frac{f_y + f_u}{2 \cdot f_y} \leq 1.2 & = 1.2 \\ \parallel \text{return } \frac{f_y + f_u}{2 \cdot f_y} \\ \parallel \\ \text{else} \\ \parallel \text{return } 1.2 \end{cases} \quad (\text{Ec. 2.4-2})$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_{xv} = (5.954 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. 2.4-1})$$

**Dimensionamiento de Placa End-Plate:**

Ancho de Placa:

La determinación del ancho de placa se hará en base a la distancia horizontal entre pernos propuesta y la distancia entre el centro de los agujeros y los bordes laterales. Esto se hará en el paso 4.

Espesor de Placa:  $t_p := 35 \text{ mm}$  (Espesor propuesto)

$$\begin{cases} \text{if } 13 \text{ mm} \leq t_p \leq 38 \text{ mm} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{return "Cumple"} \\ \parallel \\ \text{else} \\ \parallel \text{return "No cumple"} \end{cases} \quad (\text{Parámetros Límites según Tabla 6.1})$$

Con las dimensiones preliminares, se calculan los demás parámetros que permiten obtener el momento de cara a la columna.

Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica:

$$S_h := \min\left(\frac{d_v}{2}, 3 \cdot b_{fv}\right) = 186.5 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6.8-2})$$

Distancia entre rótulas plásticas:

$$L_h := L - 2 \cdot S_h = 6.627 \text{ m} \quad (\text{Ec. 6.8-2})$$

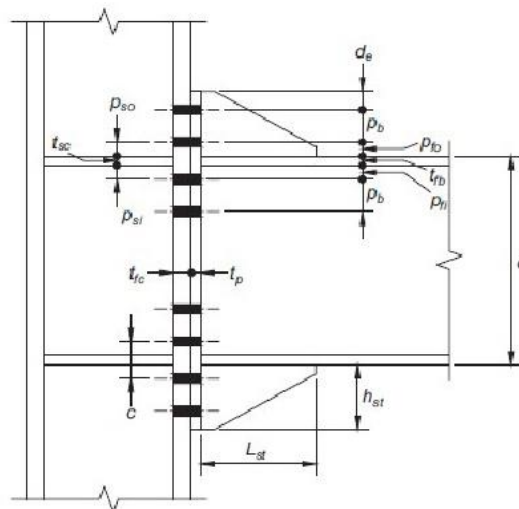
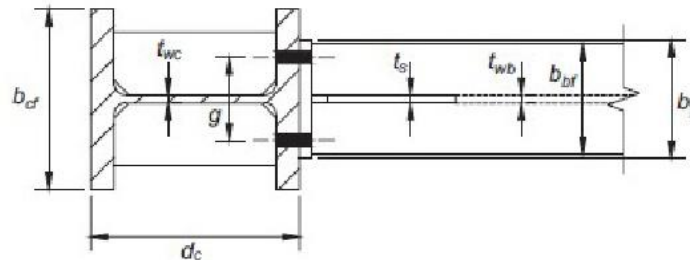


Esfuerzo de corte al final de la viga:

$$V_u := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{uv} = 30.43 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-2})$$

Momento máximo probable en la cara de la columna:

$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h = (6.522 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. 6.8-1})$$



**Paso 2:** Proposición de valores para la geometría de la conexión y verificación de límites de diseño.

**Distancia horizontal entre pernos:**

$$g := 100 \text{ mm} \quad (\text{Distancia propuesta})$$

$$\text{if } 83 \text{ mm} \leq g \leq 152 \text{ mm} \mid = \text{“Cumple”} \quad (\text{Parámetros Límites según Tabla 6.1})$$

    || return “Cumple”

else

    || return “No cumple”

**Distancia vertical desde interior del ala de viga en tensión hasta fila de pernos más cercana:**

$$pfi := 50 \text{ mm} \quad (\text{Distancia propuesta})$$

if  $44 \text{ mm} \leq pfi \leq 140 \text{ mm}$  = "Cumple" (Parámetros Límites según Tabla 6.1)  
 || return "Cumple"  
 else  
 || return "No cumple"

**Distancia vertical desde exterior del ala de viga en tensión hasta fila de pernos más cercana de pernos del exterior:**

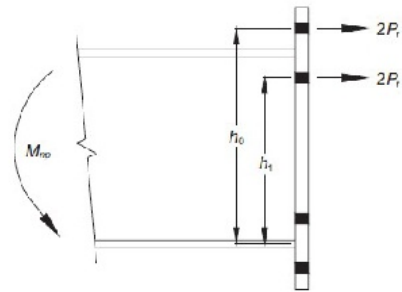
$$pfo := 50 \text{ mm} \quad (\text{Distancia propuesta})$$

if  $44 \text{ mm} \leq pfo \leq 140 \text{ mm}$  = "Cumple" (Parámetros Límites según Tabla 6.1)  
 || return "Cumple"  
 else  
 || return "No cumple"

**Cálculo de distancias h1 y h0:**

$$h1 := hv - tfv - 0.5 \cdot tfv - pfi = 329.75 \text{ mm}$$

$$h0 := hv - 0.5 \cdot tfv + pfo = 443.25 \text{ mm}$$



**Proposición de Tipo de Pernos:**

Pernos A490-N:	Capacidad nominal a tracción:	$Fnt := 7490 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	Capacidad nominal a corte:	$Fv := 4220 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

**Paso 3:** Determinación de diámetro requerido de pernos.

$$\phi n := 0.9$$

$$dbreq := \sqrt{\frac{2 \cdot Mf}{\pi \cdot \phi n \cdot Fnt \cdot (h0 + h1)}} = 28.228 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6.8-3})$$

**Paso 4:** Determinación de pernos y tuercas a colocar y espaciamiento entre tuercas.

Pernos a colocar: 1 1/8 in

Diámetro nominal:  $db := 1.125 \text{ in} = 28.575 \text{ mm}$  (Tabla J3.3 Cap. J AISC-360)

Diámetro del agujero:  $dh := db + \frac{1}{8} \text{ in} = 31.75 \text{ mm}$

Distancia al borde:  $de := 1.5 \text{ in} = 38.1 \text{ mm}$  (Tabla J3.4 Cap. J AISC-360)

Área nominal de pernos:  $Ab := \pi \cdot \left(\frac{db}{2}\right)^2 = 641.302 \text{ mm}^2$

**Dimensiones de pernos y tuercas:** Estas dimensiones se extraen a partir de lo especificado en la tabla C-2.1 de AISC - Specifications for Structural Joints Using High-Strength Bolts

Table C-2.1. Bolt and Nut Dimensions

Nominal Bolt Diameter $d_b$ , in.	Heavy Hex Structural Bolt Dimensions			Heavy Hex Nut Dimensions	
	Width across flats $F$ , in.	Height $H_1$ , in.	Thread Length $T$ , in.	Width across flats $W$ , in.	Height $H_2$ , in.
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

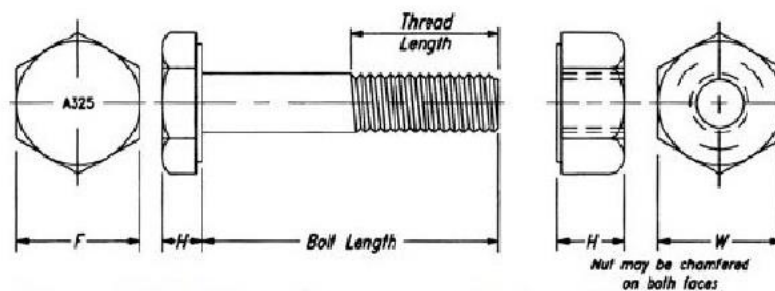


Figure C-2.2. Heavy-hex structural bolt and heavy-hex nut.

Pernos:  $Fbh := 1.8125 \text{ in} = 46.038 \text{ mm}$  (Diámetro hexagonal cabeza de perno)  
 $H1bh := 0.6875 \text{ in} = 17.463 \text{ mm}$  (Espesor cabeza de perno)  
 $Tbh := 2 \text{ in} = 50.8 \text{ mm}$  (Longitud del hilo)

Tuercas:  $Wnt := 1.8125 \text{ in} = 46.038 \text{ mm}$  (Diámetro hexagonal de tuerca)  
 $H2nt := 1.109 \text{ in} = 28.169 \text{ mm}$  (Espesor de tuerca)

Longitud de pernos en unión por eje débil:

Longitud del perno sin el hilo:  $Lpernoed := 2 \cdot tp = 70 \text{ mm}$   
Longitud total del perno:  $Ltpernoed := Lpernoed + Tbh = 120.8 \text{ mm}$

Longitud de pernos en unión por eje fuerte:

Longitud del perno sin el hilo:  $Lpernoef := tp + tfv = 48.5 \text{ mm}$   
Longitud total del perno:  $Ltpernoef := Lpernoef + Tbh = 99.3 \text{ mm}$

### Cálculo de ancho efectivo de placa End-Plate:

$bpdiss := hc - 2 \cdot tfc - 2 \cdot rc = 298 \text{ mm}$  (Espacio disponible para ancho de placa en unión por eje débil)

$bpeff := g + 2 \cdot de = 176.2 \text{ mm}$  (Se escoge un ancho de placa de modo que se cumpla con la distancia mínima al borde)

$bp := 185 \text{ mm}$

if  $178 \text{ mm} \leq bp \leq 273 \text{ mm}$  = "Cumple" (Parámetros Límites según Tabla 6.1 de AISC 358-16)

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

if  $bp > bfv$  = "Cumple"

|| return "Cumple"  
else  
|| return "Aumentar ancho de End-Plate"

### Espaciamiento entre cabezas de pernos en filas externas de pernos:

if  $g > Fbh$  = "Espaciamiento entre pernos cumple"

|| return "Espaciamiento entre pernos cumple"  
else  
|| return "Aumentar valor de g"

```

if  $g + Fbh < bp$  | = "Pernos no quedan fuera del borde"
  || return "Pernos no quedan fuera del borde"
else
  || return "Cambiar g"

```

### Espaciamiento vertical entre cabezas de pernos y alas de viga:

```

if  $pfo > \frac{Fbh}{2}$  | = "Espaciamiento cumple"
  || return "Espaciamiento cumple"
else
  || return "Aumentar valor de pfo"

```

```

if  $pfi > \frac{Fbh}{2}$  | = "Espaciamiento cumple"
  || return "Espaciamiento cumple"
else
  || return "Aumentar valor de pfo"

```

### Espaciamiento vertical entre cabezas de pernos borde superior de placa:

```

if  $de > \frac{Fbh}{2}$  | = "Cumple"
  || return "Cumple"
else
  || return "Aumentar distancia al borde"

```

### Espaciamiento horizontal entre tuercas:

```

if  $g > Wnt$  | = "Espaciamiento entre pernos cumple"
  || return "Espaciamiento entre pernos cumple"
else
  || return "Aumentar valor de g"

