



POSGRADOS

MAESTRÍA EN

INGENIERÍA MECÁNICA CON MENCIÓN EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN OBRAS CIVILES E INDUSTRIALES

RPC-SO-24-NO.540-2020

OPCIÓN DE TITULACIÓN:
PROYECTO DE TITULACIÓN CON
COMPONENTES DE INVESTIGACIÓN
APLICADA Y/O DE DESARROLLO

TEMA:
ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO
DE CONEXIONES METÁLICAS A
MOMENTO Y A CORTANTE EN
VIGAS-COLUMNAS Y A CORTANTE
ENTRE VIGAS PARA APLICACIONES
INDUSTRIALES

AUTOR(ES)
DANNY RAFAEL PEÑAFIEL LÓPEZ
BYRON JAVIER MOGROVEJO CHALAN

DIRECTOR:
WILIAM GUSTAVO DÍAZ DÁVILA

CUENCA – ECUADOR
2024



Autor(es):



Danny Rafael Peñafiel López

Ingeniero Automotriz

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Quito.

dpenafiell1@est.ups.edu.ec



Byron Javier Mogrovejo Chalan

Ingeniero Mecánico

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Cuenca.

bmogrovejo@est.ups.edu.ec

Dirigido por:



Wiliam Gustavo Díaz Dávila

Ingeniero Mecánico

Magíster en Gestión de la Producción

wdiaz@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

2024 © Universidad Politécnica Salesiana.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

DANNY RAFAEL PEÑAFIEL LÓPEZ - BYRON JAVIER MOGROVEJO CHALAN

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES METÁLICAS A MOMENTO Y A CORTANTE EN VIGAS-COLUMNAS Y A CORTANTE ENTRE VIGAS PARA APLICACIONES INDUSTRIALES

DEDICATORIA

A mi esposa y mi hijo, por ser mi fortaleza y fuente inagotable de inspiración, por su amor incondicional y por estar siempre a mi lado en este arduo camino. A mis padres, quienes con su ejemplo y sabiduría inculcaron el valor del esfuerzo y la perseverancia. A mis amigos, por su apoyo constante y palabras de aliento que me impulsaron a seguir adelante.

Dedico este logro a todos ellos que creyeron en mí y en mis capacidades, y a quienes me enseñaron que los sueños se alcanzan con trabajo dedicación y fe.

Danny Rafael Peñafiel López.

DEDICATORIA

El presente trabajo es dedicado a mi familia por su apoyo incondicional siendo una gran fortaleza para siempre seguir superándome en la vida, enseñándome que si me lo propongo lo puedo lograr, y a cada una de las personas que me brindaron una palabra de aliento para seguir adelante. Para mi madre que son su amor y apoyo todo resulta más fácil.

Byron Javier Mogrovejo Chalan.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios por darme la fuerza, salud y sabiduría para culminar este proyecto. A mis padres, por su amor sacrificio y enseñanzas que me han formado como la persona que soy, A mi hermano por ser un soporte inquebrantable, y por sus constantes palabras de ánimo.

A mi tutor y docentes, por su guía paciencia y conocimiento compartido a lo largo de este proceso. En especial al Ing. William Días, por sus valiosas aportaciones y dirección del proyecto de titulación.

Finalmente, agradezco a todas las personas que, de una u otra forma, contribuyeron a la culminación de esta tesis, ya sea con palabras de motivación, consejos o apoyo técnico. Este logro es también un reflejo de su generosidad y confianza.

Danny Rafael Peñafiel López

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por permitirme cumplir una meta más en la vida, a mis apreciados padres por su arduo trabajo y sacrificio ya que por ellos estoy ahora cumpliendo este logro.

Al Ingeniero William Díaz por su colaboración en la dirección de este proyecto de titulación aportando sus ideas y consejos.

Byron Javier Mogrovejo Chalan

Tabla de Contenido

Resumen	11
Abstract	12
1. Introducción	13
2. Determinación del Problema.....	14
2.1 Situación del problema	14
2.2 Problema general.....	15
2.2.1 Problemas Específicos	15
2.3 Justificación.....	15
3. Marco teórico referencial.....	16
3.1 Estado del arte.	16
3.2 Características generales de los materiales de unión	18
3.2.1 Tornillos de alta resistencia	18
3.2.2 Diseño de conexiones atornilladas.....	19
3.2.3 Capacidad de cortante en tornillos de alta resistencia	20
3.2.4 Pernos estructurales.....	20
3.2.5 Soldadura.....	22
3.3 Conexiones viga - columna.	25
3.3.1 Aplicación columna -viga	27
3.3.2 Aplicación viga débil – columna fuerte	27
3.3.3 Ubicación de la Articulación Plástica	27
3.3.4 Uniones atornilladas.....	28
3.3.5 Conexiones a momento de viga columna.	28
3.4 Conexiones viga- viga.....	29
3.4.1 Fuerzas en Conexión Viga – Viga	30
4. Materiales y metodología.....	31
4.1 Materiales utilizados.....	31
4.1.1 Aceros estructurales.....	32
4.1.2 Soldadura.....	32
4.2 Metodología de investigación.....	32
4.2.1 Tipos de investigación.	33
4.2.2 Investigación cuantitativa.....	33

4.2.3	Investigaciones explicativas.....	33
4.3	Proceso de investigación	33
4.3.1	Recolección de datos.....	33
4.3.2	Modelado y simulación.	34
4.3.3	Métodos de análisis de datos.....	35
5.	Resultado y discusión	36
5.1	Análisis de datos.	36
5.2	Ficha técnica de la estructura.....	36
5.3	Análisis de cargas.....	38
5.3.1	Cálculo de cargas.	38
5.3.2	Elementos estructurales de edificación	48
5.3.3	Materiales.....	49
5.3.4	Análisis de la estructura.	51
5.4	Diseño de las conexiones.....	58
5.4.1	Elementos que intervienen en la conexión viga – columna y viga - viga.	59
5.4.2	Operaciones de conexión soldada viga - columna.....	62
5.4.3	Operaciones de conexión emperrada viga - columna.....	68
5.4.4	Operaciones de conexión emperrada viga- viga.	73
6.	Conclusiones y recomendaciones	76
6.1	Conclusiones	76
6.2	Recomendaciones.....	78
	Referencias	79
	Anexos.....	81

Índice de tablas

Tabla 1. Principales propiedades mecánicas de los tornillos de alta resistencia [15]. .	19
Tabla 2. Distribución de cargas en conexiones atornilladas y soldadas [7].	21
Tabla 3. Propiedades mecánicas típicas de las soldaduras en acero estructural [16].	23
Tabla 4. Principales características de las conexiones soldadas y atornilladas [1].	25
Tabla 5. Comparación tipos de juntas [24].	32
Tabla 6. Carga muerta [25].	39
Tabla 7. Aplicación de carga muerta en programa SAP 2000.	39
Tabla 8. Cargas vivas [25].	40
Tabla 9. Datos cargas sísmicas [25].	43
Tabla 10. Valores del factor Z en zona sísmica [26].	44
Tabla 11. Tipos de suelo y factores de sitio F_a [26].	45
Tabla 12. Tipo de suelo factor de sitio F_d [26].	46
Tabla 13. Tipo de suelo y Factores del comportamiento elástico subsuelo F_s [26].	46
Tabla 14. Elementos de la estructura [25].	48
Tabla 15. Selección de materiales de la estructura [25].	49
Tabla 16. valores de cargas obtenidos del programa SAP2000 [25].	58
Tabla 17. Lista de materiales en la conexión seleccionada [25].	59
Tabla 18. Fuerzas aplicadas en viga crítica [25].	62
Tabla 19. Fuerzas aplicadas en la columna crítica [25].	62

Índice de figuras

Figura 1. Deformación de la viga [21].	26
Figura 2. Detalle de una conexión viga-columna [9].	26
Figura 3. Formación de rótulas plásticas en la viga [22].	27
Figura 4. Tipos de conexiones atornilladas [22].	28
Figura 5 Tipos de conexiones [22].	29
Figura 6. Esquema de la base de la estructura [25]	37
Figura 7. Vista lateral de la estructura en el programa SAP 2000 [25].	38
Figura 8. Aplicación de cargas vivas en SAP 2000 [25].	40
Figura 9. Aplicación de cargas vivas SAP 2000 [25].	41
Figura 10. Aplicación de cargas vivas SAP 2000 [25].	42
Figura 11. Cargas muertas aplicadas SAP2000 [25]	42
Figura 12. Espectro de respuesta [25].	48
Figura 13. Características del material seleccionado [24].	50
Figura 14 Aplicación de los materiales en la estructura diseñada SAP 2000 [25].	51
Figura 15 Estructura analizada SAP 2000 [25].	52
Figura 16. Deformaciones de la estructura SAP2000 [25].	53
Figura 17. Diagramas de corte en la estructura SAP2000 [24].	54
Figura 18. Conexión de puntos críticos SAP2000 [25].	55
Figura 19. conexión viga – viga más crítica SAP 2000 [25].	56
Figura 20. Conexión crítica seleccionada SAP 2000 [25].	57
Figura 21. Identificación de los materiales que se encuentran en esta conexión [25].	57
Figura 22. Conexión viga- viga SAP2000[25].	58
Figura 23. Designación de columna IDEA Statica [25].	60
Figura 24. Perfil HEB400 IDEA Statica [25].	60
Figura 25. Aplicación de datos en viga IDEA Statica [25].	61
Figura 26. Perfil IPE330 IDEA Statica [25].	61
Figura 27. Aplicación de fuerzas, momentos y cortantes. IDEA Statica [25].	62
Figura 26. Unión B1 y C IDEA Statica [25].	63
Figura 27. Aplicación rigidizadores IDEA Statica [25].	64
Figura 28. Conexión B2 y C IDEA Statica [25].	65

Figura 29. Validación de conexión en vista general IDEA Statica [25].	65
Figura 30. Disposición de las placas IDEA Statica [25].	66
Figura 31. Validación de soldadura IDEA Statica [25].	67
Figura 32. Deformación de la conexión IDEA Statica [25].	67
Figura 33: Tensión equivalente Idea Statica [25].	68
Figura 34 T de conexión IDEA Statica [25].	69
Figura 35. Aplicación de placas T columna (C) y Viga (B1) IDEA Statica [25].	69
Figura 36. Placas T colocadas en la conexión IDEA Statica [25].	70
Figura 37. Disposición de pernos en la placa de conexión [25].	70
Figura 40. Validación general conexión empernada IDEA Statica [25].	71
Figura 41. Verificación de deformación plástica en la conexión empernada [25].	71
Figura 42. Verificación de placas IDEA Statica [25].	72
Figura 43. Representación del esfuerzo equivalente Idea Statica [25].	73
Figura 44. Parámetros de diseño IDEA Statica [25].	73
Figura 45. Selección del material [25].	74
Figura 46. Selección viga – viga IDEA Statica [25].	74
Figura 47. Validación de la conexión viga – viga IDEA Statica [25].	75
Figura 48. Esfuerzos equivalentes conexión Viga - Viga IDEA Statica [25].	75

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES METÁLICAS A MOMENTO Y A CORTANTE EN VIGA- COLUMNA Y A CORTANTE ENTRE VIGAS PARA APLICACIONES INDUSTRIALES

AUTOR(ES):

DANNY RAFAEL PEÑAFIEL LÓPEZ

BYRON JAVIER MOGROVEJO CHALAN

RESUMEN

El presente trabajo analiza el comportamiento de las conexiones metálicas a momento y a cortante en vigas-columnas, así como las conexiones a cortante entre vigas, en el contexto de aplicaciones industriales. Estas conexiones desempeñan un papel fundamental en la estabilidad y seguridad de estructuras sometidas a cargas significativas y diversas condiciones operativas. El estudio establece los parámetros de diseño iniciales y desarrolla el diseño de las conexiones utilizando normativas vigentes. La validación del diseño se llevó a cabo mediante simulaciones en software especializado, lo que permitió evaluar su comportamiento bajo diferentes escenarios de carga. Se abordaron tanto conexiones soldadas como apernadas, considerando la geometría, los materiales y las condiciones de carga para garantizar un rendimiento adecuado. Adicionalmente, se analizaron factores como la rigidez y la ductilidad, fundamentales para asegurar que las estructuras disipen la energía de manera eficiente durante eventos sísmicos o cargas extremas. Los resultados identificaron posibles zonas críticas de falla y proporcionaron soluciones óptimas que equilibran resistencia y capacidad de deformación. Este enfoque optimiza la seguridad, la eficiencia y la longevidad de las estructuras, contribuyendo al diseño de conexiones más robustas y confiables para aplicaciones industriales. La metodología empleada garantiza un desempeño eficiente y seguro de las estructuras a lo largo de su vida útil.

Palabras clave:

Conexiones a momento, Conexiones a cortante, Conexiones viga-columna, Aplicaciones industriales, Estabilidad estructural.

ABSTRACT

This study analyzes the behavior of moment and shear connections in beam-column joints, as well as shear connections between beams, within the context of industrial applications. These connections play a crucial role in the stability and safety of structures subjected to significant loads and various operational conditions. The research establishes initial design parameters and develops connection designs based on current standards. The design validation was conducted through simulations using specialized software, allowing for the evaluation of performance under different loading scenarios. Both welded and bolted connections were examined, considering geometry, materials, and load conditions to ensure adequate performance. Additionally, factors such as stiffness and ductility were analyzed, which are essential for ensuring that structures effectively dissipate energy during seismic events or extreme loads. The results identified potential critical failure zones and provided optimal solutions that balance strength and deformation capacity. This approach enhances the safety, efficiency, and longevity of structures, contributing to the development of more robust and reliable connection designs for industrial applications. The methodology employed ensures efficient and safe structural performance throughout the service life of the structures.

Key words:

Moment connections, Shear connections, Beam-column connections, Industrial applications, Structural stability.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras metálicas juega un papel fundamental en la construcción de edificaciones industriales, debido a las demandas de carga y la necesidad de estructuras resistentes, eficientes y seguras. En este contexto, las conexiones metálicas entre vigas y columnas, tanto a momento como a cortante, son elementos cruciales que garantizan la integridad estructural [1]. Estas conexiones determinan la capacidad de una estructura para resistir cargas estáticas y dinámicas, así como fuerzas cíclicas, lo que es particularmente relevante en entornos industriales donde las vibraciones, cambios de carga y eventos sísmicos pueden comprometer su seguridad [2].

A pesar de la relevancia de estas conexiones, la comprensión completa de su comportamiento bajo diversas condiciones de carga sigue siendo un desafío para los ingenieros estructurales. Las conexiones soldadas y apernadas presentan ventajas y limitaciones en términos de ductilidad, resistencia a cargas cíclicas y capacidad de disipación de energía [2]. Esto las hace altamente relevantes en el diseño de estructuras resistentes a sismos y otras condiciones extremas. El uso de software de análisis estructural, como el análisis de elementos finitos (FEA), ha permitido una mejor predicción del comportamiento de las conexiones bajo diferentes cargas, ayudando a optimizar tanto el diseño como la resistencia de las estructuras[3].

Este trabajo se basa en analizar el comportamiento de las conexiones metálicas a momento y a cortante en configuraciones de vigas-columnas y vigas-vigas para aplicaciones industriales. El objetivo es generar un diseño estructural óptimo, validado mediante simulación computacional, que cumpla con las normativas vigentes y mejore la eficiencia estructural de las edificaciones industriales [4]. El análisis permitirá identificar posibles áreas de mejora en términos de diseño, asegurando que las conexiones puedan resistir tanto las cargas operativas regulares como los eventos excepcionales, como terremotos o sobrecargas temporales [5]. El trabajo aborda de manera sistemática el análisis y diseño de conexiones metálicas a momento y a cortante en vigas-columnas y vigas-vigas. En el capítulo 1, se presenta una introducción general que incluye el planteamiento del problema, los objetivos y el alcance del proyecto. El

capítulo 2 revisa el marco teórico, proporcionando los fundamentos necesarios sobre las conexiones metálicas, los materiales empleados y los criterios normativos aplicables. En el capítulo 3, se describen los materiales y metodología, incluyendo los pasos seguidos en la simulación y los métodos de análisis utilizados. El capítulo 4 detalla los resultados obtenidos en los análisis, con gráficos, tablas y una discusión sobre los hallazgos más relevantes. Finalmente, el capítulo 5 presenta las conclusiones y recomendaciones del estudio, destacando las implicaciones prácticas y futuras áreas de investigación. Esta estructura busca facilitar al lector una comprensión clara y organizada del contenido del documento.

2. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

2.1 SITUACIÓN DEL PROBLEMA

En el diseño de estructuras metálicas industriales, las conexiones entre vigas y columnas son componentes críticos que garantizan la estabilidad y seguridad estructural. Estas conexiones, sometidas a momento y cortante, juegan un papel esencial en la transmisión de cargas y en la capacidad de las estructuras para resistir fuerzas externas, como las derivadas de la actividad sísmica, vibraciones industriales o cargas dinámicas[6]. Sin embargo, el comportamiento de estas conexiones bajo diversas condiciones de carga no ha sido completamente comprendido, especialmente en configuraciones específicas como las conexiones a cortante entre vigas y las conexiones a momento en vigas-columnas [4].

El problema principal radica en la falta de estudios exhaustivos que analicen de manera integrada las características geométricas, los materiales utilizados y las normativas aplicables para diseñar conexiones más eficientes y seguras. La variabilidad de las cargas a las que se enfrentan estas conexiones, así como la complejidad de los mecanismos de deformación plástica y la disipación de energía durante eventos sísmicos o de alta carga, hacen que su comportamiento sea difícil de predecir con precisión [3]. Esta incertidumbre puede derivar en diseños conservadores, costosos o incluso inseguros, lo que representa un desafío tanto económico como de seguridad en el ámbito industrial

[2]. Por lo tanto, es necesario un análisis detallado que permita establecer los parámetros de diseño más adecuados para optimizar estas conexiones. Además, la validación de los diseños mediante simulaciones computacionales avanzadas, como el análisis de elementos finitos (FEA), es crucial para garantizar que las conexiones respondan adecuadamente a las exigencias de carga operativa y a condiciones extremas [1]. Este trabajo busca cerrar esta brecha en el conocimiento, ofreciendo soluciones de diseño basadas en criterios normativos y métodos de simulación validados, que mejoren tanto la eficiencia como la seguridad de las conexiones en estructuras industriales.

2.2 PROBLEMA GENERAL

¿Es posible analizar del comportamiento de conexiones metálicas a momento y a cortante en vigas-columnas y a cortante entre vigas para aplicaciones industriales?

2.2.1 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Será posible establecer los parámetros de diseño iniciales de las conexiones metálicas a momento y a cortante en vigas-columnas y a cortante en viga-viga para aplicaciones industriales?

¿Sera posible realizar el diseño de las conexiones para las cargas y momentos actuantes basados en la normativa vigente?

¿Se podrá validar el diseño de las conexiones mediante software especializado para aplicaciones industriales?

¿Será posible proponer un diseño optimo en función del tipo de aplicación en las conexiones de las estructuras metálicas?

