



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES
VIGA TIPO I Y COLUMNA TUBULAR ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: JOSÉ ENRIQUE LOAYZA TORO

TUTOR: ING. JONNATHAN DARÍO SANTOS BENÍTEZ, PhD.

Cuenca - Ecuador

2026

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, José Enrique Loayza Toro con documento de identificación N° 0705742328 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 26 de febrero del 2026

Atentamente,



José Enrique Loayza Toro

0705742328

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, José Enrique Loayza Toro con documento de identificación N° 0705742328, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud que soy autor del Proyecto técnico: “Análisis numérico del comportamiento de conexiones viga tipo I y columna tubular ante sollicitaciones sísmicas”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 26 de febrero del 2026

Atentamente,



José Enrique Loayza Toro

0705742328

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jonnathan Darío Santos Benítez con documento de identificación N° 0105088058, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA TIPO I Y COLUMNA TUBULAR ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS, realizado por José Enrique Loayza Toro con documento de identidad N° 0705742328, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 26 de febrero del 2026

Atentamente,



Ing. Jonnathan Darío Santos Benítez, PhD.

0105088058

DEDICATORIA

A la memoria de quienes partieron antes de ver culminado este logro, mi abuelito Lucho y mi primo Roberth, cuya presencia sigue acompañándome a través de su recuerdo, guiando mis esfuerzos y fortaleciendo mi esperanza en cada etapa de este camino.

A mis padres, Ximena y José, por su amor incondicional, su apoyo constante y su fe inquebrantable en mí. Por enseñarme, con su ejemplo diario, el valor de la constancia, el trabajo honesto, la responsabilidad y la perseverancia, y por ser un pilar fundamental para superar los desafíos y continuar avanzando incluso en los momentos más difíciles.

A mis hermanos, Isabel, David y Camila, por su compañía constante y su apoyo incondicional a lo largo de este proceso. Por estar presentes no solo en los momentos de alegría, sino también en aquellos de cansancio y dificultad, brindándome comprensión, palabras de ánimo y la fortaleza necesaria para no rendirme. Su confianza en mí, su paciencia y el vínculo que nos une han sido un motor importante para seguir adelante y alcanzar este objetivo.

A María José, por su compañía constante, su apoyo sincero y por brindarme tranquilidad y ánimo a lo largo de este proceso. Gracias por estar, escuchar y caminar a mi lado con paciencia y cariño.

A mis amigos, por su apoyo, compañía y por cada momento compartido que hizo este proceso más llevadero y significativo.

Y a Brunito, mi perrito, por su compañía fiel y silenciosa durante este proceso. Por estar presente en los momentos de cansancio y desvelo, ofreciendo alegría, calma y un apoyo sincero sin necesidad de palabras. Su compañía hizo este camino más ligero y humano.

Esta tesis está dedicada a todos ustedes, con profunda gratitud y cariño, pues cada logro alcanzado lleva consigo parte de su apoyo, amor y confianza.

AGRADECIMIENTO

A mi familia, por su apoyo incondicional, su paciencia y el cariño constante que me acompañó durante cada etapa de este proceso. Gracias por creer en mí, por brindarme fortaleza en los momentos de dificultad y por recordarme, incluso en los días más complejos, el valor de la constancia, el esfuerzo y el trabajo honesto como pilares para alcanzar los objetivos propuestos.

A mis amigos, por su compañía sincera, las palabras oportunas, las ideas compartidas y el ánimo permanente que hicieron más llevadero el camino hacia esta meta. Su apoyo fue fundamental para mantener la motivación y el equilibrio necesarios a lo largo de este proceso.

Mi agradecimiento especial al Ing. Jonnathan Santos, por su guía técnica y humana durante el desarrollo de este trabajo de titulación. Sus orientaciones, observaciones oportunas y su exigencia académica contribuyeron de manera decisiva al fortalecimiento de este proyecto, aportando claridad, rigor y compromiso en cada una de sus etapas.

Índice de Contenido	6
Índice de Tablas	10
Índice de Imágenes	11
RESUMEN	15
ABSTRACT	16
INTRODUCCIÓN	17
CAPÍTULO I	19
1. PROBLEMA DE ESTUDIO	19
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
1.2. Antecedentes	20
1.3. Justificación	21
1.4. Alcance de estudio	22
1.5. Estado del arte	22
1.6. Objetivos	23
1.6.1. Objetivo General	23
1.6.2. Objetivos Específicos	24
CAPÍTULO II	25
2. MARCO TEÓRICO	25
2.1. Riesgo sísmico en el Ecuador y su impacto en el diseño estructural	26
2.2. Fundamentos del diseño estructural sismorresistente	26
2.3. Estructuras metálicas en zonas sísmicas	28
2.4. Conexiones	29
2.4.1. Importancia de las conexiones	30
2.5. Clasificación de las conexiones	30
2.5.1. Conexión rígida	31
2.5.2. Conexión simple	31
2.5.3. Conexión semi-rígida	32
2.6. Tipos de conexiones viga-columna	33
2.6.1. Conexión soldada	33
2.6.2. Conexión atornillada	34
2.6.2.1. Mecánica y comportamiento sísmico	34
Rigidez inicial moderada	35
Ductilidad controlada	35
2.6.3. Conexión atornillada	35
2.6. Método de elementos finitos	37
2.7. Comportamiento de las conexiones bajo cargas sísmicas	38

2.8.	Importancia de la conexión viga-columna en el comportamiento global de la estructura	39
2.8.1.	Función estructural del nodo viga-columna	39
2.8.2.	Comportamiento sísmico y localizado del daño	39
2.8.3.	Requisitos normativos para conexiones críticas	40
2.8.4.	Relevancia en estructuras metálicas modernas	40
2.9.	Tipologías adicionales de conexiones momento-resistentes en marcos de acero	40
2.10.	Aplicaciones prácticas en edificios del Ecuador	40
2.10.1.	Caso 1: Edificio ECU 911 - Quito	41
2.10.2.	Caso 2: Centro comercial San Marino - Guayaquil	41
2.10.3.	Caso 3: Nave industrial - Cuenca	41
CAPÍTULO III		43
3.	METODOLOGÍA	43
3.1.	Ubicación de la estructura	43
3.2.	Dimensiones de la estructura	43
3.3.	Variables para el cálculo del espectro elástico	44
3.4.	Determinación de las cargas de la estructura	48
3.5.	Combinaciones de las cargas de diseño conforme la NEC-15	50
3.6.	Predimensionamiento de la estructura	50
3.7.	Modelamiento numérico del caso de estudio	53
3.8.	Análisis de la junta critica	65
4.	Diseño de la conexión	66
4.1.	Conexión soldada.	66
5.	Diseño de conexión del caso de estudio en software comercial Idea StatiCa.	67
5.1.	Conexión mediante soldadura	67
5.2.	Primer análisis de la junta D-2	68
5.3.	Segundo análisis de la junta D-2	69
5.4.	Tercer análisis de la junta D-2	70
5.5.	Cuarto análisis de la junta D-2	71
CAPÍTULO IV		72
4. RESULTADOS		72
4.1.	Primer análisis: Conexión base (modelo sin modificaciones)	75
4.1.1	Segundo análisis: Conexión con placas de corte (gusset plate) en vigas IPE 400.	90
4.1.3.	Tercer análisis: Conexión con rigidizador interno en columna HSS 400 × 400 × 12 mm	91
4.1.4	Cuarto análisis: Conexión con perfil IPE 400 doble alma y rigidizador interno	92

CAPÍTULO V	94
5. Conclusiones	94
6. Recomendaciones	95
7. Referencias bibliográficas	95
ANEXOS	97

Índice de Tablas

Tabla 1.	<i>Clasificación de las conexiones. Fuente (Cházaro, 2021)</i>	31
Tabla 2.	<i>Tipologías de conexión. Fuente: (AISC 358-22, 2022); (FEMA, 2000); (FEMA-355C, 2000).</i>	40
Tabla 3.	<i>Comparativa de aplicaciones reales en Ecuador.</i>	42
Tabla 4.	<i>Variables para determinar el espectro elástico según (NEC-SE-DS, 2015)</i>	44
Tabla 5.	<i>Parámetros adoptados para la corrección de la velocidad del viento</i>	49
Tabla 6.	<i>Combinaciones de carga según la NEC-SE-DG</i>	50
Tabla 7.	<i>Parámetros de configuración de la losa metal deck.</i>	56
Tabla 8.	<i>Definición de tipo de cargas.</i>	57
Tabla 9.	<i>Configuración de los parámetros conforme al caso de estudio.</i>	59
Tabla 10.	<i>Derivas elásticas e inelásticas fuerza Ex (%)</i>	61
Tabla 11.	<i>Derivas elásticas e inelásticas fuerza Ey (%)</i>	62
Tabla 12.	<i>Revisión de Cortante basal “Análisis dinámico”</i>	63
Tabla 13.	<i>Definición de masa participativa total.</i>	64
Tabla 14.	<i>Masa modal acumulada en direcciones X e Y</i>	64
Tabla 15.	<i>Momentos en la junta D-2.</i>	65
Tabla 16.	<i>Esfuerzos cortantes en la junta D-2.</i>	66
Tabla 17.	<i>Ecuaciones para conexiones soldadas. Fuente extraída de</i>	66
Tabla 18.	<i>Casos de estudio.</i>	74

Índice de Figuras

Figura 1.	<i>Material utilizado en estructuras en Ecuador. Fuente: (Saavedra, 2021).</i>	18
Figura 2.	<i>Modelo tridimensional. Fuente: (Crisafulli, 2018).</i>	29
Figura 3.	<i>Conexión viga-columna. Fuente: (Góngora. Karina, 2019).</i>	29
Figura 4.	<i>Conexión rígida</i>	31
Figura 5.	<i>Conexión simple</i>	32
Figura 6.	<i>Conexión semi-rígida. Fuente: (Góngora. Karina, 2019).</i>	32
Figura 7.	<i>Conexión soldada. Fuente (AHMSA, 2013)</i>	34
Figura 8.	<i>Conexión atornillada. Fuente: (AHMSA, 2013).</i>	34
Figura 9.	<i>Conexiones BFP. Fuente (SIMPSON Strong-Tie, 2024).</i>	37
Figura 10.	<i>Conexión mixta. Fuente (AHMSA, 2013).</i>	37
Figura 11.	<i>Ubicación de la edificación.</i>	43
Figura 12.	<i>Dimensiones de la vista en planta de la estructura.</i>	44
Figura 13.	<i>Espectro de respuesta elástico. Fuente (NEC-SE-DS, 2015)</i>	46
Figura 14.	<i>Espectro elástico e inelástico de la estructura.</i>	48
Figura 15.	<i>Longitud de las vigas principales.</i>	51
Figura 16.	<i>Columna 2-D.</i>	52
Figura 17.	<i>Vigas principales transversales.</i>	53
Figura 18.	<i>Vigas principales longitudinales.</i>	53
Figura 19.	<i>Columnas.</i>	54
Figura 20.	<i>Vigas secundarias.</i>	54
Figura 21.	<i>Modelo numérico de la estructura predimensionada. a) Vista isométrica y b) de planta</i>	55
Figura 22.	<i>Resultados del análisis demanda – capacidad.</i>	60
Figura 23.	<i>Demanda – capacidad del modelo final mediante método LRFD.</i>	60
Figura 24.	<i>Junta más cargada 2-D.</i>	65
Figura 25.	<i>Configuración del modelo estructural de la junta D-2 modelo base.</i>	68
Figura 26.	<i>Configuración de la conexión de la junta D-2 reforzada mediante placas de corte.</i>	70
Figura 27.	<i>Configuración de la junta D-2 reforzada mediante rigidizadores triangulares.</i>	71
Figura 28.	<i>Configuración estructural de la junta D-2 reforzada mediante perfil IPE400 de doble alma y rigidización interna del HSS.</i>	72
Figura 29.	<i>Se indica los valores de los parámetros indicados en la ecuación 13. El resultado de la ecuación se presenta a continuación.</i>	76

- Figura 30.** Esquema de la fuerza cortante equivalente F_v transmitida en la conexión y su distribución en los planos resistentes. _____ 77
- Figura 31.** Esquema de las fuerzas equivalentes F_m y F_v consideradas para la obtención de la fuerza interna máxima de diseño F_{max} . _____ 78
- Figura 32.** Esquema de la longitud efectiva resistente de la placa L_{eff} , definida al descontar las longitudes no efectivas en los extremos respecto a la longitud total $L1$. _ 79
- Figura 33.** Detalle del espesor de la placa t y de la longitud efectiva L_{eff} utilizados en la ecuación 17 para el cálculo del esfuerzo normal promedio. _____ 80
- Figura 34.** Esquema de la fuerza resultante F_n actuante sobre el cordón de soldadura y del ángulo ϑ medido respecto al eje longitudinal del cordón, empleado en la ecuación 21 para la evaluación de la resistencia de la soldadura. _____ 82
- Figura 35.** Representación esquemática de la soldadura de filete, indicando el tamaño del filete w considerado en la ecuación 23 para determinar la garganta efectiva de la soldadura de filete. _____ 83
- Figura 36.** Esquema de la sección transversal del elemento, indicando los valores de la altura total H y la distancia c medida desde el eje neutro hasta la fibra extrema, utilizados en la ecuación 29. _____ 88

RESUMEN

Este estudio presenta el desarrollo técnico del diseño estructural de una edificación de cuatro niveles de uso privado – comercial en la ciudad de Cuenca, basada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). El trabajo inició con el dimensionamiento preliminar apoyado en los planos arquitectónicos y con la definición de los parámetros del espectro elástico; se estableció un período fundamental con $S_a = 0,806$ g. A continuación, se identificaron las acciones de cálculo y sus combinaciones conforme a la normativa.

En la fase de predimensionamiento, se propusieron vigas principales IPE 400 e IPE 360, columnas tubulares $400 \times 400 \times 12$ mm y vigas secundarias IPE 270. Posteriormente, mediante software comercial de elementos finitos (MEF), se configuró el modelo analítico y se efectuó la simulación numérica. Los primeros resultados mostraron que varios miembros excedían el límite aceptable de demanda/capacidad igual a 1,0; por ello, se realizó un ajuste de secciones hasta lograr que todo el sistema cumpliera con capacidades suficientes en las combinaciones gobernantes. Se evaluó también la deriva inelástica, determinándose el máximo en la dirección X del segundo nivel con un valor de 1,6%, inferior al 2% permitido por la NEC-15.

Finalmente, con el diseño estabilizado, se seleccionó la junta viga–columna más solicitada para el diseño detallado de la conexión, comparando alternativas soldadas. La opción elegida resultó conforme a la normativa que ofrece el mejor desempeño bajo las condiciones del proyecto.

Palabras clave: NEC 15, Junta viga – columna, Diseño estructural de conexiones.

ABSTRACT

This study presents the technical development of the structural design for a four-story building intended for private–commercial use in the city of Cuenca, based on the Ecuadorian Building Code (NEC-15). The work began with preliminary sizing supported by the architectural drawings and with the definition of the elastic spectrum parameters; a fundamental period with $S_a = 0.806$ g was established. Next, the design actions and their combinations were identified in accordance with the code.

In the preliminary sizing phase, main beams IPE 400 and IPE 360 were proposed, together with tubular columns 400×400×12 mm and secondary beams IPE 270. Subsequently, using commercial finite element software (FEM), the analytical model was configured, and the numerical simulation was performed. The initial results showed that several members exceeded the acceptable demand/capacity limit of 1.0; therefore, a section adjustment was carried out until the entire system complied with sufficient capacities in the governing combinations. The inelastic drift was also evaluated, with the maximum found in the X direction on the second story, with a value of 1.6%, which is below the 2% limit permitted by NEC-15.

Finally, with the design stabilized, the most highly loaded beam–column joint was selected for the detailed design of the connection, comparing welded alternatives. The chosen option was compliant with the code and offers the best performance under the project conditions.

Key words: NEC-15, beam–column joint, welded connection, structural design.

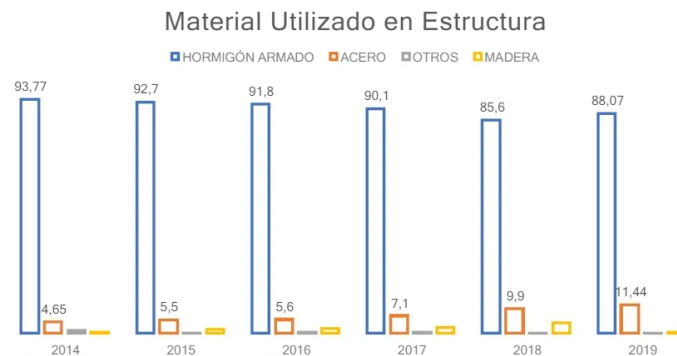
INTRODUCCIÓN

Ecuador se encuentra en una de las zonas sísmicamente más activas del mundo, el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la interacción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana genera una alta frecuencia de eventos sísmicos (Quinde & Reinoso, 2016). Esta franja tectónica, donde interactúan las placas de Nazca y Sudamericana, ha sido responsable de eventos sísmicos de gran magnitud que han dejado importantes consecuencias a nivel humano, social y estructural. Un claro ejemplo fue el terremoto del 16 de abril del 2016, que afectó severamente a varias provincias del país, especialmente a Manabí y Esmeraldas, y puso en evidencia la necesidad de reforzar el enfoque técnico en la construcción sismorresistente.

Frente a esta realidad, las estructuras metálicas se han convertido en una alternativa cada vez más utilizada, especialmente por su buen comportamiento ante sollicitaciones dinámicas. Gracias a su capacidad de disipar energía, flexibilidad y resistencia, estas estructuras ofrecen ventajas importantes en zonas donde los movimientos telúricos son frecuentes. Sin embargo, su eficacia no depende solo del tipo de material, sino también del diseño adecuado de los puntos de unión entre elementos estructurales, siendo las conexiones viga-columna uno de los aspectos más críticos del sistema estructural (Cházaro, 2021).

En los últimos años, el uso de estructuras de acero en la construcción en Ecuador ha crecido de forma considerable, debido a su facilidad de instalación, la disponibilidad de materiales y su eficiencia en tiempo y costos (Uribe & Valencia, 2009). De acuerdo con datos del INEC, entre 2014 y 2019, el empleo del acero como material estructural en nuevas edificaciones aumentó en un 6,79%, mientras que el uso del hormigón armado disminuyó en un 5,07%, reflejando una clara preferencia por sistemas más ágiles y modernos (Saavedra, 2021).

Figura 1. Material utilizado en estructuras en Ecuador. Fuente: (Saavedra, 2021).



La adopción de normativas específicas para construcciones metálicas resistentes a sismos, como las emitidas por el American Institute of Steel Construction (AISC) en Estados Unidos y la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC), han proporcionado directrices detalladas para el diseño, la fabricación y el montaje de estructuras metálicas capaces de soportar eventos sísmicos.

El análisis computacional se ha vuelto una herramienta clave para estudiar el comportamiento de este tipo de uniones. A través de simulaciones con software de elementos finitos es posible predecir con mayor precisión cómo responden las conexiones ante cargas sísmicas, lo cual ayuda a tomar mejores decisiones en el diseño estructural (Prieto & Garzón, 2018).

Por ello, este trabajo de titulación tiene como finalidad analizar numéricamente el comportamiento de diferentes conexiones entre vigas tipo I y columnas tubulares, expuestas a solicitaciones sísmicas. El estudio incluye la modelación, simulación y comparación del desempeño de distintas tipologías de conexión, con el objetivo de identificar cuáles ofrecen mejores condiciones de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Esta investigación busca aportar conocimientos útiles para el diseño de estructuras más seguras en un país con alta exposición sísmica como lo es Ecuador.