```

```

if  $g + Wnt < bp$  | = "Pernos no quedan fuera del borde"
  || return "Pernos no quedan fuera del borde"
else
  || return "Cambiar g o bp"

```

**Espaciamiento vertical entre tuercas y borde superior de placa:**

```

if  $de > \frac{Wnt}{2}$  | = "Cumple"
|| return "Cumple"
else
|| return "Aumentar distancia al borde"

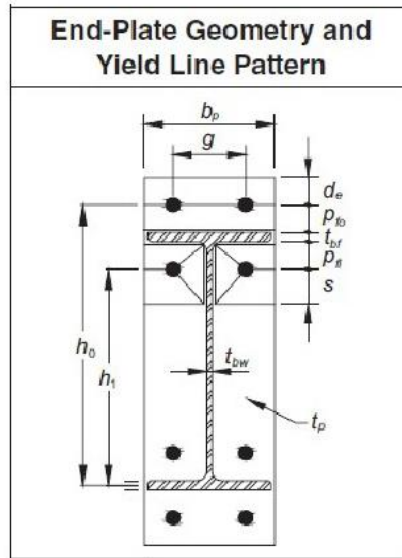
```

**Altura de End-Plate:**

$h_{EPmin} := h_0 + de + 0.5 \cdot t_{fv} + p_{fo} + de = 576.2 \text{ mm}$  (Altura mínima tal que se cumplan con las distancias mínimas a los bordes)

$h_{EP} := 580 \text{ mm}$  (Altura escogida mayor a la altura mínima)

**Paso 5:** Determinación de espesor requerido de placa End-Plate.



**Distancia desde cara de la columna a la línea de pernos más cercana:**

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = 68.007 \text{ mm}$$

```

pfi := if  $pfi \geq s$  | = 50 mm
|| return s
else
|| return pfi

```

**Parámetro de mecanismo de línea de fluencia:**

(Tabla 6.3)

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left( h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (p_{fi} + s)) \right) = 2.611 \text{ m}$$

**Paso 10:** (Paso 11 según AISC-358) Verificación de resistencia de los pernos a la ruptura a corte en ala a compresión.

$nb := 4$  (Número de pernos en ala a compresión)

if  $Vu \leq \phi n \cdot nb \cdot Fv \cdot Ab$  = "Cumple" (Ec. 6.8-11)  
 || return "Cumple"  
 else  
 || return "No cumple"

**Paso 11:** (Paso 12 según AISC-358) Verificación de aplastamiento de la placa End-Plate.

Parámetros de entrada:

$ni := 2$

$no := 2$

$Lc := g - 0.5 \cdot dh = 0.084 \text{ m}$

$rni :=$  if  $1.2 \cdot Lc \cdot tp \cdot fu < 2.4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$  = 97.884 *tonnef* (Ec. 6.8-12)  
 || return  $1.2 \cdot Lc \cdot fu$   
 else  
 || return  $2.4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$

$rno :=$  if  $1.2 \cdot Lc \cdot tp \cdot fu < 2.4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$  = 97.884 *tonnef*  
 || return  $1.2 \cdot Lc \cdot fu$   
 else  
 || return  $2.4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$

Verificación de resistencia:

if  $Vu \leq \phi n \cdot ni \cdot rni + \phi n \cdot no \cdot rno$  = "Cumple" (Ec. 6.8-12)  
 || return "Cumple"  
 else  
 || return "No cumple"

**Paso 12:** (Paso 13 según AISC-358) Diseño de soldadura entre ala de viga y placa End-Plate y entre alma de viga y placa End-Plate según sección 6.7.6.

La tensión cortante de diseño de soldadura se define como:

$$\phi F_w := 0.75 \cdot 0.6 \cdot FEXX = 2.214 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Las soldaduras a diseñar son las siguientes:

**a) Soldaduras en alas de la viga:** Esta soldadura debe ser CJP sin respaldo, pero la raíz de la soldadura que queda al interior del ala se respalda con un filete de 8 (mm) colocado en dicho borde. No se hacen agujeros de acceso.

**b) Soldaduras del alma de la viga:** En este caso, se usará soldadura de filete en ambos lados. El corte de diseño es resistido por la soldadura del alma en una longitud efectiva dada por:

$$L_{veff} := \min \left( \frac{h_v}{2} - t_{fv}, h_v - 2 \cdot t_{fv} - (pfi + 2 \cdot db) \right) = 186.5 \text{ mm}$$

$$D_{wreq1} := \frac{V_u}{2 \cdot 0.707 \cdot \phi F_w \cdot L_{veff}} = 5.212 \text{ mm}$$

El tamaño requerido de la soldadura para desarrollar la resistencia a flexión del alma en el área cercana a los pernos en tracción está dado por:

$$D_{wreq2} := \frac{f_y \cdot R_y \cdot t_{wv}}{1.5 \cdot \phi F_w \cdot \sqrt{2}} = 6.952 \text{ mm}$$

$D_{wb} := 8 \text{ mm}$  (Tamaño escogido para soldaduras en alma de la viga y que cumple con las disposiciones de la Tabla J2.4, AISC 360-16 Capítulo J)



**D. Column-Side Design:**

**Paso 1:** Verificación de resistencia del alma de la columna a la flexión por fluencia.

**Distancia desde cara de la columna a la línea de pernos más cercana:**

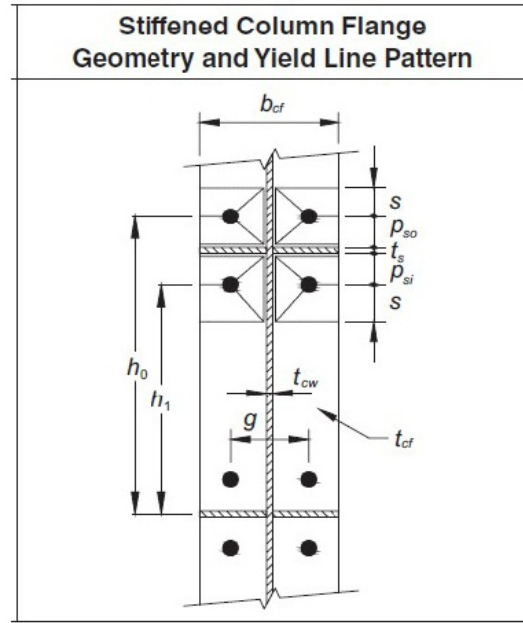
$$sc := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{bfc \cdot g} = 86.603 \text{ mm}$$

$$pso := pfo = 50 \text{ mm}$$

$$psi := pfi = 50 \text{ mm}$$

$$psi := \begin{cases} \text{if } psi \geq sc & = 50 \text{ mm} \\ \text{return } s & \\ \text{else} & \\ \text{return } pfi & \end{cases}$$

**Parámetro de mecanismo de línea de fluencia:** Asumiendo el caso "ala atiesada" según la Tabla 6.5 debido al uso de placas de continuidad, se obtiene lo siguiente:



$$Yc := \frac{bfc}{2} \cdot \left( h1 \cdot \left( \frac{1}{sc} + \frac{1}{psi} \right) + h0 \cdot \left( \frac{1}{sc} + \frac{1}{pso} \right) \right) + \frac{2}{g} (h1 \cdot (sc + psi) + h0 \cdot (sc + pso)) = 5.77 \text{ m} \quad (\text{Tabla 6.5})$$

**Cálculo de espesor de ala requerido:**

$$tfcreq := \sqrt{\frac{1.11 \cdot Mf}{\phi d \cdot fyc \cdot Yc}} = 18.893 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6.8-13})$$

$$\begin{cases} \text{if } tfc \geq tfcreq & = \text{"Cumple"} \\ \text{return "Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \text{return "Aumentar espesor de ala de columna"} & \end{cases}$$

**Paso 2:** Fuerza requerida del atiesador.

**Resistencia a flexión del alma de la columna:**

$$\phi dMwc := \phi d \cdot fyc \cdot Yc \cdot twc^2 = (3.696 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. 6.8-14})$$

**Cálculo de fuerza de diseño para alma de la columna:**

$$\phi dRn2 := \frac{\phi dMwc}{hv - tfv} = 95.631 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-15})$$

if $\phi dRn2 \geq Ffu$	= "Requiere placa de continuidad"
return "Cumple"	
else	
return "Requiere placa de continuidad"	

**Paso 3:** Cálculo de resistencia local del alma no rigidizada de la columna.

Parámetros de entrada:

$Ct := \text{if} \left( \frac{H}{2} - \frac{hv}{2} \right) < hc = 1$	(Parámetro relativo a la distancia entre la parte superior de la columna y la cara superior del ala de la viga)
return 0.5	
else	
return 1	

$kc := tfc + 6 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$  (Distancia desde la cara exterior del ala de la columna hasta la punta de la soldadura de filete)

Cálculo de resistencia:

$$\phi dRn3 := \phi d \cdot Ct \cdot (6 \cdot kc + tfv + 2 \cdot tp) \cdot fyc \cdot twc = 125.037 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-17})$$

if $\phi dRn3 \geq Ffu$	= "Requiere placa de continuidad"	(Ec. 6.8-16)
return "Cumple"		
else		
return "Requiere placa de continuidad"		

**Paso 4:** Verificación de resistencia al pandeo del alma no rigidizada frente al alma comprimida de la viga.

$$\phi := 0.75$$

$$Rn4 := \frac{24 \cdot twc^3 \cdot \sqrt{Es \cdot fyc}}{hc} = 124.972 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-19})$$

$$\phi Rn4 := \phi \cdot Rn4 = 93.729 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-18})$$

if $\phi Rn4 \geq Ffu$	= "Requiere placa de continuidad"
return "Cumple"	
else	
return "Requiere placa de continuidad"	

**Paso 5:** Cálculo de resistencia al aplastamiento del alma de la columna no rigidizada frente al ala comprimida de la viga.

Asumiendo que la fuerza  $F_{fu}$  se aplica a una distancia igual o mayor a la mitad de la altura de la columna, la resistencia se calcula como:

$$N := bfv + 2 \cdot tp = 250 \text{ mm}$$

$$Rn5 := 0.80 \cdot twc^2 \cdot \left( 1 + 3 \cdot \left( \frac{N}{hc} \right) \cdot \left( \frac{twc}{tfc} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot fyc \cdot tfc}{twc}} = 294.752 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-22})$$

$$\phi Rn5 := \phi \cdot Rn5 = 221.064 \text{ tonnef}$$

```

if  $\phi Rn5 \geq Ffu$  | = "Cumple"
  || return "Cumple"
else
  || return "No cumple"

```

**Paso 6:** Resistencia mínima de la columna en la zona de la conexión.

$$\phi RnCSD := \begin{bmatrix} \phi dRn2 \\ \phi dRn3 \\ \phi Rn4 \\ \phi Rn5 \end{bmatrix}$$

(Vector que contiene la resistencia de todos los estados límites a considerar en el diseño)

$$\phi Rn := \text{sort}(\phi RnCSD)$$

(Vector ordena las resistencia de menor a mayor)

$$\phi Rnmin := \phi Rn(0) = 93.729 \text{ tonnef}$$

(Mínima resistencia obtenida)

```

if  $\phi Rnmin \geq Ffu$  | = "Requiere placa de continuidad"
  || return "Cumple"
else
  || return "Requiere placa de continuidad"

```

**E. Diseño de Placa de Continuidad:** Esta placa no solo se diseña para resistir solicitaciones por el eje fuerte sino también para resistir la rotura a tracción producto de las solicitaciones de la viga por el eje débil.