2.3 JUSTIFICACIÓN.

Las conexiones soldadas son elementos fundamentales en la ingeniería estructural industrial, y su comportamiento influye directamente en la seguridad y estabilidad de

las instalaciones [6]. Comprender a fondo cómo estas conexiones responden a cargas específicas es crucial para optimizar el diseño y garantizar la resistencia estructural [5]

Los edificios industriales están sujetos a cargas cambiantes, condiciones ambientales extremas y requisitos operativos especiales. El análisis detallado de las uniones soldadas en este entorno complejo permite el diseño de estructuras que no solo cumplen con los estándares de seguridad, sino que también son eficientes y adaptables a las condiciones cambiantes [6]. Las configuraciones de momento en columna-viga y corte en viga-viga son críticas en entornos industriales donde las cargas pueden ser significativas. Analizar cómo estas conexiones responden bajo cargas extremas es esencial para garantizar que las estructuras puedan soportar condiciones operativas normales y eventos excepcionales [3].

Un análisis detallado de las conexiones soldadas permite identificar áreas de mejora en el diseño. Entender cómo las conexiones resisten momentos y cortantes específicos proporciona información valiosa para optimizar la geometría, los materiales y los procesos de fabricación, contribuyendo a estructuras más eficientes y económicas [2].

La seguridad operativa es una prioridad en entornos industriales. Conocer el comportamiento de las conexiones soldadas ayuda a prevenir fallos estructurales y reduce la necesidad de costosos mantenimientos correctivos. Esto no solo mejora la seguridad, sino que también optimiza en la estructura los costos de fabricación [4].

3. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

3.1 ESTADO DEL ARTE.

El acero es uno de los materiales más utilizados en la construcción, por sus propiedades mecánicas, una de ellas su elevada resistencia a la tracción y su habilidad para deformarse manteniendo su capacidad de resistencia. Estas características lo hacen ideal para soportar cargas extremas y garantizar la estabilidad de la estructura en entornos industriales, donde las condiciones operativas y ambientales pueden ser

severas, el acero proporciona la fiabilidad estructural necesaria para resistir esfuerzos de torsión compresión y tracción lo que permite diseñar estructuras más esbeltas y eficientes.

El uso del acero en la construcción está regulado por varias normativas internacionales como la AISC [7] y la NEC (norma ecuatoriana de construcción) estas normativas establecen requisitos rigurosos para garantizar la seguridad y el desempeño estructural de acuerdo con el AISC 341 – 16, los aceros utilizados para estructuras deben cumplir con estándares específicos de resistencia mínima a la fluencia, que generalmente oscila entre 250 MPa Y 460 MPa dependiendo del tipo de acero empleado [8].

El acero de alta resistencia con un límite elástico de 460 MPa o superior ha ganado popularidad en las aplicaciones industriales debido a su capacidad de soportar mayores cargas con secciones transversales más pequeñas lo que se produce en estructuras más livianas y eficientes [1] además la ductilidad del acero permite que la estructura absorba energía durante eventos sísmicos lo que reduce el riesgo de colapso especialmente en zonas de alta actividad sísmica según la NEC - SDE - AC 2015 las estructuras construidas con acero deben cumplir con parámetros que garanticen su resistencia de deformaciones plásticas y disipación de energía durante cargas extremas [8]

En América Latina, las regulaciones actuales en el sector de la construcción han establecido criterios que penalizan a las estructuras con irregularidades en su configuración geométrica. El cálculo del cortante basal en un análisis estructural, se ajusta mediante un coeficiente menor a la unidad, cuyo propósito es incrementar la fuerza sísmica considerada en el sistema estructural. Este incremento obliga al profesional un diseño que garantice la resistencia.

La normativa NEC-SE-DS 2015 establece que las estructuras que presenten irregularidades tanto en elevación como en planta deben tener en cuenta ciertos coeficientes en su configuración estructural. Estos coeficientes buscan penalizar el diseño y la disposición propuesta. De este modo, se consideran las irregularidades mencionadas, las cuales son responsables de un rendimiento estructural deficiente frente a las cargas sísmicas [9].

3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MATERIALES DE UNIÓN

Las uniones juegan un papel fundamental en las construcciones de acero, ya que se encargan de unir todos los elementos que componen la estructura de acero. ya que son los responsables de asegurar la integridad estructural y la correcta transferencia de cargas entre los distintos elementos [6]. Los componentes de unión, como la soldadura y los tornillos de alta resistencia, desempeñan un papel crucial en garantizar el funcionamiento adecuado de las conexiones y proporcionar seguridad. [10]

3.2.1 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Los tornillos de alta Resistencia son un componente clave en la construcción de estructuras metálicas, ya que proporcionan conexiones fiables que garantizan la integridad estructural y la correcta transferencia de cargas. Esto tornillos se fabrican principalmente en acero de alta resistencia, cumpliendo con estrictas normas que especifican sus propiedades mecánicas y requisitos de diseño[6]. En el ámbito de la construcción los tornillos de alta resistencia se utilizan ampliamente en conexiones atornilladas dónde las capacidades para soportar cargas elevadas y resistir esfuerzos de cortante es crítica.

Los tornillos de alta resistencia son valiosos en situaciones donde se requieren conexiones desmontables o ajustables, ya que ofrecen ventajas sobre la soldadura en términos de flexibilidad y rapidez de instalación. Además, los tornillos pueden manejar cargas cíclicas y vibraciones, lo que las hace ideales para aplicaciones en ambientes industriales exigentes [6].

3.2.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS TORNILLOS.

Los tornillos de alta resistencia deben cumplir con una serie de propiedades mecánicas para garantizar su desempeño en estructuras de acero. Según la ASTM A325, los tornillos de alta resistencia deben tener una resistencia mínima a la tracción de 827 MPa (120 Ksi) para diámetros menores o iguales a una pulgada [1]. La norma ASTM A325

también regula la resistencia a la fluencia de los tornillos como la tabla 1, asegurándose que puedan estos soportar diferentes cargas elevadas sin experimentar las deformaciones plásticas significativas.

Tabla 1. Principales propiedades mecánicas de los tornillos de alta resistencia [11].

Propiedades	ASTM A325
Resistencia mínima de tracción.	827 MPa (120 ksi)
Diámetro máximo.	25.4 mm (1 pulgada)
Resistencia mínima a cortante.	517 MPa (75 ksi)
Resistencia a la fluencia.	634 MPa (92 ksi)

3.2.2 DISEÑO DE CONEXIONES ATORNILLADAS

El diseño de conexiones atornilladas en estructuras metálicas se realiza teniendo en cuenta tanto las fuerzas de tracción como las cortante que actuarán sobre la unión. En este tipo de conexión, los tornillos no deben resistir solo las fuerzas de tracción, si no también soportar los esfuerzos de corte generados por las cargas aplicadas en estos puntos.

El diseño estructural de los tornillos de alta resistencia sigue normas específicas, como las que se encuentran en la AISC 360-16, que proporciona guías detalladas para calcular la capacidad de tracción y cortante en los tornillos de alta resistencia. La capacidad de un tornillo a la alta resistencia para tracción (T_u) Se puede calcular utilizando la fórmula:

$$T_u = A_b \cdot F_u \quad (1)$$

Donde:

T_u : Capacidad de tracción del tornillo [kN].

A_b : Área del cuerpo del tornillo [mm^2].

F_u : Resistencia última del material del tornillo [MPa].

Para un tornillo estándar con diámetro de 1 Pulgada y una resistencia última de 827 MPa según la norma ASTM A 325, se puede calcular la capacidad de tracción utilizando las áreas nominales del tornillo [11].

3.2.3 CAPACIDAD DE CORTANTE EN TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Los tornillos de alta resistencia además de resistir tracción, está diseñado para resistir fuerza de cortante. En las conexiones atornilladas, el cortante actúa perpendicular al eje del tornillo, generando esfuerzos que deben ser controlados para evitar la falla de la conexión [11].

La capacidad del constante V_u de un tornillo de alta resistencia puede calcularse de la siguiente manera:

$$V_u = A_b \cdot F_v \quad (2)$$

Donde:

V_u : Capacidad del cortante del tornillo [kN]

A_b : Área del cuerpo del tornillo [mm^2].

F_v : Resistencia a la cortante del tornillo [MPa].

De acuerdo con la norma los tornillos sometidos a cortante en una conexión atornillada tienen una capacidad de corte constante de 515 MPa (75 ksi). Esto permite diseñar uniones atornilladas para cargas elevadas, asegurando que los tornillos puedan transferir las cargas entre los elementos estructurales sin fallar.

3.2.4 PERNOS ESTRUCTURALES.

Los pernos estructurales son componentes esenciales en las uniones de estructuras metálicas, diseñados para soportar cargas tanto de tracción como de cortante. Se fabrican principalmente en acero al carbono o acero de baja aleación materiales conocidos por su alta resistencia y durabilidad. Estos pernos están regulados por normativas internacionales, como la ASTM A307, especifica que el acero al carbono tiene una resistencia mínima a la tracción de 414MPa (60 ksi) [12].

En aplicaciones industriales los pernos que se utilizan para unir componentes estructurales como placas de acero y perfiles metálicos, distribuyendo de manera uniforme las cargas que actúan sobre la estructura como la tabla 2. Una de sus

principales ventajas es su capacidad de resistir fallas frágiles, lo que los hace ideales para estructuras sometidas a cargas fluctuantes o dinámicas [4].

Tabla 2. Distribución de cargas en conexiones atornilladas y soldadas [7].

Características	Conexiones atornilladas	Conexiones soldadas
Distribución de carga	Uniforme	Concentrada
Capacidad ante carga dinámica	Alta	Moderada
Resistencia a las fallas frágiles	Alta	Baja

3.2.4.1 USO DE PERNOS EN COMBINACIONES CON OTROS MATERIALES.

Los pernos estructurales también permiten cierta flexibilidad en el diseño de las conexiones y que pueden combinarse con otros elementos, como placas, ángulos y otros materiales de unión. Esta combinación no solo mejora la rigidez de la unión, sino que también facilita el montaje y desmontaje de la estructura cuando es necesario realizar ajustes o mantenimientos [4], [13]

Por ejemplo, en estructuras desmontables o modulares los pernos son preferidos sobre la soldadura debido a su facilidad para ser retirados y reemplazados, lo que permite cambios en el diseño o la reconfiguración de la estructura sin comprometer la integridad estructural [4].

3.2.4.2 RESISTENCIA DE LAS CONEXIONES CON PERNOS BAJO CARGAS EXTREMAS.

Las conexiones atornilladas con pernos estructurales están diseñadas para soportar cargas extremas, como las generadas durante elementos sísmicos o condiciones de carga dinámica severa. En estas situaciones, los pernos deben resistir tanto fuerzas de tracción como de cortante sin experimentar deformaciones plásticas ni fallas.

En estructuras sometidas a cargas sísmicas, por ejemplos, los pernos estructurales juegan un papel crucial en la redistribución de las cargas. La AISC 431 – 16 que regula el

diseño de estructuras de acero resistente a sismos, establece requisitos específicos para las conexiones atornilladas, asegurando que los pernos utilizados en estas aplicaciones cumplan con criterios estrictos de resistencia y ductilidad [12].

3.2.5 SOLDADURA.

3.2.5.1 ASPECTOS GENERALES DE LA SOLDADURA.

La soldadura es el proceso mediante el cual se unen varias piezas metálicas al calentar el metal de aportación hasta que se licúa, obteniendo así resistencias mayores que las del metal base, el tipo más habitual de soldadura es aquella realizada por fusión, sin la necesidad de aplicar presión.

En el ámbito de la construcción, el método de aplicación de la soldadura más aceptado es el arco eléctrico con electrodo metálico, el cual puede llevarse a cabo de forma manual, semiautomática o automática [14].

Un proceso fundamental en la construcción de estructuras metálicas es la soldadura, que permiten la fusión entre materiales mediante calor para crear una unión continua entre los componentes estructurales. Las conexiones soldadas proporcionan una alta resistencia a las cargas tanto de tracción como de corte. En las uniones soldadas, el material de aporte y el metal base se funden para formar una conexión permanente, asegurando la integridad estructural.

En las construcciones de estructuras de acero, la soldadura se utiliza para unir elementos como viga, columnas y placas de acero, creando conexiones capaces de resistir cargas estáticas y dinámicas. Este tipo de unión continua ofrece una alta rigidez y garantiza que las cargas se distribuyan uniformemente a lo largo de toda la conexión [15].

3.2.5.2 TIPOS DE SOLDADURA UTILIZADAS EN LA INDUSTRIA.

Soldadura de ranura de penetración completa: Este tipo de soldadura, regulada por la norma AWS D1.1, asegura una unión integral entre las piezas metálicas, penetrando completamente a través del material de aporte. Las soldaduras de penetración

completa son ideales para uniones sometidas a cargas extrema, como estructuras resistentes a sismos o en puentes, donde se requiere una amplia capacidad de carga, la resistencia a la tracción de una soldadura de penetración completa es, igual o superior a la del material base [15].

Soldadura de filete: La soldadura de filete es normalmente utilizada para unir piezas perpendiculares entre sí, como placas y ángulos, aunque las soldaduras de filete no proporcionan la misma capacidad de carga que las soldaduras de penetración completa, siguen siendo una opción popular en muchas aplicaciones debido a su factibilidad de instalación y menor costo [15].

3.2.5.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SOLDADURA.

Las propiedades mecánicas de la soldadura dependen tanto del proceso de soldadura como del material base y el material de aporte utilizado. Según AWS D1.1 la resistencia a la tracción mínima de una soldadura en acero estructural debe ser equivalente a la del material base como la tabla 3, lo que garantiza una continuidad en las propiedades mecánicas entre los componentes soldados [15]

Tabla 3. Propiedades mecánicas típicas de las soldaduras en acero estructural [16].

Propiedades	Valor Típico
Resistencia a la tracción	≥ 400 MPa (58000 psi)
Resistencia a cortante	≥ 250 MPa (36200 psi)
Resistencia de fluencia	≥ 250 MPa (36200 psi)

Estas propiedades aseguran que las conexiones soldadas sean capaces de resistir las cargas. En particular las soldaduras de penetración completa son especialmente adecuadas para aplicaciones donde se requieren altos niveles de rigidez y resistencia estructural[3].

3.2.5.4 FÓRMULAS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS.

El diseño de conexiones soldadas requiere considerar tanto las fuerzas de tracción como las fuerzas de cortante que actúan sobre la unión. La capacidad de una soldadura para resistir la tracción (T_u) se calcula mediante la fórmula:

$$T_u = A_b \cdot F_u \quad (3)$$

Donde:

T_u : Capacidad de tracción de la soldadura [kN].

A_b : Soldadura área efectiva [mm^2].

F_u : Soldadura resistencia última [MPa].

Para las fuerzas de cortante, la capacidad de la soldadura se determina usando la fórmula:

$$V_u = A_w \cdot F_v \quad (4)$$

Donde:

V_u : Capacidad de tracción de la soldadura [kN].

A_w : Área efectiva de la soldadura [mm^2].

F_v : Resistencia última del material de la soldadura [MPa].

Estas fórmulas son fundamentales para el diseño estructural, ya que permiten determinar si una conexión soldada es capaz de resistir las fuerzas aplicadas. Los valores de F_u y F_v se obtienen a partir de las propiedades mecánicas del material base y del metal de aporte que están reguladas por las normas AWS D1.1 [15].

3.2.5.5 SOLDADURA POR ARCO ELÉCTRICO.

La soldadura por arco eléctrico es el método más utilizado en la industria de la construcción destacándose por su eficiencia y adaptabilidad. Este procedimiento se basa en generar un arco eléctrico entre el electrodo y el material base, proporcionando el calor necesario para fundir el material y crear la unión. Dependiendo de los requerimientos del proyecto, el proceso puede realizarse de forma manual (SMAW) o semiautomático (GMAW).

La soldadura por arco eléctrico es adecuada para trabajar con una amplia gama de metales, incluidos los aceros estructurales, lo que los convierte en una opción versátil para proyectos industriales. Este proceso se utiliza ampliamente para la soldadura de vigas y columnas proporcionando uniones duraderas que pueden soportar altas cargas para resistir vibraciones y choques mecánicos [1].

3.2.5.6 COMPARATIVA ENTRE CONEXIONES SOLDADAS Y ATORNILLADAS.

Tanto las conexiones soldadas como las conexiones atornilladas tienen sus ventajas y limitaciones. Las soldaduras proporcionan una unión continua que garantiza una mayor rigidez inicial, mientras que las conexiones atornilladas permiten desmontajes y ajustes en el futuro. La acción entre ambas depende de la necesidad del proyecto como la tabla 4 muestra las principales características de las conexiones soldadas y atornilladas.

Tabla 4. Principales características de las conexiones soldadas y atornilladas [1].

Características	Conexión soldada	Conexión atornillada
Resistencia Inicial	Alta	Moderada
Flexibilidad de diseño	Baja	Alta
Tiempo de instalación	Largo	corto
Mantenimiento y ajustes	No posible	Posible

3.3 CONEXIONES VIGA - COLUMNA.

Las uniones entre vigas y columnas en los pórticos no arriostrados desempeñan un papel significativo en el comportamiento estructural de estos sistemas. Las conexiones entre viga-columna y viga-viga en pórticos no arriostrados especiales [16].

$$E_{cl} = 2M_{pr}/L_h \quad (5)$$

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_e \quad (6)$$

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{F_y} \leq 1.20 \quad (7)$$

Donde:

M_{pr} : Momento máximo de la rótula [$kN * m$].

L_h : Separación entre los puntos de las vigas [mm].

R_y : Tensión anticipada y mínima [$Kgf cm^2$].

C_{pr} : Adicional por la deformación.

La Ec.7 se obtiene mediante reflexiones sobre el equilibrio, considerando especialmente la mayor resistencia a la flexión (Figura 1) [17].

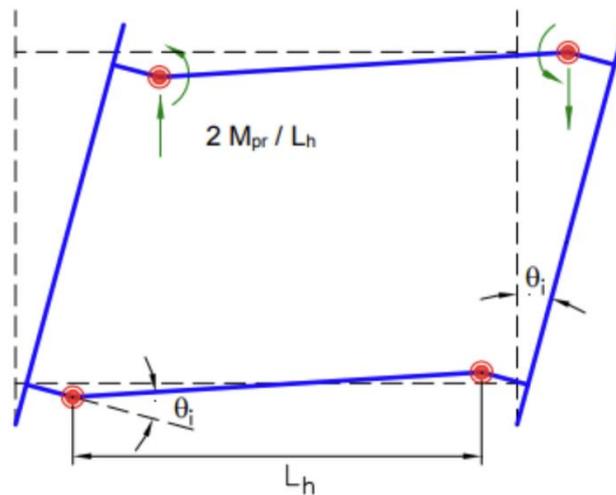


Figura 1. Deformación de la viga [17]

La Figura 2 muestra una viga columna en conexión común, se unen vigas y columnas en sus alas y almas[17].