CAPÍTULO I

1. PROBLEMA DE ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las estructuras metálicas han ganado popularidad por su resistencia y flexibilidad. Sin embargo, un aspecto crítico en su diseño es la conexión entre vigas y columnas. Estas uniones son fundamentales para garantizar la integridad estructural durante un sismo, ya que transfieren las cargas y momentos entre los elementos estructurales. Fallas en estas conexiones pueden llevar al colapso parcial o total de una edificación.

A pesar de la existencia de normativas como la AISC 360 – 22 (AISC 360, 2022) y la AISC 341-22 (AISC 341, 2022), que establecen directrices para el diseño de conexiones en estructuras de acero, su aplicación en Ecuador no siempre es rigurosa. Esto se debe, en parte, a la falta de estudios locales que analicen el comportamiento específico de las conexiones viga-columna bajo las condiciones sísmicas propias del país. Esto resalta la necesidad de investigaciones que evalúen, mediante análisis numéricos y simulaciones, el desempeño de diferentes tipos de conexiones viga-columna en contextos sísmicos.

Por lo tanto, es imperativo desarrollar estudios que proporcionen datos concretos sobre el comportamiento de estas conexiones, con el fin de mejorar las prácticas de diseño y construcción en zonas sísmicas del Ecuador. Esto contribuirá a edificaciones más seguras y resilientes frente a futuros eventos sísmicos.

1.2. Antecedentes

Ecuador se encuentra en el cinturón de fuego del Pacífico, lo que lo expone a una intensa actividad sísmica debido a la interacción entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Esta ubicación geográfica aumenta su vulnerabilidad a terremotos recurrentes y, en ocasiones, destructivos, como el registrado en 2016 con una magnitud de 7.8, que afectó gravemente las provincias costeras y dejó importantes daños humanos y materiales. La frecuencia de estos eventos resalta la importancia de profundizar en el conocimiento de la actividad sísmica regional, mejorar los sistemas de alerta temprana y reforzar tanto las prácticas de construcción como la planificación urbana para minimizar los riesgos ante futuros sismos.

La adopción de normativas específicas para construcciones metálicas resistentes a sismos, como las emitidas por el American Institute of Steel Construction (AISC) en Estados Unidos, ha proporcionado directrices detalladas para el diseño, la fabricación y el montaje de estructuras metálicas capaces de soportar eventos sísmicos. Estas regulaciones abarcan especificaciones sobre la conexión y el detallado de los componentes estructurales, fomentando prácticas que optimizan la capacidad de las estructuras metálicas para resistir cargas generadas por movimientos sísmicos (Vera, 2024).

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estructuras de acero es la elección adecuada de las diversas conexiones estructurales para dar estabilidad a dichas estructuras. La solución de cómo conectar ciertos elementos estructurales depende de muchos factores, tales como, criterio y experiencia del calculista, del fabricante y del montador, una buena estructuración desde la concepción del proyecto, forma y tamaño de las piezas a conectar, la magnitud y distribución de los esfuerzos actuantes en los elementos estructurales afectados, tipo de unión (soldada o atornillada), y características físicas y químicas del material de los miembros estructurales (Chazaro, 2019).

En Ecuador, las estructuras de acero se conectan sobre todo con tornillos de alta resistencia y con soldadura, dos métodos clave para garantizar su estabilidad y seguridad. Aunque los tornillos han desplazado en gran medida a la soldadura en las uniones, soldar sigue siendo indispensable en el proceso de fabricación, especialmente para fijar las placas de conexión.

1.3. Justificación

La incertidumbre en el comportamiento mecánico y la eficiencia estructural de diferentes tipos de conexiones viga-columna en el nodo más crítico de edificaciones sismorresistentes de acero es una preocupación latente entre los diferentes diseñadores y constructores del país y del mundo (Vizueta & Pabón, 2019).

La mayoría de los problemas significativos que ocurren en las estructuras metálicas se deben a un diseño deficiente o una incorrecta implementación en las uniones (Arízaga & Ortiz, 2014). Por esta razón, es fundamental prestar atención a cada etapa necesaria para establecer la conexión.

Estudios realizados por organismos como la AISC y la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) han demostrado la importancia de las conexiones en el comportamiento global de las estructuras sismorresistentes. Se ha observado que ciertos diseños de conexiones pueden mejorar significativamente la capacidad de disipación de energía y la resistencia frente a fallos estructurales (FEMA, 2000).

En Ecuador, dada su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico, el diseño adecuado de conexiones viga-columna es especialmente relevante para reducir el riesgo de daños estructurales durante un sismo.

Por lo tanto, el análisis comparativo de diferentes tipos de conexiones resulta esencial para optimizar las prácticas de diseño estructural y mejorar la seguridad de las edificaciones metálicas en el país (Vera, 2024).

1.4. Alcance de estudio

El presente trabajo de investigación aborda el análisis del comportamiento estructural de conexiones viga tipo I y columna tubular sometidas a solicitaciones sísmicas, mediante el estudio de un modelo estructural representativo de una edificación metálica de varios niveles localizada en la ciudad de Cuenca. Como parte del procedimiento metodológico, se desarrolla el modelamiento estructural global de la edificación, la determinación de las acciones de diseño y el correspondiente análisis sísmico, con el propósito de obtener las solicitaciones internas actuantes en la junta crítica seleccionada para su evaluación.

A partir de dichas solicitaciones, se realiza la modelación numérica detallada de distintas configuraciones de conexión empleando herramientas de análisis estructural basadas en el método de elementos finitos, evaluando su respuesta en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación ante cargas sísmicas. El estudio contempla además la comparación del desempeño estructural de las alternativas analizadas, con el fin de identificar la solución que presenta un comportamiento más eficiente bajo las condiciones de diseño consideradas.

Los resultados obtenidos se orientan a aportar criterios técnicos que contribuyan al análisis del desempeño de conexiones en estructuras metálicas sometidas a acciones sísmicas, dentro del marco de las disposiciones normativas vigentes y las condiciones constructivas del entorno local.

1.5. Estado del arte

Las conexiones entre vigas tipo I y columnas tubulares desempeñan un papel clave en la resistencia sísmica de las estructuras de acero, ya que su comportamiento influye directamente en la capacidad de disipar energía y en la estabilidad general del sistema. En zonas de alta sismicidad, como Ecuador, el diseño adecuado de estas uniones es esencial para evitar fallas prematuras y garantizar la seguridad estructural.

A nivel internacional, normas como la AISC 341-22 y la AISC 358-22 establecen criterios de diseño y desempeño para conexiones sismorresistentes, aunque la inclusión de uniones con columnas tubulares aún es limitada, lo que obliga a recurrir a estudios experimentales y análisis numéricos para validar su comportamiento. Por su parte, el Eurocódigo 8 y las guías CIDECT proponen enfoques alternativos, especialmente en el uso de diafragmas internos o externos para mejorar la distribución de esfuerzos.

La literatura reporta diversos tipos de conexión: soldaduras directas de las alas de la viga a la pared del tubo, uso de placas diafragma, placas de extremo atornilladas y configuraciones con placas de cubrimiento. Los ensayos han mostrado que las fallas más comunes se producen por abolladura o punzonamiento de la pared de la columna y por fractura en las soldaduras, incluso en uniones reforzadas. En pruebas con cargas cíclicas bidireccionales, se ha observado una reducción notable en la capacidad de rotación respecto a cargas unidireccionales, lo que evidencia la necesidad de modelar estas solicitaciones con realismo.

En cuanto a los avances numéricos, el uso de modelos tridimensionales de elementos finitos ha permitido simular con gran precisión la respuesta momento-rotación de estas uniones, incorporando criterios de daño y leyes de endurecimiento que reproducen la degradación observada en laboratorio. Sin embargo, persisten desafíos, como la escasez de datos para espesores y calidades de acero comunes en el contexto latinoamericano, la falta de validaciones bajo solicitaciones sísmicas severas y la limitada información sobre el desempeño bajo cargas combinadas.

1.6.Objetivos

1.6.1. Objetivo General

Analizar numéricamente el comportamiento de conexiones viga tipo I y columna tubular ante solicitaciones sísmicas

1.6.2. Objetivos Específicos

- Identificar varias conexiones estipuladas en la normativa vigente enfatizando su posible aplicación en el mercado local.
- Desarrollar una campaña de simulación numérica mediante software comercial de elementos finitos de las conexiones idóneas.
- Comparar el comportamiento de las diferentes tipologías de conexiones conforme las estimaciones numéricas.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

El comportamiento sísmico de las edificaciones de acero constituye hoy un eje central de la ingeniería estructural, pues exige analizar de manera conjunta variables como la dinámica de las cargas sísmicas, las propiedades mecánicas del acero, la configuración geométrica de los elementos y los criterios normativos de ductilidad. Solo así se garantiza que la estructura mantenga estabilidad, capacidad de disipar energía y seguridad de uso durante toda su vida útil.

Dentro de este marco, las conexiones entre vigas de alma ancha (perfil I) y columnas tubulares (HSS) adquieren especial relevancia. Estas uniones funcionan como articulaciones críticas que transfieren esfuerzos combinados de flexión y cortante al núcleo resistente del edificio y, al mismo tiempo, actúan como mecanismos disipadores capaces de deformarse plásticamente antes de que se origine un colapso global.

El estudio detallado de estas conexiones requiere un enfoque integral que vincule la caracterización precisa de su configuración física. Dichos modelos simulan la respuesta cíclica bajo protocolos de carga representativos de la sismicidad ecuatoriana, identifican los mecanismos de daño dominantes (abolladura local, punzonamiento, fisuración de cordones) y cuantifican tanto la rigidez como la rotación límite admisible.

Al fundamentar el diseño del ensamblaje viga-columna en parámetros de desempeño establecidos por normas como la AISC 341-22 y al calibrar los modelos con ensayos experimentales relevantes, esta tesis sienta las bases científicas y técnicas necesarias para proponer detalles constructivos y requisitos de espesor que armonicen la economía de la construcción con los altos niveles de seguridad que exige la actividad sísmica del país.

2.1. Riesgo sísmico en el Ecuador y su impacto en el diseño estructural

Ecuador se encuentra en una de las zonas sísmicamente más activas del mundo, debido a la convergencia de la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esta interacción tectónica ha sido responsable de numerosos eventos sísmicos de gran magnitud que han afectado significativamente al país. Por ejemplo, el terremoto del 16 de abril del 2016 en Pedernales, con una magnitud de 7.8 Mw, causó la pérdida de más de 600 vidas y daños materiales considerables, evidenciando la vulnerabilidad de muchas edificaciones frente a estos fenómenos naturales (GEM - Global Earthquake Model, 2022).

La alta sismicidad del país ha hecho evidente la necesidad de contar con normativas y prácticas de diseño estructural que respondan adecuadamente a este tipo de amenazas. No obstante, estudios enfocados en el análisis del peligro sísmico en Ecuador han evidenciado que muchas edificaciones aún no cumplen con los criterios de diseño sismorresistente, lo que incrementa significativamente el riesgo de colapso estructural ante futuros eventos sísmicos (Quinde & Reinoso, 2016).

En este contexto, es fundamental que los profesionales de la construcción y el diseño estructural en Ecuador comprendan la importancia de incorporar criterios sismorresistentes en sus proyectos. Esto incluye no solo el uso de materiales adecuados, sino también el diseño y ejecución de conexiones estructurales que puedan soportar las sollicitaciones sísmicas, garantizando así la seguridad de las edificaciones y sus ocupantes.

2.2. Fundamentos del diseño estructural sismorresistente

El diseño sismorresistente se enfoca en garantizar la seguridad de las personas y minimizar los daños en las edificaciones durante eventos sísmicos. En un país como Ecuador, ubicado en una zona de alta actividad sísmica, es esencial que las construcciones estén preparadas para resistir los movimientos telúricos (Centeno, 2024).

La respuesta sísmica esperada de la estructura se logra con la aplicación y el cumplimiento de los requisitos y criterios básicos de diseño, muchos de ellos descritos en los códigos nacionales o internacionales, que incluyen el diseño de los miembros principales y sus conexiones.

Dichos códigos, adicionalmente a la teoría tradicional, encuentran sus fundamentos en el estudio de las fallas que ocurren a nivel estructural durante eventos sísmicos severos, recientemente, los daños causados en los sismos de Northridge en Estados Unidos (1994) y de Kobe en Japón (1995), se convirtieron en una voz de alerta, que puso en entredicho el comportamiento de las estructuras de acero ante sollicitaciones sísmicas, así como las bases del diseño, principalmente en lo relacionado con el comportamiento de las conexiones, pues se estableció que estas presentaron niveles de esfuerzo y de deformación superiores a los esperados, lo que sugería un replanteamiento de los requisitos para conexiones viga-columna (Uribe & Valencia, 2009).

La NEC Diseño sismo resistente (NEC-SE-DS) establece los lineamientos para el diseño sismorresistente de estructuras en el país. Esta normativa define las zonas sísmicas, los espectros de diseño y los requisitos de regularidad estructural, entre otros aspectos esenciales para el diseño adecuado de edificaciones, propone dos métodos principales para el análisis y diseño sismorresistente:

- **Diseño Basado en Fuerzas (DBF);** este método utiliza fuerzas sísmicas equivalentes para el diseño estructural, considerando factores de reducción que representan la capacidad de disipación de energía de la estructura.
- **Diseño Basado en Desplazamientos (DBD);** este enfoque se centra en controlar los desplazamientos y deformaciones de la estructura durante un sismo, permitiendo una evaluación más precisa del comportamiento estructural.

Ambos métodos requieren que las estructuras sean diseñadas para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, considerando la ductilidad, resistencia y rigidez adecuadas (NEC-SE-DS, 2015).

2.3. Estructuras metálicas en zonas sísmicas

Las estructuras metálicas han ganado protagonismo en zonas de alta sismicidad debido a sus propiedades mecánicas favorables, como la ductilidad, resistencia y ligereza. Estas características permiten que las edificaciones absorban y disipen la energía sísmica, reduciendo el riesgo de colapso durante eventos telúricos.

En Ecuador, la creciente urbanización y la necesidad de construcciones seguras han impulsado el uso de sistemas estructurales metálicos. Un ejemplo destacado es el diseño sismorresistente de un edificio de tres pisos para un centro comercial en Guayaquil, donde se implementaron pórticos de acero resistentes a momentos, demostrando un comportamiento estructural eficiente frente a cargas sísmicas (Ortiz & Pacheco, 2019).

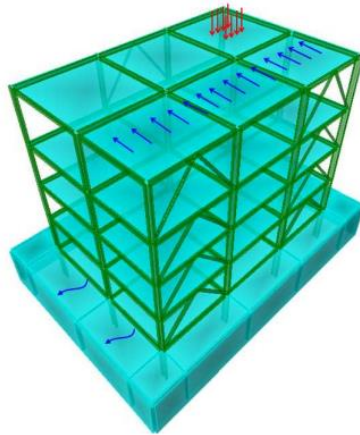
La implementación de estructuras metálicas en zonas sísmicas ofrece ventajas significativas, como la reducción de cargas sísmicas debido a su menor peso en comparación con otros materiales, la facilidad de montaje y la posibilidad de realizar modificaciones o ampliaciones con mayor flexibilidad. Sin embargo, es fundamental un diseño adecuado de las conexiones viga-columna, ya que estas son críticas para el desempeño global de la estructura durante un evento sísmico.

En la Figura 2 se ilustra un modelo tridimensional representativo de un sistema estructural típico utilizado en edificaciones en altura. Este tipo de estructuras está compuesto por elementos verticales (columnas) y horizontales (vigas), los cuales trabajan conjuntamente para resistir tanto cargas gravitacionales como acciones laterales inducidas por eventos sísmicos o por el viento.

La disposición espacial y la continuidad de estos elementos permiten una

distribución eficiente de esfuerzos y una transferencia controlada de cargas hacia la cimentación. Este tipo de configuración es especialmente relevante en zonas de alta sismicidad, ya que facilita un comportamiento estructural más estable y predecible frente a solicitaciones dinámicas.

Figura 2. Modelo tridimensional. Fuente: (Crisafulli, 2018).



2.4. Conexiones

Las conexiones viga-columna son elementos fundamentales en las estructuras metálicas, ya que garantizan la transferencia eficiente de cargas entre las vigas y las columnas, asegurando la continuidad estructural y el comportamiento adecuado ante diversas solicitaciones, especialmente las sísmicas. Su diseño y ejecución correctos resultan esenciales para la seguridad y funcionalidad de las edificaciones, particularmente en zonas de alta sismicidad como Ecuador (Ramos & Yanza, 2024).

Figura 3. Conexión viga-columna. Fuente: (Góngora. Karina, 2019).



2.4.1. Importancia de las conexiones

En el contexto de la ingeniería estructural, las conexiones viga-columna son consideradas puntos críticos debido a que concentran esfuerzos significativos durante eventos sísmicos. Un diseño deficiente o una ejecución inadecuada de estas uniones puede comprometer la integridad de toda la estructura. Estudios han demostrado que muchas fallas estructurales durante terremotos se originan en las conexiones, más que en los elementos principales como vigas o columnas (Tapia et al., 2020).

Este comportamiento ha sido ampliamente analizado tras eventos como los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), donde se evidenció que el colapso parcial o total de diversas estructuras metálicas fue consecuencia directa de conexiones mal detalladas o con baja capacidad de disipación de energía (Crisafulli, 2018).

2.5. Clasificación de las conexiones

Las uniones viga-columna son elementos clave en estructuras metálicas, ya que su adecuada configuración influye en el desempeño sísmico, la estabilidad general y la capacidad de absorción de esfuerzos internos.

Además, su correcta selección durante el diseño permite optimizar la transferencia

de cargas, mejorar el comportamiento ante

eventos extremos y prevenir fallas estructurales en zonas de alta peligrosidad sísmica. (NEC, 2015).

Las conexiones pueden clasificarse en diferentes tipos según su rigidez y capacidad de rotación como se muestra en la tabla 1 (Cházaro, 2021).

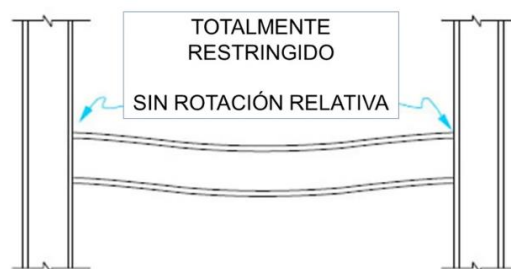
Tabla 1. Clasificación de las conexiones. Fuente (Cházaro, 2021)

	Tipo	Restringimiento
Rígida	Tipo I	Totalmente restringida
Simple	Tipo II	Parcialmente restringida
Semi-Rígida	Tipo III	Parcialmente restringida

2.5.1. Conexión rígida

Este tipo de conexión permite que la viga y la columna trabajen como un conjunto continuo, lo cual posibilita la transmisión de momentos flectores además de fuerzas axiales y cortantes. Son utilizadas principalmente en estructuras donde se requiere estabilidad frente a cargas laterales, como en pórticos resistentes a momento. Estas conexiones son esenciales en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad, ya que favorecen la ductilidad global del sistema (Crisafulli, 2018). En la Figura 4, se observa un empotramiento viga-columna en el que el giro queda prácticamente anulado; esta restricción convierte al nodo en el punto clave para que el marco funcione como un cuerpo rígido frente a cargas laterales.