**Paso 1:** Proposición de geometría y verificación de resistencia a tracción.

**Fuerza requerida de diseño:**

$$F_{su1} := F_{fu} - \phi R_n(0) = 75.015 \text{ tonnef} \quad (\text{Ec. 6.8-25})$$

**Proposición de geometría**

$$t_{sc} := 28 \text{ mm} \quad (\text{Espesor de placa de continuidad})$$

$$d_{clip} := 3 \text{ mm} \quad (\text{Distancia entre límite de radio de columna y borde interior de la placa})$$

$$clip := r_c + d_{clip} = 30 \text{ mm} \quad (\text{Distancia entre el ala de la columna y el borde interno de la placa de continuidad})$$

$$L_{sc} := h_c - 2 \cdot t_{fc} - 2 \cdot clip = 292 \text{ mm} \quad (\text{Largo de placa de continuidad en cara en contacto con alma de columna})$$

**Cálculo de área requerida:**

$$A_{sreq} := \frac{F_{su1}}{0.9 \cdot f_{yc}} = (2.371 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

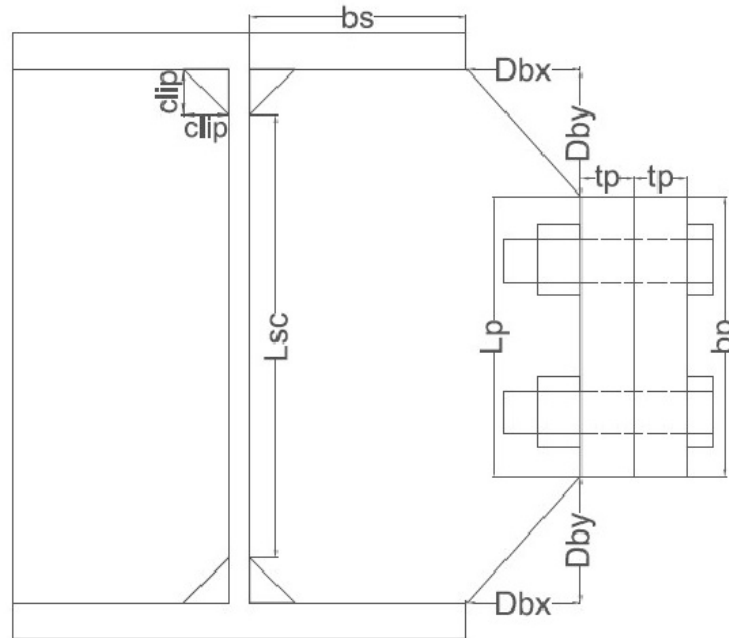
**Cálculo de ancho requerido al interior de las alas:**

$$b_{sreq} := \frac{A_{sreq} + 2 \cdot t_{sc} \cdot clip}{2 \cdot t_{sc}} = 72.344 \text{ mm}$$

$$b_s := \frac{b_{fc} - t_{wc}}{2} = 143.25 \text{ mm} \quad (\text{Se impone que el ancho de placa sea igual al espacio disponible entre el borde del ala y el alma de la columna})$$

if $b_s \geq b_{sreq}$    return "Cumple" else    return "No cumple"	= "Cumple"
---	------------

**Cálculo de distancia entre ala de viga y borde de placa de continuidad en contacto con plancha soldada:** Por aspectos constructivos, se impondrá que esta distancia (Definida como  $Dbx$ ) sea mayor al hilo del perno de conexión entre la End-Plate y la plancha soldada.



VISTA EN PLANTA DE UNIÓN ENTRE  
END-PLATE Y PLANCHA SOLDADA

$$Dbx := 75 \text{ mm}$$

if $Dbx > Tbh$    return "Cumple" else    return "Aumentar distancia $Dbx$ "	= "Cumple"
---	------------

**Cálculo de longitud de borde de placa de continuidad en contacto con plancha soldada:** Se impondrá que la placa y la plancha tengan la misma longitud en la zona de contacto ( $Lp$ ), cuyo valor será igual al ancho de la End-Plate.

$$Lp := bp = 185 \text{ mm} \quad (\text{Ancho de plancha soldada})$$

$$Dby := \frac{dc - Lp}{2} = 83.5 \text{ mm} \quad (\text{Distancia entre borde interno de ala de columna y borde lateral de plancha soldada})$$

**Paso 2:** Cálculo de resistencia al corte.

**Fuerza requerida de diseño:**

$$F_{su2} := (F_{fu} - \phi R_n(0)) = 75.015 \text{ tonnef}$$

$$\phi R_v := \phi \cdot 2 \cdot 0.6 \cdot f_{yc} \cdot t_{sc} \cdot (L_{sc} - 2 \cdot clip) = 205.501 \text{ tonnef}$$

```

if  $\phi R_v \geq F_{su2}$  | = "Cumple"
  || return "Cumple"
else
  || return "No cumple"

```

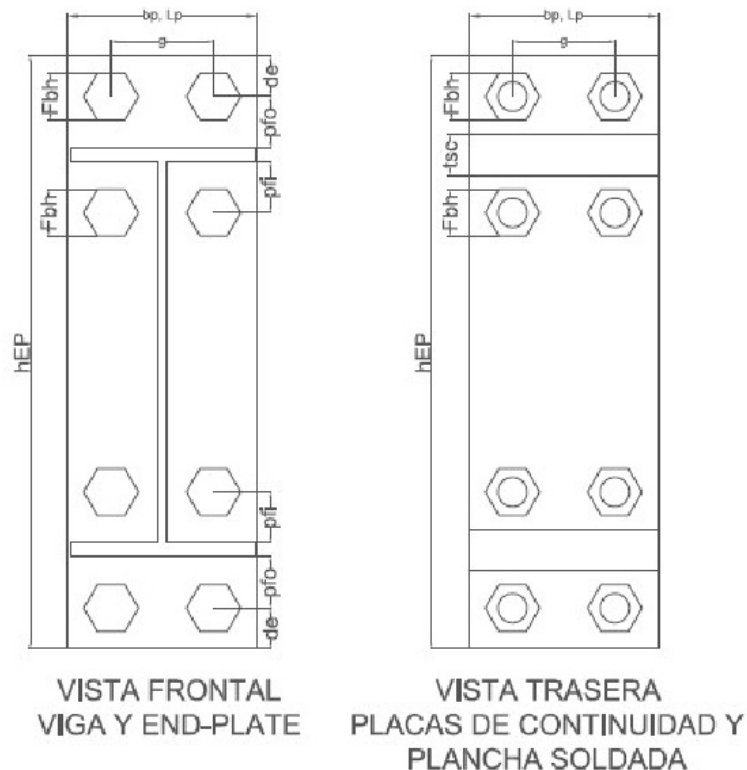
**Paso 3:** Verificación de resistencia de placa de continuidad a la rotura a tracción.

```

if  $f_{yc} \cdot (t_{sc} \cdot L_p) \geq F_{fu}$  | = "Cumple"
  || return "Cumple"
else
  || return "No cumple"

```

**Paso 4:** Verificación de espaciamiento entre pernos y placas de continuidad.



### Espaciamiento entre cabezas de pernos y placas de continuidad

```
if  $pfi + tfv + pfo > \frac{Fbh}{2} + tsc + \frac{Fbh}{2}$  | = "Cumple"  
  || return "Cumple"  
else  
  || return "Aumentar valor de pfi y pfo"
```

### Espaciamiento entre tuercas de pernos y placas de continuidad

```
if  $pfi + tfv + pfo > \frac{Wnt}{2} + tsc + \frac{Wnt}{2}$  | = "Cumple"  
  || return "Cumple"  
else  
  || return "Aumentar valor de pfi y pfo"
```

**Paso 5:** Verificación de requisitos adicionales.

### Relación entre ancho de placa de continuidad y espesor de ala de viga según AISC-360 sección J10.8 caso a):

```
if  $bs + 0.5 \cdot twc \geq \frac{tfv}{3}$  | = "Cumple"  
  || return "Cumple"  
else  
  || return "No cumple"
```

### Espesor mínimo de placa de continuidad según AISC-360 sección J10.8 caso b):

```
if  $tsc \geq \max\left(\frac{tfv}{2}, \frac{bs}{16}\right)$  | = "Cumple"  
  || return "Cumple"  
else  
  || return "No cumple"
```

### Relación entre longitud de placa de continuidad y altura de la sección de la columna según AISC-360 sección J10.8 caso c):

```
if  $Lsc \geq \frac{dc}{2}$  | = "Cumple"  
  || return "Cumple"  
else  
  || return "No cumple"
```

**Espesor mínimo para prevenir pandeo local:**

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{b_s}{t_{sc}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \\ \quad \parallel \text{return "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

**Paso 6:** Diseño de soldadura para placas de continuidad.

a) **Soldadura entre placas de continuidad y alas de la columna y placas de continuidad y plancha de unión con End-Plate:** Se debe usar soldadura CJP.

b) **Soldadura entre placas de continuidad y alma de la columna:** Se usará soldadura de penetración completa sin placa de respaldo y la raíz de soldadura se respalda con soldadura de filete de 8 (mm) colocada en dicho borde.