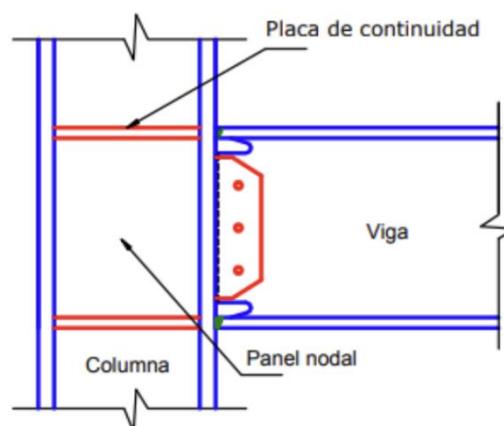


Figura 2. Detalle de una conexión viga-columna [18].

3.3.1 APLICACIÓN COLUMNA -VIGA

Su principal función en un sistema estructural es que las columnas sean, en términos generales, más resistentes que las vigas. Esto permite que las vigas alcancen su límite de fluencia por flexión bajo momentos altamente resistentes (SMF) cuando son sometidas a las fuerzas generadas por el sismo de diseño.

Este enfoque busca maximizar la disipación de energía, contribuyendo a la estabilidad y seguridad de la estructura [17].

3.3.2 APLICACIÓN VIGA DÉBIL – COLUMNA FUERTE

Su principal característica es que la columna no rote antes que la viga, reduciendo así el riesgo de colapso del piso. Las uniones de las vigas de acero están situadas al medio, medida desde la cara de la columna. En la Figura 3 se muestra la distancia " Sh ", que señala la posición específica de la rótula plástica [17].

3.3.3 UBICACIÓN DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA

La distancia de la rótula plástica a la cara de la columna, representada por " Sh ", debe ser determinada de acuerdo con los requisitos particulares de la conexión. [17].

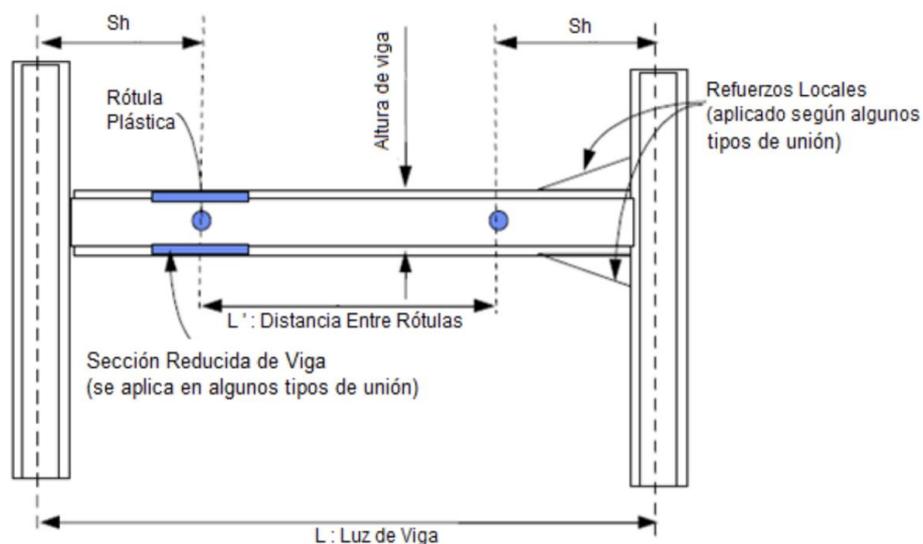


Figura 3. Formación de rótulas plásticas en la viga [19].

3.3.4 UNIONES ATORNILLADAS

El ensamblaje mediante tornillos es un procedimiento altamente eficiente, demanda una mano de obra menos especializada en comparación con el trabajo realizado con remaches o soldadura. Confieren a las uniones atornilladas y una mejor opción económica a comparación de otros métodos considerablemente superior al de un remache, el gasto total en construcciones atornilladas resulta inferior al de las construcciones remachadas, gracias a la reducción de costos asociados con mano de obra y equipo, así como al menor número de tornillos necesarios para soportar las mismas cargas (figura 4) [20].

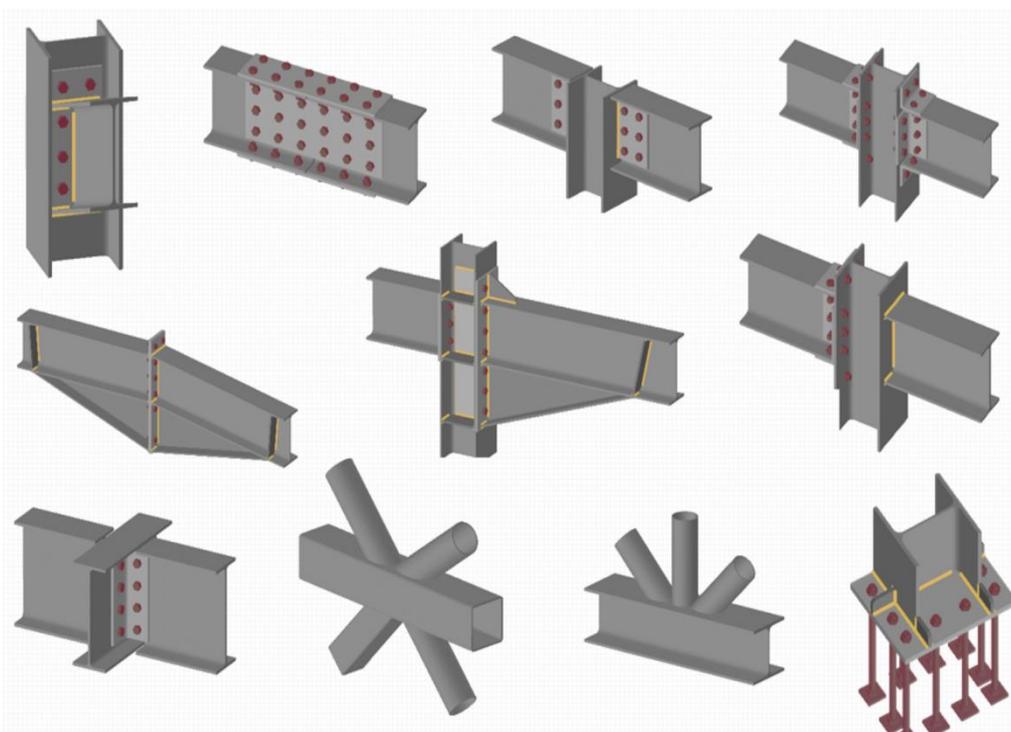


Figura 4. Tipos de conexiones atornilladas [19]

3.3.5 CONEXIONES A MOMENTO DE VIGA COLUMNA.

Los marcos de acero resistentes a momentos son ampliamente empleados en edificios de varios pisos debido a su mayor ductilidad y capacidad para disipar energía durante

eventos sísmicos intensos. La conexión desempeña un papel fundamental al unir vigas y columnas, siendo el pivote para la transferencia de fuerzas en los marcos, y su rendimiento impacta directamente en la seguridad de toda la estructura de acero. Una conexión típica utilizada en los pórticos de acero a momento es la conexión completamente soldada. Esta cuenta con soldaduras de ranura de penetración completa de la junta (CJP). Las alas de la viga están diseñadas principalmente para resistir el momento flector, mientras que el alma de la viga se encarga de resistir la fuerza cortante como se ve en la figura 5 [21].

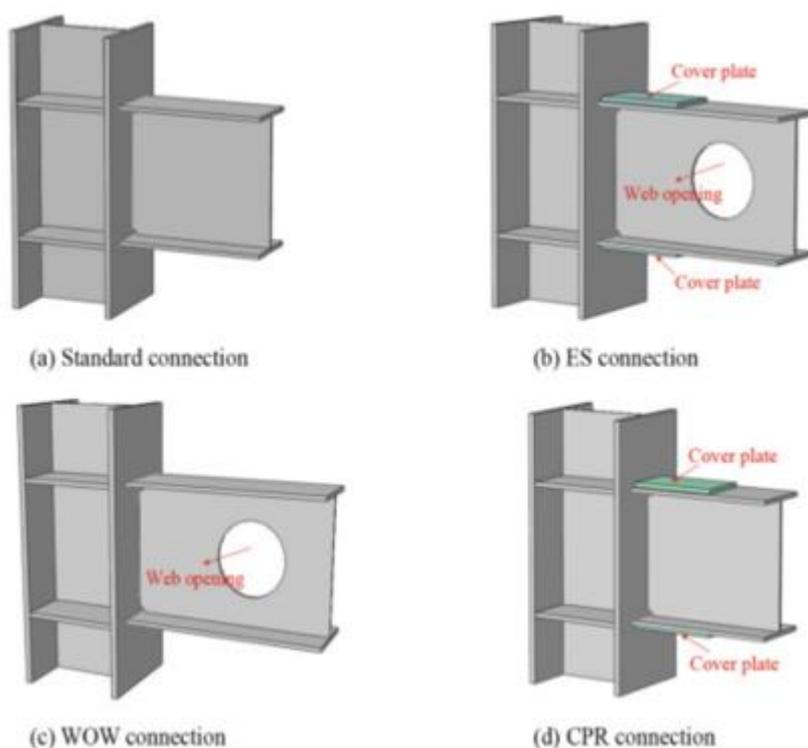


Figura 5 Tipos de conexiones [19].

3.4 CONEXIONES VIGA- VIGA

Las conexiones viga-viga son elementos críticos en estructuras industriales debido a su capacidad para transferir cargas entre componentes horizontales. Estas conexiones deben garantizar la continuidad estructural, soportando fuerzas generadas por diferentes tipos de cargas, como cargas gravitacionales, fuerzas de cortante, momentos flectores y, en algunos casos, cargas dinámicas o sísmicas. Se analiza el comportamiento

de estas conexiones desde dos perspectivas: las fuerzas que actúan y los métodos de diseño.

3.4.1 FUERZAS EN CONEXIÓN VIGA – VIGA.

Las conexiones viga-viga están sometidas a diversas fuerzas, principalmente:

3.4.1.1 FUERZAS AXIALES:

Estas fuerzas son generadas por cargas longitudinales a lo largo de la dirección de la viga. En una conexión viga-viga, las fuerzas axiales actúan para mantener la integridad del sistema estructural y son cruciales en escenarios de tracción o compresión inducidos por cambios de carga en los extremos de las vigas. Según [22] estas fuerzas pueden amplificarse significativamente en eventos dinámicos, como cargas cíclicas o sísmicas.

3.4.1.2 FUERZAS DE CORTANTE:

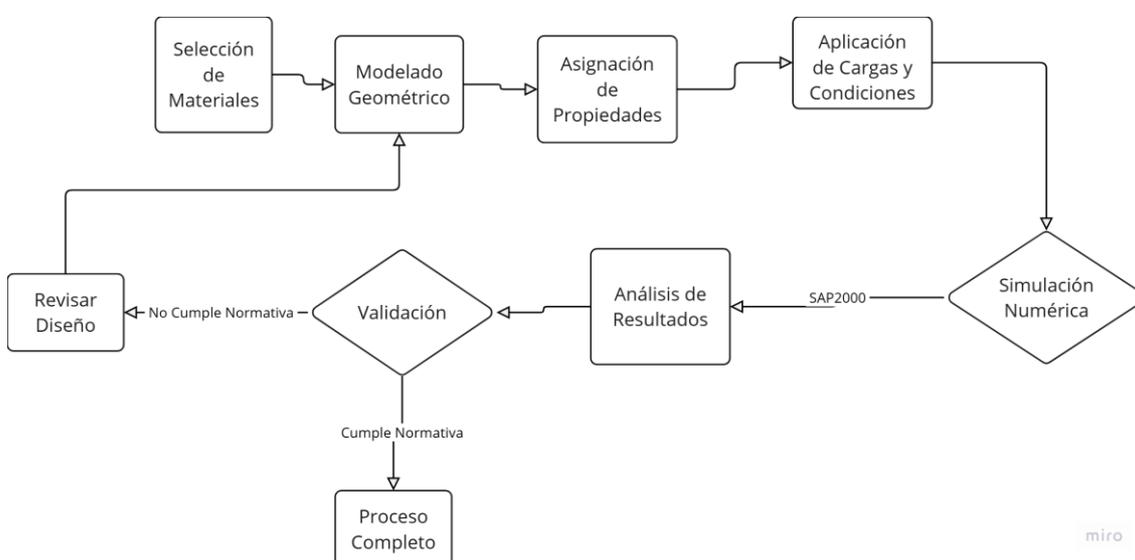
El cortante es una de las principales fuerzas que actúan en estas conexiones, resultando de cargas transversales aplicadas a las vigas. Las conexiones deben ser diseñadas para resistir estas fuerzas sin generar fallas por deslizamiento o ruptura. Según [23], la resistencia a cortante se garantiza mediante la adecuada selección de materiales y la disposición de elementos como tornillos o soldaduras.

Momentos Flectores: Las conexiones viga-viga también están sometidas a momentos flectores, especialmente en configuraciones donde las cargas están descentradas o existen esfuerzos adicionales por vibración. Estos momentos generan tensiones que deben ser distribuidas de manera uniforme en los componentes conectados para evitar concentraciones de esfuerzo [8].

4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

Este análisis se lleva a cabo por el comportamiento de las conexiones metálicas a momento y a cortante en vigas – columnas y vigas – vigas la selección de los materiales y las técnicas de simulación estructural son cruciales para obtener resultados precisos y validados, que permitan optimizar el diseño de las conexiones metálicas en aplicaciones industriales.

Como se muestra en la ilustración 1 el diagrama de flujo del proceso que se genera para poder cumplir con el diseño deseado.



1. Diagrama de flujo del proceso de diseño [24].

4.1 MATERIALES UTILIZADOS

Los materiales metálicos que se estudian en este proyecto de titulación comprenden principalmente aceros estructurales de alta resistencia que cumplen con los requisitos de las normativas vigentes [8], la ASTM A992 para estructuras de acero laminado y la (ASTM A325, 2004) para tornillos de alta resistencia. Estos materiales son ampliamente utilizados en la construcción de estructuras industriales debido a sus propiedades mecánicas y su capacidad de resistir tanto tracción como cortante.

4.1.1 ACEROS ESTRUCTURALES

Los aceros seleccionados para las vigas y columnas cumplen con las especificaciones de resistencia estructural necesarias. Para las vigas estructurales, se emplea el acero ASTM A992, un acero de alta resistencia (Shi et al., 2014). En cuanto a las conexiones atornilladas, se utilizan tornillos de alta resistencia conforme a la norma ASTM A325, los cuales proporcionan una resistencia mínima a la tracción de 827 MPa (120 ksi) [8].

4.1.2 SOLDADURA.

Para las conexiones soldadas se utiliza, Soldadura de penetración completa y soldadura de filete fabricadas con electrodos compatibles con los aceros seleccionados. Estas soldaduras cumplen con las normativas de la American Welding Society [15], asegurando una resistencia a la tracción mínima equivalente a la del material base la tabla 5 hace una comparación de estos materiales[15].

Tabla 5. Comparación tipos de juntas [24].

Material	Normativa	Resistencia a la tracción	Límite elástico
Acero estructural	ASTMA992	450 MPa (65 ksi)	345 MPa (50 ksi)
Tornillo de alta resistencia	ASTM A325	827MPa (120 ksi)	N/A
Soldadura	AWS D1.1	Resistencia de material base	N/A

4.2 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

En el Presente capítulo Describe los enfoques metodológicos utilizados para llevar a cabo el análisis del comportamiento de conexiones metálicas a momento y a cortante entre vigas en aplicaciones industriales. La metodología se basa en un enfoque cuantitativo, apoyado en la simulación numérica y, si es posible, complementando por pruebas experimentales. Se busca modelar, analizar y validar el desempeño de las

conexiones bajo diversas condiciones de cargas mediante el uso de software de simulación estructural y el análisis de elementos finitos.

4.2.1 TIPOS DE INVESTIGACIÓN.

La investigación se clasifica como cuantitativa y explicativa. Su propósito es analizar y explicar el comportamiento de las conexiones metálicas sometidas a diferentes tipos de esfuerzos, como los esfuerzos de tracción y cortante, en aplicaciones industriales. Este enfoque permite determinar las relaciones causales entre las variables estudiadas (como las características geométricas y de materiales de las conexiones) y su comportamiento bajo diferentes tipos de carga.

4.2.2 INVESTIGACIÓN CUANTITATIVA.

La investigación cuantitativa se centra en la obtención de datos numéricos mediante el uso de simuladores para la representación de la estructura, esto para calcular y predecir el comportamiento de la estructura de las conexiones frente a los requisitos normativos.

4.2.3 INVESTIGACIONES EXPLICATIVAS.

El estudio también es explicativo, ya que busca identificar las causas y los defectos que influyen en el desempeño estructural de las conexiones a momento y a cortante. Se investigan los efectos de las cargas de tracción y cortante, así como las deformaciones inducidas por estas cargas, con el objeto de optimizar el diseño de las conexiones.

4.3 PROCESO DE INVESTIGACIÓN

4.3.1 RECOLECCIÓN DE DATOS.

Los datos principales de la investigación provendrán de simulaciones numéricas realizadas mediante el uso del programa SAP 2000. El uso de este programa permite obtener datos precisos sobre los esfuerzos, deformaciones y fallas que ocurren en las conexiones bajo diversas condiciones de carga.

Se emplearán los diferentes métodos para la recolección de datos:

4.3.1.1 MODELADO DE CONEXIONES METÁLICAS.

Se desarrolla modelos tridimensionales de las conexiones a momento y a cortante para su análisis en condiciones de carga estática y dinámica.

4.3.1.2 *SIMULACIÓN POR SOFTWARE.*

Se aplican las cargas correspondientes a las configuraciones de la conexión, obteniendo resultados de esfuerzo, deformaciones y fallas potenciales.

Además, se llevará a cabo una revisión de literatura y estudios previos sobre el comportamiento de conexiones metálicas a momento y cortante, complementando los resultados de las simulaciones con estudios experimentales disponibles en la literatura.

4.3.2 MODELADO Y SIMULACIÓN.

4.3.2.1 *MODELADO GEOMÉTRICO.*

Se genera un modelo de conexiones a momento y a cortante en configuraciones de viga-columna y vigas-vigas con soldadura y empernada, considerando las propiedades geométricas y materiales de los aceros estructurales seleccionados [11]

4.3.2.2 *ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES DE MATERIAL.*

Se asignarán las propiedades mecánicas de los materiales de aceros utilizados en las simulaciones.

4.3.2.3 *APLICACIONES DE CARGA Y CONDICIONES DE FRONTERA:*

Se aplicarán cargas de tracción cortante y cargas cíclicas que simulen condiciones extremas, además de definir las condiciones de sujeción en las conexiones.

4.3.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATOS.

Utilizando métodos estadísticos para evaluar el comportamiento estructural de las conexiones. Los resultados clave que se analizarán incluyen:

4.3.3.1 *DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES.*

Evaluación de las tensiones generadas en las conexiones bajo diferentes condiciones de carga.

4.3.3.2 *DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS.*

Medición de las deformaciones y desplazamientos incluidos en las conexiones por las cargas aplicadas.