Figura 4. Conexión rígida



2.5.2. Conexión simple

Es aquella que permite la rotación en el punto de unión. Tanto el soporte fijo como el soporte móvil son clasificados como articulaciones, lo cual significa que permiten rotaciones en ese punto sin limitaciones en el giro. Para que la unión sea calificada como simple, no deberá utilizar más del 20% de la capacidad frente a la rotación (capacidad de momento flector) de la viga (Chazaro, 2019). La articulación permite giro libre en ambos extremos, por lo que la viga solo transmite fuerzas axiales y cortantes; el momento flector se anula en el nudo. Fuente: (Góngora. Karina, 2019).

Figura 5. Conexión simple

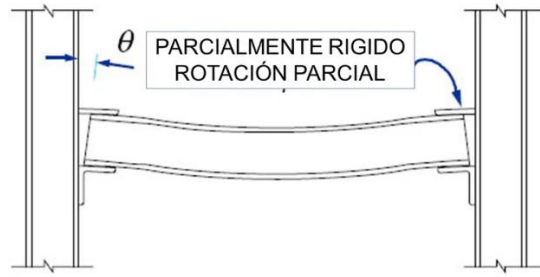


2.5.3. Conexión semi-rígida

Permiten un grado de giro relativo entre los componentes unidos, lo que les otorga una flexibilidad moderada ante tensiones tanto estáticas como dinámicas, como las que se presentan durante un sismo o en situaciones de vientos intensos.

Su uso ha ganado interés debido a su capacidad para equilibrar eficiencia estructural y economía en el diseño, pero requieren una caracterización detallada mediante modelos no lineales o ensayos experimentales para evaluar su desempeño real (Tapia et al., 2020). Las conexiones semi-rígidas equilibran economía y desempeño: reducen la demanda de soldadura continua y, al mismo tiempo, aportan capacidad de momento suficiente para limitar las distorsiones de servicio.

Figura 6. Conexión semi-rígida. Fuente: (Góngora. Karina, 2019).



2.6. Tipos de conexiones viga-columna

El comportamiento sísmico de un pórtico de acero depende, en gran medida, del tipo de unión que articula vigas y columnas. Los códigos modernos en particular el estándar *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames* (AISC 358-22), que enumera once configuraciones moment-resistentes validadas, clasifican estas uniones en tres grandes familias según su mecanismo de fijación:

- Soldadas
- Atornilladas
- Mixtas

Cada familia impone requisitos distintos de fabricación, inspección y detalle para asegurar que la ductilidad y la disipación de energía se concentren donde puedan controlarse o reemplazarse tras un sismo.

2.6.1. Conexión soldada

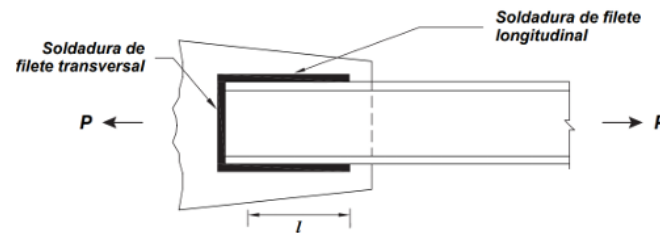
Una conexión soldada une los patines y el alma de la viga a la columna mediante cordones de penetración completa, creando un nodo rígido que transmite, sin interrupciones ni holguras, los momentos flectores y los esfuerzos cortantes.

Esta continuidad proporciona la rigidez inicial más alta dentro de los pórticos de acero, favorece el control de derivas y permite que la estructura desarrolle plena ductilidad cuando se detalla como Marco Especial a Momento (SMF) (Hamburger & Malley, 2006); sin embargo, si no se diseña y ejecuta adecuadamente, puede ser vulnerable a fracturas frágiles.

Por su capacidad para resistir grandes momentos, este tipo de unión es la solución

más utilizada en estructuras sismorresistentes. La figura muestra un Esquema referencial de una conexión soldada donde la viga transmite la carga axial PPP y el momento al elemento contiguo mediante soldaduras de filete: longitudinal (a lo largo del patín/alma) y transversal (de anclaje en extremos).

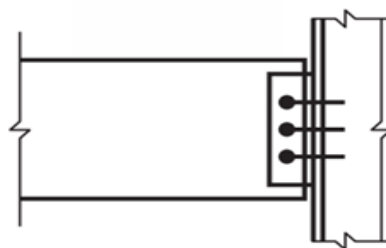
Figura 7. Conexión soldada. Fuente (AHMSA, 2013)



2.6.2. Conexión atornillada

Las uniones atornilladas trasladan las fuerzas entre viga y columna mediante pernos de alta resistencia (A325 o A490) que trabajan en corte por apoyo o en deslizamiento controlado (slip-critical). Al no requerir calor durante el montaje, reducen el riesgo de fragilidad por soldadura, aceleran la construcción y facilitan la inspección visual. La figura ilustra una conexión atornillada mediante placa de extremo, en la cual pernos de alta resistencia transfieren a la columna el cortante y la carga axial del perfil. La capacidad de la unión depende principalmente del número de pernos y del apriete aplicado (torque/pre tensión) durante el montaje

Figura 8. Conexión atornillada. Fuente: (AHMSA, 2013).



2.6.2.1. Mecánica y comportamiento sísmico

Rigidez inicial moderada

- Los pernos introducen una pequeña holgura: el nodo exhibe rotación inicial mayor que el de una unión soldada.
- En configuraciones “slip-critical”, esa holgura se elimina pretensionando los pernos hasta que la fricción en las caras de contacto resista la carga lateral. (CISC-ICCA, 2017).

Ductilidad controlada

- Durante cargas cíclicas, la disipación de energía se produce por deslizamiento controlado o por la fluencia localizada en la zona del alma/placa, evitando la fractura frágil de la columna.
- Ensayos a escala natural muestran giros plásticos de 0,045 rad en conexiones BFP antes de degradación significativa de rigidez (Prinz et al., 2014).

2.6.3. Conexión atornillada

Las conexiones mixtas son aquellas que combinan soldadura y tornillos de alta resistencia, aprovechando los beneficios de ambas técnicas para mejorar la capacidad estructural y el comportamiento sísmico del sistema viga-columna.

Este tipo de unión permite que la rigidez y continuidad estructural provengan de la soldadura, mientras que la facilidad de montaje y la ductilidad sean aportadas por los pernos (AHMSA, 2013). La conexión mixta es especialmente útil en edificaciones donde se requiere un equilibrio entre comportamiento elástico inicial y absorción de energía bajo cargas cíclicas.

Un ejemplo común es la conexión BFP (Bolted Flange Plate), la cual utiliza placas

atornilladas a los patines de la viga, mientras que el alma puede estar soldada o reforzada mediante placas adicionales como se muestra en la figura 9. Este sistema ha demostrado un buen desempeño en ensayos experimentales, mostrando alta resistencia rotacional y capacidad de disipación energética sin pérdida inmediata de rigidez

Además, la figura 10 muestra otra variante de conexión mixta, donde se observa una combinación efectiva entre placas soldadas y tornillos de alta resistencia distribuidos estratégicamente, permitiendo una transferencia gradual de esfuerzos y una mayor estabilidad ante cargas dinámicas.

Según la AISC 358-22, las conexiones mixtas precalificadas deben seguir parámetros estrictos de pretensado de pernos, tipo de soldadura (generalmente penetración parcial o completa), y condiciones geométricas que garanticen la transferencia eficiente de esfuerzos y eviten zonas de concentración de tensiones.

En zonas sísmicas como el Ecuador, este tipo de conexión es recomendable cuando se necesita rapidez de montaje, inspección sencilla y resistencia frente a cargas laterales, sin sacrificar la ductilidad. Además, facilitan la reposición de elementos dañados tras un evento severo, lo que aporta un valor significativo en términos de resiliencia estructural (FEMA, 2000).

En las conexiones BFP (Bolted Flange Plate), las placas atornilladas a las alas de la viga actúan como elementos fusibles, concentrando la deformación por flexión y cortante; de este modo, protegen a la columna y favorecen la disipación de energía sísmica, lo que resulta especialmente adecuado en zonas sísmicas como el Ecuador, donde se prioriza la ductilidad, la facilidad de inspección y la reposición de elementos tras eventos severos. En la figura 10 se combinan dos mecanismos de fijación: soldadura en las alas, que asegura la transmisión de momento, y pernos en la placa del alma, que llevan el cortante.

Esta mezcla permite un montaje ágil y, al mismo tiempo, dota al nudo de la rigidez necesaria para controlar la rotación de la viga sin sobredimensionar los cordones de

soldadura.

Figura 9. Conexiones BFP. Fuente (SIMPSON Strong-Tie, 2024).

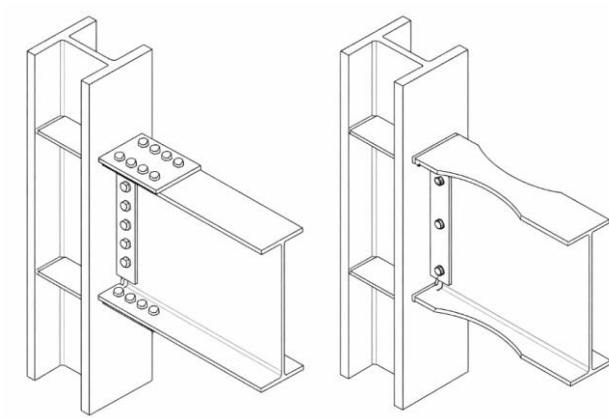
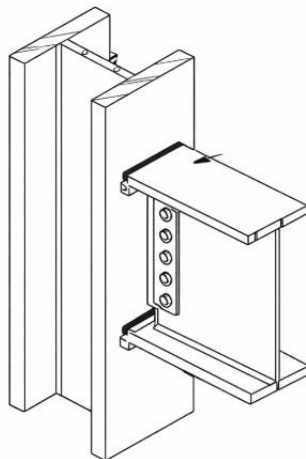


Figura 10. Conexión mixta. Fuente (AHMSA, 2013).



2.6. Método de elementos finitos

El método de los elementos finitos (MEF) es un procedimiento numérico empleado para estimar la solución de diversos problemas en ingeniería y física.

Su fundamento consiste en descomponer un dominio continuo en un conjunto de subdominios más pequeños (elementos) y discretos, para luego aproximar la respuesta dentro de cada uno de ellos.

Esta estrategia resulta especialmente útil cuando los problemas son demasiado complejos para resolverse de manera analítica. Al trabajar por elementos, es posible aplicar

en cada parte las ecuaciones matemáticas y los principios físicos correspondientes, y posteriormente integrar los resultados parciales para obtener una solución global. De esta manera, el MEF ofrece alta flexibilidad y buena precisión en aplicaciones como el análisis estructural, la mecánica de fluidos, la transferencia de calor y otras áreas de la ingeniería. Además, al generar soluciones aproximadas mediante un esquema iterativo, permite alcanzar resultados cercanos al comportamiento real y realizar evaluaciones detalladas de distintos fenómenos físicos (Benito et al., 2014).

2.7. Comportamiento de las conexiones bajo cargas sísmicas

Las conexiones entre vigas y columnas en estructuras metálicas desempeñan un papel fundamental durante un evento sísmico, ya que constituyen los puntos donde se concentran los mayores esfuerzos de corte y momento flector. Su desempeño estructural influye directamente en la capacidad global de disipar energía, mantener la estabilidad del sistema y evitar colapsos progresivos.

Durante un sismo, las conexiones están sometidas a cargas dinámicas cíclicas que provocan esfuerzos alternantes de tracción y compresión. En este contexto, es esencial que estas uniones sean capaces de desarrollar deformaciones plásticas controladas sin perder su capacidad resistente, lo cual se conoce como comportamiento dúctil.

El adecuado funcionamiento de las conexiones metálicas permite que la energía sísmica sea absorbida mediante mecanismos de deformación, como el giro en la unión o la fluencia localizada en los patines o placas de conexión (AISC 341, 2022). Cuando el diseño de las conexiones no cumple con los criterios normativos de ductilidad, rigidez y resistencia, es más probable que la falla ocurra en el nodo antes que en los miembros principales.

Los ensayos realizados tras terremotos como los de Northridge (1994) y Kobe (1995) revelaron que muchas estructuras colapsaron no por fallas en vigas o columnas, sino

por roturas frágiles o sobreesfuerzos concentrados en las conexiones. A partir de estos eventos, surgieron estudios experimentales y simulaciones numéricas que permitieron reformular las exigencias en el diseño de uniones, especialmente en marcos resistentes a momento (FEMA-355C, 2000).

2.8.Importancia de la conexión viga-columna en el comportamiento global de la estructura

Durante un evento sísmico, las zonas cercanas a estas conexiones concentran altos niveles de demanda de ductilidad y resistencia, siendo muchas veces el lugar donde se inician las fallas. Esto ha sido comprobado en estudios posteriores a grandes sismos, donde las conexiones mal diseñadas resultaron ser puntos críticos de colapso

2.8.1. Función estructural del nodo viga-columna

El nodo formado por la intersección entre una viga y una columna es el centro de transferencia de fuerzas internas en estructuras metálicas. Durante eventos sísmicos, estos nodos reciben no solo las cargas verticales habituales, sino también importantes esfuerzos de corte y momento flector inducidos por la acción lateral. Estos nodos son considerados puntos críticos en el diseño sismorresistente, ya que un fallo localizado en ellas puede comprometer toda la estructura (FEMA, 2000).

2.8.2. Comportamiento sísmico y localizado del daño

Estudios como los del SAC Joint Venture (1997) demostraron que el daño más severo en marcos de acero durante terremotos ocurre típicamente en las conexiones, y no necesariamente en las vigas o columnas mismas. Esto ocurre debido a la concentración de esfuerzos y la limitada capacidad de redistribución de cargas en uniones mal diseñadas.

El nodo debe ser capaz de desarrollar giros inelásticos sin perder resistencia, actuando como zona de disipación de energía (AISC 341, 2022).

2.8.3. Requisitos normativos para conexiones críticas

Normativas como la AISC 341-22 y la NEC-SE-DS establecen que las conexiones en estructuras sismorresistentes deben ser detalladas para evitar mecanismos de falla frágil, garantizar una rotación plástica mínima de 0.03 rad y que el modo de falla ocurra preferentemente en la viga, y no en el nodo ni en la columna.

2.8.4. Relevancia en estructuras metálicas modernas

En sistemas constructivos actuales como moment frames especiales (SMF), la correcta selección y diseño del nodo define la capacidad del sistema para resistir derivas sísmicas sin colapsar. Esto ha llevado a soluciones mixtas (soldadas y atornilladas) y a ensayos de conexión a escala real para validar su desempeño antes de su implementación.

2.9. Tipologías adicionales de conexiones momento-resistentes en marcos de acero

El estándar AISC 358-22 establece conexiones precalificadas para marcos resistentes a momento. Entre las más utilizadas están:

Tabla 2. Tipologías de conexión. Fuente: (AISC 358-22, 2022); (FEMA, 2000); (FEMA-355C, 2000).

Tipo de conexión	Nombre comercial	Uso común	Ventaja principal
Soldada	WUF-W (<i>Welded Unreinforced Flange</i>).	Marcos especiales a momento (SMF).	Alta rigidez inicial y continuidad estructural.
Atornillada	BUEEP (<i>Bolted Unstiffened End-Plate</i>).	Proyectos modulares.	Fácil montaje y desmontaje.
Mixta	BFP (<i>Bolted Flange Plate</i>).	Edificaciones estratégicas.	Alta ductilidad y fácil reemplazo post-sismo.
Mixta	RBS (<i>Reduced Beam Section</i> o “dogbone”).	Edificios de varios niveles.	Control de daño localizado y gran disipación.

2.10. Aplicaciones prácticas en edificios del Ecuador

El comportamiento sísmico de las conexiones ha sido evaluado no solo a nivel

teórico o experimental, sino también a través de aplicaciones prácticas en obras reales. Estos casos permiten comprender cómo las distintas tipologías de uniones metálicas se comportan en condiciones reales de carga, construcción y operación, especialmente en contextos sísmicos como el ecuatoriano.

2.10.1. Caso 1: Edificio ECU 911 - Quito

Uno de los ejemplos más relevantes en Ecuador es el edificio del ECU 911, ubicado en Quito, el cual fue diseñado para continuar operando tras un evento sísmico severo. Para ello, se utilizó un sistema estructural de marcos especiales a momento (SMF) con conexiones mixtas tipo BFP (Bolted Flange Plate).

La elección de esta tipología se basó en su capacidad comprobada para disipar energía sin pérdida significativa de rigidez, así como por su facilidad de inspección y reparación post-sismo. La estructura se diseñó conforme a la normativa AISC 341-16 y NEC-SE-DS, incorporando perfiles tubulares en las columnas y secciones tipo “I” en las vigas, unidas mediante placas soldadas y pernos de alta resistencia.

2.10.2. Caso 2: Centro comercial San Marino - Guayaquil

En la ciudad de Guayaquil se construyó un centro comercial de tres pisos donde se implementaron conexiones atornilladas pretensadas (slip-critical). Este tipo de unión fue seleccionado por su rapidez de montaje y por su adecuada respuesta ante cargas dinámicas. Estas uniones fueron modeladas y verificadas con simulaciones en SAP2000 y ETABS, obteniendo niveles de deformación dentro de los rangos permitidos por la NEC (Ortiz & Pacheco, 2019).

2.10.3. Caso 3: Nave industrial - Cuenca

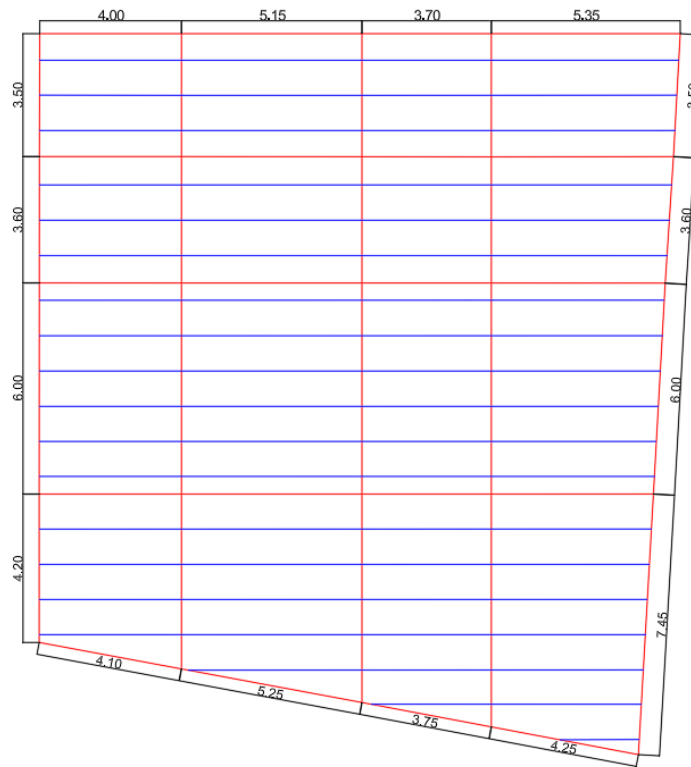
Se optó por conexiones totalmente soldadas en el nodo viga-columna, ya que la prioridad era lograr máxima rigidez para grúas puente. Aunque este tipo de conexión

presenta menor ductilidad que las mixtas, su resistencia y continuidad estructural la hacen adecuada para edificaciones con cargas estáticas elevadas y requerimientos mínimos de disipación (Arízaga & Ortiz, 2014).

Tabla 3. Comparativa de aplicaciones reales en Ecuador.