**F. Verificación de Zona Panel:** Este corresponde al Paso 7 según AISC-358 Cap 6.8.

**Paso 1:** Cálculo de resistencia al corte de la zona panel.

Esfuerzo axial de fluencia de la columna:  $P_{yc} := f_{yc} \cdot A_{gc} = 695.97 \text{ tonnef}$

Esfuerzo axial requerido de la columna:  $P_{rc} := \frac{P_{uci} + P_{ucii}}{2} = 167.7 \text{ tonnef}$

Si se considera efectos de deformación plástica del panel en la estabilidad del marco, la resistencia nominal está dada por (Cap. J10.6 AISC-360):

$$\alpha := 1$$

$$\begin{array}{l} R_n := \text{if } \alpha \cdot P_{rc} \leq 0.75 \cdot P_{yc} \\ \quad \parallel \text{return } 0.60 \cdot f_y \cdot h_c \cdot t_{wc} \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{h_w \cdot h_c \cdot t_{wc}} \right) \\ \quad \parallel \text{else} \end{array} \quad \Bigg| = 101.685 \text{ tonnef} \quad \text{(Ec. J10-11)}$$

$$\begin{array}{l} \parallel \text{return } 0.60 \cdot f_y \cdot h_c \cdot t_{wc} \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{h_w \cdot h_c \cdot t_{wc}} \right) \cdot \left( 1.9 - \frac{1.2 \cdot \alpha \cdot P_{rc}}{P_{yc}} \right) \end{array} \quad \text{(Ec. J10-12)}$$

Luego, se calcula la resistencia al corte:

**Resistencia requerida:**  $R_u := 2 \cdot F_{fu} - 2 \cdot \frac{M_f}{H} = 304.878 \text{ tonnef}$

$$\begin{array}{l} \text{if } 0.9 \cdot R_n \geq R_u \\ \quad \parallel \text{return "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "Usar Double Plates"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Usar Double Plates"}$$



## Paso 2: Diseño de Double Plates

**Espesor requerido planchas adosadas:**  $tdpreq := twc \cdot \frac{Ru}{0.9 \cdot Rn} - twc = 31.474 \text{ mm}$

**Número de planchas adosadas a colocar:**  $np := 2$

**Espesor seleccionado:**  $tdpesc := 16 \text{ mm}$

**Espesor total:**  $tdp := np \cdot tdpesc = 32 \text{ mm}$

**Espesor mínimo requerido del panel (AISC 341 Capítulo E3.6e) :**

$Wz := dc - 2 \cdot rc = 298 \text{ mm}$  (Ancho de double plates)

$dz := hv - tsc - tfv = 358.5 \text{ mm}$  (Altura de double plates)

$tpanelreq := \frac{Wz + dz}{90} = 7.294 \text{ mm}$  (Ec. E3-7)

```
if  $tdp \geq tpanelreq$  | = "Espesor de double plates cumple"  
  || return "Espesor de double plates cumple"  
else  
  || return "Cambiar espesor"
```

**Verificación de espaciamiento entre tuercas en unión por eje fuerte:**

```
if  $\frac{(g - Wnt)}{2} > \frac{twc}{2} + tdpesc$  | = "Espaciamiento cumple"  
  || return "Espaciamiento cumple"  
else  
  || return "Aumentar g"
```

**Paso 3:** Diseño de placa de continuidad de alma de viga. Esta placa servirá como un rigidizador vertical ubicado entre las placas de continuidad soldadas al alma de la columna el cual pretende ser una continuación del alma de la viga y estará unida a la plancha soldada, placas de continuidad y a la plancha adosada al alma de columna.

**Altura de placa:**  $hpl := dz = 358.5 \text{ mm}$  (Misma altura que las planchas adosadas)

**Ancho de placa:**  $bpl := \left( \frac{bfc - twc}{2} \right) + Dbx - tdpesc = 202.25 \text{ mm}$

**Espesor de placa:**  $tpl := 10 \text{ mm}$  (Espesor mayor o igual al del alma de la viga, según espesores disponibles en catálogos).

**Paso 4:** Verificación criterio columna fuerte - viga débil (AISC 341-16 Capítulo E3 Sección 4a y Comentario Capítulo E3). La verificación se hace tanto para eje fuerte como para eje débil considerando cada marco que llega al nodo como independiente.

**Resistencia por Eje Fuerte:**

$$M_{pb} := 2 \cdot \left( M_{pr} + V_u \cdot \left( Sh + \frac{hc}{2} \right) \right) = (1.426 \cdot 10^4) \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. E3-3})$$

$$M_{pcx} := Z_{xc} \cdot \left( \left( f_{yc} - \frac{P_{uci}}{A_{gc}} \right) + \left( f_{yc} - \frac{P_{ucii}}{A_{gc}} \right) \right) = (1.725 \cdot 10^4) \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pcx}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{return "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple"} \end{array} \quad \left| \right. = \text{"Cumple"} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

**Resistencia por Eje Débil:**

$$M_{pcy} := Z_{yc} \cdot \left( \left( f_{yc} - \frac{P_{uci}}{A_{gc}} \right) + \left( f_{yc} - \frac{P_{ucii}}{A_{gc}} \right) \right) = (5.891 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pcy}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{return "Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple"} \end{array} \quad \left| \right. = \text{"No cumple"} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

**Paso 5 (Adicional):** Verificación criterio columna fuerte - viga débil considerando efectos bidireccionales (AISC 341-16 Comentario Capítulo E3). Esta verificación se hace a modo de respaldo de los resultados numéricos para los casos en que se disponen de vigas conectadas por eje débil y fuerte (Modelos M3 y M4). Al considerar efectos bidireccionales, los parámetros  $M_{pcx}$  y  $M_{pcy}$  se calculan mediante las expresiones (C-E3-5) y (C-E3-6).

**Modelo M3:**

$$M_{pb} := 3 \cdot \left( M_{pr} + V_u \cdot \left( Sh + \frac{hc}{2} \right) \right) = (2.139 \cdot 10^4) \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pcx} := 1.18 \cdot Z_{xc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{uci}}{A_{gc}} + 0.6 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) + 1.18 \cdot Z_{xc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{ucii}}{A_{gc}} + 0.6 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) = -4.333 \cdot 10^3 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pcy} := 1.67 \cdot Z_{yc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{uci}}{A_{gc}} + 0.85 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{xc}} \right) \right) + 1.67 \cdot Z_{yc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{ucii}}{A_{gc}} + 0.85 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{xc}} \right) \right) = (4.064 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pcx}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{return "Cumple por eje fuerte"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple por eje fuerte"} \end{array} \left| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. = \text{"No cumple por eje fuerte"} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pcy}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{return "Cumple por eje débil"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple por eje débil"} \end{array} \left| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. = \text{"No cumple por eje débil"} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

#### Modelo M4:

$$M_{pb} := 4 \cdot \left( M_{pr} + V_u \cdot \left( Sh + \frac{hc}{2} \right) \right) = (2.852 \cdot 10^4) \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pcx} := 1.18 \cdot Z_{xc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{uci}}{A_{gc}} + 0.6 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) + 1.18 \cdot Z_{xc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{ucii}}{A_{gc}} + 0.6 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{yc}} \right) \right) = -4.333 \cdot 10^3 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pcy} := 1.67 \cdot Z_{yc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{uci}}{A_{gc}} + 0.85 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{xc}} \right) \right) + 1.67 \cdot Z_{yc} \cdot \left( f_{yc} - \left( \frac{P_{ucii}}{A_{gc}} + 0.85 \cdot \frac{M_{pr}}{Z_{xc}} \right) \right) = (4.064 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pcx}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{return "Cumple por eje fuerte"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple por eje fuerte"} \end{array} \left| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. = \text{"No cumple por eje fuerte"} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pcy}}{M_{pb}} > 1 \\ \quad \parallel \text{return "Cumple por eje débil"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{return "No cumple por eje débil"} \end{array} \left| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. = \text{"No cumple por eje débil"} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

Estas verificaciones adicionales corroboran los resultados obtenidos en el análisis numérico, en los cuales se observaron plastificaciones en la columna a medida que se incrementa el número de vigas conectadas al nodo de interés.

## Anexo B – Planos Referenciales de Elementos de Conexión

En esta sección, las Imágenes B.1 a la B.8 presentan planos referenciales de los elementos de la conexión según el procedimiento de diseño establecido en el Capítulo 3. (Dimensiones en milímetros).

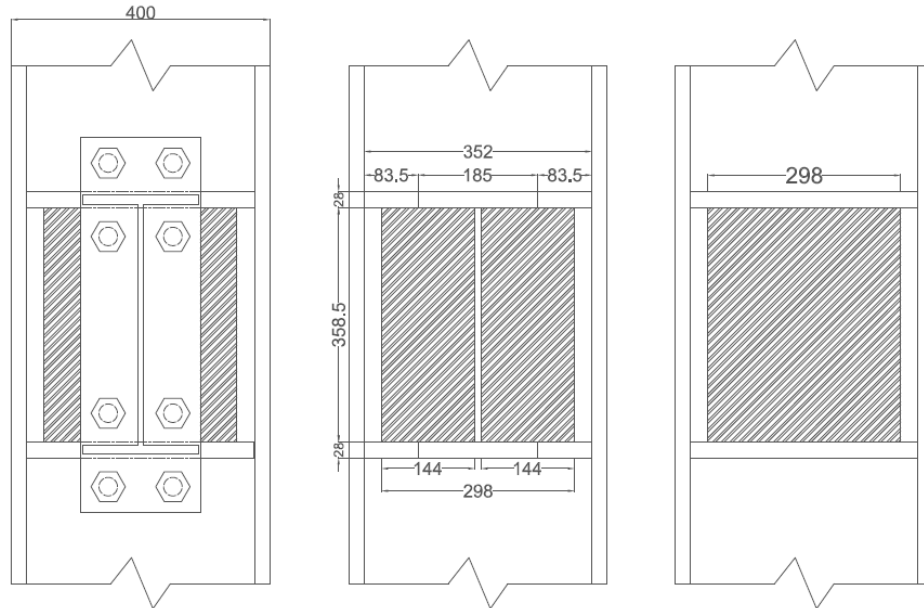


Imagen B.1: Ubicación de placas de continuidad, rigidizador interno y plancha adosada en zona de unión con viga (a y b) y zona sin conexión por el alma de la columna (c)