4.3.3.3 *DEFORMACIONES DE CARGA RESISTENTE.*

Comparación de la capacidad de carga de las conexiones con los valores normativos de resistencia a la tracción y cortante.

El análisis se apoyará en herramientas estadísticas para la interpretación de los datos permitiendo evaluar la confiabilidad y eficacia de los diseños de conexiones bajo diferentes estados de carga.

5. RESULTADO Y DISCUSIÓN

5.1 ANÁLISIS DE DATOS.

Se presentan y discuten los estudios realizados y resultados obtenidos del análisis estructural y de la conexión realizado con el software SAP 2000, Idea Statica, aplicando las cargas gravitacionales, sísmicas y de cortante a la estructura de estudio. El objetivo es evaluar el comportamiento de las conexiones metálicas, tanto de las vigas como en de las columnas bajo un escenario de modelación. se analizarán las propiedades dinámicas, las cortantes estáticas y dinámicas, así como el diseño de las conexiones soldadas y atornilladas, en función de las fuerzas calculadas y la resistencia de los materiales.

5.2 FICHA TÉCNICA DE LA ESTRUCTURA.

La estructura de análisis es de 4 pisos, con entre pisos de las siguientes alturas:

Planta baja Nivel 0.00 m

Piso 1: Nivel + 3.50 m

Piso 2: Nivel + 6.50 m

Piso 3: Nivel + 9.50 m

Piso 4: Nivel +12.50 m

La estructura se diseñó utilizarlo vigas IP y columnas HEB Siguiendo las especificaciones de los materiales mencionados en las normas AISC 360-10 Y NEC15 Para el acero y el hormigón utilizados en la construcción [8].

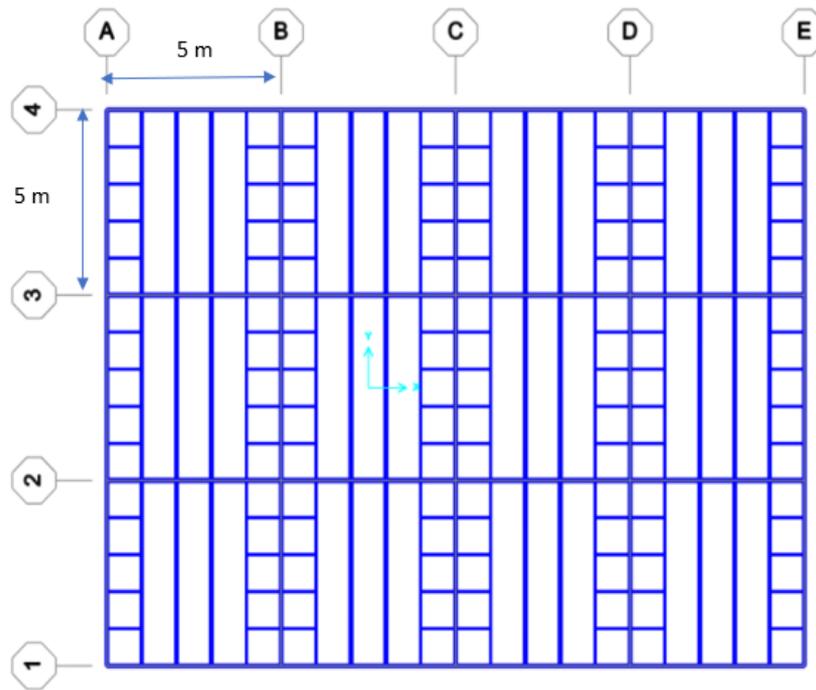


Figura 6. Esquema de la base de la estructura [24]

La selección de una base de 20 x 15 metros para la estructura realizada, se analizó con base en criterios tanto estructurales como funcionales. Estas dimensiones permiten una distribución eficiente de la carga gravitacionales y sísmicas sobre la estructura, optimizando la estabilidad global y asegurando una adecuada rigidez frente a deformaciones laterales. Además, la elección de una base rectangular de 20 x 15 metros facilita el diseño modular de la estructura, lo que es ventajoso en aplicaciones industriales donde se requieren espacios amplios y abiertos, permitiendo una adecuada distribución de los componentes internos y un aprovechamiento del espacio disponible. Estas dimensiones también aseguran que los esfuerzos sean transmitidos de manera eficiente hacia los sistemas de cimentación, garantizando una respuesta óptima ante cargas extremas, en especial bajo condiciones sísmicas, cumpliendo con los requerimientos normativos establecidos en NEC [25].

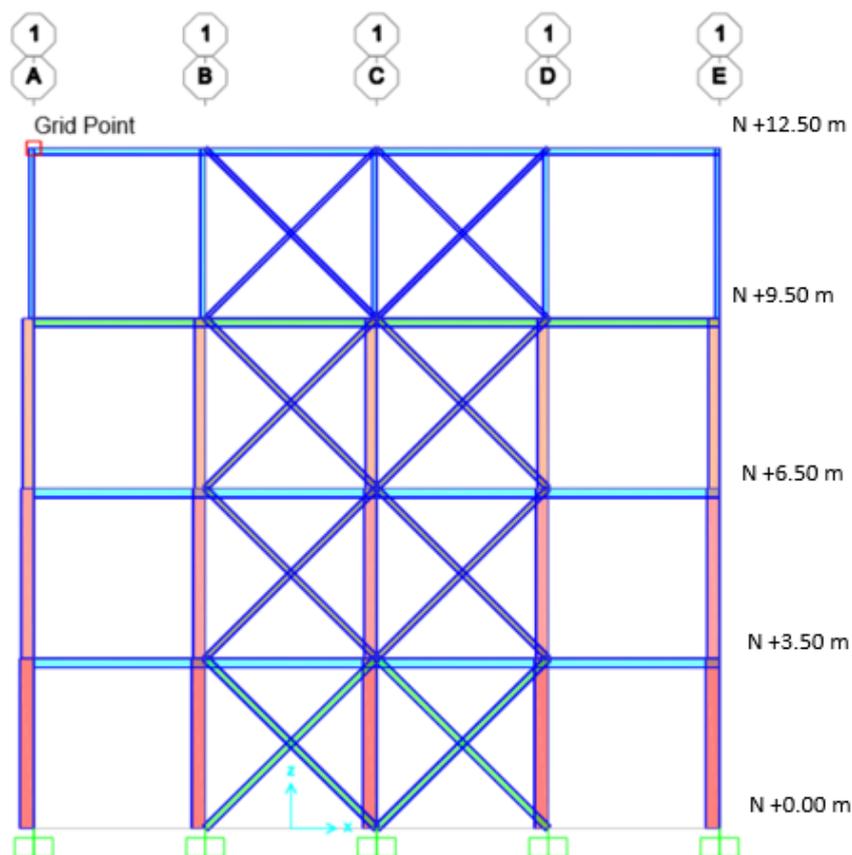


Figura 7. Vista lateral de la estructura en el programa SAP 2000 [24]

5.3 ANÁLISIS DE CARGAS.

El análisis de las cargas incluye, las cargas gravitacionales (muerta y viva), Así como las cargas sísmicas. [25].

5.3.1 CÁLCULO DE CARGAS.

Los valores de carga viva y carga muertas asignados a los diferentes pisos de la estructura se establecieron en función de los pisos previstos [25] las cargas muertas que incluyen el peso propio de los elementos estructurales como vigas columnas losas y acabados se fijan en $2.3 \text{ Kg}/\text{m}^2$ para todos los pisos, reflejando la masa constante del material empleado (acero estructural y concreto) Por otro lado las cargas vivas, que corresponden a las cargas variables debido a la ocupación o uso del edificio, varían entre $1000 \text{ Kg}/\text{m}^2$ en el primer piso, donde se espera mayor tráfico o uso industrial hasta

400 Kg/m^2 en el cuarto piso, donde las demandas de carga son menores debido a la naturaleza más liviana de la ocupación. Esta distribución asegura que cada nivel esté diseñado para soportar las cargas esperadas en condiciones operativas normales, asegurando la seguridad estructural y la eficiencia del diseño.

5.3.1.1 CARGA MUERTA.

Para la selección de estos valores se toma en cuenta la carga muerta de la construcción. y se toman los valores de la tabla 6.

Tabla 6. Carga muerta [24]

Piso	Carga muerta (Kg/m^2)
1	2.3
2	2.3
3	2.3
4	2.3

Tomando en cuenta las cargas que se van a aplicar se procede a cargar los datos en el software SAP 2000 como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7. Aplicación de carga muerta en programa SAP 2000.

Salidas	Global FX	Global FY	Global FZ	Global MY
Text	kN	kN	kN	kN-mm
Carga Muerta	-7,5E-06	-2,02E-7	1162.25	-2797849.46

5.3.1.2 CARGA VIVA.

Las cargas vivas representan las fuerzas temporales o dinámicas que actúan sobre una estructura debido a la ocupación y uso. Estas varían en magnitud y ubicación durante la vida útil de la estructura. Según la normativa Ecuatoriana de la Construcción [25], las cargas vivas mínimas para edificios se especifican en función del tipo de uso del espacio, con valores típicos que oscilan entre 200 kg/m^2 para áreas residenciales y 500 kg/m^2 o más para áreas de uso industrial. Estas cargas se consideran para garantizar la seguridad

y funcionalidad de la estructura, evitando deformaciones excesivas o fallas bajo condiciones de uso normal [25].

Se consideraron los valores mostrados en la tabla 8 para cargas vivas:

Tabla 8. Cargas vivas [24].

Piso	Carga muerta (Kg/m^2)
1	1000
2	600
3	600
4	400

Primer piso (1000 kg/m²): Se asigna un valor elevado de carga viva en el primer piso debido a que generalmente es el nivel que soporta las actividades de mayor intensidad y concentración de equipos o almacenamiento pesado. Esto puede incluir áreas de carga y descarga, maquinaria pesada o espacios comunes que reciben alto tráfico de personas. Este valor garantiza que la estructura pueda soportar condiciones de uso intensivo y dinámico en la planta baja, evitando sobrecargas y asegurando la estabilidad, como se muestra en la figura 8 la aplicación de esta carga en el programa Sap2000.

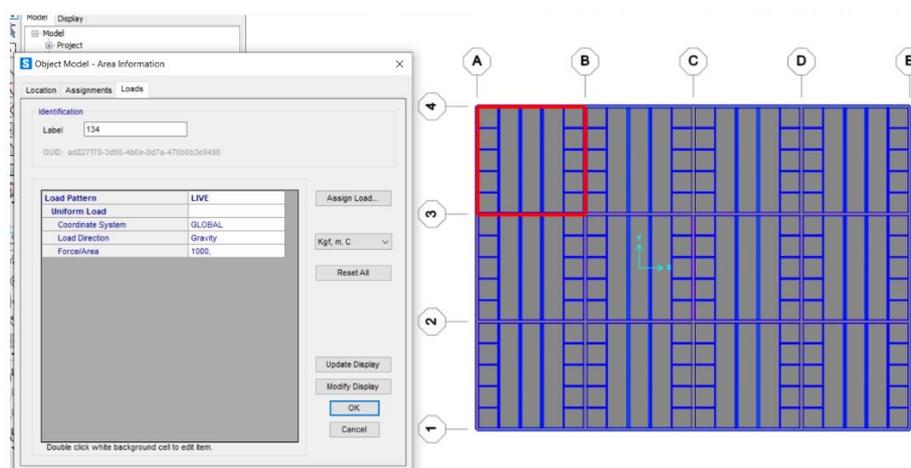


Figura 8. Aplicación de cargas vivas en SAP 2000 [24].

Segundo y tercer piso (600 kg/m²): En estos niveles se considera una carga viva de 600 kg/m², representando áreas de uso intermedio donde las actividades no implican cargas

tan elevadas como en el primer piso. Estos pisos pueden alojar áreas administrativas, oficinas o espacios de almacenamiento ligero. La selección de esta carga permite que los niveles medios sean seguros y adecuados para un tránsito moderado de personas y mobiliario sin comprometer la integridad estructural, como se muestra en la figura 9 la aplicación de las cargas en el programa Sap2000.

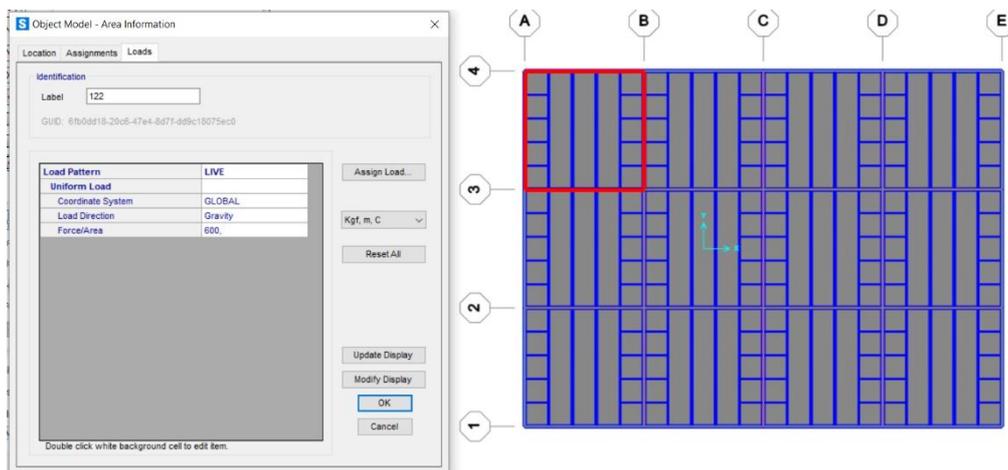


Figura 9. Aplicación de cargas vivas SAP 2000 [24].

Cuarto piso (400 kg/m²): En el último nivel se asigna una carga viva menor debido a que, por lo general, el uso en este nivel es menos intensivo. En muchos casos, el último piso se destina a áreas técnicas o de servicios, como sistemas de aire acondicionado, equipos de telecomunicaciones o almacenamiento de equipos ligeros, que generan menos demanda de carga. Al reducir la carga viva en este nivel, se logra una distribución eficiente y segura de los esfuerzos en toda la estructura, como se muestra en la figura 10 la aplicación de las cargas en el programa Sap2000.

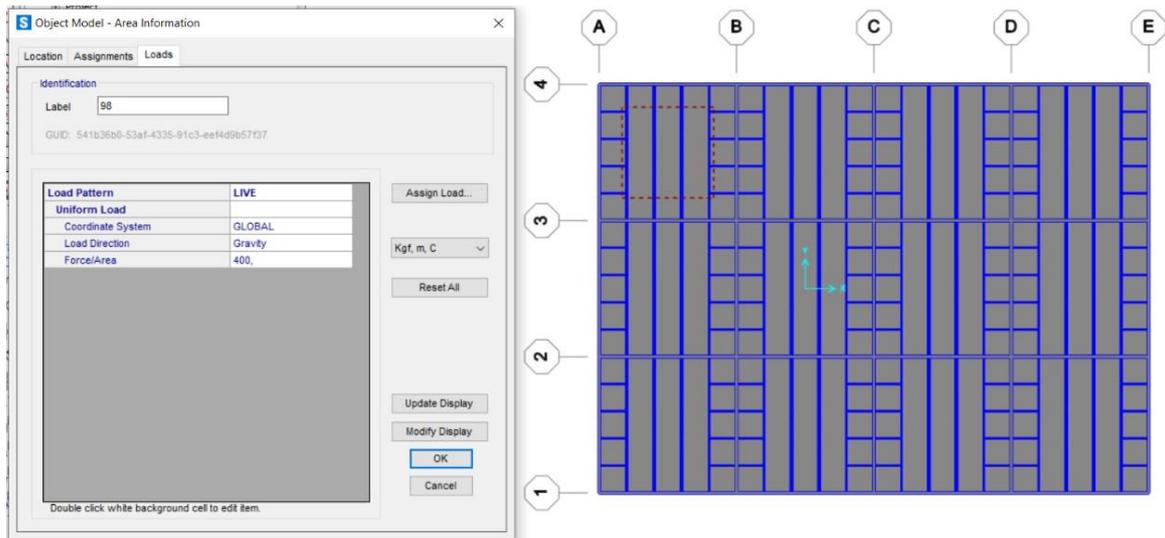


Figura 10. Aplicación de cargas vivas SAP 2000 [24].

En la figura 11 se identifican las cargas muertas aplicadas en la estructura para determinar la resistencia de esta y los puntos más críticos serán analizados para determinar una conexión ideal en el punto o conexión más crítica.

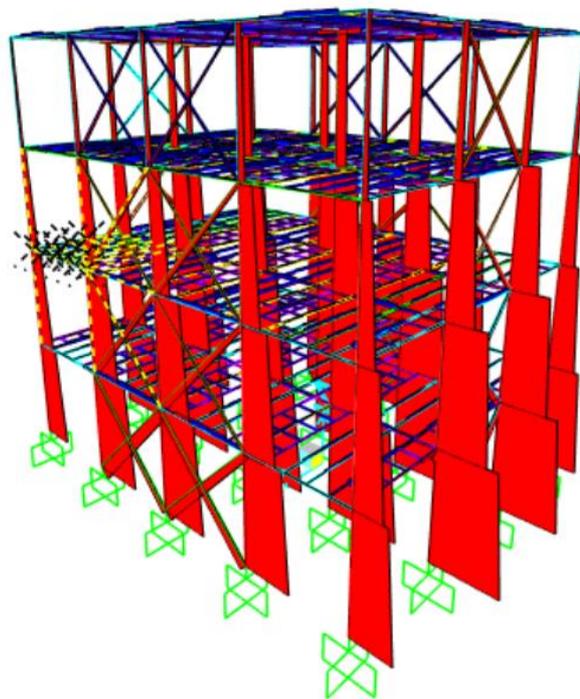


Figura 11. Cargas muertas aplicadas SAP2000 [24]

5.3.1.3 CARGA SÍSMICA

Para el análisis de esta carga, se aplican parámetros de la norma (NEC-SE-DS) [26]. El sitio donde se encuentra la estructura corresponde a un suelo de tipo D, y, según el mapa de zona. Además, la estructura se clasifica como valores V. Los valores específicos utilizados en el análisis se detallan en la tabla 9, lo que permite calcular el cortante y determinar el espectro de respuesta sísmica correspondiente.

Tabla 9. Datos cargas sísmicas [24].

Datos sísmicos	Valor
Coeficiente de importancia	1
Factor Zona Sísmica (Z)	0,50
Tipo de Suelo	D
Coeficiente de Perfil de Zona (F_a)	1,18
Coeficiente de Perfil de Zona (F_d)	1,06
Coeficiente de Perfil de Zona (F_s)	1,23
Razón entre la aceleración espectral (η)	2,48
Periodo de vibración (T)	0,38
Periodo límite de vibración (T_o)	0,13
Periodo límite de vibración (T_c)	0,76
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a)	1,38
Coeficiente Sísmico (C)	1,38

Para el análisis de la carga sísmica y el diseño estructural, se considera el espectro de respuesta elástico de aceleraciones para comprender cómo se comporta la estructura frente a eventos sísmicos. La información y la tabla del gráfico proporcionado representa el espectro elástico que define la respuesta en función del periodo de vibración de la estructura. Este espectro se calcula en función de factores como:

Factor de zona sísmica (Z): Para los edificios de uso común, se utiliza el valor de Z, que representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. La ubicación de la estructura determinará a cuál de las seis zonas sísmicas de Ecuador pertenece, y esta se caracteriza por el valor del factor de zona Z correspondiente [25].