Proyecto	Tipo de conexión	Motivo de selección	de	Normativa aplicada
ECU 911 - Quito	Mixta (BFP)	Ductilidad reemplazo sismo	+ post-	AISC 341-16, NEC-SE-DS
Centro comercial San Marino - Guayaquil	Atornillada <i>critical</i>	<i>slip-</i> Rapidez constructiva + buen desempeño		NEC-SE-DS
Nave industrial Cuenca	- Soldada	Alta estructural	rigidez	AISC 360-22

Figura 12. Dimensiones de la vista en planta de la estructura.



3.3. Variables para el cálculo del espectro elástico

Con la ubicación de la edificación definida, la Tabla 4 resume la zona sísmica, el perfil del suelo y los parámetros necesarios para calcular el espectro elástico conforme a la NEC-SE-DS.

Tabla 4. Variables para determinar el espectro elástico según (NEC-SE-DS, 2015)

Coefficiente	Detalle	Valor	Observación	Sección norma
Z	Factor de zona	0.25	Zona sísmica II “Cuenca”	3.1.1
R	Coefficiente de reducción	5	Estructura ordinaria	6.3.4
Suelo	Tipo de suelo	C	Se considera tipo C al no tener un estudio de suelos	3.2.1
F _a	Factor de amplificación	1.3		
F _d	Factor de desplazamiento	1.28	Factores para suelo tipo C y Z=0.25	3.2.2
F _s	Factor de suelo	0.94		
I	Factor de importancia	1	Para edificaciones residenciales	4.1
η	Razón de aceleración PGA	2.48	Valor determinado para la Sierra ecuatoriana	3.3.1
φ _p	Factor de configuración de piso	1		
			Factores de configuración	5.2.3
φ _e	Factor de configuración de elevación	1		
C _t	Coefficiente tipo de edificio	0.072		
α	Coefficiente tipo de edificio	0.8	Valor para estructuras de acero sin arriostramiento	6.3.3

Los parámetros utilizados para la determinación del espectro elástico, como se muestra en la Tabla 4, fueron definidos conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015), considerando la ubicación del proyecto, el sistema estructural y el uso de la edificación.

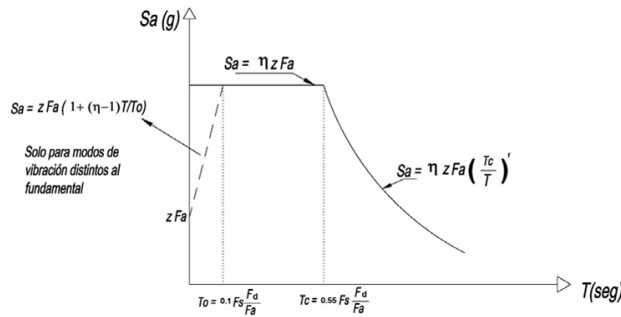
El factor de zona sísmica ($Z = 0.25$) corresponde a la ciudad de Cuenca, mientras que el coeficiente de reducción sísmica ($R = 5$) se adoptó debido a que la estructura corresponde a un pórtico ordinario resistente a momento de acero.

En ausencia de un estudio geotécnico específico, se asumió un perfil de suelo tipo C, empleando los factores de sitio (F_a , F_d y F_s) establecidos en la normativa. El factor de importancia ($I = 1.0$) se consideró adecuado al tratarse de una edificación de uso convencional.

Finalmente, los factores de configuración ($\phi_p = 1$ y $\phi_e = 1$) se adoptaron unitarios debido a la regularidad estructural, y los coeficientes $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.8$ corresponden a estructuras de acero sin arriostramiento utilizadas en la estimación del período fundamental aproximado.

A continuación, se calcula la respuesta sísmica del caso de estudio siguiendo las ecuaciones. Con ellas se obtienen las variables necesarias para construir el espectro elástico. La imagen 13 muestra el espectro de respuesta elástico obtenido por la norma NEC-SE-DS 2015.

Figura 13. Espectro de respuesta elástico. Fuente (NEC-SE-DS, 2015)



A continuación, se detalla el proceso analítico del proceso antes descrito:

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a :

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa \quad (1)$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa$$

$$S_a = 2.48 \cdot 0.25 \cdot 1.30$$

$$S_a = 0.806 \text{ g}$$

Periodo inicial T_0 :

$$T_0 = 0.10 \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (2)$$

$$T_o = 0.10 \cdot 0.94 \cdot \left(\frac{1.28}{1.30}\right)$$

$$\mathbf{T_o = 0.09255}$$

Periodo final T_c :

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \left(\frac{Fd}{Fa}\right) \quad (3)$$

$$T_c = 0.55 \cdot 0.94 \cdot \left(\frac{1.28}{1.30}\right)$$

$$\mathbf{T_c = 0.50904}$$

Periodo de vibración de la estructura T :

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (4)$$

$$T = 0.072 \cdot 14.4^{0.8}$$

$$\mathbf{T = 0.60816}$$

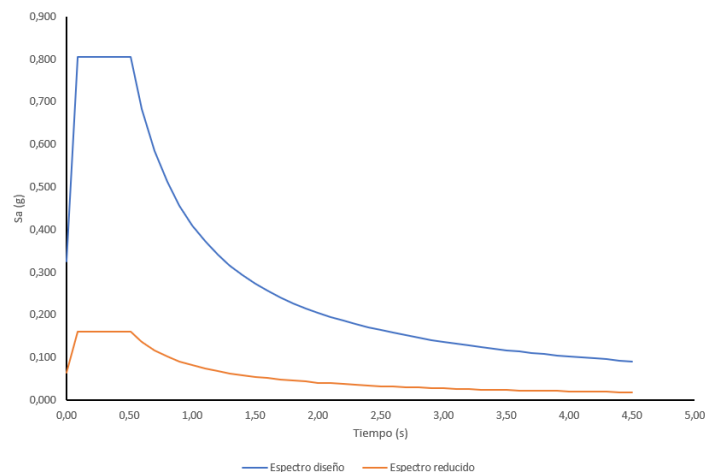
S_a en función del periodo fundamental de la estructura

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (5)$$

$$S_a = 2.48 \cdot 0.25 \cdot 1.30 \cdot \left(\frac{0.50904}{0.60816}\right)^1$$

$$\mathbf{S_a = 0.67463 \text{ g}}$$

Figura 14. Espectro elástico e inelástico de la estructura.



3.4. Determinación de las cargas de la estructura

Carga Viva (L)

Considerando que el edificio se destina a uso privado-comercial (oficinas, almacenes, entre otros), se definió la carga de servicio L conforme a la NEC-SE-CG, sección 4.2, aplicable a este tipo de ocupación. Se adoptó un valor de 480 kg/m^2 que contempla las acciones producidas por usuarios, mobiliario, mercancías y equipos tanto permanentes como temporales y se incorporó en las combinaciones gravitacionales de diseño para el predimensionamiento y la verificación estructural.

Carga Muerta (D)

Según la NEC-SE-CG, la carga muerta corresponde al peso propio de los elementos permanentes de cada nivel. Para este proyecto se adopta un valor uniforme de 320 kg/m^2 por piso, consistente con los materiales y acabados previstos. Este valor se incorpora en las combinaciones de carga para garantizar una estimación homogénea del efecto gravitacional en toda la estructura.

Sobrecarga (SD)

Se consideró el 50 % del valor de la carga muerta (D) para representar el peso de instalaciones eléctricas y sanitarias, tabiques, pisos y sistemas de almacenamiento, entre otros elementos. La sobrecarga de uso obtenida fue 160 kg/m²; sin embargo, para contar con un margen de seguridad se adoptó 200 kg/m² en la simulación.

Carga de viento (W)

La carga de viento se evalúa a partir de la velocidad básica de referencia. La NEC-SE-CG indica adoptar, como mínimo, 21m/s; para un enfoque más conservador en este estudio se utilizó 25 m/s. Con esa velocidad se determinó la velocidad corregida V_b considerando altura y condiciones de exposición y, a partir de ella, la carga de viento W.

Tabla 5. Parámetros adoptados para la corrección de la velocidad del viento

Variable	Valor	unidad
Velocidad del viento	25	m/s
Densidad del viento	1.225	Kg/m ³
Coefficiente de corrección “σ”	0.97	-
Coefficiente de exposición C_e	1.01	-
Coefficiente de forma C_f	0.80	-

Velocidad corregida V_b :

$$V_b = V \cdot \sigma \quad (6)$$

$$V_b = 25 \frac{m}{s} \cdot 0.97$$

$$V_b = 24.25 \text{ m/s}$$

Cálculo de la presión del viento P:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C_e \cdot C_f \quad (7)$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1.225 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(24.25 \frac{m}{s}\right)^2 \cdot 1.01 \cdot 0.80$$

$$P = 0.291 \frac{kN}{m^2}$$

Carga de granizo (S)

Acción ambiental debida a la acumulación de granizo, modelada como carga uniforme vertical. Para el proyecto se adoptó 20 kg/m^2 , valor que se incluye en las combinaciones de diseño correspondientes a acciones variables.

3.5. Combinaciones de las cargas de diseño conforme la NEC-15

Combinaciones de carga para el diseño por ultima resistencia

Para el diseño se emplean las combinaciones de cargas de la NEC-SE-DG, sección 3.4.3, aplicadas al estado límite último.

Se consideraron las mayoraciones correspondientes para acciones gravitacionales (D, L) y laterales (viento, sismo), así como los coeficientes de combinación y la dirección más desfavorable de las solicitaciones, a fin de verificar la seguridad global de los elementos y de la conexión viga-columna.

Tabla 6. Combinaciones de carga según la NEC-SE-DG

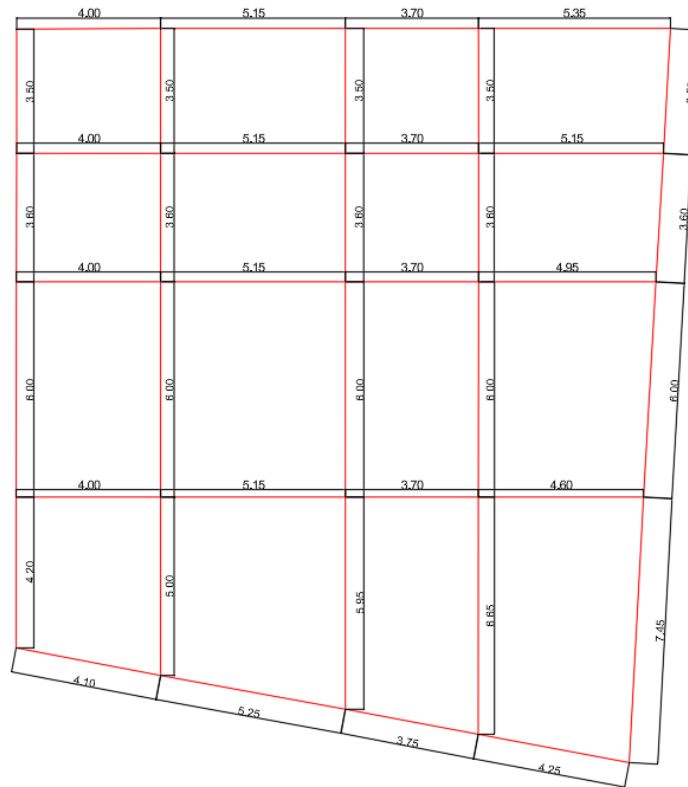
Nombre	Combinación
Combinación 1	$1.4(D+SD)$
Combinación 2	$1.2(D+SD) + L + E_y + 0.3E_x$
Combinación 3	$1.2(D+SD) + L + E_x + 0.3E_y$
Combinación 4	$0.9(D+SD) + E_x$
Combinación 5	$0.9(D+SD) + E_y$
Combinación 6	$1.2(D+SD) + 1.6L + RL$

3.6. Predimensionamiento de la estructura

Predimensionamiento de vigas principales

En la Imagen 15 se presentan las longitudes de las vigas principales, donde se identifican vanos de 7 m. Para un predimensionamiento rápido, se aplica el criterio de claro mayor entre (20–28) para estimar la altura h del perfil en I. Al aplicar este criterio, se obtiene una altura mínima requerida de 31.82 cm; por ello, se seleccionó un perfil IPE 360.

Figura 15. Longitud de las vigas principales.



$$h = \frac{l}{22} \quad (8)$$

$$h = \frac{700cm}{22}$$

$$h = 31.82 \text{ cm}$$

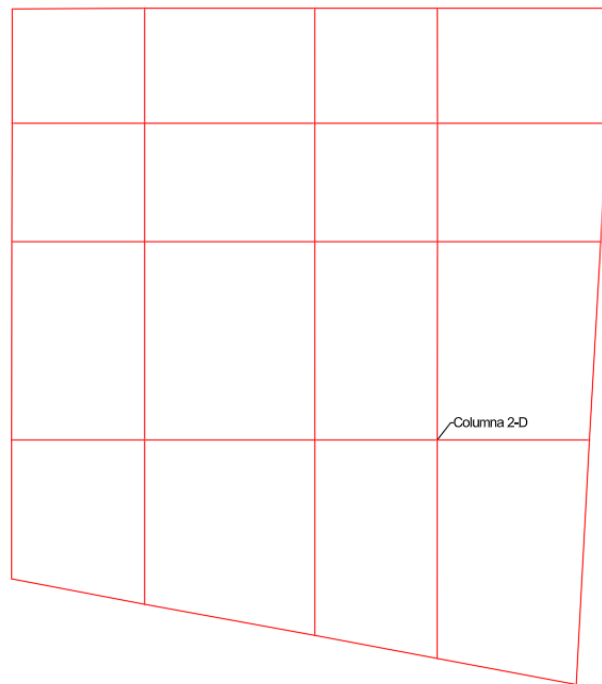
Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento se basó en las cargas tributarias (gravitacionales y laterales) que llegan al apoyo y en el comportamiento a compresión del elemento. Con esos efectos se adoptó, como sección inicial de trabajo, una columna tubular HSS 400×400×12 mm, por ofrecer área efectiva suficiente para el esfuerzo axial de diseño y rigidez adecuada para controlar el pandeo global mediante la razón KL/r según la altura libre y las condiciones de empotramiento del marco.

La selección privilegia eficiencia estructural: la sección cerrada y biaxialmente simétrica del HSS proporciona radio de giro similar en ambos ejes, buena rigidez torsional y menor tendencia a inestabilidades locales, lo que mejora la estabilidad del pórtico.

Esta elección constituye el punto de partida del diseño; su ajuste se mantiene sujeto a las verificaciones normativas.

Figura 16. Columna 2-D.



Predimensionamiento de vigas secundarias

El dimensionamiento inicial de las viguetas se realizó a partir de las cargas tributarias que actúan sobre cada elemento, definiendo los esfuerzos de flexión y cortante según su esquema de apoyo y la configuración del sistema. Con esas condiciones se obtuvo el diagrama de momentos gobernante para cada claro.

Del momento máximo se estableció la exigencia a flexión, calculando el módulo de sección mínimo requerido; adicionalmente, se verificó la rigidez mediante la inercia para controlar flechas y asegurar un desempeño adecuado en servicio.

Con estos criterios, se adoptó como sección de trabajo la IPE 250 para las viguetas

secundarias, sujeta a ajuste en las verificaciones normativas de resistencia y deformación.

3.7. Modelamiento numérico del caso de estudio

El empleo de software comercial de elementos finitos como herramienta de modelado permitió representar con precisión la respuesta de la estructura ante cargas de servicio y acciones sísmicas, y optimizar el diseño al contar con una solución numérica aproximada que guía las decisiones de dimensionamiento (Portocarrero, 2019).

Se modeló el caso de estudio siguiendo la disposición indicada en las Imagen 12, utilizando los perfiles previamente estimados. Las Figuras 17, 18, 19 y 20 detallan las propiedades asignadas a vigas principales, vigas secundarias y columnas, todas en acero estructural ASTM A36.

Figura 17. Vigas principales transversales.

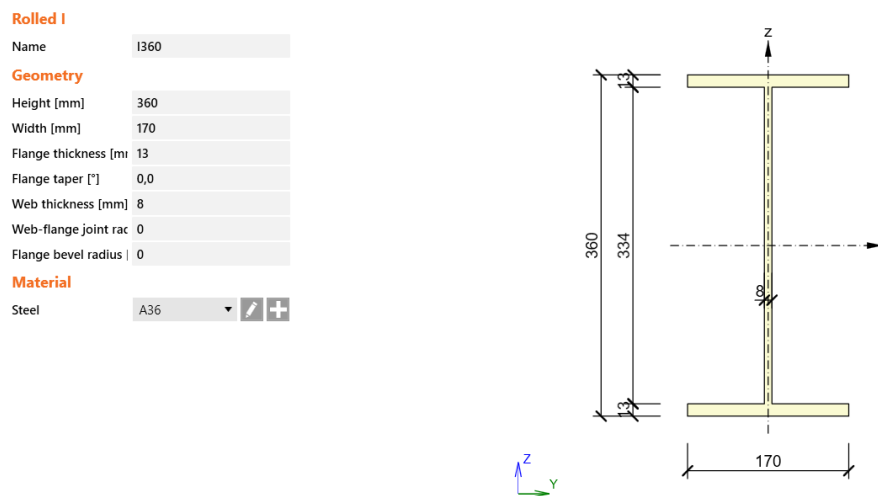


Figura 18. Vigas principales longitudinales.

Rolled I

Name	I400
Geometry	
Height [mm]	400
Width [mm]	180
Flange thickness [mm]	14
Flange taper [°]	0,0
Web thickness [mm]	9
Web-flange joint rad	0
Flange bevel radius	0
Material	
Steel	A36

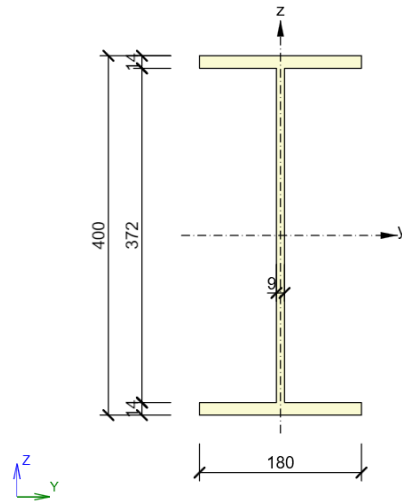


Figura 19. Columns.

Simple rolled

Name	HSS(Imp)16X16X1/2
Geometry	
Shape	HSS(Imp)16X16X1/2
Material	
Steel	A36

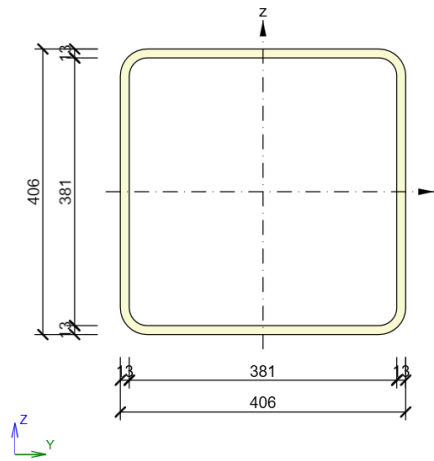
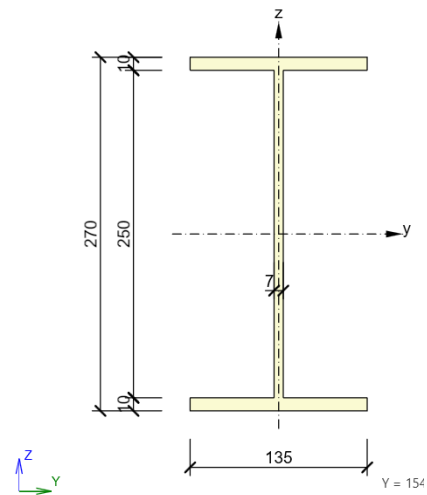


Figura 20. Vigas secundarias.