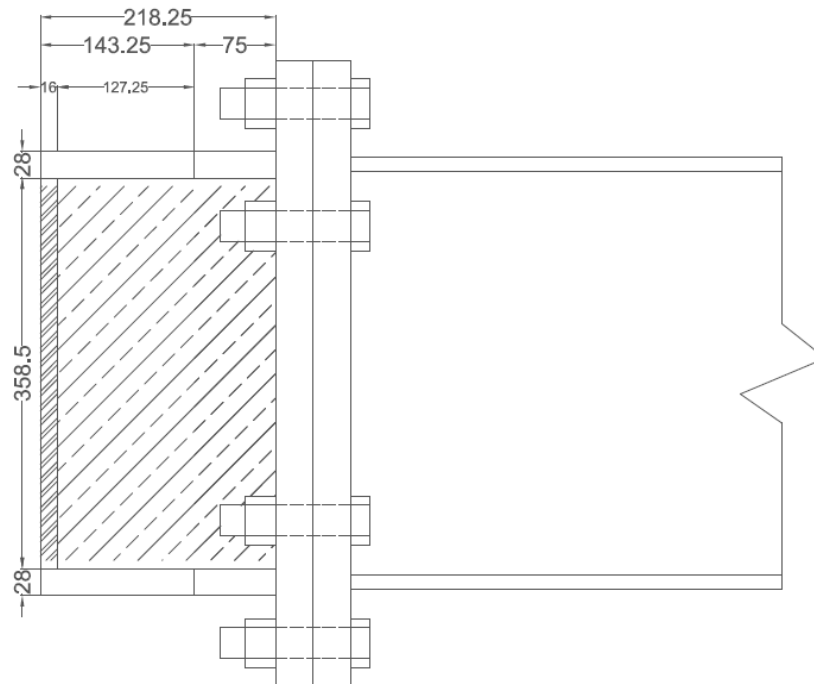
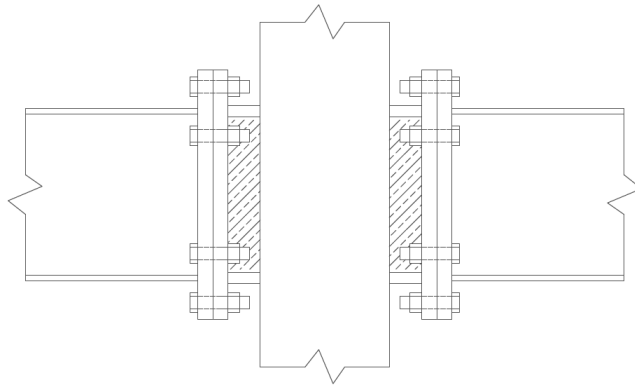
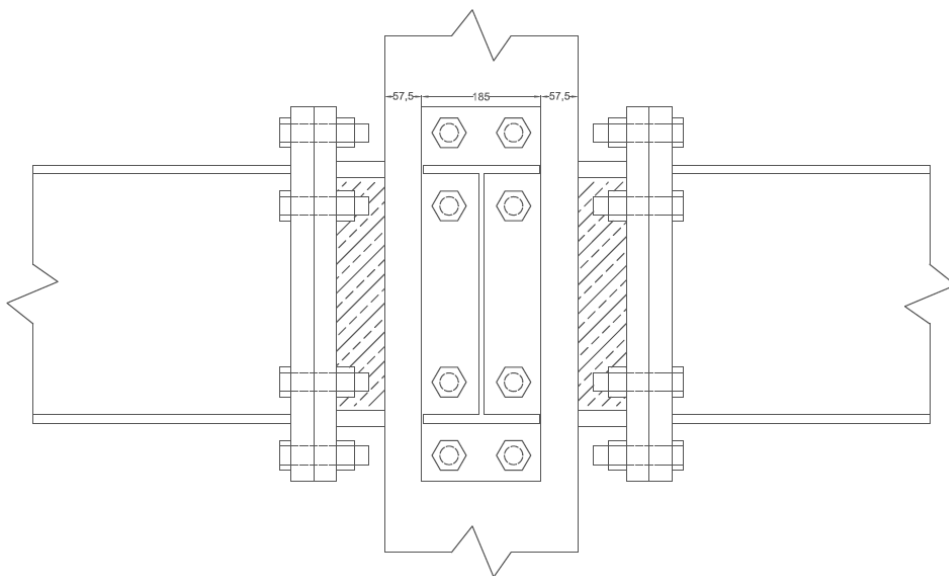


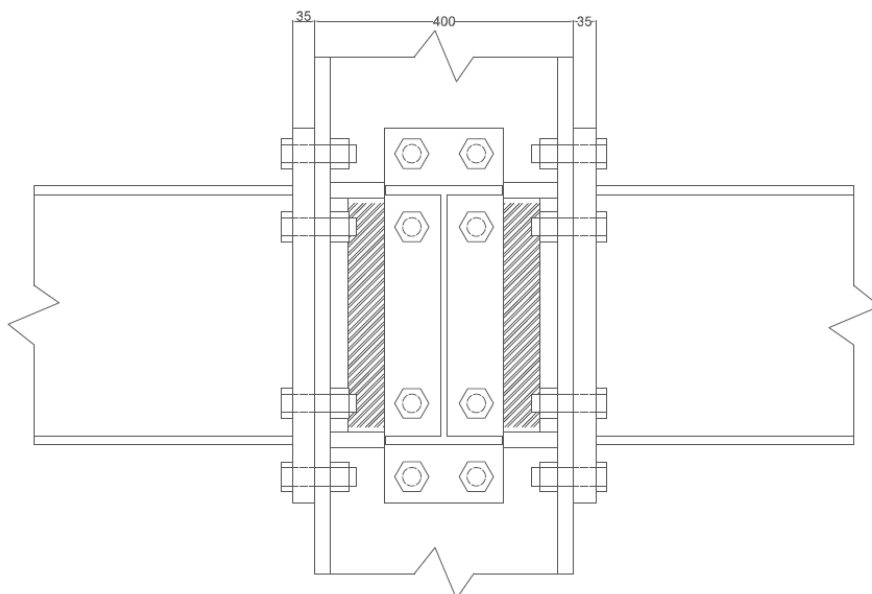
Imagen B.2: Vista lateral de placas de continuidad, plancha adosada y rigidizador interno



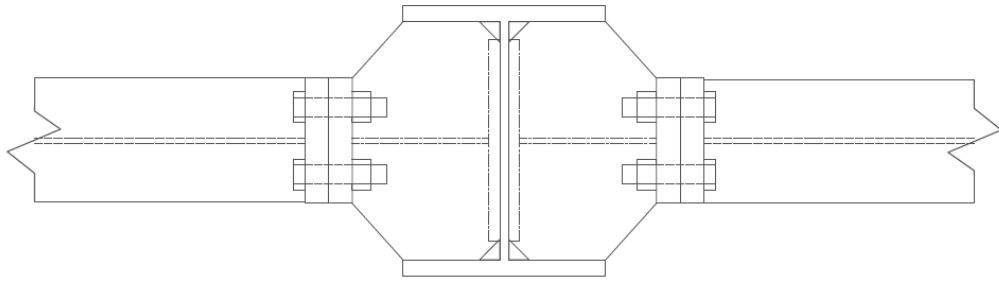
*Imagen B.3: Elevación zona Norte y Sur, modelo M2*



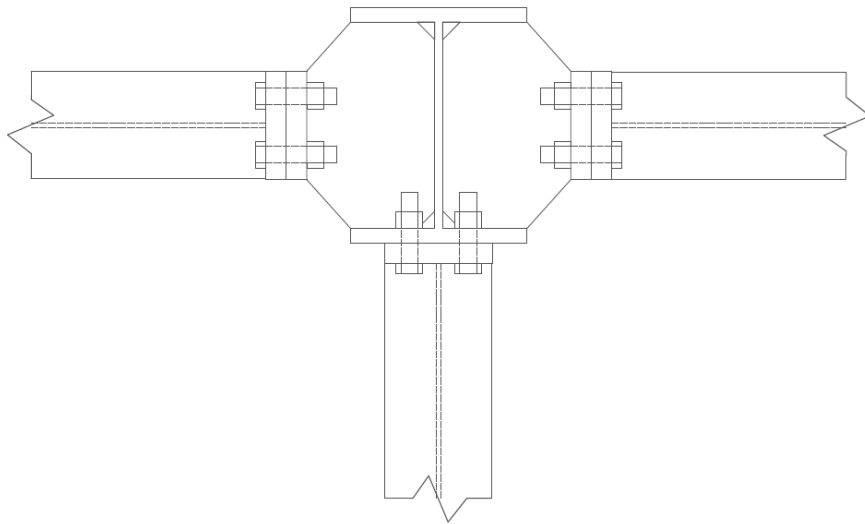
*Imagen B.4: Elevación zonas Sur (M3 y M4) y Norte (M4) de conexión*



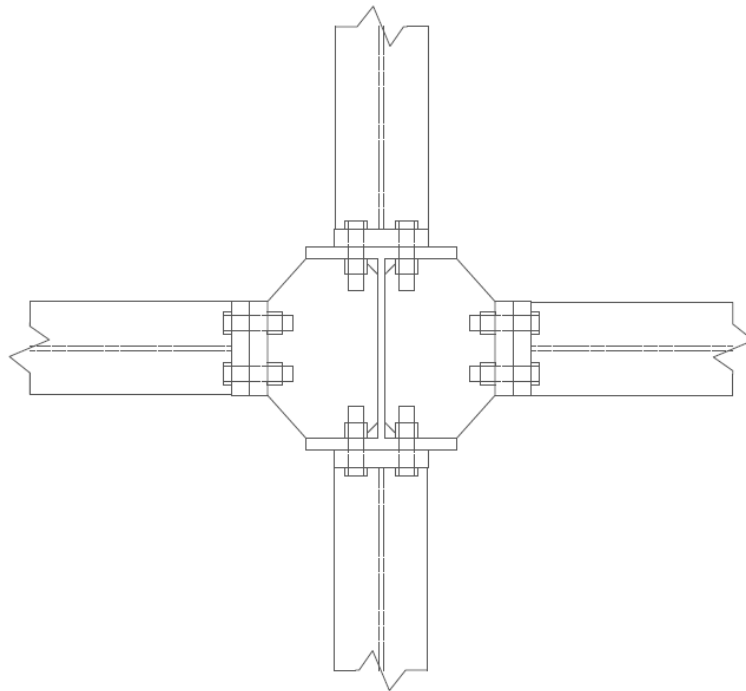
*Imagen B.5: Elevación zona Este y Oeste en modelo M4*



*Imagen B.6: Vista en planta de conexión, caso M2*



*Imagen B.7: Vista en planta de conexión, caso M3*



*Imagen B.8: Vista en planta de conexión, caso M4*

## Anexo C – Configuraciones de Modelo Numérico en ANSYS

### C.1. Planos de Distancias de Elementos Solid y Beam

Al igual que en la sección anterior, las dimensiones indicadas en los planos adjuntos a continuación están en milímetros.