El mapa de zonificación sísmica para diseño, que se encuentra en el anexo 1, se basa en los resultados del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (con un período de retorno de 475 años). Este estudio incluye una saturación de los valores de aceleración sísmica en roca a 0.50 g en el litoral ecuatoriano, lo cual define la zona VI [26]. Los valores del factor Z correspondientes a la zona sísmica se extraen de la tabla 10 [25].

Tabla 10. Valores del factor Z en zona sísmica [25].

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta		Alta

Para la selección de la zona se tomó el criterio de la tierra ecuatoriana donde según el mapa de riesgo tiene una categorización de la zona sísmica en nivel 5 como lo muestra el anexo 2 el valor del factor Z es de 0.5

$$Z \geq 0.5$$

Tipo de Suelo: Los parámetros empleados en la clasificación corresponden a los 30 metros superiores del perfil para los tipos de perfiles A, B, C, D y E. En los casos en que los perfiles presenten estratos claramente diferenciados, estos deben ser subdivididos, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie hasta n en la parte inferior de los 30 metros superiores del perfil.

Para el desarrollo del proyecto se selecciona el tipo de piso D, que según el anexo 3 es ideal para la estructura seleccionada.

Coefficiente de Perfil de Zona (F_a): En la tabla 11 se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio [25].

Tabla 11. Tipos de suelo y factores de sitio F_a [25]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1	1	1	1	1	1
D	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
E	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
F	1.8	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2

Donde se selecciona $F_a = 1.18$.

Coefficiente de Perfil de Zona (F_d): amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca En la Tabla 12 se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro [25]

Tabla 12. Tipo de suelo factor de sitio F_d [25]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1	1	1	1	1	1
D	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
E	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Donde se selecciona $F_d = 1.06$

Coefficiente de Perfil de Zona (F_s): En la Tabla 13 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos [25].

Tabla 13. Tipo de suelo y Factores del comportamiento elástico subsuelo F_s [25]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
D	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
E	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
F	1.05	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Donde se selecciona $F_s = 1.23$

Razón entre la aceleración espectral (η): Los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca, correspondientes al 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (con un período de retorno de 475 años), se obtienen a partir de los valores de aceleración espectral proporcionados por las curvas de peligro sísmico en la sección 3.1.2. Estos valores se normalizan según la aceleración máxima en el terreno Z, lo que permite definir los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca). Esta relación varía según la región del Ecuador [25], adoptando los valores:

$\eta = 1.80$: Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Oriente

Siendo en las provincias de la sierra que se va a realizar el cálculo del diseño de la estructura se opta por tomar el dato:

Donde se selecciona $\eta = 2.48$ [25].

Período de vibración (T_c y T_l): Se obtienen de las expresiones en los límites para el periodo:

Obteniendo T_c :

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (8)$$

Reemplazo datos:

$$T_c = 0.55(1.23) \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_c = 0.60$$

Obteniendo T_l :

$$T_l = 2.4 F_d \quad (9)$$

$$T_l = 2.25$$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a): Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura [25].

$$S_a = S_a(g) \cdot \left(\frac{T_l}{2\pi}\right)^2 \quad (10)$$

$$S_a = 1.39$$

Obteniendo los datos de la tabla que se encuentra en el anexo 3, dando como resultado la curva del espectro elástico de la estructura como se representa en la figura 12 [24].

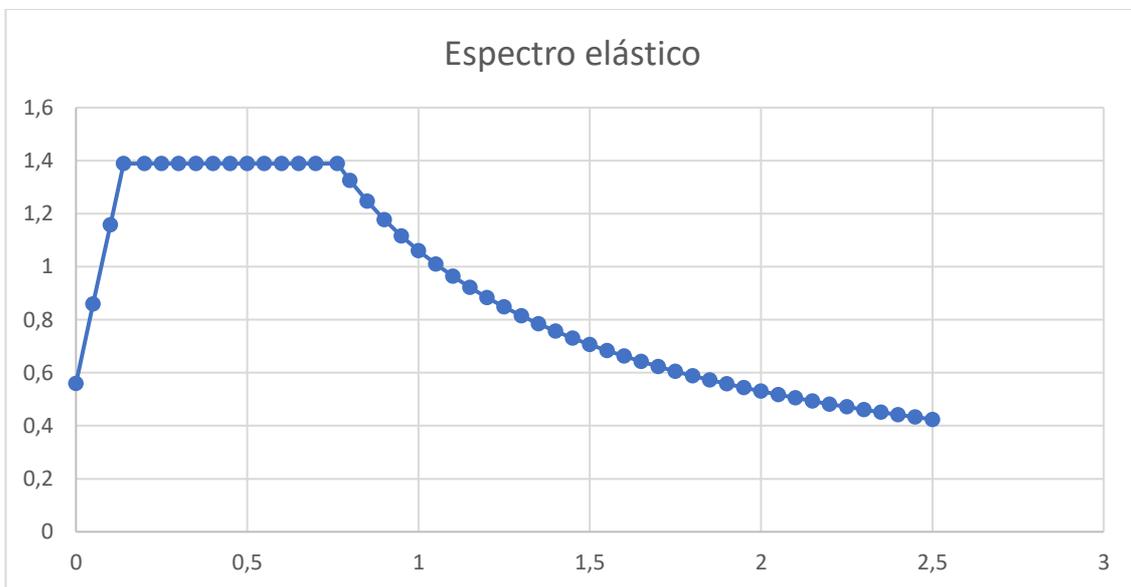


Figura 12. Espectro de respuesta [24]

Tomando en cuenta este espectro se valida la aplicación de las cargas calculadas para la aplicación y el análisis de la estructura.

5.3.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIÓN

A partir de los planos arquitectónicos y del tipo de cargas, es posible realizar un prediseño estructural que contemple las vigas, viguetas, losas y columnas. como se muestra en la tabla 14.

Tabla 14. Elementos de la estructura [24].

Vigas	IPE 80,100,120,140,160,180,200,220,240,270,300,330
Columnas	HEB 100; 120; 140; 160; 180; 200; 220; 240; 260; 280; 300; 320; 340; 360; 400; 450; 500; 550.
Viguetas	IPE 80,100,120
Placa Deck	Espesor: 0.75 cm
Losa	Peralte: 12 cm

5.3.3 MATERIALES.

La selección de materiales en este proyecto se basó en criterios de resistencia estructural durabilidad y cumplimiento normativo. Para las conexiones metálicas y los elementos estructurales se optó por aceros de alta resistencia como el ASTM A992 para las vigas y columnas conocido por su excelente combinación de resistencia a la extracción y ductilidad, lo cual es crucial en estructuras sometidas a carga sísmicas y dinámicas además se seleccionaron tornillos de alta resistencia ASTM A325 para las conexiones atornilladas que garantizan una capacidad adecuada para soportar esfuerzos de tracción y cortante. Las soldaduras utilizadas cumplen con los estándares de la American Welding Society[15], asegurando que las conexiones soldadas tengan una resistencia equivalente o superior a la del material base. Esta selección de materiales garantiza que la estructura cumpla con los requerimientos de seguridad y desempeño bajo cargas extremas, optimizando tanto la eficiencia estructural como la longevidad de la construcción.

En la tabla 15 se detalla los materiales seleccionados para la construcción de la estructura determinada.

Tabla 15. Selección de materiales de la estructura [24].

Vigas, columnas, viguetas	A36	AISC 360-10
Losa colaborante	A36	
Pernos	A490	AISC 360-10
Placas	A36	AISC 360-10
Soldadura	E70	AISC 360-10

Hormigón

210 kg/cm²

NEC-15

Como se muestra en la figura 13 los datos recolectados son ingresados en el programa Sap2000 y realizar las simulaciones requeridas para la obtención de datos del sistema.

The image shows a software interface for defining material properties. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (A36), Material Type (Steel), Material Grade (Grade 50), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (7849,0476), Mass per Unit Volume (800,3801), and Units (Kgf, m, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (2,039E+10), Poisson, U (0,3), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1,170E-05), and Shear Modulus, G (7,842E+09).
- Other Properties For Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (35153481), Minimum Tensile Stress, Fu (45699526), Expected Yield Stress, Fye (38668829), and Expected Tensile Stress, Fue (50269478).

Figura 13. Características del material seleccionado [24]

En la figura 14 se identifica cada uno de los perfiles seleccionados y colocados en el programa SAP2000 para generar el análisis e identificar el punto crítico de la estructura para analizar la conexión y evaluar la eficiencia de su estructura.

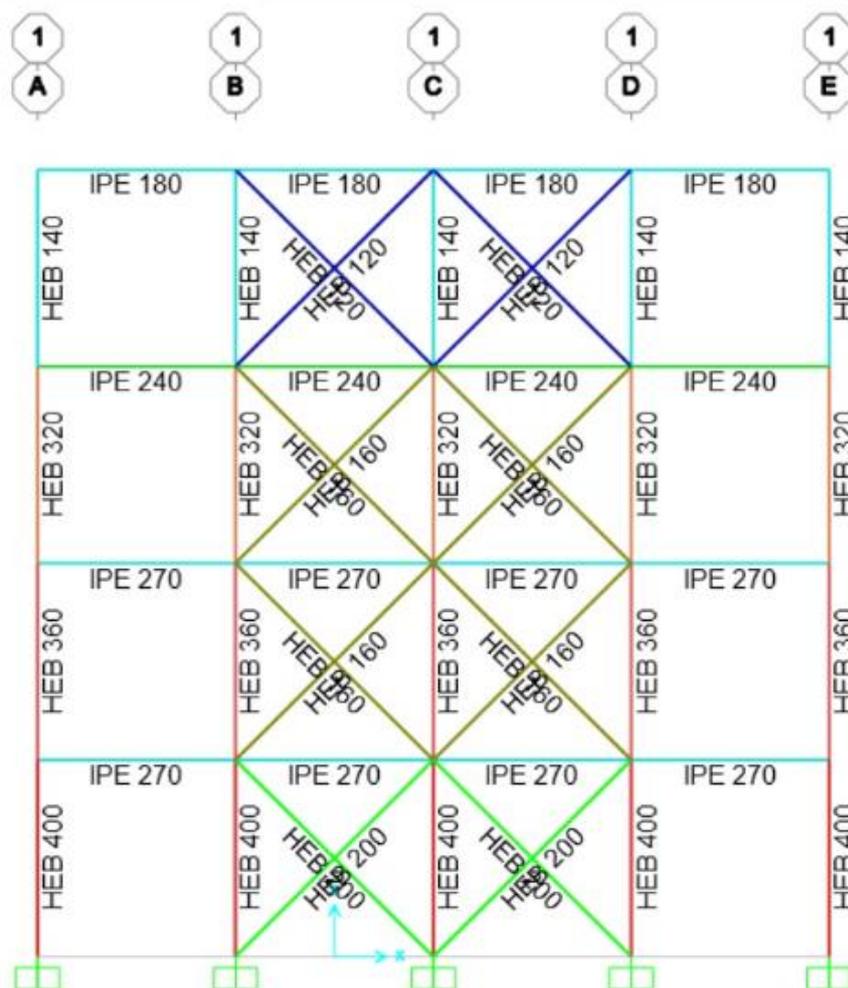


Figura 14 Aplicación de los materiales en la estructura diseñada SAP 2000 [24]

5.3.4 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

Los elementos estructurales, junto con las cargas gravitacionales, sísmicas y el espectro de respuesta, se ingresan en SAP2000, con la expectativa de obtener resultados coherentes en los procedimientos establecidos. Estos resultados estarán disponibles para ser ajustados según sea necesario, y su aceptación se verificará mediante los criterios definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

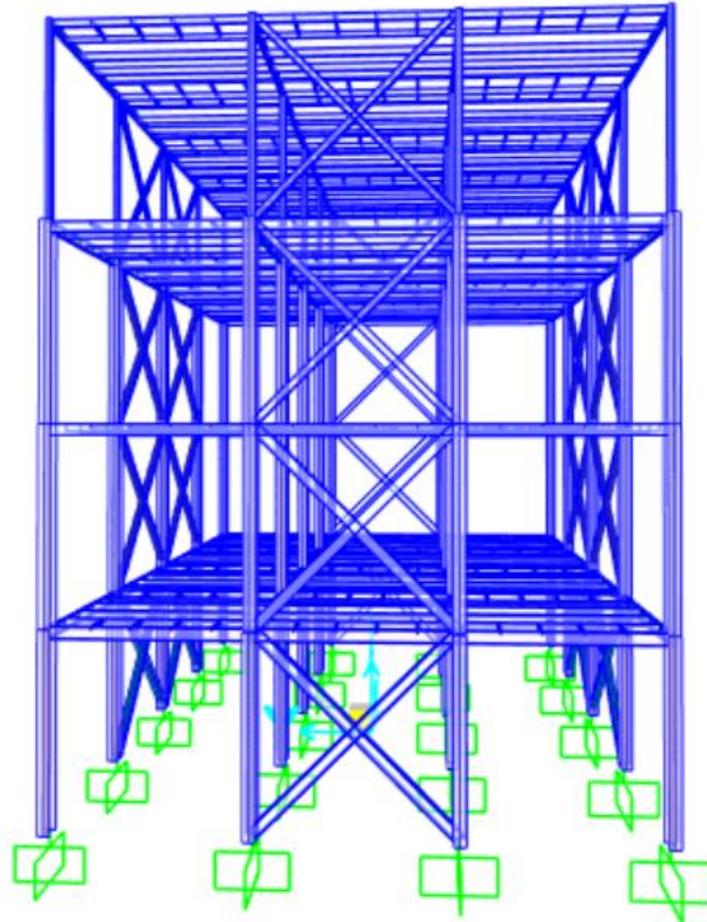


Figura 15 Estructura analizada SAP 2000[24].

La figura 16 muestra la distribución de las deformaciones en la estructura bajo cargas aplicadas, mostrando una escala de colores que varía desde valores mínimos (Azul) hasta máximos (Rojo), la deformación máxima ocurre en los niveles superiores de la estructura, particularmente en la losa u elementos horizontales, lo cual es consistente con el comportamiento esperados en estructuras con rigidez decreciente hacia los niveles superiores, por otro lado los elementos de base muestran una menor deformación por su característica de diseño.

La escala de valores a la derecha indica las deformaciones, lo cual está dentro de los límites aceptables para garantizar la estabilidad estructural. Sin embargo, las áreas con colores más cálidos (amarillo, naranja, y rojo) deben ser analizadas en detalle, ya que indican zonas de mayor deformación que podrían requerir refuerzos adicionales o ajustes en el diseño. Este análisis es crucial para evitar fallos estructurales y garantizar la seguridad, especialmente en escenarios sísmicos o de cargas dinámicas [7]

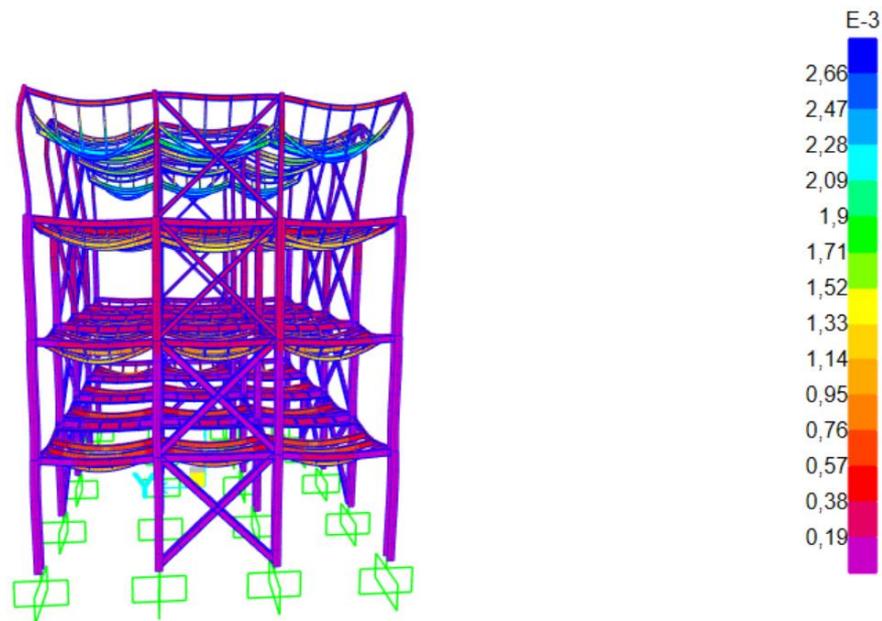


Figura 16. Deformaciones de la estructura SAP2000[24]

Se determinan las cargas a cortante como se muestra en la figura 17 de distribución de esfuerzos cortantes en los elementos de la estructura representados mediante una codificación de colores donde se identifican las zonas con mayor o menor intensidad de la fuerza cortante en la estructura, los elementos pintados de rojo muestran las áreas sometidas a esfuerzos cortantes más críticos, estas zonas se encuentran predominantemente en la base o nivel inferior de las columnas, cerca de los apoyos y en elementos diagonales de arrostramientos, lo cual es esperable debido a la concentración de cargas gravitacionales [12].

El análisis del modelo sugiere que el punto más crítico a cortante se localiza en las conexiones de las columnas inferiores con los arriostramientos como se ve en la figura 17. Estas conexiones están sometidas a las mayores demandas debido a la transferencia de esfuerzos desde los elementos superiores hacia los apoyos [12]

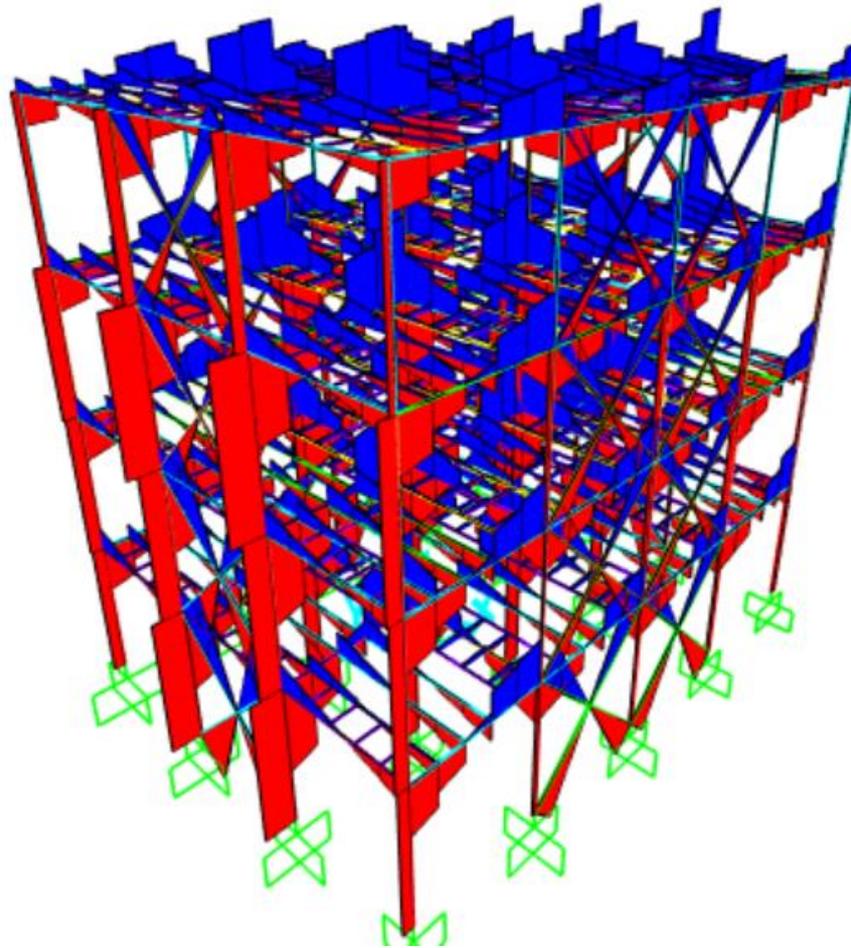


Figura 17. Diagramas de corte en la estructura SAP2000 [24].