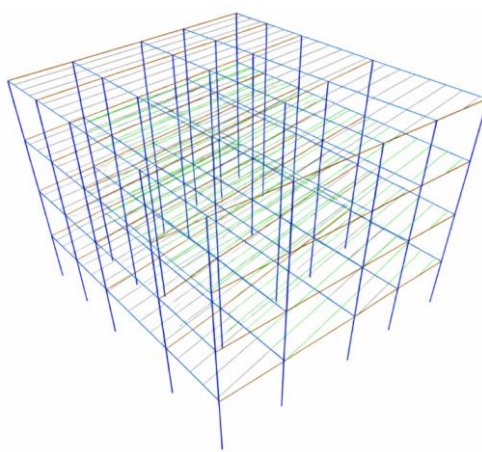
Rolled I	
Name	I270
Geometry	
Height [mm]	270
Width [mm]	135
Flange thickness [mm]	10
Flange taper [°]	0,0
Web thickness [mm]	7
Web-flange joint rad	0
Flange bevel radius	0
Material	
Steel	A36



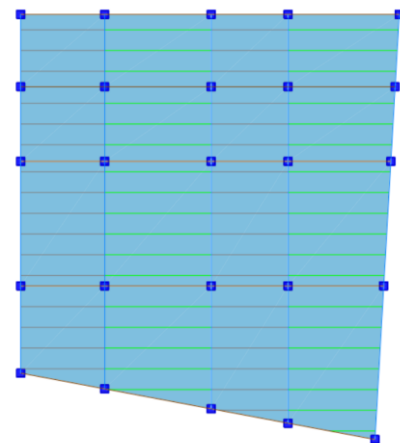
La Imagen 21 reúne dos representaciones una vista en planta del primer nivel y una vista isométrica de la estructura con los perfiles predimensionados ya asignados.

En la vista en planta, las vigas principales se codifican en café y azul, mientras que las vigas secundarias se distinguen en verde y gris. En la vista isométrica, las columnas se indican mediante líneas verticales azules

Figura 21. Modelo numérico de la estructura predimensionada. a) Vista isométrica y b) de planta



a)



b)

En el modelo estructural, las losas metal deck se idealizaron con elementos tipo

shell en modo membrana, de manera que su función sea recoger y derivar las cargas verticales hacia las vigas soporte, sin aportar rigidez a flexión al sistema global.

El peso propio del conjunto (lámina colaborante, concreto y acabados) se asignó manualmente como carga distribuida sobre el área tributaria correspondiente. Este criterio evita sobreestimar la rigidez o la masa del modelo y permite controlar con precisión las acciones aplicadas. El procedimiento es adecuado cuando se busca representar fielmente la transferencia de cargas y la respuesta global del pórtico, dejando el dimensionamiento detallado del metal deck para una etapa específica de diseño.

Tabla 7. Parámetros de configuración de la losa metal deck.

Deck Property Data		
Property Name	Losa Metálica	
Type	Filed	
Slab Material	f'c=350 kg/cm2	
Deck Material	A36	
Modeling Type	Membrane	
Property Data		
Slab Depth, tc	0.03	m
Rb Depth, hr	0.05	m
Rb Width Top, wt	0.17	m
Rb, Width Bottom, wrb	0.1	m
Rb Spacing, sr	0.265	m
Deck Shear Thickness	0.001	m
Deck Unit Weight	0.11	kN/m ²
Shear Stud Diameter	0.025	m
Shear Stud Height, hs	0.06	m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	448159.3	kN/m ²

La Tabla 8 muestra los patrones de carga definidos en el modelo, conforme a las necesidades del proyecto:

- **Dead:** peso propio automático del modelo.
- **Superimposed Dead (SD):** cargas muertas adicionales (revestimientos, tabiques, equipos fijos).
- **Live (L) y Roof Live (LR):** sobrecargas de uso en piso y en cubierta, respectivamente.

- **EX** y **EY**: acciones sísmicas estáticas equivalentes en las direcciones globales X e Y.
- **Granizo/Nieve**: carga ambiental sobre la cubierta cuando corresponde.

Para el método estático equivalente, se calculó el cortante basal del edificio y se distribuyó por niveles en función de la masa y altura de cada piso. Ese cortante se asignó a los patrones EX y EY, verificando la dirección más desfavorable y considerando la excentricidad accidental cuando aplica.

Los patrones gravitacionales (Dead, SD, Live, Roof Live) se modelaron como cargas uniformes sobre las losas y vigas, mientras que las acciones sísmicas se aplicaron en el centro de masa de cada diafragma rígido. Con estos patrones se generaron luego las combinaciones de diseño para estados límite último y de servicio.

Tabla 8. Definición de tipo de cargas.

Load	Define Load Patterns		
	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Superimposed Dead	Super Dead	0	
Live Roof	Roof Live	0	
Ex	Seismic	0	None
Ey	Seismic	0	None
Granizo	Snow	0	

Para definir las cargas sísmicas en las direcciones X e Y se consideraron tres parámetros: el período fundamental T , el factor k y el cortante basal V . El período se entiende como el tiempo que la estructura tarda en completar un ciclo de vibración; a mayor masa, T aumenta, mientras que una mayor rigidez lo reduce (Maigua, 2023).

$$T = C_t \cdot (h_n)^\alpha \tag{9}$$

$$T = 0.072 \cdot (14.40)^{0.80}$$

$$T = 0.6082 \text{ s}$$

El factor k , que controla la distribución no lineal de las fuerzas laterales por nivel en el método estático equivalente, se fijó según el período obtenido; para $0.5 < T \leq 2.5$, se adoptó $k = 0.75 + 0.50 T$. Estos valores se registraron en las configuraciones del análisis sísmico estático en ambas direcciones.

$$k = 0.75 + 0.50 \cdot T \quad (10)$$

$$k = 0.75 + 0.50 \cdot 0.6082$$

$$k = 1.054$$

El cortante basal V representa la suma de los cortantes de piso y tiende a incrementarse hacia la base del edificio. Su magnitud depende de la geometría, la masa tributaria y la zonificación sísmica del emplazamiento. Se determinó el cortante basal V y luego se implementó en el software de análisis para generar las acciones EX y EY correspondientes.

$$V = \frac{I \cdot \eta \cdot Z \cdot F a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \quad (11)$$

$$V = \frac{1 \cdot 2.48 \cdot 0.25 \cdot 1.30}{5 \cdot 1 \cdot 1}$$

$$V = 0.1612$$

En la Tabla 9 se resumen los parámetros de diseño adoptados bajo LRFD. Se optó por un sistema OMF (pórtico ordinario resistente a momento) por su demanda sísmica

moderada y su detallado menos exigente que un SMF, manteniendo la continuidad de momentos en las uniones. La categoría sísmica se estableció en D; con base en ello se empleó un coeficiente de reducción $R=5$ para transformar las fuerzas elásticas del análisis en fuerzas de diseño.

Tabla 9. Configuración de los parámetros conforme al caso de estudio.

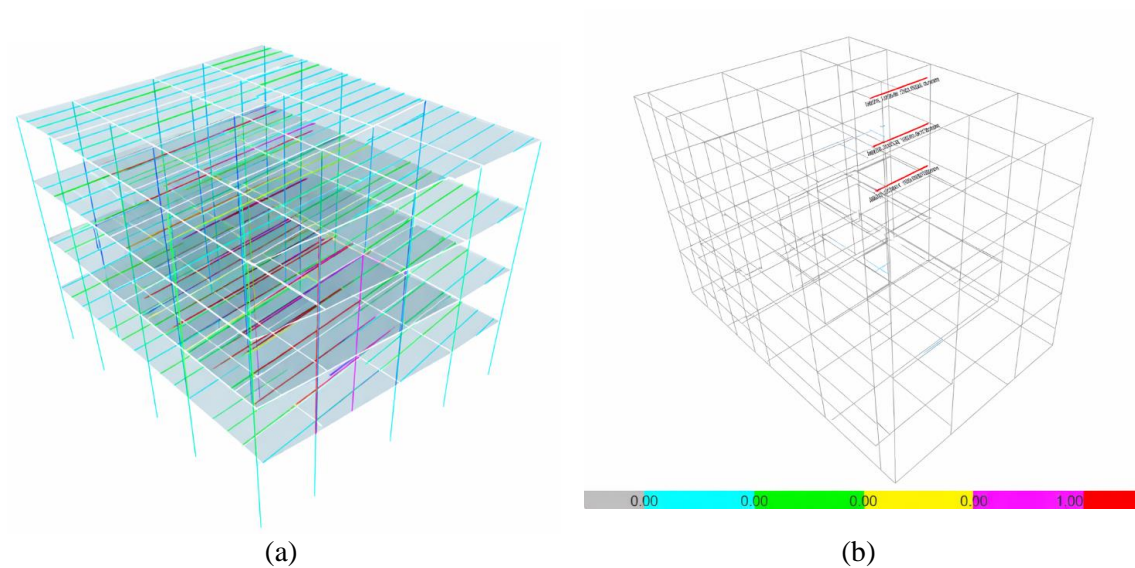
	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step-All
03	Framing Type	OMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	2.5
10	Design System Cd	5
11	Design Provisional	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Beta Factor	1.3
14	BetaOmega Factor	1.6
15	Phi (Bending)	0.9

Se efectuó el análisis numérico con los perfiles predimensionados (vigas principales IPE 360 y IPE 400; vigas secundarias IPE 270; columna HSS cuadrada 400×400×12 mm) para verificar si la relación demanda - capacidad (D/C) de cada miembro cumple los requisitos. En la Imagen 25 se aprecia que varios elementos presentan $D/C > 1$, por lo que el software los resalta en rojo, indicando insuficiencia resistente.

Ante este resultado, se realizó un proceso iterativo de ajuste de secciones: se propusieron perfiles de mayor inercia/área, se actualizó el peso propio, y se repitió el análisis hasta obtener $D/C \leq 1$ en las combinaciones críticas. Paralelamente, se controlaron

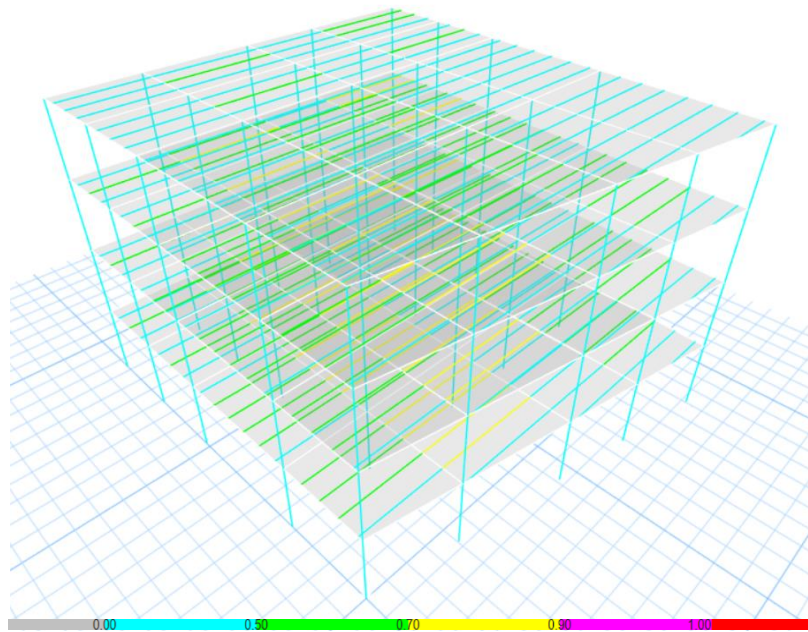
derivas de entrepiso, esbeltez y pandeo de miembros comprimidos, y la compatibilidad con los detalles de conexión, para asegurar que el aumento de sección no generara efectos adversos en el comportamiento global. El criterio de aceptación final exige cumplir simultáneamente resistencia, servicio (desplazamientos) y estabilidad; solo entonces se consideran aprobadas las nuevas secciones.

Figura 22. Resultados del análisis demanda – capacidad.



Se realizó un ajuste de secciones en tres elementos del modelo para satisfacer la condición demanda–capacidad ($D/C \leq 10$). En concreto, se reemplazaron tres vigas secundarias por perfiles de mayor rigidez y área, manteniendo la compatibilidad con los detalles de conexión y el peso propio actualizado. Tras el cambio, se repitió el análisis y se verificó que los tres miembros cumplieran $D/C \leq 1,0$ en las combinaciones críticas, además de respetar los límites de deriva y las verificaciones de estabilidad exigidas en el proyecto.

Figura 23. Demanda – capacidad del modelo final mediante método LRFD.



Cálculo de la deriva inelástica

Se procedió a revisar las derivas inelásticas en ambas direcciones (θ), las cuales deben ser menores al 2 % (NEC 2015), y se deben calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{\delta C_d}{h}$$

δ : Desplazamiento relativo considerado obtenido por medio de un análisis elástico de la estructura (milímetros).

C_d : Coeficiente de amplificación de deformaciones igual a 3.75 veces el coeficiente de reducción inelástica definido en el literal.

h : Altura del entrepiso considerado (milímetros).

A continuación, se muestra la revisión de las derivas inelásticas en el modelo para las cargas E_x y E_y , considerando el punto más crítico de revisión. Estas derivas se conocen también como desplazamientos relativos.

Tabla 10. Derivas elásticas e inelásticas fuerza E_x (%)

Piso	Carga	Desplazamientos (mm)	Altura de entrepiso (m)	Drift elástico (%)	R	Cd	Drift inelástico (%)	Estado
P1	EX	8,19	3,60	0,23%	5	3,75	0,9%	<2% OK!
P1	EX	6,42	3,60	0,18%	5	3,75	0,7%	<2% OK!
P1	EX	6,55	3,60	0,18%	5	3,75	0,7%	<2% OK!
P1	EX	8,62	3,60	0,24%	5	3,75	0,9%	<2% OK!
P2	EX	22,64	3,60	0,40%	5	3,75	1,5%	<2% OK!
P2	EX	17,94	3,60	0,32%	5	3,75	1,2%	<2% OK!
P2	EX	18,30	3,60	0,33%	5	3,75	1,2%	<2% OK!
P2	EX	23,78	3,60	0,42%	5	3,75	1,6%	<2% OK!
P3	EX	35,69	3,60	0,36%	5	3,75	1,4%	<2% OK!
P3	EX	28,48	3,60	0,29%	5	3,75	1,1%	<2% OK!
P3	EX	29,04	3,60	0,30%	5	3,75	1,1%	<2% OK!
P3	EX	37,45	3,60	0,38%	5	3,75	1,4%	<2% OK!
P4-CUB	EX	44,75	3,60	0,25%	5	3,75	0,9%	<2% OK!
P4-CUB	EX	35,91	3,60	0,21%	5	3,75	0,8%	<2% OK!
P4-CUB	EX	36,59	3,60	0,21%	5	3,75	0,8%	<2% OK!
P4-CUB	EX	46,91	3,60	0,26%	5	3,75	1,0%	<2% OK!

Tabla 11. Derivas elásticas e inelásticas fuerza Ey (%)

<i>REVISIÓN DE DRIFTS INELÁSTICOS, SEGÚN NEC-15</i>								
Piso	Carga	Desplazamientos (mm)	Altura de entrepiso (m)	Drift elástico (%)	R	Cd	Drift inelástico (%)	Estado
P1	EY	5,23	3,60	0,15%	5	3,75	0,5%	<2% OK!
P1	EY	5,49	3,60	0,15%	5	3,75	0,6%	<2% OK!
P1	EY	7,24	3,60	0,20%	5	3,75	0,8%	<2% OK!
P1	EY	7,03	3,60	0,20%	5	3,75	0,7%	<2% OK!
P2	EY	13,78	3,60	0,24%	5	3,75	0,9%	<2% OK!
P2	EY	14,54	3,60	0,25%	5	3,75	0,9%	<2% OK!
P2	EY	19,40	3,60	0,34%	5	3,75	1,3%	<2% OK!
P2	EY	18,82	3,60	0,33%	5	3,75	1,2%	<2% OK!
P3	EY	21,00	3,60	0,20%	5	3,75	0,8%	<2% OK!
P3	EY	22,22	3,60	0,21%	5	3,75	0,8%	<2% OK!
P3	EY	29,89	3,60	0,29%	5	3,75	1,1%	<2% OK!
P3	EY	28,96	3,60	0,28%	5	3,75	1,1%	<2% OK!
P4-CUB	EY	25,48	3,60	0,12%	5	3,75	0,5%	<2% OK!
P4-CUB	EY	27,04	3,60	0,13%	5	3,75	0,5%	<2% OK!
P4-CUB	EY	36,65	3,60	0,19%	5	3,75	0,7%	<2% OK!
P4-CUB	EY	35,46	3,60	0,18%	5	3,75	0,7%	<2% OK!

Revisión de cortante basal

Se revisó que el cortante basal obtenido en el análisis (Ex o Ey) sea mayor o igual

al 80% del cortante basal estático, dispuesto por la norma NEC-15. A continuación, se muestra en la Tabla 12.

Tabla 12. Revisión de Cortante basal “Análisis dinámico”

Caso	Reacciones en la base de la estructura					
	Fx ton	Fy ton	Fz ton	Mx ton-m	My ton-m	Mz ton-m
PESO SÍSMICO	0,00	0,00	1021,42	892,67	7227,07	-8050,59
Ex NEC	132,72	132,72	13,50	0,00	134,76	1322,99
Ey NEC	11,76	131,90	131,90	0,00	1323,30	118,14

REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL					
Tx=	0,61	seg	Csx=	0,1612	g
Ty=	0,61	seg	Csy=	0,1612	g
Vest x=	164,65	tonf			
Vest y=	164,65	tonf			
Vdin x=	132,72	tonf			
Vdin y=	131,90	tonf			
CONDICIÓN					
Vdin ≥ 0.80*Vest					
0.80*Vest x=	131,722	tonf	≤	132,716	OK!
0.80*Vesty=	131,722	tonf	≤	131,896	OK!

Análisis modal

Para el análisis modal se consideró una masa participativa equivalente al 100% de la carga muerta más el 100% de la carga muerta sobrepuesta, conforme a lo establecido por la NEC-15.

Los primeros modos de vibración y sus respectivos períodos fueron obtenidos mediante un análisis modal espectral realizado en el software ETABS.

Se empleó un número de modos suficiente para garantizar que la masa modal acumulada alcanzara al menos el 90–100% de la masa participativa total en las direcciones

X y Y, siguiendo las recomendaciones de la NEC-15 y del ASCE 7-22, respectivamente.

En la Tabla 14 se presenta el conjunto de modos considerados (15), junto con sus períodos de vibración, masas modales y masas modales acumuladas en las direcciones horizontales X y Y.

Tabla 13. Definición de masa participativa total.