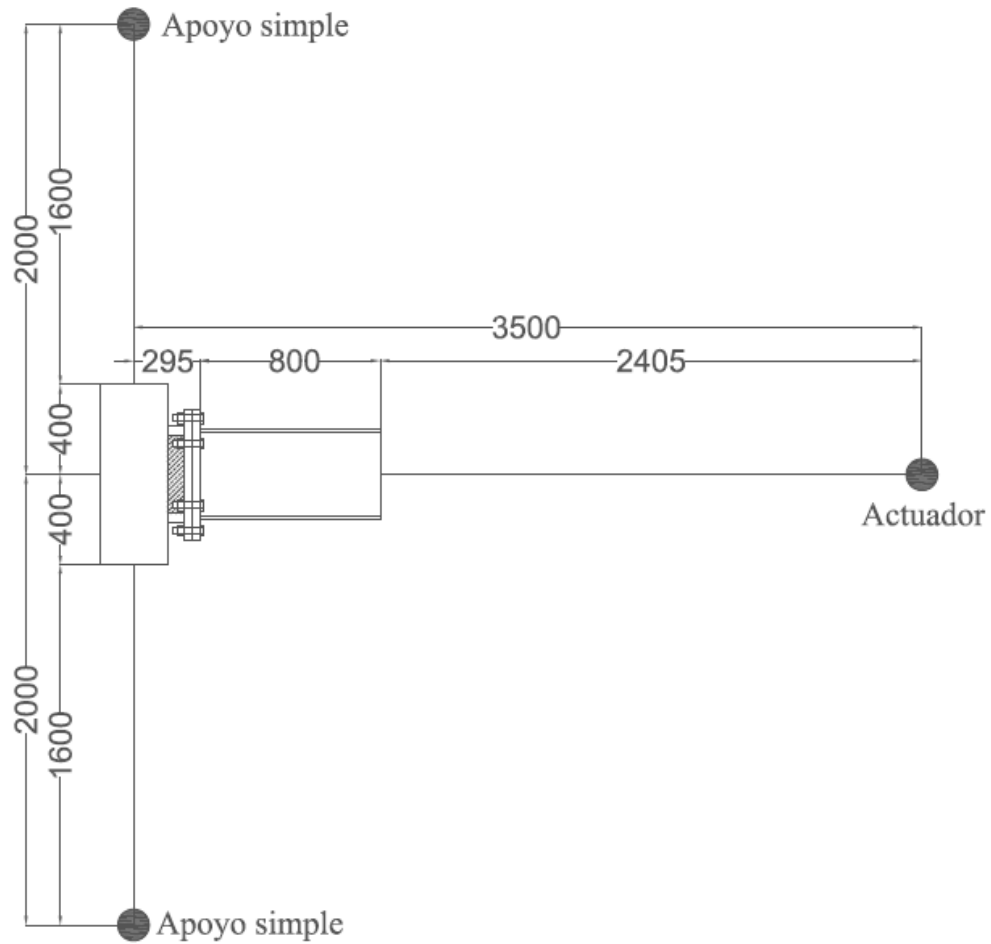


Imagen C.1: Condiciones de apoyo en modelo M1

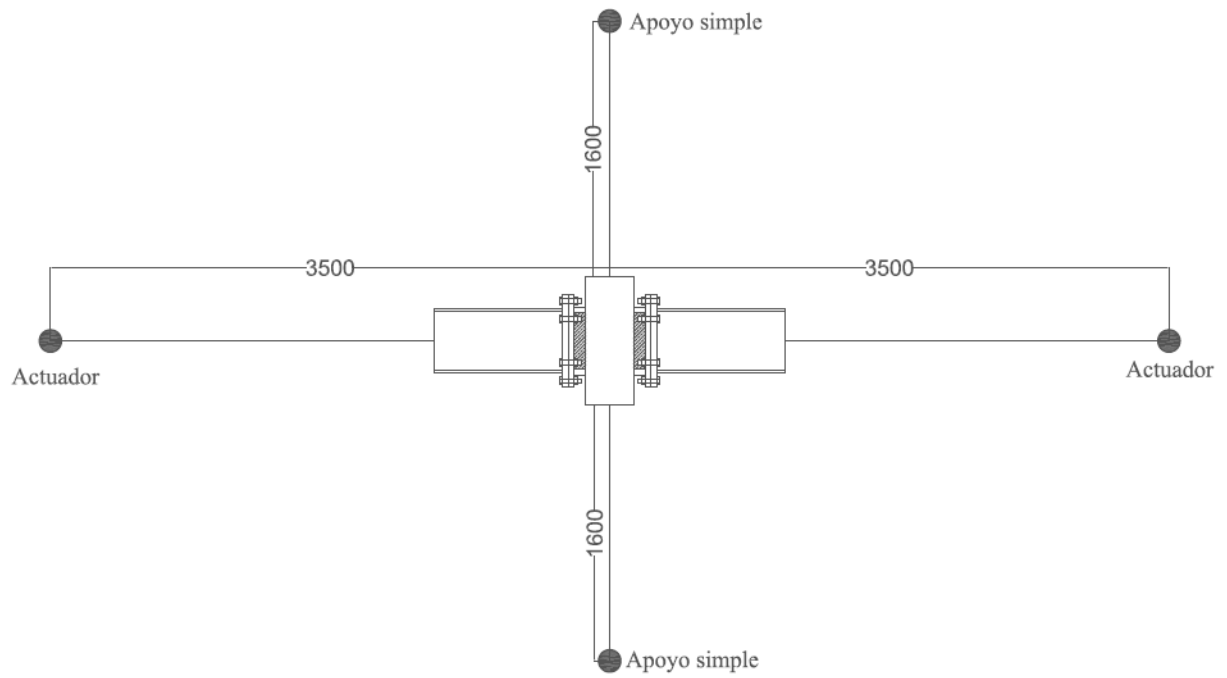


Imagen C.2: Condiciones de apoyo en modelo M2

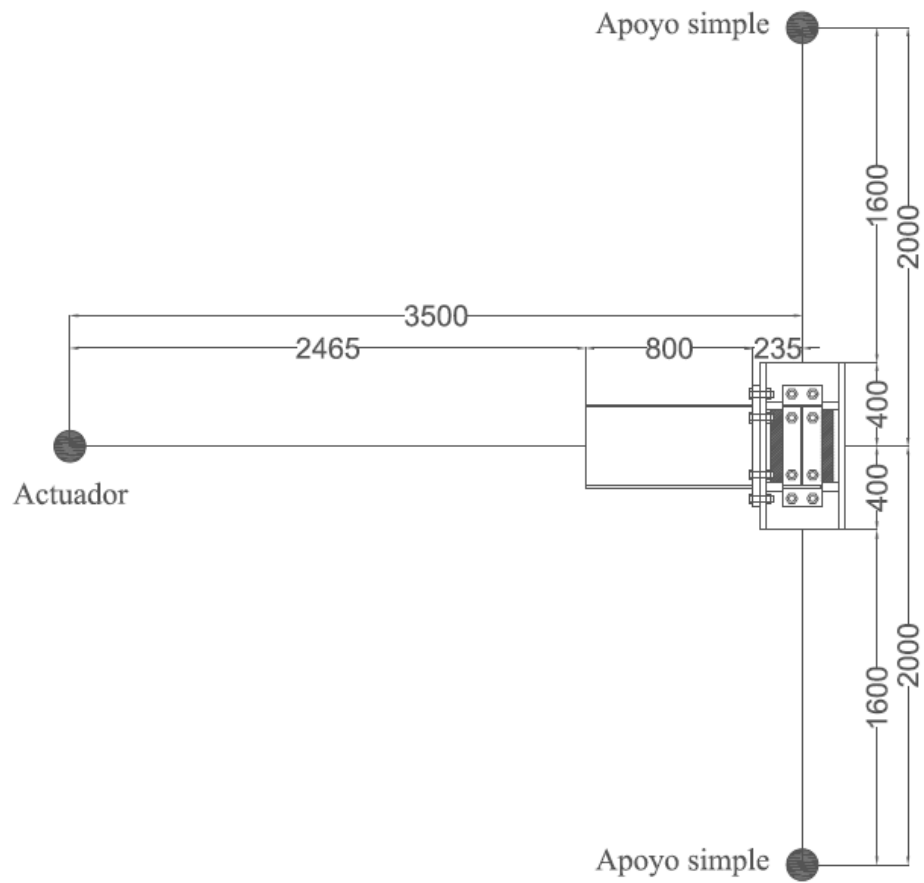


Imagen C.3: Condiciones de apoyo de viga Sur en modelo M3



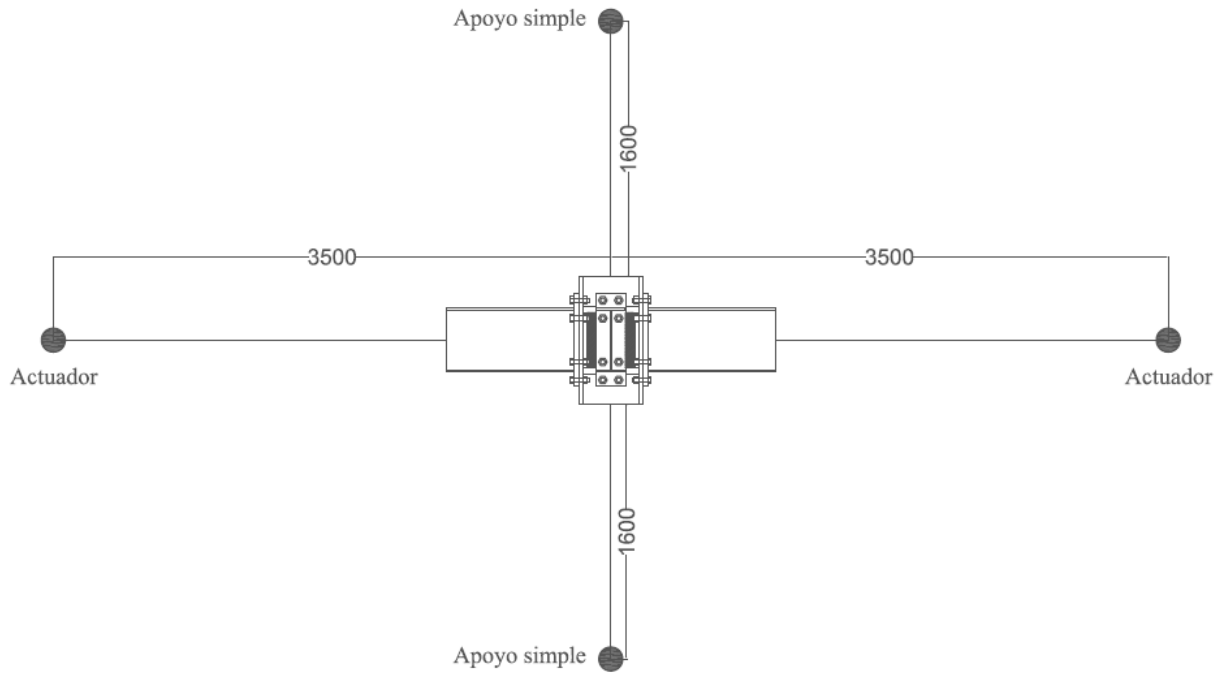


Imagen C.4: Condiciones de apoyo en vigas Sur y Norte en modelo M4

## C.2. Configuraciones de Análisis en ANSYS

A continuación, se presentan imágenes con las principales configuraciones empleadas en los modelos numéricos analizados.