Identificando los puntos de torción mostrados en el programa SAP 2000 para poder validar la estructura y poder seguir analizando en los diferentes puntos. De la misma manera se evaluarán los puntos más críticos para poder diseñar la conexión e identificar cual es la posición de esta. Según las tablas obtenidas del programa SAP2000 se identifican las conexiones con cargas más crítica.

La conexión seleccionada en el análisis de resultados de la estructura para la conexión viga – columna son los componentes Frames Id: 517, 516,424, 425 que se identifica en la figura 18.

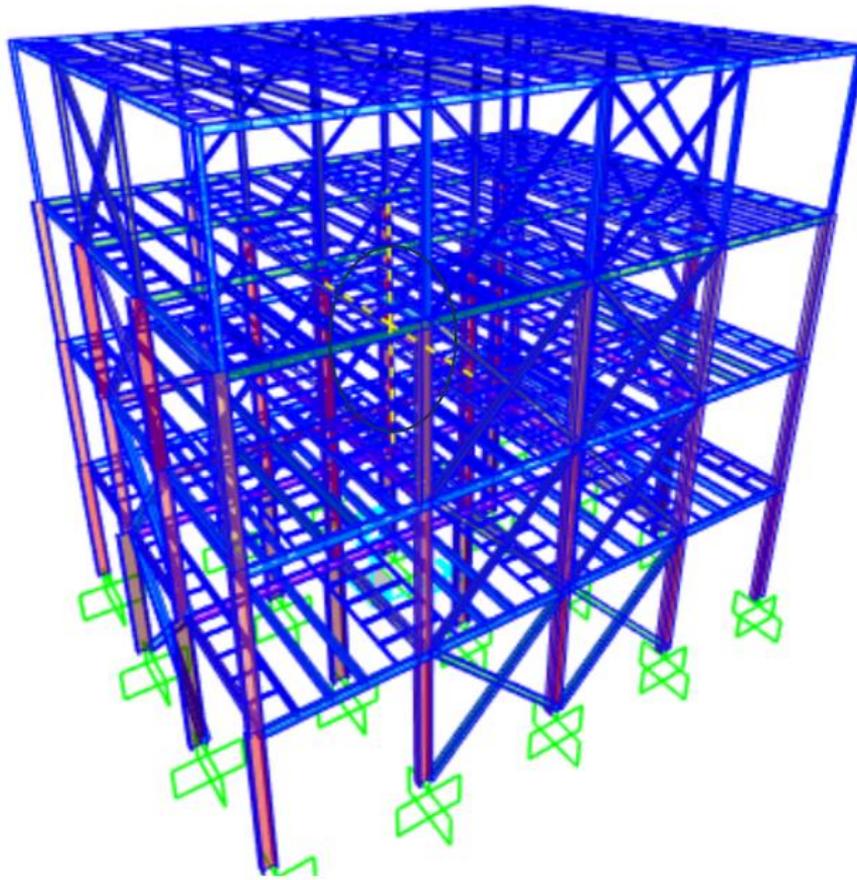


Figura 18. Conexión de puntos críticos SAP2000[24]

La conexión viga - viga se selecciona en el nivel 2 punto de conexión viga – viga número 63 Frames Id: 832. como se muestra en la figura 19.

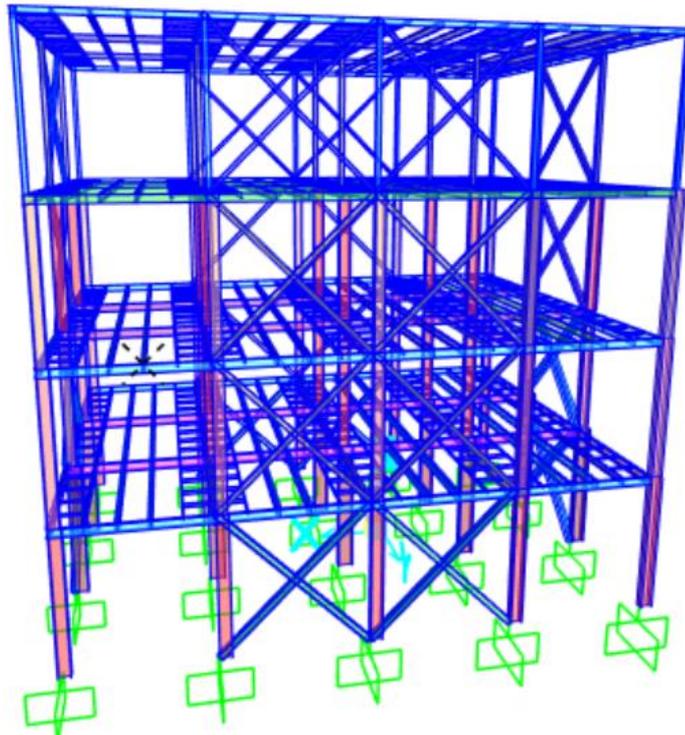


Figura 19. conexión viga – viga más crítica SAP 2000 [25].

La selección de conexiones a analizar se basa en la identificación de la junta con las mayores cargas críticas dentro de la estructura, según el análisis inicial realizado. Esta conexión destacada por su alta demanda de esfuerzos es crucial para comprender el comportamiento estructural en condiciones extremas. A través del software SAP2000, se visualiza únicamente esta conexión específica para un enfoque detallado que permita identificar las fuerzas internas, como momentos y cortantes, que actúan sobre ella, este procedimiento asegura que el análisis sea preciso y enfocado en los puntos de mayor relevancia estructural.

Posteriormente, al aislar la conexión seleccionada dentro del programa, se extraen los valores de los esfuerzos internos necesarios para evaluar su desempeño. Los momentos y las fuerzas cortantes identificados son fundamentales para determinar si la conexión cumple con los criterios de diseño especificados por las normativas. La conexión se encuentra en la figura 19.

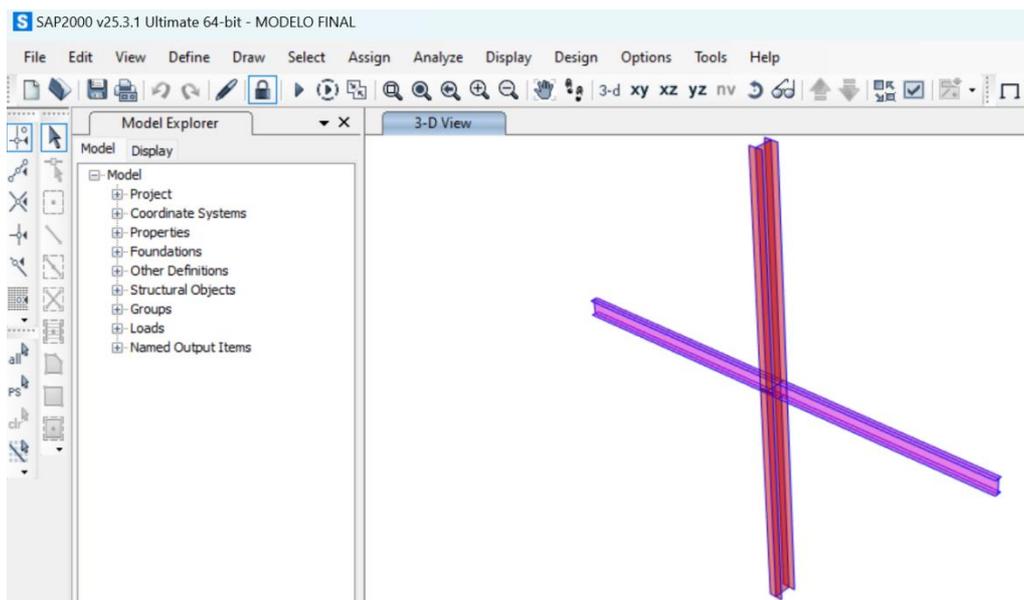


Figura 20. Conexión crítica seleccionada SAP 2000[24]

Como se muestra en la figura20 se identifica la conexión y los materiales involucrados en esta conexión para determinar los esfuerzos de cortante y de momento que van a influenciar en si desempeño estructural. Las vigas tasan identificadas con la numeración 424 y 425 y la columna se identificará con la numeración sección 516 y 517.

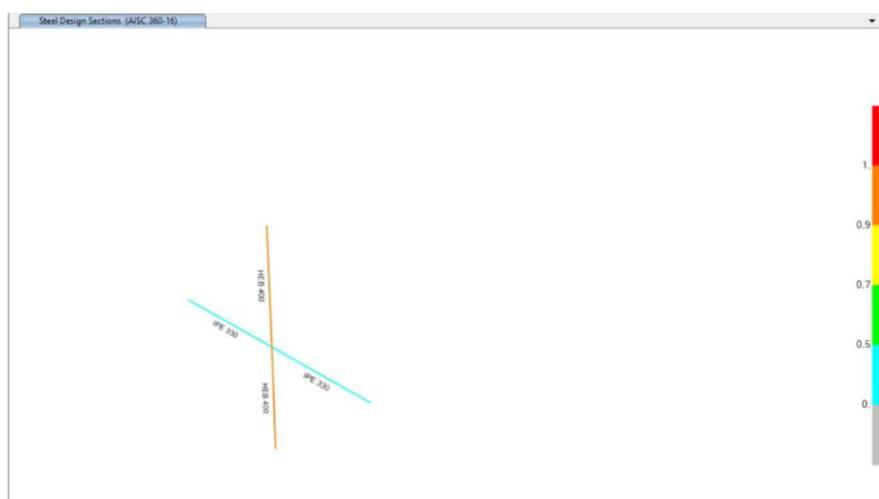


Figura 21. Identificación de los materiales que se encuentran en esta conexión[24]

Con los resultados obtenidos del programa Sap2000 se colocan los valores de las cargas máximas en los nudos de la estructura y que se muestra en las tablas de los anexos 5, 6, 7, 8, 9.

En la figura 22 se ve la conexión viga – viga mostrada en el SAP2000 identificando una de las conexiones más críticas en viga – viga según el análisis realizado.

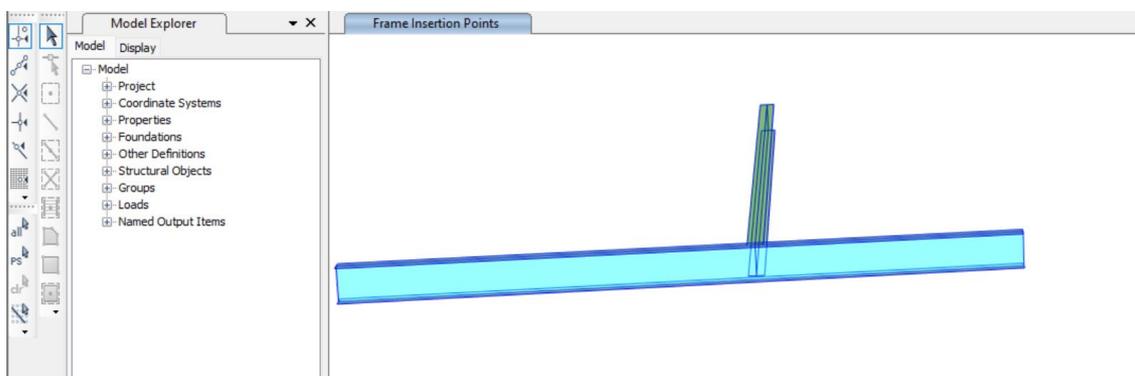


Figura 22. Conexión viga- viga SAP2000[25].

Los valores obtenidos del programa SAP2000 se muestran en la tabla 16 y corresponden a los cortantes y momentos, para de esta manera ingresar los valores al programa Idea Statica y verificar el diseño de la conexión.

Tabla 16. valores de cargas obtenidos del programa SAP2000[24].

Nombre	Elemento	P (kN)	Vy (kN)	Vx (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
LE1	C/sup	-697.0	-14.4	-1.0	-20.0	-48
	C/inf	-435.0	-14.4	-0.5	20.0	50
	B1	-34.7	42.5	0.0	0.1	-44
	B2	-37.8	-44.8	0.0	0.1	-44
	B3	-38.2	-32	0.0	0.0	0.0
	B4	-33.5	37	0.0	0.0	0.0

5.4 DISEÑO DE LAS CONEXIONES.

El diseño de conexiones en estructuras metálicas es un aspecto fundamental para asegurar la estabilidad estructural y la transferencia eficiente de carga entre los distintos elementos, como vigas y columnas en el contexto de las conexiones a momento y a cortante, es esencial que estas conexiones no sólo soporten las cargas aplicadas, sino que también cumplan con los requisitos de ductilidad y resistencia necesarios para

resistir cargas dinámicas, como la sísmicas y de viento [23]. La explicación de los valores de las tablas ver en anexo 5.

5.4.1 ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA Y VIGA - VIGA.

En la conexión analizada los elementos principales que intervienen son los perfiles estructurales identificados en la tabla que corresponden al perfil HEB-400 utilizado como columna y dos perfiles IP-330 para las vigas. La sección transversal de estos perfiles juega un papel fundamental en la distribución de las cargas y esfuerzos, garantizando la resistencia y estabilidad de la conexión. El perfil HEB400, al ser más robusto, se emplea en la columna para soportar mayores cargas axiales, mientras que los perfiles IPE330, IPE 270 y IPE240, más ligeros, se utilizan en las vigas para transmitir las cargas horizontales hacia la columna. Este diseño permite optimizar el uso de materiales y garantizar un desempeño estructural eficiente bajo las demandas del sistema.

Tabla 17. Lista de materiales en la conexión seleccionada [24]

Nombre	Sección Transversal
C	HEB - 400
B1	IPE - 330
B2	IPE - 330
B3	IPE - 270
B4	IPE - 240

En el proceso de modelado y análisis de la conexión en IDEA Statica, se define la columna principal (C) como un elemento estructural de sección transversal tipo HEB-400 como se muestra en la figura 23. Los parámetros de posición específica de la inclinación del elemento son de 90°, con rotaciones en las direcciones β y α configuradas en 0°, lo que asegura una posición vertical y alineado al eje global, adicionalmente se muestran las cargas más críticas obtenidas que incluyen fuerzas normales (N), cortantes en ambas direcciones (V_y , V_z), y momentos flectores (M_x , M_y , M_z) en el nodo, lo cual permite realizar un análisis detallado de la respuesta de la columna bajo condiciones extremas.



Figura 23. Designación de columna IDEA Statica [24].

Como se muestra la figura 24, el perfil del material utilizado en la columna y seleccionado en el programa IDEA Statica es para identificar las características geométricas y mecánicas del material.

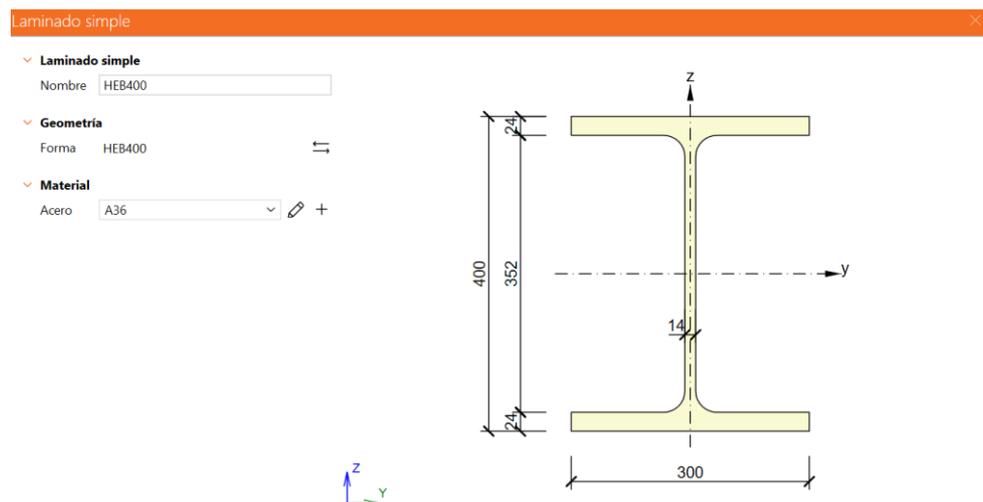


Figura 24. Perfil HEB400 IDEA Statica [24].

En la configuración de la viga B1 y B2, seleccionada como un elemento tipo IPE-300 se establece propiedades específicas para garantizar un análisis preciso de la conexión, en el apartado de posición, se define parámetros clave como la dirección β , inclinación γ y rotación α , todas configuradas en 0° , indicando que la viga se encuentra inclinada y horizontal con respecto al eje global. Así mismo, los desplazamientos en los ejes X, Y, Z se establecen en 0 mm asegurando que la conexión se evalúe en el nodo correspondiente, este nivel de especificación permite incorporar las cargas críticas de

conexión y realizar un análisis detallado en condiciones realistas, asegurando que las fuerzas y momentos se transmitan adecuadamente en la estructura. Como se muestra en la figura 25.

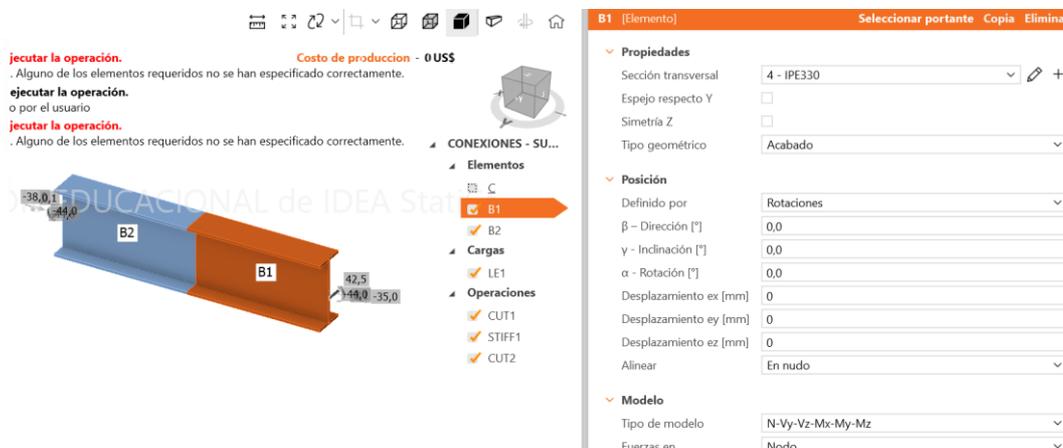


Figura 25. Aplicación de datos en viga IDEA Statica [24].