Mass Source Data	
Dead	1
Superimposed Dead	1
Live Roof	0.25
Live	0.25

Tabla 14. Masa modal acumulada en direcciones X e Y

Modo	Período (segundos)	UX	UY	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,864	77,54%	0,32%	1,21%	77,54%	0,32%	1,21%
2	0,738	0,71%	73,91%	6,08%	78,25%	74,23%	7,29%
3	0,654	0,74%	6,62%	73,00%	78,99%	80,85%	80,29%
4	0,244	13,06%	0,08%	0,27%	92,04%	80,93%	80,56%
5	0,217	0,16%	11,63%	0,65%	92,20%	92,56%	81,22%
6	0,191	0,22%	0,66%	11,69%	92,42%	93,22%	92,91%
7	0,119	5,33%	0,06%	0,21%	97,76%	93,27%	93,11%
8	0,111	0,10%	4,89%	0,11%	97,85%	98,16%	93,22%
9	0,097	0,19%	0,12%	4,95%	98,04%	98,28%	98,18%
10	0,077	1,80%	0,03%	0,10%	99,85%	98,31%	98,28%
11	0,074	0,04%	1,67%	0,01%	99,89%	99,98%	98,30%
12	0,064	0,11%	0,02%	1,70%	100,00%	100,00%	100,00%
13	0,021	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	100,00%
14	0,021	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	100,00%
15	0,021	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	100,00%

Como se puede observar en la Tabla 14, se requirieron menos de 10 modos de vibración para alcanzar una masa participativa superior al 90%. Esto se debe, en parte, al volumen de información que el programa debe procesar al contabilizar la masa modal.

3.8. Análisis de la junta crítica

Para identificar la junta crítica del marco, se hizo una revisión manual en Excel con los resultados del modelo.

Se exportaron, para cada nodo viga-columna, los valores factorizados de momento (M) y cortante (V) correspondientes a las combinaciones de diseño. En la planilla se construyó el envolvente por junta (máximos y mínimos de M y V) y se registró el caso gobernante en cada una. Con esa comparación directa de esfuerzos, se determinó como junta crítica la que presentó las mayores demandas simultáneas (el mayor M y/o V del conjunto), por ser la que recibe más carga y, en consecuencia, la que requiere el diseño y detalle más exigente.

Figura 24. Junta más cargada 2-D.

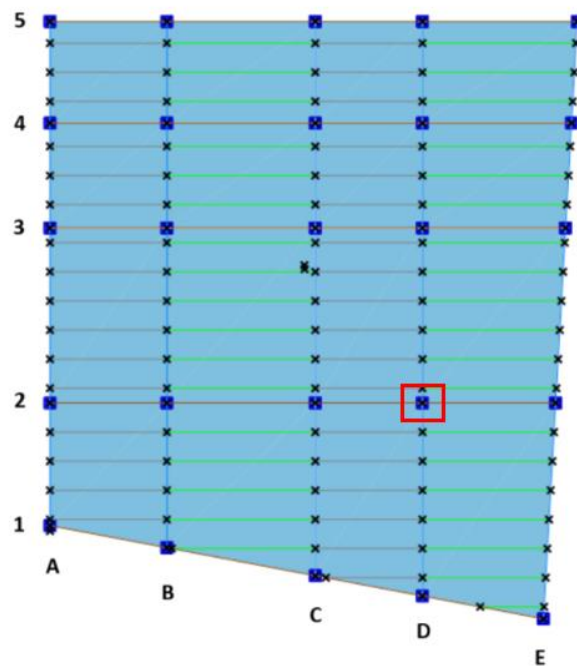


Tabla 15. Momentos en la junta D-2.

VIGA(2- CD)	VIGA (2- 3/D)	D-2 VIGA (2- DE)	VIGA (1- 2/D)	TOTAL
----------------	------------------	------------------------	------------------	-------

-0,51	-8,05	-0,64	-9,61	18,81	tonf-m
-3,55	-18,38	-3,43	-20,37	45,73	tonf-m
-8,29	-14,74	-7,60	-16,95	47,58	tonf-m
-7,70	-6,22	-6,90	-7,22	28,04	tonf-m
-0,93	-11,42	-0,94	-12,10	25,39	tonf-m
-0,92	-14,78	-1,19	-17,67	34,56	tonf-m

Tabla 16. Esfuerzos cortantes en la junta D-2.

VIGA(2- CD)	VIGA (2- 3/D)	D-2		TOTAL	
		VIGA (2- DE)	VIGA (1- 2/D)		
0,97	-9,19	-1,16	9,22	20,54	tonf
3,12	-15,81	-2,89	15,58	37,40	tonf
6,00	-14,52	-4,91	14,47	39,90	tonf
5,10	-6,28	-3,88	6,28	21,54	tonf
0,99	-8,12	-1	7,86	17,97	tonf
1,76	-16,86	-2,12	16,93	37,67	tonf

4. Diseño de la conexión

El diseño de conexiones define cómo se transfieren las fuerzas entre vigas y columnas y, por tanto, gobierna la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la reparabilidad del sistema estructural. En este proyecto las conexiones se dimensionan conforme a AISC 360-22 (resistencia), se verifican los criterios sismorresistentes de AISC 341-22 y se armonizan con la NEC para el contexto local.

4.1. Conexión soldada.

En las uniones soldadas la transferencia de fuerzas se logra mediante cordones de filete y/o soldaduras de penetración completa (CJP), garantizando continuidad de momento, cortante y axial entre viga y columna. Su verificación de resistencia en LRFD se realiza con la expresión básica del AISC 360-22 (J2-4):

Tabla 17. Ecuaciones para conexiones soldadas. Fuente extraída de (Ramos & Yanza, 2024).

Comprobación de la resistencia de la soldadura	
F_{nw}	$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we}$ Resistencia nominal del material

A_{we}	Área eficaz del elemento de soldadura
ϕ	Factor de resistencia para conexiones soldadas
F_{EXX}	$F_{nw} = 0.6F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin^{1.5} \cdot \theta)$ Resistencia última del metal de aporte de la soldadura.
θ	Ángulo entre la dirección de la fuerza resultante y el eje longitudinal del cordón de soldadura.

5. Diseño de conexión del caso de estudio en software comercial Idea StatiCa.

El análisis de la conexión se realizó con software comercial de análisis estructural, que permite reproducir el comportamiento del nodo y verificar su capacidad frente a momento, cortante y axial. En este caso de estudio se modeló una columna tubular HSS 400×400×12 y dos configuraciones de viga principal: IPE 400 e IPE 360. El objetivo fue garantizar que la unión transmita las solicitaciones de diseño sin comprometer la integridad ni la ductilidad del pórtico.

Dado que el proyecto adopta únicamente conexiones soldadas, el desarrollo se centró en detalles compatibles con AISC 360-22/AISC 341-22 y cordones de penetración completa (CJP) en patines cuando se requiere continuidad de momento y filetes en el alma, controlando longitudes efectivas, tamaños mínimos, radios de acceso y requisitos de inspección.

5.1. Conexión mediante soldadura

En la Tabla 14 se presenta el estudio de las uniones soldadas, considerado un punto clave del diseño porque condiciona la capacidad, la seguridad y la vida útil del sistema.

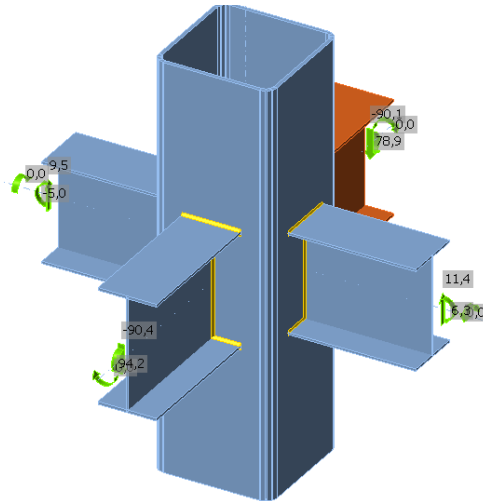
Para este trabajo se compararon cuatro alternativas de configuración del nodo con el fin de evaluar, bajo cargas específicas, el rendimiento de las placas y de los cordones de soldadura.

Este ejercicio permitió identificar cómo la geometría del detalle modifica la respuesta del conjunto rigidez, disipación y concentración de esfuerzos y aportó criterios prácticos para afinar el diseño, aumentando la resistencia y reduciendo la probabilidad de falla. Los resultados subrayan la conveniencia de elegir configuraciones que disminuyan las demandas en los elementos más sensibles del nodo, asegurando un comportamiento estructural confiable.

5.2. Primer análisis de la junta D-2

El primer modelo analizado correspondió al modelo estructural exportado de forma directa desde ETABS, sin modificaciones posteriores al proceso de exportación. Este modelo se adoptó como línea base para la evaluación, ya que conserva la configuración original del software (geometría, propiedades de materiales y secciones, asignación de cargas, combinaciones de diseño, condiciones de apoyo y discretización de elementos), permitiendo una comparación consistente frente a modelos posteriores generados mediante otros flujos de trabajo o con ajustes adicionales.

Figura 25. Configuración del modelo estructural de la junta D-2 modelo base.



5.3. Segundo análisis de la junta D-2

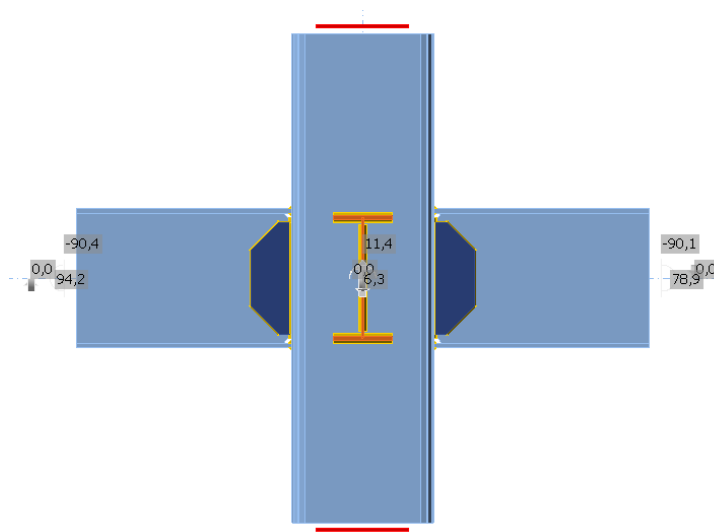
El segundo modelo analizado corresponde a una variante del modelo base en la que se incorporó un refuerzo local en las vigas transversales $360 \times 170 \times 13 \times 8$ mm, mediante la adición de placas de corte (*gusset plates*) en la zona de conexión.

La inclusión de estas placas tiene como objetivo incrementar la longitud efectiva del cordón de soldadura y, por tanto, aumentar la capacidad resistente de la unión frente a las solicitaciones transmitidas (principalmente esfuerzos cortantes y la componente asociada a la transferencia de momentos en la región de empalme/conexión). Al disponer de una mayor superficie de contacto y un trayecto de soldadura más extenso, se mejora la distribución de esfuerzos, disminuyendo las concentraciones locales de tensiones en los bordes de los perfiles y en la interfaz soldada.

Esta modificación se adoptó debido a que, en el primer modelo, se identificaron elementos que no verificaban los criterios de diseño por soldadura, ya sea por insuficiencia de capacidad del cordón o por una demanda elevada concentrada en la conexión.

En consecuencia, el segundo modelo permite evaluar el impacto del refuerzo mediante *gusset plates* sobre el cumplimiento normativo, la demanda en la soldadura, y el comportamiento global y local de la junta.

Figura 26. Configuración de la conexión de la junta D-2 reforzada mediante placas de corte.



5.4. Tercer análisis de la junta D-2

En el tercer modelo analizado se incorporó un rigidizador interno en forma de rombo en la columna tubular HSS $400 \times 400 \times 12$ mm, localizado en la región de la junta.

La finalidad de este refuerzo es aumentar la rigidez local del perfil HSS y mejorar el mecanismo de transmisión de esfuerzos provenientes de los elementos conectados. En particular, el rigidizador interno actúa como elemento de arriostramiento y confinamiento de las paredes del tubo, lo que permite:

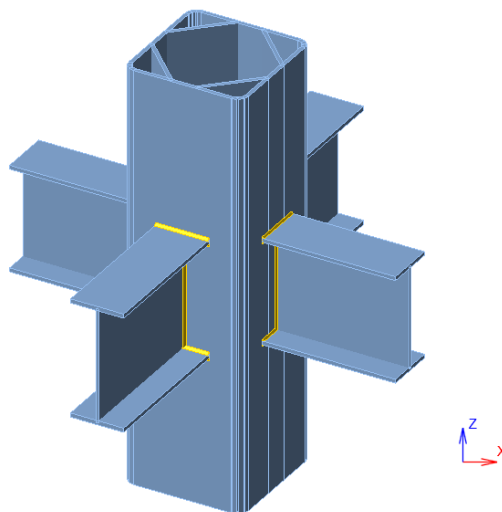
- Reducir la flexión local de la cara del HSS ante cargas concentradas transmitidas por la conexión.
- Mitigar el riesgo de abollamiento/pandeo local del paramento y la plastificación localizada en la zona nodal.
- Disminuir concentraciones de tensiones en las proximidades de la soldadura y en los bordes de contacto, favoreciendo una distribución más uniforme de

esfuerzos alrededor del perímetro del HSS.

- Controlar deformaciones excesivas, mejorando la respuesta de la unión en términos de rigidez y estabilidad.

Con esta modificación, el tercer modelo permite evaluar comparativamente el efecto de la rigidización interna sobre el cumplimiento de los estados límite locales de la columna HSS y sobre el desempeño global de la junta

Figura 27. Configuración de la junta D-2 reforzada mediante rigidizadores triangulares.



5.5. Cuarto análisis de la junta D-2

El cuarto modelo analizado corresponde a una configuración reforzada en la que se implementaron dos modificaciones principales en la zona de la junta: la incorporación de un perfil IPE 400 de doble alma y la adición de un rigidizador interno en la columna HSS $400 \times 400 \times 12$ mm.

El uso del IPE400 de doble alma se adoptó con el propósito de incrementar la rigidez y la capacidad portante del elemento en la región de conexión, mejorando la transferencia de esfuerzos y reduciendo la demanda local sobre la unión.

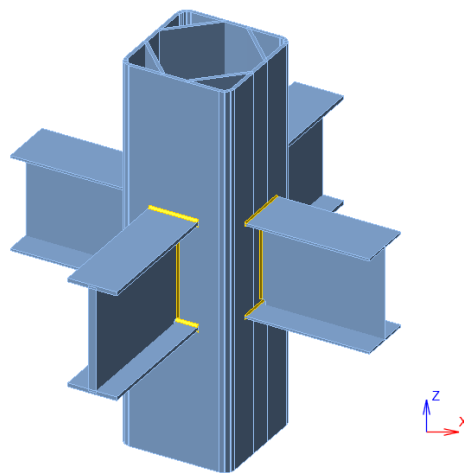
Esta configuración permite una mayor resistencia a cortante y una mejor

distribución de solicitaciones asociadas a flexión y esfuerzos combinados, disminuyendo la probabilidad de concentraciones de tensiones en las zonas adyacentes a los cordones de soldadura.

Por su parte, el rigidizador interno incorporado en el HSS tiene como objetivo confinar y rigidizar localmente las paredes del perfil tubular, controlando la deformación del paramento bajo cargas concentradas provenientes de los elementos conectados. Con ello se mitigan mecanismos de falla típicos en HSS, tales como abollamiento (pandeo local) de la pared, plastificación localizada, y deformaciones excesivas en la cara del tubo, favoreciendo una respuesta más estable de la región nodal.

En conjunto, estas modificaciones buscan que la junta presente un comportamiento más rígido y seguro, verificando el cumplimiento de los criterios resistentes y de servicio asociados a la conexión

Figura 28. Configuración estructural de la junta D-2 reforzada mediante perfil IPE400 de doble alma y rigidización interna del HSS.



CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS

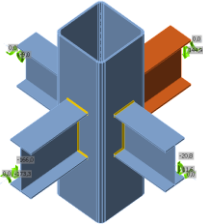
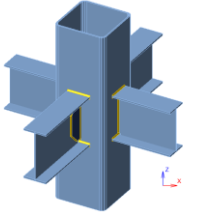
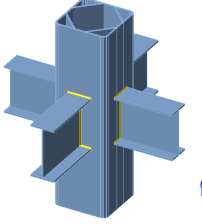
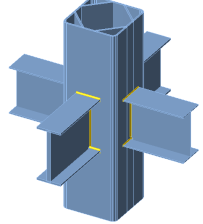
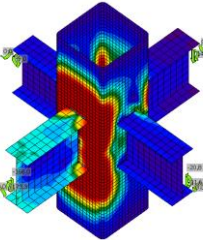
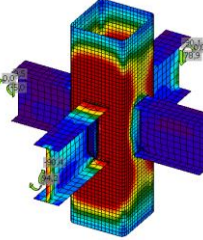
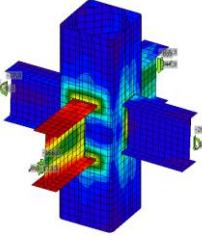
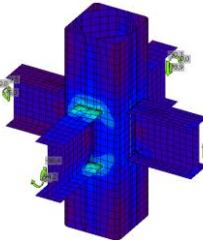
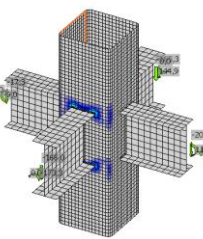
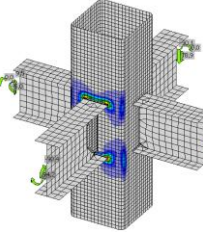
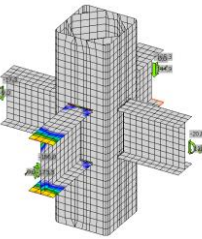
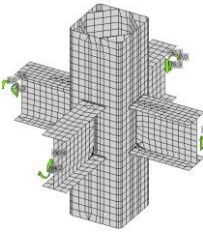
En el presente capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis numérico de la conexión estructural entre perfiles IPE400 e IPE360 y una columna tubular HSS 400

× 400 × 12 mm, desarrollado mediante el software especializado IDEA StatiCa en su versión estudiantil de prueba. El estudio contempla distintos casos de análisis, con el objetivo de evaluar el comportamiento mecánico de la conexión y analizar el efecto de las modificaciones geométricas y de refuerzo introducidas en cada modelo.

Los resultados obtenidos incluyen la utilización o demanda en placas y de las soldaduras, el esfuerzo equivalente de Von Mises, la deformación plástica y el factor de pandeo, los cuales constituyen los parámetros principales para la verificación de la resistencia, ductilidad y estabilidad del sistema. Los valores reportados corresponden a las combinaciones de carga más desfavorables y representan los máximos esfuerzos y deformaciones desarrollados en los elementos críticos de la conexión.

El esfuerzo equivalente de Von Mises se emplea como criterio para evaluar la condición de fluencia del acero, al integrar en un solo parámetro el efecto combinado de los esfuerzos normales y cortantes. La deformación plástica permite identificar la aparición de plastificación localizada en las zonas de mayor concentración de esfuerzos, mientras que la demanda expresa el grado de utilización de placas y soldaduras, facilitando la identificación de los elementos que gobiernan el comportamiento estructural. En conjunto, estos parámetros permiten una interpretación clara y coherente del desempeño de la conexión bajo las condiciones de carga analizadas.

Tabla 18. Casos de estudio.

Caso	1	2	3	4
Modelo propuesto				
Placa (%)	2.8 < 5.0	19.1 < 5.0	0.1 < 5.0	0.1 < 5.0
Soldadura (%)	100 < 100	107 < 100	75.4 < 100	75.4 < 100
Von Mises MPa				
	229	261	223	223
Deformación plástica (%)				
	2.8 10.04	19.1 10.33	0.1 11.25	0.1 6.50
Buckling				

4.1. Primer análisis: Conexión base (modelo sin modificaciones)

La conexión base analizada en este primer caso se adopta como modelo de referencia para la evaluación del comportamiento estructural y la comparación con los casos estudiados posteriormente. Dicha conexión está conformada por vigas tipo IPE400 e IPE360, conectadas a una columna tubular cuadrada HSS 400 × 400 × 12 mm. El modelo fue exportado directamente del software comercial de diseño global, sin introducir modificaciones geométricas ni refuerzos adicionales, con el propósito de analizar la respuesta inicial de la conexión bajo las combinaciones de carga más desfavorables.