- **Contactos:**

<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Definition</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Type</td><td>Bonded</td></tr> <tr><td>Scope Mode</td><td>Automatic</td></tr> <tr><td>Behavior</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Trim Contact</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Trim Tolerance</td><td>2.6693e-002 m</td></tr> <tr><td>Suppressed</td><td>No</td></tr> <tr> <th colspan="2">Advanced</th> </tr> <tr><td>Formulation</td><td>Augmented Lagrange</td></tr> <tr><td>Detection Method</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Penetration Tolerance</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Elastic Slip Tolerance</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Normal Stiffness</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Update Stiffness</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Pinball Region</td><td>Radius</td></tr> <tr><td>Pinball Radius</td><td>1.e-003 m</td></tr> <tr> <th colspan="2">Geometric Modification</th> </tr> <tr><td>Contact Geometry Correction</td><td>None</td></tr> <tr><td>Target Geometry Correction</td><td>None</td></tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">a)</p>	Definition		Type	Bonded	Scope Mode	Automatic	Behavior	Program Controlled	Trim Contact	Program Controlled	Trim Tolerance	2.6693e-002 m	Suppressed	No	Advanced		Formulation	Augmented Lagrange	Detection Method	Program Controlled	Penetration Tolerance	Program Controlled	Elastic Slip Tolerance	Program Controlled	Normal Stiffness	Program Controlled	Update Stiffness	Program Controlled	Pinball Region	Radius	Pinball Radius	1.e-003 m	Geometric Modification		Contact Geometry Correction	None	Target Geometry Correction	None	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Definition</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Type</td><td>Frictional</td></tr> <tr><td>Friction Coefficient</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>Scope Mode</td><td>Automatic</td></tr> <tr><td>Behavior</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Trim Contact</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Trim Tolerance</td><td>2.6693e-002 m</td></tr> <tr><td>Suppressed</td><td>No</td></tr> <tr> <th colspan="2">Advanced</th> </tr> <tr><td>Formulation</td><td>Augmented Lagrange</td></tr> <tr><td>Detection Method</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Penetration Tolerance</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Elastic Slip Tolerance</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Normal Stiffness</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Update Stiffness</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Stabilization Damping Factor</td><td>0.</td></tr> <tr><td>Pinball Region</td><td>Radius</td></tr> <tr><td>Pinball Radius</td><td>1.e-003 m</td></tr> <tr><td>Time Step Controls</td><td>None</td></tr> <tr> <th colspan="2">Geometric Modification</th> </tr> <tr><td>Interface Treatment</td><td>Add Offset, No Ramping</td></tr> <tr><td>Offset</td><td>0. m</td></tr> <tr><td>Contact Geometry Correction</td><td>None</td></tr> <tr><td>Target Geometry Correction</td><td>None</td></tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">b)</p>	Definition		Type	Frictional	Friction Coefficient	0.3	Scope Mode	Automatic	Behavior	Program Controlled	Trim Contact	Program Controlled	Trim Tolerance	2.6693e-002 m	Suppressed	No	Advanced		Formulation	Augmented Lagrange	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.	Pinball Region	Radius	Pinball Radius	1.e-003 m	Time Step Controls	None	Geometric Modification		Interface Treatment	Add Offset, No Ramping	Offset	0. m	Contact Geometry Correction	None	Target Geometry Correction	None	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Definition</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Type</td><td>Frictionless</td></tr> <tr><td>Scope Mode</td><td>Automatic</td></tr> <tr><td>Behavior</td><td>Symmetric</td></tr> <tr><td>Trim Contact</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Trim Tolerance</td><td>2.6693e-002 m</td></tr> <tr><td>Suppressed</td><td>No</td></tr> <tr> <th colspan="2">Advanced</th> </tr> <tr><td>Formulation</td><td>Augmented Lagrange</td></tr> <tr><td>Detection Method</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Penetration Tolerance</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Normal Stiffness</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Update Stiffness</td><td>Program Controlled</td></tr> <tr><td>Stabilization Damping Factor</td><td>0.</td></tr> <tr><td>Pinball Region</td><td>Radius</td></tr> <tr><td>Pinball Radius</td><td>1.e-003 m</td></tr> <tr><td>Time Step Controls</td><td>None</td></tr> <tr> <th colspan="2">Geometric Modification</th> </tr> <tr><td>Interface Treatment</td><td>Adjust to Touch</td></tr> <tr><td>Contact Geometry Correction</td><td>None</td></tr> <tr><td>Target Geometry Correction</td><td>None</td></tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">c)</p>	Definition		Type	Frictionless	Scope Mode	Automatic	Behavior	Symmetric	Trim Contact	Program Controlled	Trim Tolerance	2.6693e-002 m	Suppressed	No	Advanced		Formulation	Augmented Lagrange	Detection Method	Program Controlled	Penetration Tolerance	Program Controlled	Normal Stiffness	Program Controlled	Update Stiffness	Program Controlled	Stabilization Damping Factor	0.	Pinball Region	Radius	Pinball Radius	1.e-003 m	Time Step Controls	None	Geometric Modification		Interface Treatment	Adjust to Touch	Contact Geometry Correction	None	Target Geometry Correction	None
Definition																																																																																																																																		
Type	Bonded																																																																																																																																	
Scope Mode	Automatic																																																																																																																																	
Behavior	Program Controlled																																																																																																																																	
Trim Contact	Program Controlled																																																																																																																																	
Trim Tolerance	2.6693e-002 m																																																																																																																																	
Suppressed	No																																																																																																																																	
Advanced																																																																																																																																		
Formulation	Augmented Lagrange																																																																																																																																	
Detection Method	Program Controlled																																																																																																																																	
Penetration Tolerance	Program Controlled																																																																																																																																	
Elastic Slip Tolerance	Program Controlled																																																																																																																																	
Normal Stiffness	Program Controlled																																																																																																																																	
Update Stiffness	Program Controlled																																																																																																																																	
Pinball Region	Radius																																																																																																																																	
Pinball Radius	1.e-003 m																																																																																																																																	
Geometric Modification																																																																																																																																		
Contact Geometry Correction	None																																																																																																																																	
Target Geometry Correction	None																																																																																																																																	
Definition																																																																																																																																		
Type	Frictional																																																																																																																																	
Friction Coefficient	0.3																																																																																																																																	
Scope Mode	Automatic																																																																																																																																	
Behavior	Program Controlled																																																																																																																																	
Trim Contact	Program Controlled																																																																																																																																	
Trim Tolerance	2.6693e-002 m																																																																																																																																	
Suppressed	No																																																																																																																																	
Advanced																																																																																																																																		
Formulation	Augmented Lagrange																																																																																																																																	
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.																																																																																																																																	
Pinball Region	Radius																																																																																																																																	
Pinball Radius	1.e-003 m																																																																																																																																	
Time Step Controls	None																																																																																																																																	
Geometric Modification																																																																																																																																		
Interface Treatment	Add Offset, No Ramping																																																																																																																																	
Offset	0. m																																																																																																																																	
Contact Geometry Correction	None																																																																																																																																	
Target Geometry Correction	None																																																																																																																																	
Definition																																																																																																																																		
Type	Frictionless																																																																																																																																	
Scope Mode	Automatic																																																																																																																																	
Behavior	Symmetric																																																																																																																																	
Trim Contact	Program Controlled																																																																																																																																	
Trim Tolerance	2.6693e-002 m																																																																																																																																	
Suppressed	No																																																																																																																																	
Advanced																																																																																																																																		
Formulation	Augmented Lagrange																																																																																																																																	
Detection Method	Program Controlled																																																																																																																																	
Penetration Tolerance	Program Controlled																																																																																																																																	
Normal Stiffness	Program Controlled																																																																																																																																	
Update Stiffness	Program Controlled																																																																																																																																	
Stabilization Damping Factor	0.																																																																																																																																	
Pinball Region	Radius																																																																																																																																	
Pinball Radius	1.e-003 m																																																																																																																																	
Time Step Controls	None																																																																																																																																	
Geometric Modification																																																																																																																																		
Interface Treatment	Adjust to Touch																																																																																																																																	
Contact Geometry Correction	None																																																																																																																																	
Target Geometry Correction	None																																																																																																																																	

Imagen C.5: Configuraciones de contactos: Bonded (a), Frictional (b) y Frictionless (c) (Modificado de ANSYS, 2016)

- **Mesh:**

Definition	
Suppressed	No
Method	MultiZone
Mapped Mesh Type	Hexa
Surface Mesh Method	Uniform
Free Mesh Type	Not Allowed
Element Midside Nodes	Dropped
Src/Trg Selection	Automatic
Source Scoping Method	Program Controlled
Source	Program Controlled
Sweep Size Behavior	Sweep Element Size
Sweep Element Size	Default

Imagen C.6: Configuraciones de método de mallado (ANSYS, 2016)

- **Remote Points:**

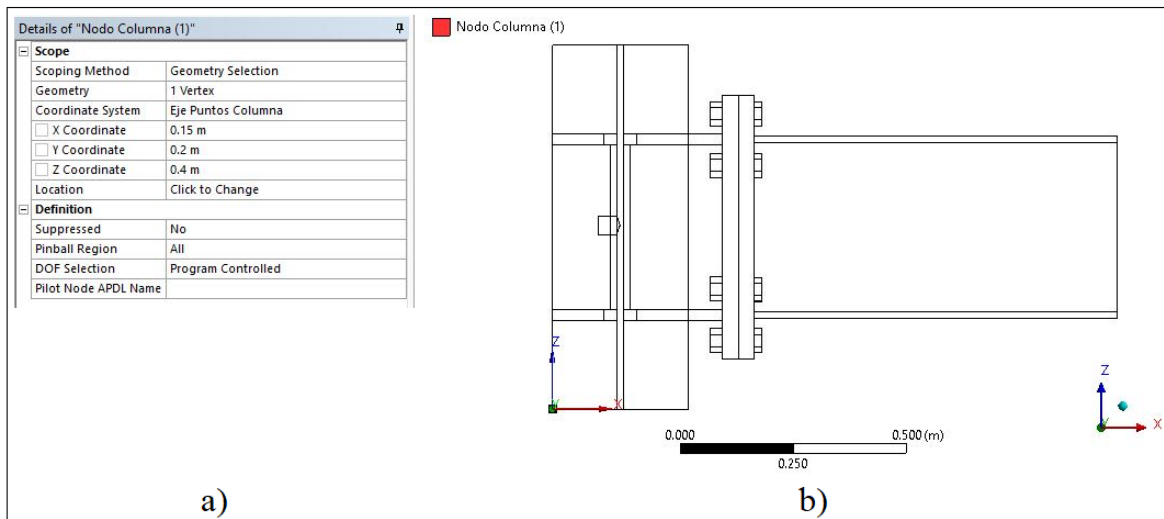


Imagen C.7: Ubicación de Remote Point en nodo de columna: Asignación de coordenadas según eje local (a) y vista en modelo numérico (b) (Modificado de ANSYS, 2016)