Se define en el programa IDEA Statica y se muestra en la figura 26 las características del material tanto geométrico como propiedades mecánicas.

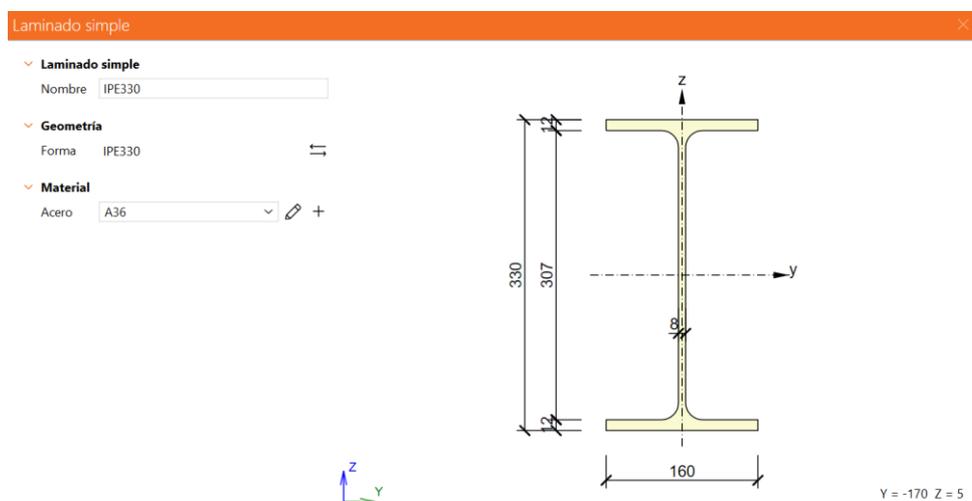


Figura 26. Perfil IPE330 IDEA Statica [24].

5.4.1.1 APLICACIÓN DE CARGAS EN VIGA - COLUMNA

Para el diseño de la soldadura se toman los datos del programa SAP 2000 de: fuerzas, momentos y cortantes obtenidos del resultado de los reportes del programa como se muestran en la tabla 18 y 19.

Tabla 18. Fuerzas aplicadas en viga crítica [24]

Vigas	Valor	Unidad
P	-35.0	kN
V2	42.5	kN
V3	0.0	kN
M2	0.1	kN-m
M3	-44.0	kN-m

Tabla 19. Fuerzas aplicadas en la columna crítica [24].

Columnas	Valor	Unidad
P	-697.0	kN
V2	-14.4	kN
V3	-1.0	kN
M2	-20.0	kN-m
M3	-48.0	kN-m

Estos valores son introducidos al programa IDEA Statica para definir la conexión soldada como se muestra en la figura 27.



Figura 27. Aplicación de fuerzas, momentos y cortantes. IDEA Statica [24]

5.4.2 OPERACIONES DE CONEXIÓN SOLDADA VIGA - COLUMNA.

Para las conexiones soldadas se emplearon soldaduras de penetración completa y soldaduras de filete, siguiendo el procedimiento y requisitos de la American Welding Society [11], que especifica los estándares de calidad para la unión de estructuras de acero mediante soldadura. La soldadura de penetración completa fue seleccionada en aquellas conexiones sometidas a altas cargas de momento, garantizando que la

capacidad de soldadura iguale o supere la del material base. Este tipo de soldaduras permite una distribución uniforme de las cargas a lo largo de la conexión, proporcionando alta resistencia y evitando concentraciones de esfuerzos que puedan comprometer la integridad de la Unión [15].

En la configuración mostrada en la figura 26 se detalla el proceso de soldadura del elemento B1 en su conexión con la columna C. El método de corte empleado es el denominado "Corte único", definido en el plano cercano y en dirección paralela, asegurando una alineación precisa en la conexión. El desplazamiento en los ejes se mantiene en 0 mm para garantizar la exactitud geométrica del corte. Adicionalmente, se especifican las soldaduras para las alas y el alma del elemento con un grosor de 10,0 mm y utilizando el material E70xx, que proporciona una alta resistencia y durabilidad a la conexión estos cálculos se detallan en la memoria técnica de la conexión en el anexo. Esta configuración no solo optimiza la transferencia de cargas entre los elementos, sino que también cumple con los estándares de diseño estructural para garantizar la seguridad y estabilidad de la unión.

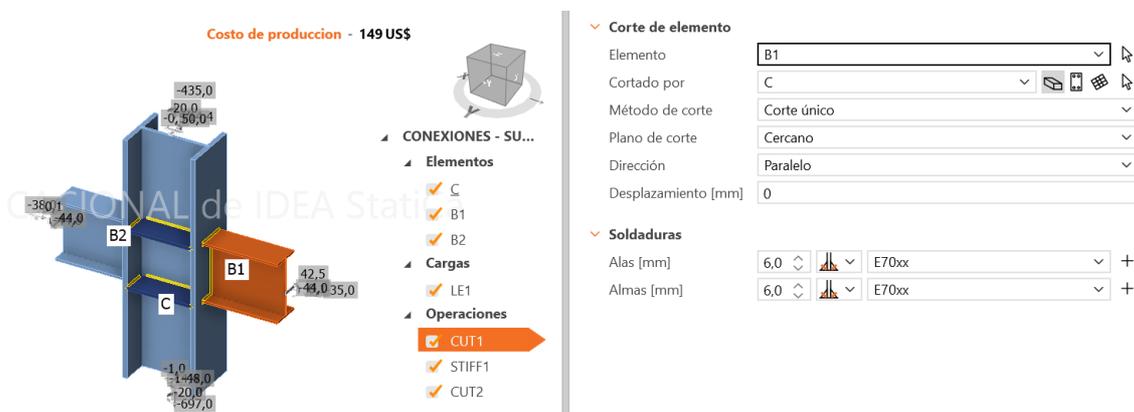


Figura 28. Unión B1 y C IDEA Statica [24]

En esta configuración se muestra el uso de rigidizadores (STIFF1) en el elemento C, relacionados con la viga B1. Los rigidizadores están fabricados con acero A36 y tienen un espesor de 20 mm, lo que proporciona una adecuada resistencia para soportar cargas concentradas y distribuidas en la conexión. Su localización abarca ambos lados de la

sección, mejorando la estabilidad del sistema. Se han definido esquinas chaflanadas para optimizar el ajuste y minimizar concentraciones de esfuerzo en las uniones. Todas las soldaduras tienen un espesor de 10 mm y están diseñadas con material E70xx, lo que garantiza una conexión eficiente y de alta calidad, cumpliendo con los requisitos de diseño estructural para elementos sometidos a cargas combinadas. Esta disposición asegura una transferencia de esfuerzos uniforme y una mejor distribución de cargas a lo largo de la estructura, como se muestra en la figura 27 la aplicación de los rigidizadores de la columna simulando la conexión de una viga en dirección al eje z.



Figura 29. Aplicación rigidizadores IDEA Statica [24]

Se detalla el proceso de corte del elemento B2 en la conexión con la columna C. Para mantener la exactitud geométrica del corte, en la figura 28 se observa el desplazamiento en los ejes se ha fijado en 0 mm. Además, se han definido soldaduras específicas para las alas y el alma del elemento, con un espesor de 10,0 mm, empleando el material E70xx, conocido por su alta resistencia y durabilidad. Esta configuración no solo optimiza la transferencia de cargas entre los elementos estructurales, sino que también cumple con los estándares de diseño, garantizando tanto la seguridad como la estabilidad de la unión.

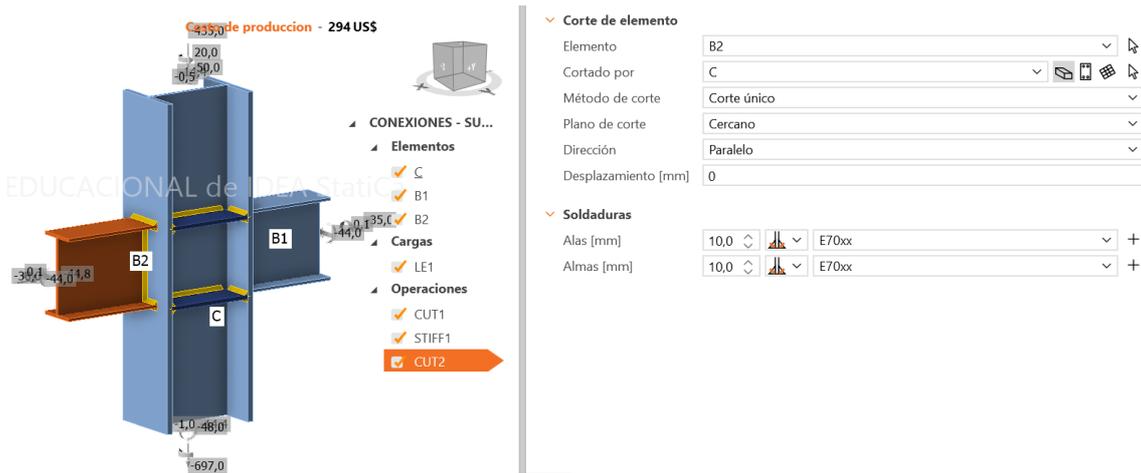


Figura 30. Conexión B2 y C IDEA Statica [24].

5.4.2.1 ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN SOLDADA

Tras la evaluación de la conexión soldada en el programa, se ha confirmado que la unión cumple con los requisitos de diseño estructural establecidos como se ve en la figura 29 la validación de la conexión en vista general. Los cálculos que se encuentran en el anexo muestran que los esfuerzos generados, tanto en las alas como en el alma de los elementos conectados, se encuentran dentro de los límites permisibles según las especificaciones del material y las condiciones de carga. El uso de soldaduras de 10,0 mm de espesor con el material E70xx garantiza una transferencia eficiente de cargas y una distribución uniforme de los esfuerzos, lo que minimiza la probabilidad de fallos en la conexión durante su vida útil.



Figura 31. Validación de conexión en vista general IDEA Statica [24].

Se verifica en la figura 31 que la soldadura es validada en el programa con las características seleccionadas.

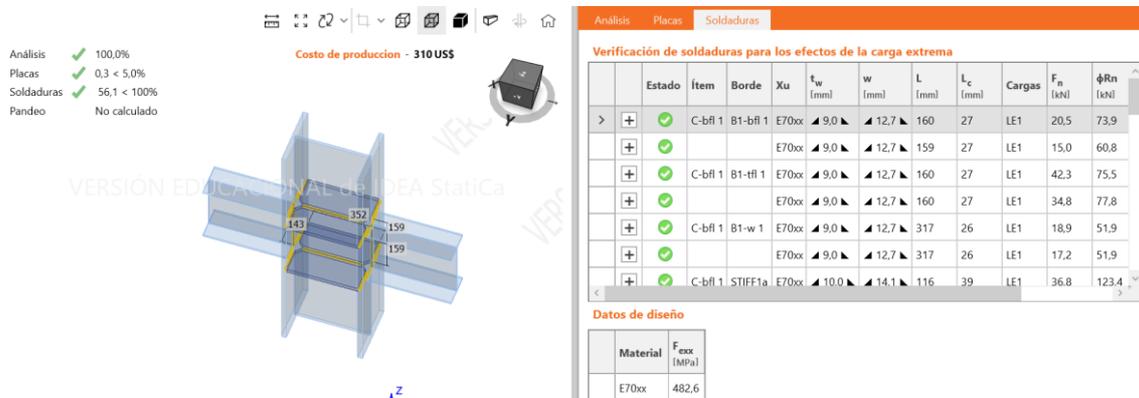


Figura 33. Validación de soldadura IDEA Statica [24]

El análisis de deformaciones en la conexión soldada indica un comportamiento satisfactorio dentro de los límites establecidos por los estándares estructurales. Con una deformación del 0,36% como se ve en la figura 32, el sistema demuestra una adecuada rigidez y capacidad de carga, asegurando que las sollicitaciones aplicadas no generen deformaciones plásticas o permanentes que comprometan la integridad de la unión. Este bajo porcentaje evidencia un diseño optimizado, donde los esfuerzos están correctamente distribuidos, permitiendo que los elementos trabajen de manera conjunta y eficiente. En consecuencia, se garantiza que la conexión puede desempeñarse de manera confiable bajo las condiciones de servicio proyectadas.

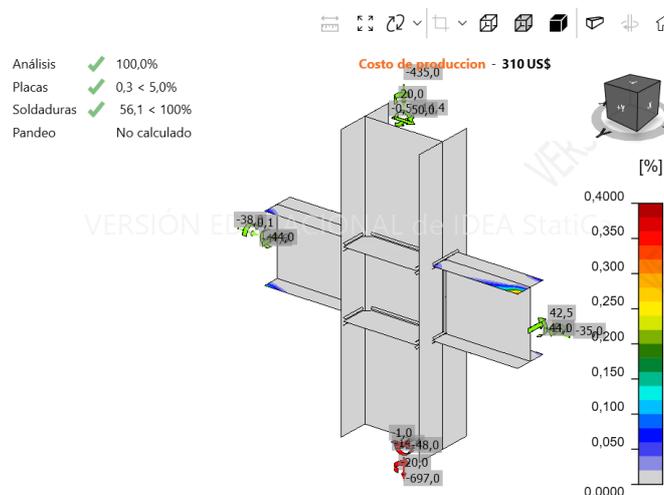


Figura 34. Deformación de la conexión IDEA Statica [24].

En la figura 33 se puede demostrar que las fuerzas aplicadas en la conexión no afectan la conexión y es validada la conexión.

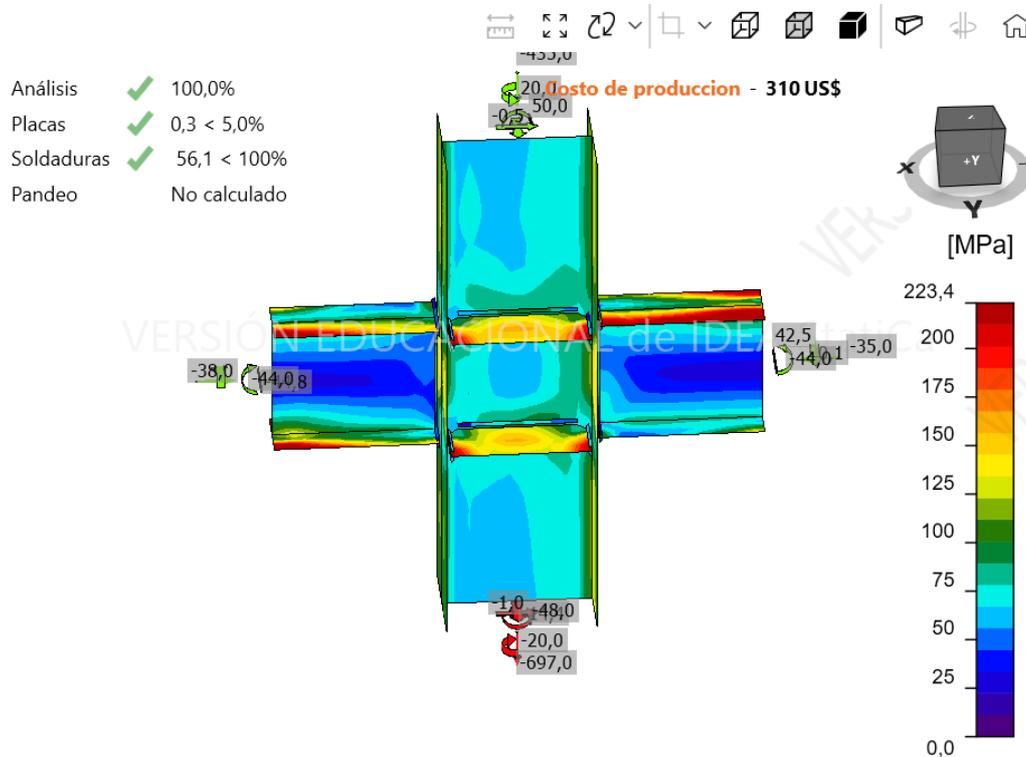


Figura 35: Tensión equivalente Idea Statica [24]

5.4.3 OPERACIONES DE CONEXIÓN EMPERNADA VIGA - COLUMNA.

El diseño de los pernos es un aspecto fundamental en las conexiones atornilladas de estructuras metálicas, ya que permite asegurar la transferencia de cargas de manera efectiva entre los elementos estructurales. En este proyecto, se han seleccionado pernos de alta resistencia ASTM A 325, conocidos por su capacidad para soportar cargas de tracción y cortante elevadas, cumpliendo con las especificaciones de la American Statute of Study construction [12].

En la conexión analizada se añade para la conexión emperrada el perfil T (W14 x 82) como se muestra en la figura 34 sus características de diseño.

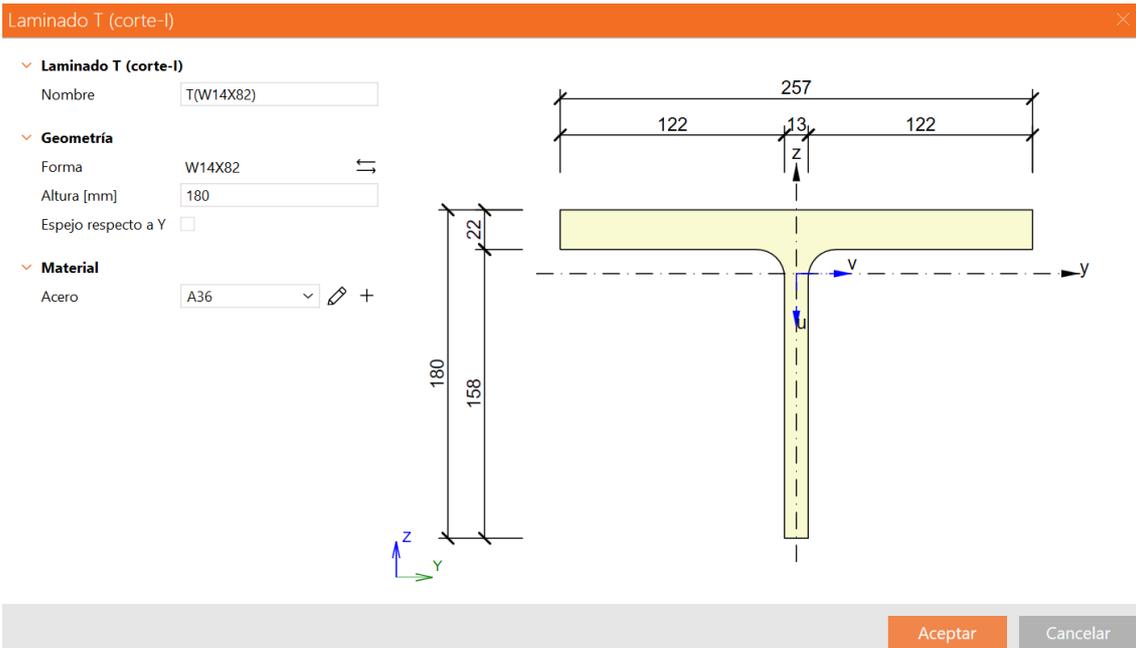


Figura 36 T de conexión IDEA Statica [24]

La conexión entre la columna y la viga se realiza con la placa tipo T (W14 x 82) especificada en la figura 35, que garantiza una unión eficiente y segura para la transferencia de cargas. Esta configuración incluye la fijación de las placas al ala superior de la viga con el ala lateral de la columna, el alma de la viga con ala lateral de la columna y el ala inferior de la viga con el ala lateral de la columna. Como se muestra en la figura 35 del programa IDEA Statica.