El comportamiento de la conexión se evalúa mediante un análisis no lineal basado en el método CBFEM (*Component Based Finite Element Method*), el cual combina el modelado de placas por elementos finitos con criterios de diseño por estados límite. Para cada componente de la conexión, el análisis identifica automáticamente el efecto extremo de carga y reporta los parámetros de verificación correspondientes.

La utilización o demanda en placas se evalúa mediante la deformación plástica equivalente, la cual permite cuantificar el nivel de plastificación local del acero una vez superado el límite elástico.

Esta magnitud se define a partir del esfuerzo equivalente de diseño obtenido del análisis numérico, conforme a la siguiente expresión:

$$\text{Índice de deformación plástica equivalente} = \frac{\sigma_{eq.Ed} - F_y}{E_t} \quad 12$$

donde $\sigma_{eq.Ed}$ es el esfuerzo equivalente de Von Mises en el punto crítico de la placa, F_y es el límite elástico del acero, y E_t es el módulo tangente del material en la zona post-elástica.

Procedimiento para determinar índice de utilización de la placa:

Fuerza axial equivalente inducida por el momento flector:

$$F_m = \frac{M_y}{h}$$

13

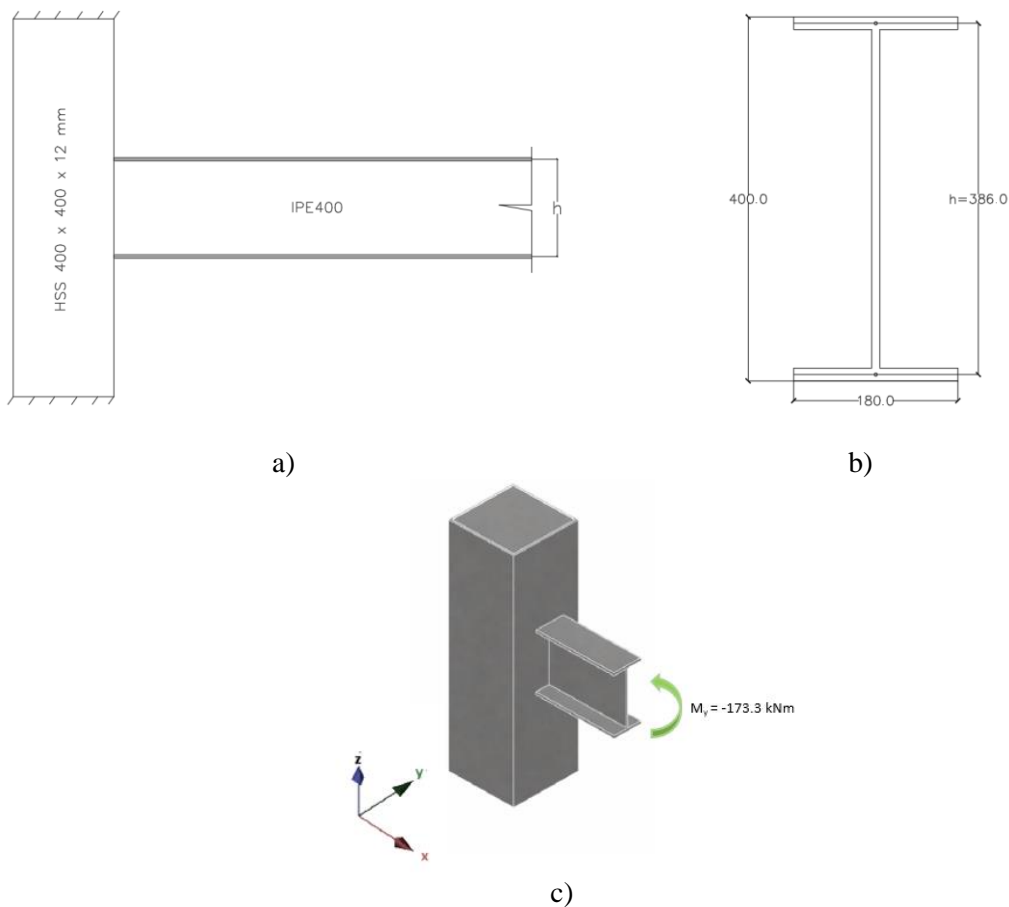
Donde:

M_y : Momento flector de diseño actuante en la unión, correspondiente al caso de carga más desfavorable, obtenido a partir del análisis del modelo global.

h : Brazo interno de la sección resistente, definido como la distancia entre los centroides de las alas superior e inferior de la viga IPE400.

F_m : Fuerza axial equivalente generada por el momento flector, que representa la componente de tracción/compresión transmitida por la conexión.

Figura 29. Se indica los valores de los parámetros indicados en la ecuación 13. El resultado de la ecuación se presenta a continuación.



En la Figura 29 (a) se representa el esquema de la unión viga–columna considerada

en el análisis. La Figura 29 (b) muestra la geometría de la sección transversal del perfil IPE, empleada para la evaluación de los parámetros necesarios en la ecuación 13. Finalmente, la Figura 29 (c) presenta el momento flector actuante en la conexión, cuya acción se traduce en una fuerza axial equivalente F_m transmitida por la unión.

$$F_m = \frac{173.3 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{386 \text{ mm}} = 448.964 \text{ kN}$$

Fuerza cortante equivalente:

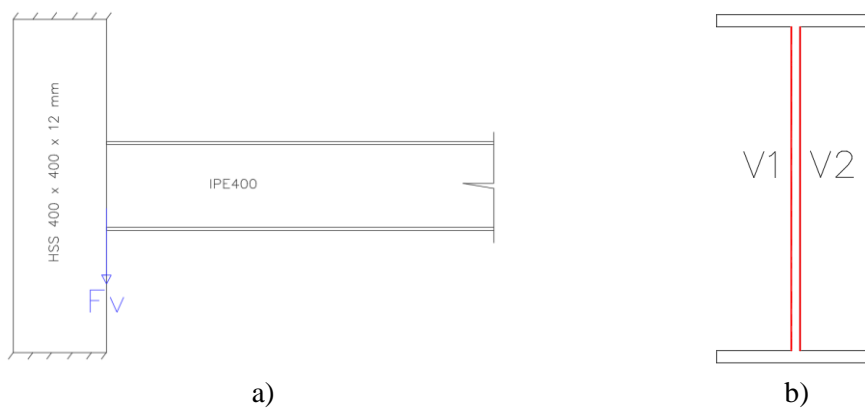
$$F_v = \frac{V_u}{2} \quad 14$$

Donde:

F_v : Fuerza cortante equivalente que se transmite a través de los planos resistentes de la conexión

V_u : Cortante total de diseño actuante en la unión, obtenido a partir del análisis del modelo global ($|V_u| = 166.03 \text{ kN}$).

Figura 30. Esquema de la fuerza cortante equivalente F_v transmitida en la conexión y su distribución en los planos resistentes.



En la Figura 30 (a) se representa el esquema de la fuerza cortante equivalente F_v actuante en la unión viga–columna. En la Figura 30 (b) se ilustra la distribución de dicha fuerza en los planos resistentes de la conexión, asumiendo una transferencia simétrica del cortante, por lo que la sollicitación en cada plano resulta igual a $V_u/2$.

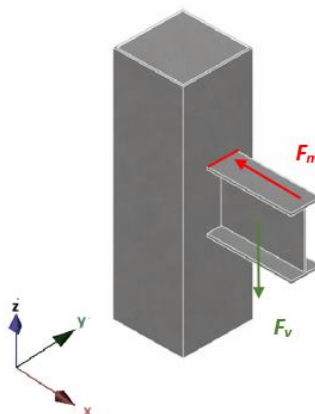
$$F_v = \frac{166.03 \text{ kN}}{2} = 83.015 \text{ kN}$$

$$F_{max} = F_m + F_v \quad 15$$

Donde:

F_{max} : Fuerza interna máxima de diseño.

Figura 31. Esquema de las fuerzas equivalentes F_m y F_v consideradas para la obtención de la fuerza interna máxima de diseño F_{max} .



En la conexión viga–columna, la fuerza F_m se desarrolla en las alas de la viga como resultado del momento flector actuante, mientras que la fuerza F_v se transmite a través del alma debido al cortante. Ambas sollicitaciones actúan simultáneamente sobre la conexión y se consideran de forma combinada para evaluar la demanda de diseño.

La fuerza interna máxima de diseño F_{max} se obtiene como la suma de las fuerzas

equivalentes F_m y F_v , dado que ambas sollicitaciones actúan simultáneamente sobre los mismos elementos resistentes de la conexión. Esta combinación permite representar de forma conservadora el estado más desfavorable de carga interna, resultante de la acción conjunta del momento flector y la fuerza cortante.

$$F_{max} = 448.964 \text{ kN} + 83.015 \text{ kN} = 531.979 \text{ kN}$$

Longitud efectiva:

$$L1 = 180 \text{ mm}$$

$$l_o = 40 \text{ mm}$$

$$L_{eff} = L1 - 2l_o \tag{16}$$

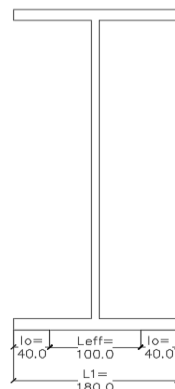
Donde:

L1: Longitud geométrica total de la placa considerada en la verificación, correspondiente a la dimensión medida en la dirección de transmisión del esfuerzo.

l_o: Longitud no efectiva en cada extremo de la placa, asociada a zonas donde no se desarrolla plenamente el estado resistente debido a efectos locales como concentraciones de esfuerzo, condiciones de borde o interrupciones geométricas.

L_{eff}: Longitud efectiva resistente de la placa, obtenida al descontar las longitudes no efectivas en ambos extremos.

Figura 32. Esquema de la longitud efectiva resistente de la placa L_{eff} , definida al descontar las longitudes no efectivas en los extremos respecto a la longitud total L1.



La Figura 32 muestra el esquema adoptado para la determinación de la longitud

efectiva resistente de la placa, L_{eff} , definida al descontar de la longitud total LI las zonas no efectivas en ambos extremos.

Dichas zonas corresponden a regiones donde, debido a efectos locales y condiciones de borde, el material no participa plenamente en la transmisión de esfuerzos.

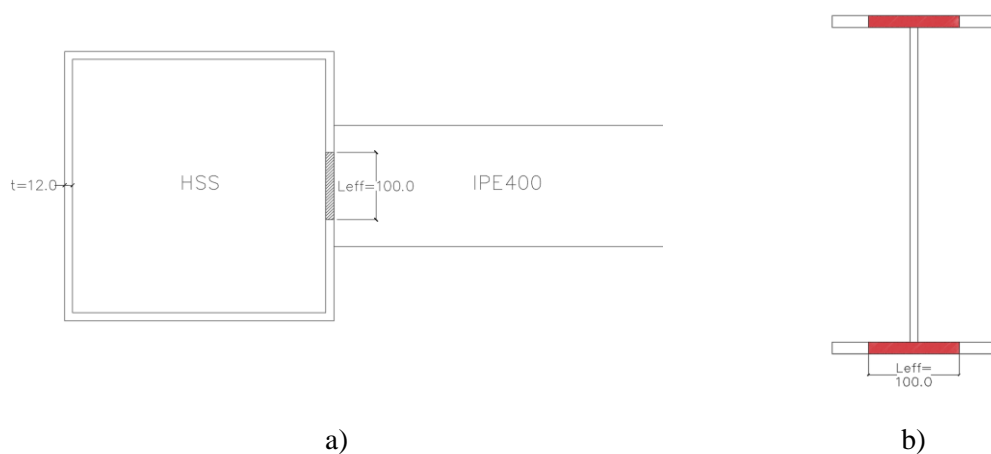
$$L_{eff} = 180 - (2 \cdot 40)$$

$$L_{eff} = 100 \text{ mm}$$

Esfuerzo normal promedio:

$$\sigma_{Ed} = \frac{F_{max}}{t \cdot L_{eff}} \quad 17$$

Figura 33. Detalle del espesor de la placa t y de la longitud efectiva L_{eff} utilizados en la ecuación 17 para el cálculo del esfuerzo normal promedio.



$$\sigma_{Ed} = \frac{531.979 \text{ kN}}{12 \cdot 100} = 443.316 \text{ MPa}$$

Deformación plástica equivalente:

$$\text{Si } \sigma_{eq} \leq F_y \rightarrow \varepsilon_{pl} = 0$$

$$\text{Si } \sigma_{eq} \geq F_y$$

$$\varepsilon_{pl} = \frac{\sigma_{Ed} - F_y}{E_t}$$

Donde:

ε_{pl} : Deformación plástica equivalente, que representa el nivel de deformación plástica desarrollado localmente en el material una vez superado el límite elástico, y permite cuantificar el grado de plastificación de la placa.

σ_{Ed} : Esfuerzo normal promedio de diseño actuante en la placa, determinado a partir de la fuerza resultante aplicada y del área efectiva resistente considerada en la verificación.

F_y : Límite elástico del acero, correspondiente al esfuerzo a partir del cual el material abandona el comportamiento elástico e inicia la deformación plástica.

E_t : Módulo tangente del material en la zona post-elástica, utilizado para representar el pendiente esfuerzo – deformación del acero una vez alcanzado el límite elástico. (2000 MPa).

$$\varepsilon_{pl} = \frac{443.316 \text{ MPa} - 250 \text{ MPa}}{2000 \text{ MPa}} = 0.097$$

Porcentaje de utilización de la placa:

$$\text{Índice de utilización de placa} = \varepsilon_{pl} \cdot 100 \quad 19$$

$$\text{Índice de utilización de placa} = 0.097 \cdot 100 = 9.7\%$$

Este resultado indica que el nivel de sollicitación alcanza el 9,7% de la capacidad resistente de la placa, lo cual refleja una demanda reducida y la posible aparición de deformaciones plásticas locales de baja magnitud, sin que el elemento controle el comportamiento global ni limite el desempeño estructural de la conexión.

La soldadura presenta una demanda del 98.68%, evaluada mediante la relación entre la fuerza solicitante transmitida por la viga y la resistencia de diseño del cordón,

conforme a:

$$\text{Índice de utilización de la soldadura} = \frac{F_n}{\phi R_n} \cdot 100 \quad 20$$

Procedimiento para determinar el porcentaje de utilización de soldadura:

Resistencia nominal del material:

$$F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin\theta^{1.5}) \quad 21$$

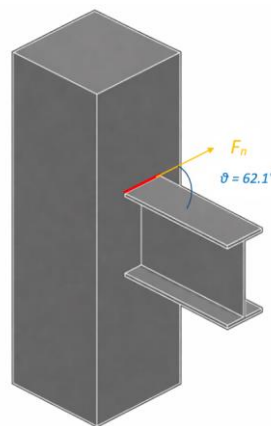
Donde:

F_{nw} : Resistencia nominal del material de la soldadura, correspondiente a la resistencia unitaria del metal de aporte bajo un estado de esfuerzos combinados

F_{EXX} : Resistencia última a la tracción del metal de aporte del electrodo, definida por la clasificación del electrodo utilizado en la soldadura. Para el electrodo E80xx, se adopta $F_{EXX} = 552$ MPa.

θ : Ángulo entre la dirección de la fuerza resultante aplicada y el eje longitudinal del cordón de soldadura.

Figura 34. Esquema de la fuerza resultante F_n actuante sobre el cordón de soldadura y del ángulo θ medido respecto al eje longitudinal del cordón, empleado en la ecuación 21 para la evaluación de la resistencia de la soldadura.



En la Figura 34 se ilustra la acción de la fuerza resultante F_n sobre el cordón de soldadura y la definición del ángulo θ , medido entre la dirección de dicha fuerza y el eje

longitudinal del cordón. Este ángulo permite considerar el efecto combinado de las componentes de sollicitación paralela y perpendicular al cordón en la verificación de la resistencia de la soldadura, de acuerdo con la formulación adoptada.

$$F_{nw} = 0.6 \cdot 552 \text{ MPa} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin^{1.5}(62.1))$$

$$F_{nw} = 468.783 \text{ MPa}$$

Resistencia de diseño de soldadura:

Para la determinación de la resistencia de diseño de la soldadura ϕR_n , se requiere previamente establecer el área efectiva de soldadura A_{we} , dado que este parámetro forma parte de la expresión de la resistencia nominal y condiciona directamente la capacidad resistente del cordón.

$$A_{we} = a \cdot L_c \quad 22$$

$$a = 0.707 \cdot w \quad 23$$

Donde:

A_{we} : Área efectiva resistente de la soldadura.

a : Garganta efectiva de la soldadura de filete.

w : Tamaño nominal del filete de soldadura.

L_c : Longitud efectiva resistente del cordón de soldadura, medida a lo largo del eje longitudinal del cordón, excluyendo las zonas no efectivas en los extremos.

Figura 35. Representación esquemática de la soldadura de filete, indicando el tamaño del filete w considerado en la ecuación 23 para determinar la garganta efectiva de la soldadura de filete.



En la Figura 35 se ilustra el esquema de la soldadura de filete utilizada en la unión, destacando el tamaño del filete $w = 8 \text{ mm}$.

$$a = 0.707 \cdot 8 \text{ mm}$$

$$a = 5.66 \text{ mm}$$

Una vez determinado el valor de la garganta efectiva de la soldadura del filete a , se procede al cálculo del área efectiva de soldadura A_{we} , la cual se obtiene como el producto entre dicha garganta y la longitud efectiva del segmento crítico de soldadura.

$$A_{we} = a \cdot L_c$$

$$A_{we} = 5.66 \text{ mm} \cdot 26 \text{ mm}$$

$$A_{we} = 147 \text{ mm}^2$$

La longitud L_c no se determina mediante expresiones analíticas, sino que es obtenida automáticamente por IDEA StatiCa en su versión estudiantil va a partir del método CBFEM, el cual evalúa la distribución real de tensiones en la soldadura. El valor reportado corresponde al segmento crítico de soldadura donde se concentra la máxima demanda.

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we}$$

Donde:

ϕR_n : Resistencia de diseño de la soldadura.

ϕ : Factor de resistencia.

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 468.783 \text{ MPa} \cdot 147 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 51.68 \text{ kN}$$

Porcentaje de utilización de soldadura:

$$\text{Índice de utilización de la soldadura} = \frac{F_n}{\phi R_n} \cdot 100 \quad 25$$

Donde:

F_n : Fuerza de diseño actuante sobre la soldadura, obtenida del análisis de la conexión (51 kN).

ϕR_n : Resistencia de diseño de la soldadura.

$$\text{Índice de utilización de la soldadura} = \frac{51 \text{ kN}}{51.68 \text{ kN}} \cdot 100$$

$$\text{Índice de utilización de la soldadura} = 98.68\%$$

Este resultado indica que la soldadura trabaja prácticamente a su capacidad resistente, constituyéndose como el elemento crítico del sistema. Dado que el cordón no dispone de una reserva plástica significativa, valores cercanos al 98.68% representan una condición límite de diseño.

El estado tensional del acero se evalúa mediante el esfuerzo equivalente de Von Mises, el cual permite representar el efecto combinado de los esfuerzos normales y

cortantes en un único valor escalar, facilitando la comparación directa con el límite elástico del material.

Para un estado de esfuerzo plano, el esfuerzo equivalente se define como:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad 26$$

donde:

σ_x y σ_y son los esfuerzos normales en las direcciones principales del plano.

τ_{xy} es el esfuerzo cortante actuante en el mismo plano.