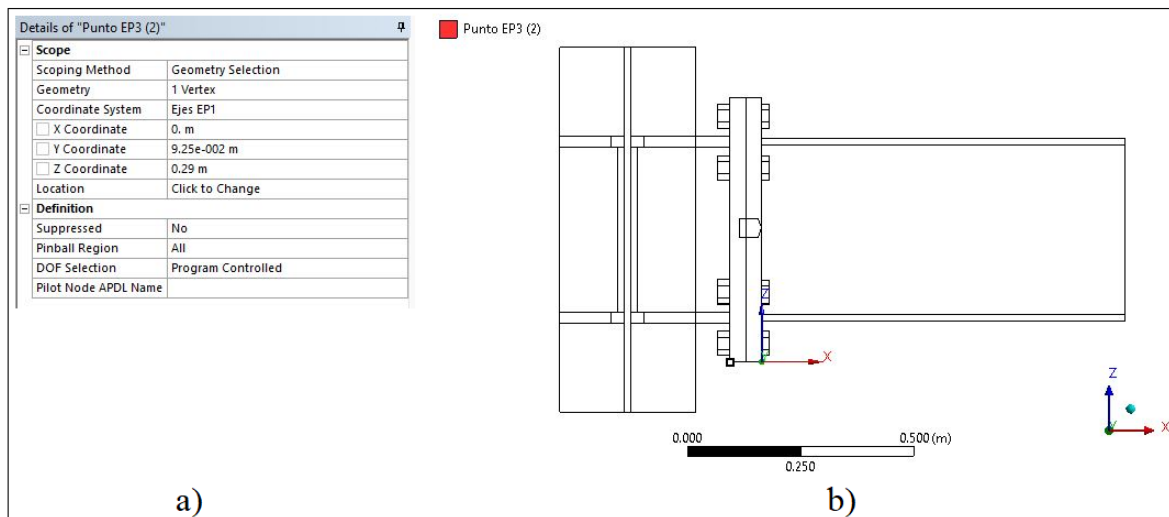


Imagen C.8: Ubicación de Remote Point en nodo de conexión: Asignación de coordenadas según eje local (a) y vista en modelo numérico (b) (Modificado de ANSYS, 2016)

- **Solución (Analysis Settings):**

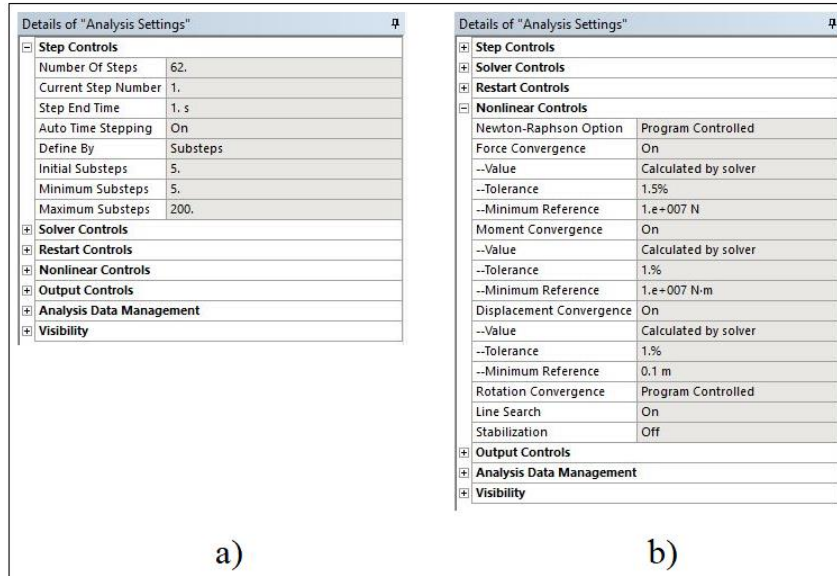


Imagen C.9: Configuraciones de análisis: Pasos de tiempo (a) y tolerancias de convergencias (b) (Modificado de ANSYS 2016)

- **Resultados:**

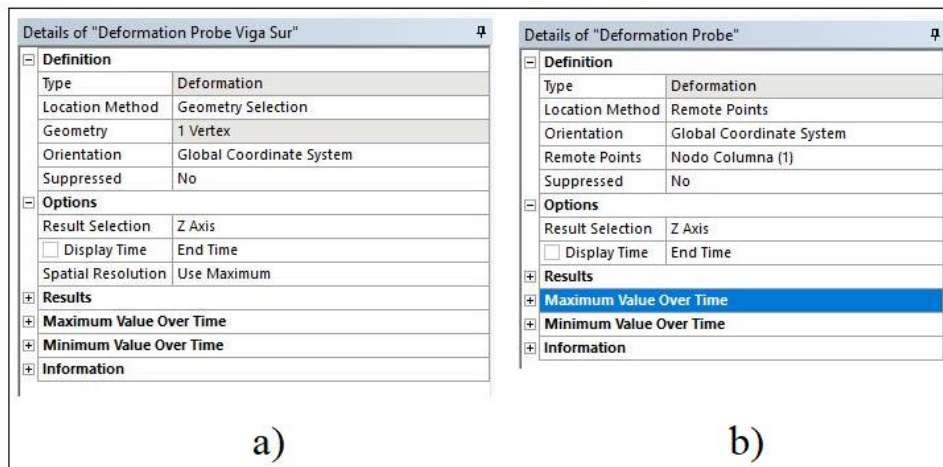


Imagen C.10: Configuraciones de Deformation Probe en actuador (a) e inclinómetros (b) (Modificado de ANSYS, 2016)

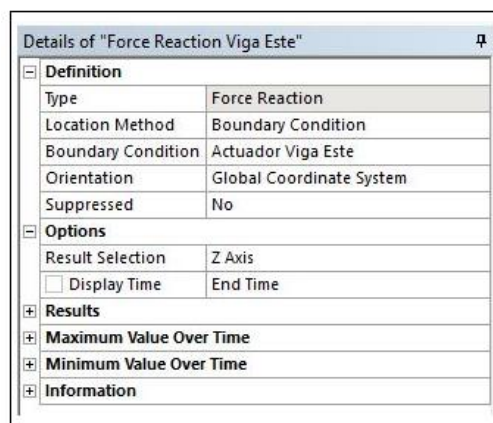


Imagen C.11: Configuraciones de Force Reaction en actuadores (ANSYS, 2016)

## Anexo D – Expresiones de Condensación de Resultados Numéricos

Tal como se indicó en la sección 6.3.1, la conversión de resultados desde el sistema inicial al sistema equivalente se obtiene a partir de equilibrio de momentos respecto a la base de la columna ( $V_c$ ) y conservación de la energía ( $\Delta$ ). A continuación se muestra la deducción de las fórmulas de cálculo indicadas en la Tabla 6.2. Tomar en cuenta que según el sistema de referencia empleado, el eje X coincide con las vigas por eje débil (Este y Oeste) mientras que el eje Y coincide con las vigas por eje fuerte de la columna (Sur y Norte).

### D.1. Adaptación para Modelo M1

Sea  $F$  la fuerza de reacción en la viga por eje débil, el procedimiento es el siguiente:

- Equilibrio de momento:

$$\begin{aligned}V_c * H &= F * \frac{L}{2} \\V_c &= \frac{1}{2} * \frac{L}{H} * F\end{aligned}\tag{D-1}$$

- Conservación de energía:

$$\begin{aligned}V_c * \Delta &= F * \delta \\ \Delta &= \frac{F}{V_c} * \delta \\ \Delta &= 2 * \frac{H}{L} * \delta\end{aligned}\tag{D-2}$$

### D.2. Adaptación para Modelo M2

Al igual que en el caso anterior,  $F$  es la fuerza de reacción en las vigas por eje débil. Al aplicar el procedimiento de conversión:

- Equilibrio de momento:

$$\begin{aligned}V_c * H &= \left(F * \frac{L}{2}\right)_E + \left(F * \frac{L}{2}\right)_O = F * L \\V_c &= \frac{L}{H} * F\end{aligned}\tag{D-3}$$

- Conservación de energía:

$$V_c * \Delta = (F * \delta)_E + (F * \delta)_O = 2 * F * \delta$$

$$\Delta = \frac{2 * F * \delta}{V_c}$$

$$\Delta = \frac{H}{L} * (2 * \delta) \quad (D-4)$$

### D.3. Adaptación para Modelo M3

Tanto para este caso como el siguiente, sea  $F_{ef} = F$  la reacción en las vigas por eje fuerte y  $F_{ed}$  la reacción en las vigas por eje débil tal que  $F_{ed} = a * F_{ef} = a * F$  con  $0 < a < 1$  y de acuerdo al sistema referencial de condensación, al hacer equilibrio de momento por ejes se obtiene lo siguiente:

- Equilibrio de momento en eje X:

$$V_{cx} * H = \left( F_{ed} * \frac{L}{2} \right)_E + \left( F_{ed} * \frac{L}{2} \right)_O = F_{ed} * L$$

$$V_{cx} = \left( \frac{L}{H} \right) * F_{ed} = \left( \frac{L}{H} \right) * (a * F) \quad (D-5)$$

- Equilibrio de momento en eje Y:

$$V_{cy} * H = \left( F_{ef} * \frac{L}{2} \right)_S = F_{ef} * \frac{L}{2}$$

$$V_{cy} = \frac{1}{2} * \left( \frac{L}{H} \right) * F_{ef} = \frac{1}{2} * \left( \frac{L}{H} \right) * F \quad (D-6)$$

- Corte equivalente resultante

$$V_c = \sqrt{V_{cx}^2 + V_{cy}^2} = \sqrt{\left( \frac{L}{H} * a * F \right)^2 + \left( \frac{1}{2} * \frac{L}{H} * F \right)^2}$$

$$V_c = \left( \frac{L}{H} \right) * F * \sqrt{a^2 + \frac{1}{4}} \quad (D-7)$$

- Conservación de energía:

$$V_c * \Delta = (a * F * \delta)_E + (a * F * \delta)_O + (F * \delta)_S = (2 * a + 1) * F * \delta$$

$$\Delta = \frac{(2 * a + 1) * F * \delta}{V_c}$$

$$\Delta = \frac{(2 * a + 1)}{\sqrt{a^2 + \frac{1}{4}}} * \frac{H}{L} * \delta \quad (D-8)$$

#### D.4. Adaptación para Modelo M4

Análogo al procedimiento anterior:

- Equilibrio de momento en eje X:

$$V_{cx} * H = \left( F_{ed} * \frac{L}{2} \right)_E + \left( F_{ed} * \frac{L}{2} \right)_O = F_{ed} * L$$

$$V_{cx} = \left( \frac{L}{H} \right) * F_{ed} = \left( \frac{L}{H} \right) * (a * F) \quad (D-9)$$

- Equilibrio de momento en eje Y:

$$V_{cy} * H = \left( F_{ef} * \frac{L}{2} \right)_S + \left( F_{ef} * \frac{L}{2} \right)_N = F_{ef} * L$$

$$V_{cy} = \left( \frac{L}{H} \right) * F_{ef} = \left( \frac{L}{H} \right) * F \quad (D-10)$$

- Corte equivalente resultante

$$V_c = \sqrt{V_{cx}^2 + V_{cy}^2} = \sqrt{\left( \frac{L}{H} * a * F \right)^2 + \left( \frac{L}{H} * F \right)^2}$$

$$V_c = \left( \frac{L}{H} \right) * F * \sqrt{a^2 + 1} \quad (D-11)$$

- Conservación de energía:

$$V_c * \Delta = (a * F * \delta)_E + (a * F * \delta)_O + (F * \delta)_S + (F * \delta)_N = (2 * a + 2) * F * \delta$$

$$\Delta = \frac{(2 * a + 2) * F * \delta}{V_c}$$

$$\Delta = \frac{(2 * a + 2)}{\sqrt{a^2 + 1}} * \frac{H}{L} * \delta \quad (D-12)$$