Esta expresión se deriva de la teoría de la energía de distorsión y permite identificar el nivel de sollicitación real del material bajo un estado tensional combinado.

El valor máximo obtenido en el modelo es de 229 MPa, concentrándose en la zona de la unión viga-columna. Este resultado permite identificar claramente la región crítica de la conexión, y explica la respuesta inelástica observada en el material, ya que dicho valor se aproxima al límite elástico del acero A36, evidenciando el inicio de la plastificación local.

Como resultado del nivel de sollicitación alcanzado en la conexión, se desarrolla una deformación inelástica máxima del 2.8% en la fibra extrema de la viga, asociada a la porción irreversible de la deformación total del material. Este comportamiento es indicativo de que el elemento ha superado el régimen elástico y ha ingresado en una etapa de respuesta no lineal, caracterizada por la acumulación de deformaciones permanentes en una zona localizada.

Desde el punto de vista mecánico, este fenómeno puede describirse mediante el modelo de rótula plástica concentrada, el cual permite vincular la rotación inelástica con la

curvatura de la sección y su geometría.

$$\varepsilon = c \cdot \left(\phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} \right) \quad 27$$

Donde:

ε : Deformación axial de diseño en la fibra extrema del elemento, asociada a la rotación de la sección.

c : Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema de la sección, que permite transformar la rotación en deformación axial.

θ_y : Rotación elástica asociada al inicio de la fluencia en la sección transversal.

θ_p : Rotación plástica desarrollada en la rótula plástica una vez superado el límite elástico.

L_p : Longitud de la rótula plástica, que representa la región de la sección donde se concentra la deformación inelástica.

Procedimiento para determinar el porcentaje de deformación plástica:

Deformación del acero de fluencia:

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E} \quad 28$$

Donde:

ε_y : Deformación unitaria en el punto de fluencia.

F_y : Límite elástico del acero.

E : Módulo de elasticidad del acero.

$$\varepsilon_y = \frac{250 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}$$

$$\varepsilon_y = 0.00125$$

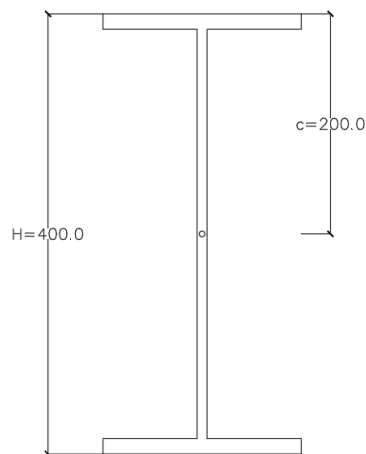
considerando una altura de viga $H=400$ mm, se tiene:

$$c = \frac{H}{2} \quad 29$$

Donde:

H : Altura total de la sección transversal del elemento.

Figura 36. Esquema de la sección transversal del elemento, indicando los valores de la altura total H y la distancia c medida desde el eje neutro hasta la fibra extrema, utilizados en la ecuación 29.



$$c = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{c} \quad 30$$

$$\phi_y = \frac{0.00125}{200} = 6.25 \cdot 10^{-6}$$

La longitud de la rótula plástica L_p corresponde a la región del elemento donde se concentra la plasticidad, siendo un parámetro clave para la evaluación de la capacidad de

rotación y ductilidad estructural.

La longitud de la rótula plástica se adopta como:

$$L_p = 0.75 \cdot H \quad 31$$

$$L_p = 0.75 \cdot 400 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

El valor de $\theta_p = 0.04$ rad se adopta como rotación plástica límite en concordancia con criterios de desempeño obtenidos a partir de estudios experimentales y analíticos en conexiones de acero. Dicho valor es ampliamente aceptado como representativo de un nivel de ductilidad adecuado, correspondiente a un estado de plasticidad estable previo a la degradación significativa de la resistencia.

Porcentaje de deformación plástica:

$$\varepsilon = c \cdot \left(\phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} \right) \quad 32$$

$$\varepsilon = 200 \cdot \left(6.25 \cdot 10^{-6} + \frac{0.04}{300} \right)$$

$$\varepsilon = 0.028$$

$$\varepsilon = 0.028 \cdot 100 = 2.8\%$$

La plastificación observada se mantiene localizada, sin generar un mecanismo de falla global, lo que evidencia un comportamiento dúctil adecuado de la conexión.

Finalmente, el análisis de pandeo arroja un factor de 10.04, definido como la relación entre la carga crítica de inestabilidad y la carga aplicada:

$$\lambda = \frac{P_{cr}}{P_{Ed}} \rightarrow P_{cr} = 10.04 \cdot P_{Ed}$$

Este valor indica que la carga crítica es significativamente mayor que la carga de

diseño, descartando el pandeo como modo de falla gobernante en el modelo base.

4.1.1 Segundo análisis: Conexión con placas de corte (*gusset plate*) en vigas IPE 400.

En este segundo caso se analiza una modificación del modelo base mediante la incorporación de placas de corte (*gusset plates*) en las vigas IPE 400, manteniéndose sin cambios las vigas IPE 360 y la columna tubular HSS $400 \times 400 \times 12$ mm.

El objetivo principal de esta intervención es evaluar cómo la presencia de estos elementos influye en la transferencia de esfuerzos, la distribución de tensiones y el desarrollo de deformaciones inelásticas en la conexión

Las placas fueron diseñadas conforme a los criterios del AISC 358-18, respetando espesores mínimos, distancias a bordes y geometría con chaflanes inclinados, lo que permite reducir concentraciones de esfuerzo y favorecer una transición más gradual de rigidez. Su configuración geométrica garantiza coherencia entre los requerimientos normativos y la implementación en el modelo numérico.

El análisis no lineal, realizado mediante el método CBFEM, evidencia que la demanda en las placas alcanza el 19,1%, valor considerablemente mayor que el obtenido en el modelo base. Este incremento se explica por el aumento de rigidez local introducido por las placas, que redirigen una mayor proporción de esfuerzos hacia zonas específicas de la conexión.

El esfuerzo equivalente de Von Mises alcanza un valor máximo de 261 MPa, concentrándose en las regiones de contacto entre las placas de corte y las vigas IPE 400. Este nivel de esfuerzo es superior al del modelo base y refleja una redistribución de tensiones más severa.

Como consecuencia, se registra una deformación plástica máxima del 19,1%, indicando una plastificación significativa y localizada. Este comportamiento supone una degradación importante de la rigidez local y un desempeño estructural desfavorable,

caracterizado por una respuesta altamente inelástica.

El análisis de estabilidad muestra un factor de pandeo de 10,33, lo cual descarta la inestabilidad global como modo de falla. No obstante, los elevados niveles de esfuerzo y deformación evidencian que la inclusión de gusset plates, aun cumpliendo criterios normativos, genera concentraciones de tensiones que afectan negativamente el comportamiento local de la conexión.

4.1.3. Tercer análisis: Conexión con rigidizador interno en columna HSS 400 × 400 × 12 mm

En este tercer caso se incorpora un rigidizador interno romboidal dentro de la columna tubular, con el fin de incrementar su rigidez y mejorar la transferencia de esfuerzos desde las vigas hacia el perfil HSS. Las vigas IPE 400 e IPE 360 se mantienen sin modificaciones.

La presencia del rigidizador modifica sustancialmente el flujo de cargas dentro de la columna, proporcionando un efecto de confinamiento que limita las deformaciones locales y redistribuye los esfuerzos de manera más uniforme.

El análisis numérico muestra que la demanda en las placas se reduce a apenas 0,1 %, lo que representa una disminución drástica respecto a los dos primeros casos. Este resultado confirma que el rigidizador interno controla eficazmente la sollicitación local.

El esfuerzo de Von Mises máximo se reduce a 223 MPa, concentrándose en la región de la unión viga–columna y en las zonas próximas al rigidizador. Este valor es inferior a los obtenidos en los análisis anteriores, lo que demuestra una mejora clara en el comportamiento tensional.

Asimismo, la deformación plástica es prácticamente nula, indicando que el material trabaja mayoritariamente dentro del rango elástico, sin formación de zonas críticas de plastificación.

En cuanto a la estabilidad, se obtiene un factor de pandeo de 11,25, el más alto entre los modelos evaluados, lo cual evidencia una mejora significativa en la resistencia frente a inestabilidad global.

En conjunto, estos resultados confirman que el rigidizador interno es una solución altamente eficiente para optimizar el comportamiento de la conexión.

4.1.4 Cuarto análisis: Conexión con perfil IPE 400 doble alma y rigidizador interno

En este último caso se combina el refuerzo por doble alma en las vigas IPE 400 con el rigidizador interno romboidal en la columna HSS. Esta configuración busca incrementar la rigidez local de la viga y, al mismo tiempo, mantener el efecto de confinamiento interno de la columna, logrando una transferencia de esfuerzos más eficiente y controlada.

La doble alma incrementa la sección efectiva en la zona de conexión, reduciendo las concentraciones de tensión en el alma original y mejorando la distribución de esfuerzos hacia la columna.

El análisis CBFEM indica que la demanda en placas es de apenas 0,1 %, lo que confirma que el sistema presenta una utilización prácticamente despreciable en este componente.

La soldadura registra una demanda del 75,4 %, valor considerablemente menor al observado en el modelo base. Esto demuestra que el refuerzo por doble alma reduce la concentración de esfuerzos transferidos al cordón, evitando que la soldadura gobierne el comportamiento de la conexión.

El esfuerzo de Von Mises máximo se mantiene en 223 MPa, concentrado en las zonas cercanas a la unión viga–columna. Este nivel se considera controlado y coherente con el aumento de rigidez local del sistema.

La deformación plástica alcanza solo el 0,1 %, indicando una respuesta

prácticamente elástica, con mínima acumulación de deformaciones permanentes.

Finalmente, el factor de pandeo es de 6,50, lo cual, aunque menor que en el caso 3, sigue siendo superior a la unidad y confirma que la conexión mantiene una reserva adecuada frente a inestabilidad global.

CAPÍTULO V

5. Conclusiones

El análisis estructural permitió identificar la junta viga–columna con mayor nivel de solicitación del modelo estructural de referencia, garantizando que la evaluación de las conexiones se realice bajo condiciones representativas de carga crítica.

Los resultados obtenidos demuestran que la incorporación de elementos de refuerzo en la conexión produce una reducción significativa de las concentraciones de esfuerzo en la zona de unión, favoreciendo una distribución más uniforme de las tensiones y mejorando la capacidad resistente del nodo estructural.

Las configuraciones de conexión reforzadas presentaron menores niveles de deformación y mayor rigidez estructural en comparación con el modelo base, lo que evidencia un mejor desempeño frente a solicitaciones sísmicas y una transferencia de esfuerzos más eficiente entre la viga y la columna.

El uso de rigidizadores internos en la columna tubular permitió disminuir la susceptibilidad a fenómenos de inestabilidad local, como el abollamiento de la pared de la columna, contribuyendo a retrasar los mecanismos de falla de la conexión y mejorar su comportamiento estructural global.

El estudio confirma que el detalle constructivo de la conexión viga–columna influye de manera significativa en el desempeño sísmico del sistema estructural, destacando la importancia del análisis numérico mediante herramientas de elementos finitos como una metodología eficaz para la evaluación y optimización de este tipo de uniones en estructuras metálicas.

6. Recomendaciones

Se recomienda considerar el uso de elementos de rigidización, tales como placas de refuerzo o rigidizadores internos, en conexiones viga–columna con columnas tubulares sometidas a altas demandas sísmicas, debido a que estos elementos permiten redistribuir las tensiones en la zona de unión y reducir la probabilidad de fallas locales asociadas a concentraciones de esfuerzo.

En el diseño de estructuras metálicas resistentes a sismos, es conveniente evaluar detalladamente el comportamiento de las conexiones mediante análisis numéricos avanzados, dado que el desempeño global del sistema estructural depende en gran medida de la capacidad resistente y de deformación del nodo viga–columna.

Para investigaciones futuras, se recomienda complementar el análisis desarrollado mediante estudios paramétricos adicionales y simulaciones numéricas no lineales que permitan evaluar con mayor detalle la influencia de variables como el espesor de los elementos, la geometría de la conexión y las propiedades mecánicas del material en el desempeño estructural de las uniones analizadas.

Asimismo, se recomienda ampliar el análisis comparativo de diferentes tipologías de conexión utilizadas en estructuras metálicas, con el fin de generar criterios técnicos que contribuyan a optimizar el diseño de uniones estructurales sometidas a acciones sísmicas.

Finalmente, se sugiere que el diseño de conexiones en estructuras metálicas considere de manera prioritaria criterios de ductilidad, adecuada transferencia de esfuerzos y continuidad estructural, con el fin de garantizar un comportamiento estructural seguro y eficiente frente a eventos sísmicos.

7. Referencias bibliográficas

- American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-22)*. AISC.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC 358-22)*. AISC.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-22)*. AISC.
- FEMA. (2000). *FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2000). *FEMA 355C: State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*. Federal Emergency Management Agency.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2015). *NEC-SE-DS: Diseño sismorresistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de acero*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- AHMSA. (2013). *Manual de diseño para construcciones con acero*. Altos Hornos de México S.A.
- Benito, J., Álvarez, R., Ureña, F., Salate, E., & Aranda, E. (2014). *Introducción al método de los elementos finitos*. Editorial Reverté.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero (5.ª ed.)*. Editorial Reverté.
- Hamburger, R., & Malley, J. (2006). *Seismic design of steel special moment frames: A guide for practicing engineers*. NEHRP.
- Cházaro, C. (2021). *Tipos de conexiones para estructuras de acero*. Recuperado de <https://www.structuralia.com>
- CISC–ICCA. (2017). *Uniones atornilladas para aplicaciones sísmicas*. Canadian Institute of Steel Construction.
- Prinz, G., Nussbaumer, A., Borges, L., & Khadka, S. (2014). Experimental testing and simulation of bolted beam–column connections having thick extended endplates and multiple bolts per row. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 158–172.
- Tapia, E., Flores, A., Guerrero, H., & Chávez, M. (2020). Comportamiento experimental de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas. *Ingeniería Sísmica*, (102), 45–60.
- Arízaga, M., & Ortiz, S. (2014). *Diseño de conexiones estructurales de acero*. Tesis de grado, Universidad de Cuenca, Ecuador.

Centeno, J. (2024). *Análisis estructural de conexiones metálicas mediante métodos numéricos*. Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana, Guayaquil, Ecuador.

Ortiz, R., & Pacheco, S. (2019). *Evaluación estructural de conexiones viga–columna*. Tesis de grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador.

Prieto, J., & Garzón, C. (2018). *Análisis del comportamiento sísmico de conexiones de acero*. Tesis de grado, Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.

Vera, J. (2024). *Análisis y diseño de estructuras metálicas*. Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana, Guayaquil, Ecuador.

GEM – Global Earthquake Model. (2022). *Evaluación del riesgo sísmico para el Distrito Metropolitano de Quito*. GEM Foundation.

Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico del Ecuador y espectros de diseño para la ciudad de Cuenca*. Universidad de Cuenca.

Saavedra, L. (2021). *Estructuras metálicas y de concreto*. Universidad Politécnica Salesiana.

NOVACERO, Catálogo estructuras metálicas y mixtas: Novalosa, 2019.

Anexo 1. Propiedades geométricas y mecánicas de los perfiles IPE utilizados en el estudio según (IMPORT ACEROS, 2024)

PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp/m
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁶	w mm	a mm	e ₂ mm	
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	62,6	402	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	26,50	199100	85	25	7,5	49,1
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	299	1350	72,7	510	16270	904	15,0	1040	123	3,79	37,30	313600	90	25	8	57,1
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331	1470	84,5	657	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	48,30	490000	95	28	8,6	66,3
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	379	1610	98,8	851	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	65,90	791000	100	28	9,4	77,6
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	426	1740	116	1100	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	91,80	1249000	110	28	10,2	90,7
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	468	1880	134	1390	67120	2440	22,3	2640	254	4,45	122,0	1884000	115	28	11,1	106
IPE 600	600	220	12,0	19,0	24	514	2010	155	1760	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	172,0	2846000	120	28	12,0	122

Anexo 2. Propiedades seccionales de la lámina colaborante Novalosa 55 según (Novacero, 2024).

NOVALOSA 55

NORMAS TÉCNICAS:

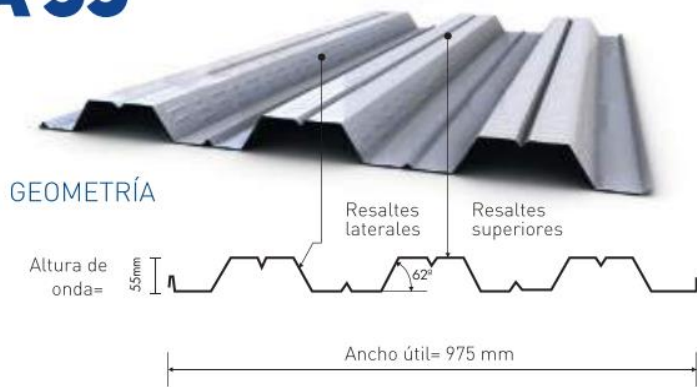
NTE INEN 2397
ASTM A653
ANSI/ASCE 3-91

LONGITUDES:

4, 5 y 6 metros en stock
Otras longitudes bajo pedido

RECUBRIMIENTO:

Galvanizado G90



Propiedades de la Sección Simple Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m ²)	I _{e+} (cm ² /m)	S _{e+} (cm ² /m)	S _{e-} (cm ² /m)	As (cm ² /m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03
1,00	9,82	52,38	16,76	18,84	12,02

USO DEL PRODUCTO:

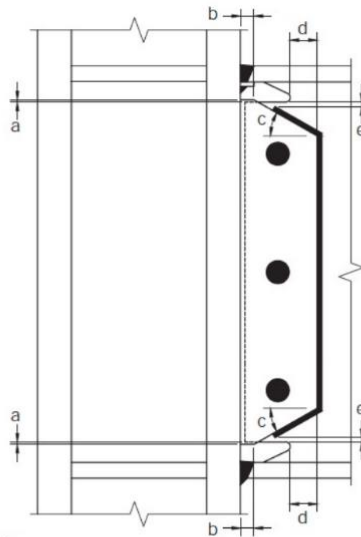
Sistema de losa alivianada para: entrepisos de estructuras metálicas, entrepisos de sistemas mixtos con una estructura principal de hormigón y vigas secundarias metálicas.

NOVALOSA 55

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Volumen hormigón (m³/m²)	Peso hormigón (kg/m²)	Id {b} (cm²/m)	ΦsMno {c} (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875
1,00	5	0,07473	179,3	654,57	1,230
	6	0,08473	203,3	851,84	1,437
	8	0,10473	251,3	1358,74	1,872
	10	0,12473	299,3	2035,55	2,327
	12	0,14473	347,3	2906,07	2,796
	14	0,16473	395,3	3993,85	3,274
	16	0,18473	443,3	5322,30	3,759

Espesor Novalosa (mm)	Fórmula para Volumen de hormigón Reemplazar espesor de losa sobre la cresta {h} en (m) Resultado en (m³/m²)
0,76	$V=0,0249+h$
1,00	$V=0,0247+h$

Anexo 3. Dimensiones geométricas de la placa de corte según AISC 358-18



Notes

- a = ¼ in. (6 mm) minimum, ½ in. (12 mm) maximum
- b = 1 in. (25 mm) minimum
- c = 30° (±10°)
- d = 2 in. (50 mm) minimum
- e = ½ in. (12 mm) minimum distance, 1 in. (25 mm) maximum distance from end of fillet weld to edge of access hole