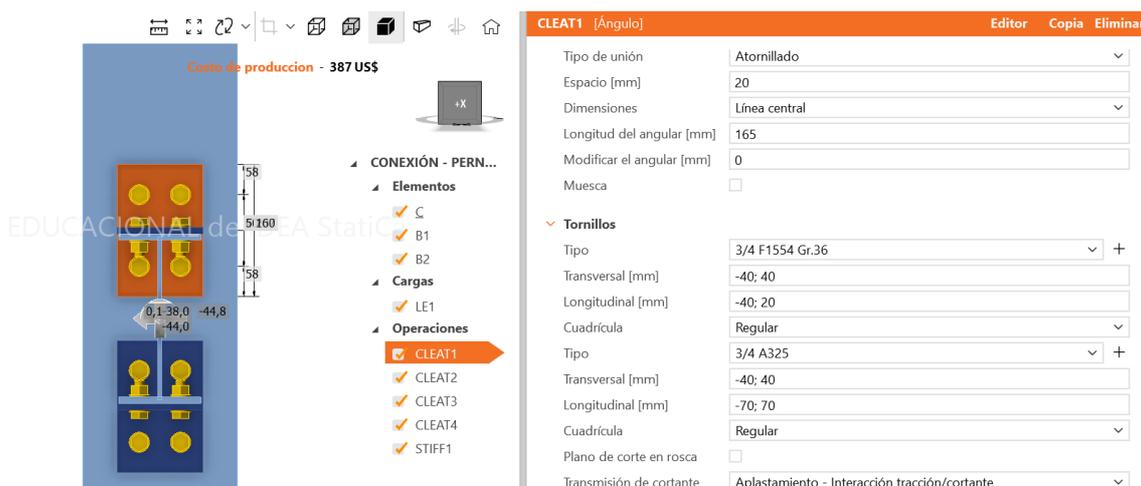


Figura 37. Aplicación de placas T columna (C) y Viga (B1) IDEA Statica [24]

Estas uniones de viga columna son replicadas en la viga B2 que tiene las mismas características de diseño, por lo que se utiliza la misma cantidad de placas T y pernos.

Cada una de las placas T colocadas en la conexión están sujetas con 8 tornillos de alta resistencia de 3/4 A325 seleccionados por su alta resistencia se soportar cargas combinadas de tracción y cortante. Como se puede verificar en la figura 36 el número de pernos necesarios para soportar la conexión[26].



Figura 38. Placas T colocadas en la conexión IDEA Statica [24].

En la figura 37 podemos encontrar la disposición de los pernos en las placas de conexión para el anclaje entre la columna y la viga estos están distribuidos en todos los puntos de conexión.

Tornillos

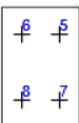
Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Detallado	Estado
	B5	3/4 A325 - 2	LE1	1,0	7,9	297,9	0,8	7,9	0,0	Aceptar	OK
	B6	3/4 A325 - 2	LE1	8,1	4,1	297,9	6,1	4,1	0,0	Aceptar	OK
	B7	3/4 A325 - 2	LE1	12,9	7,2	292,7	9,7	7,2	0,0	Aceptar	OK
	B8	3/4 A325 - 2	LE1	3,9	6,7	297,9	3,0	6,7	0,0	Aceptar	OK

Figura 39. Disposición de pernos en la placa de conexión [24].

5.4.3.1 ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN EMPERNADA

Mediante la evaluación de la conexión empernada en el programa SAP2000, se ha confirmado que la unión cumple con los requisitos de diseño estructural establecidos. Los cálculos se encuentran en el anexo muestran que los esfuerzos generados, tanto en las alas como en el alma de los elementos conectados, se encuentran dentro de los límites permisibles según las especificaciones del material y las condiciones de carga. El

uso de pernos $\frac{3}{4}$ A325 garantiza una transferencia eficiente de cargas y una distribución uniforme de los esfuerzos, lo que minimiza la probabilidad de fallos en la conexión durante su vida útil, como se observa en la figura 40 la validación general se encuentra aceptada en placas tornillos y soldaduras.

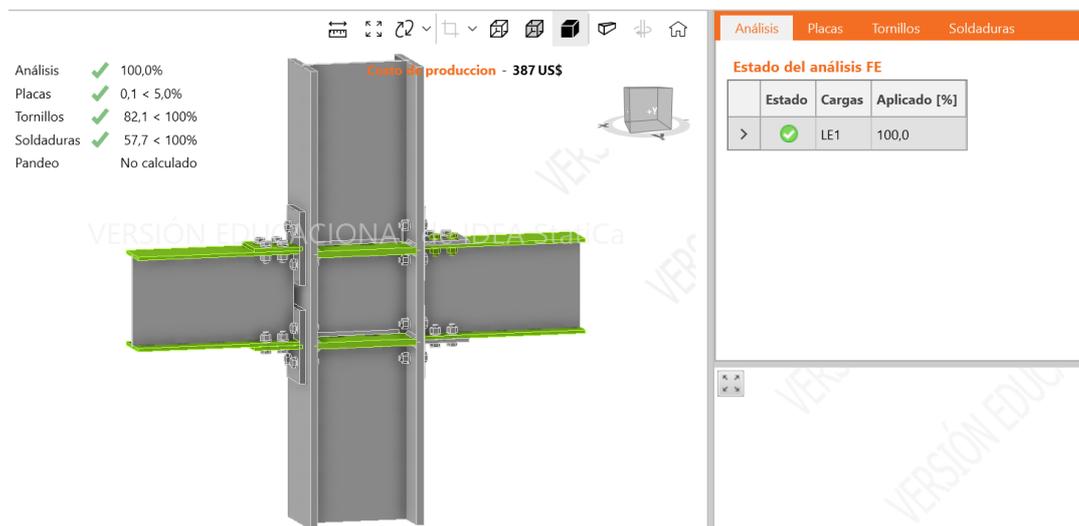


Figura 40. Validación general conexión emperrada IDEA Statica[24].

Introduciendo los datos obtenidos en el programa Idea Statica se obtiene la verificación de la deformación de la conexión y la resistencia en la cual es apto para su construcción. Como se muestra en la figura 41. Con una deformación de 0.55% lo cual permite validar la conexión.

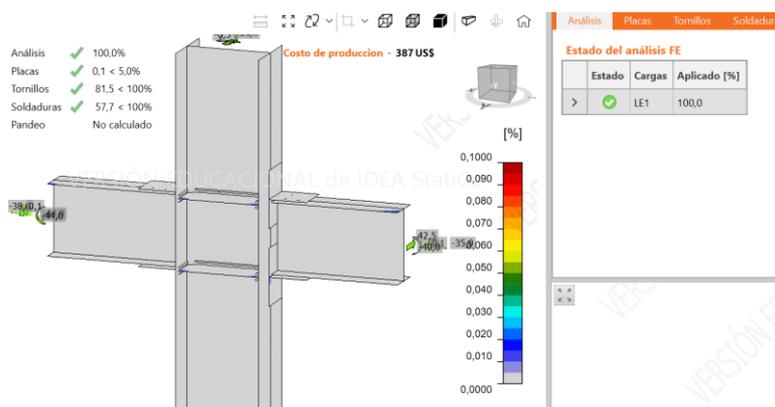


Figura 41. Verificación de deformación plástica en la conexión emperrada [24]

Se muestra un análisis detallado de la verificación de los elementos y placas de acero frente a los efectos de la carga externa aplicada en la conexión. Los resultados obtenidos son adecuados para el soporte de las cargas como se ve en la figura 42. Se evalúan los elementos específicos bajo las cargas y esfuerzos que encuentran dentro del límite elástico permisible que es de 248.8 MPa. El elemento CLEAT4 presenta el mayor esfuerzo a tensión con 189,2 MPa, cerca del límite elástico del material, pero sigue siendo seguro dentro del margen de diseño.



Figura 42. Verificación de placas IDEA Statica[24].

Los cálculos obtenidos por el programa IDEA Statica se encuentra en el anexo 7 identificando todos los parámetros de diseño correspondiente a la conexión de la estructura. La figura 43 muestra el análisis detallado de la conexión utilizando el método de elementos finitos.

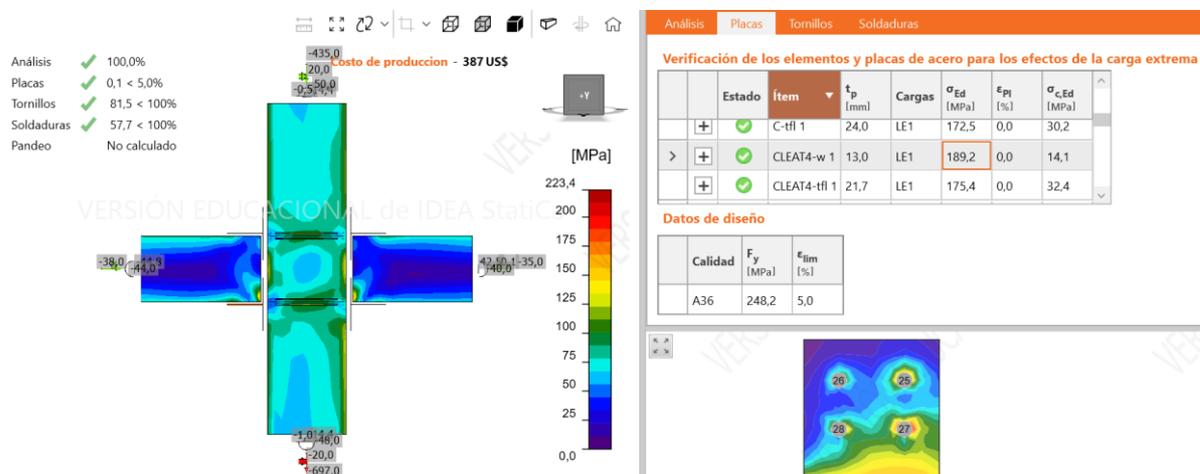


Figura 43. Representación del esfuerzo equivalente Idea Statica [24]

5.4.4 OPERACIONES DE CONEXIÓN EMPERNADA VIGA- VIGA.

Las conexiones empernadas entre vigas son ampliamente utilizadas en estructuras metálicas debido a su facilidad de instalación, desmontaje y capacidad para soportar cargas significativas basados en la norma AISC 360- 16 seleccionamos las características de las vigas en el programa IDEA Statica como se muestra en la figura 44 los parámetros de diseño.

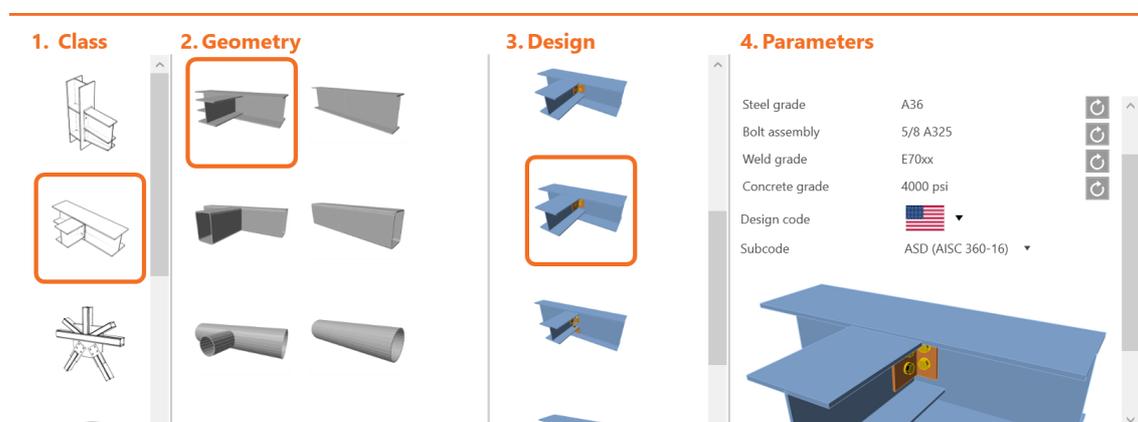


Figura 44. Parámetros de diseño IDEA Statica [24]

Selección de los materiales para poder generar el proceso de cargas en los campos correspondientes del programa IDEA statica como se muestra en la figura 45.

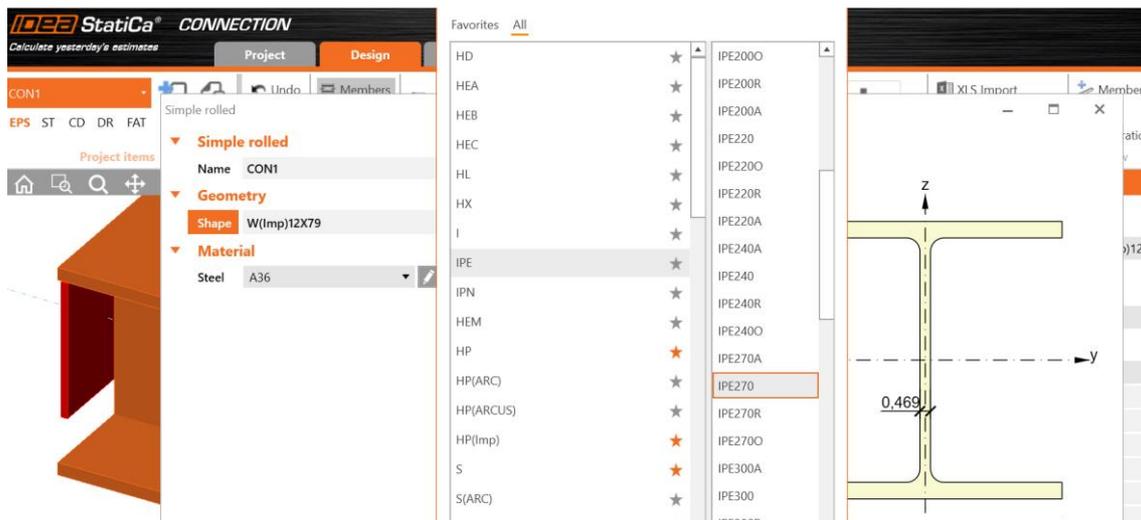


Figura 45. Selección del material [24]

Estas conexiones requieren una preparación adecuada de las vigas, que incluye la perforación precisa de los orificios y la selección de tornillos de alta resistencia, como los especificados en la norma ASTM A325.

En la figura 46 se modela la conexión Viga – Viga simulada en el programa IDEA Statica para poder determinar la resistencia de sus componentes y sus placas que intervienen en la conexión, se colocan los datos de cortante que están involucrados en esta conexión, estos datos se extraen de la tabla 16 donde se encuentran los valores del programa SAP2000.

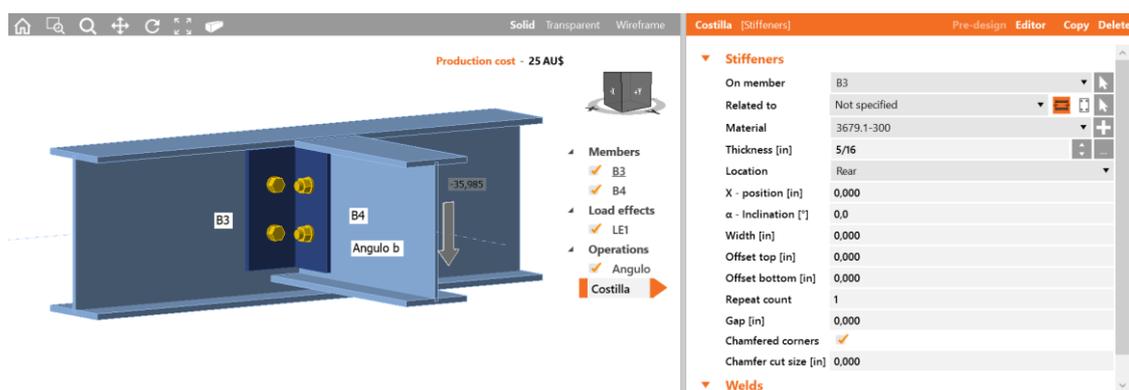


Figura 46. Selección viga – viga IDEA Statica [24]

En el programa Idea Statica se verifica que la conexión se encuentra validada como se muestra en la figura 47 dando una respuesta de diseño resistente para las fuerzas que se encuentran involucradas en esta conexión.

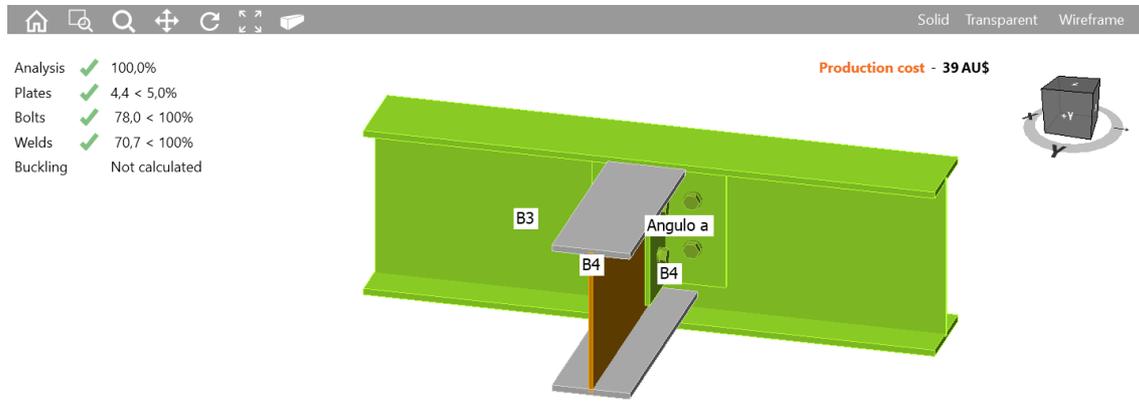


Figura 47. Validación de la conexión viga – viga IDEA Statica [24]

La conexión se valida con los parámetros

Angulo de soporte de viga – viga: Angulo de unión viga - viga L100 x 8

Pernos de M16 x 8.8

Costilla de 5/16" de espesor

Como se muestra en la figura 48 el plano los esfuerzos no superan los rangos permitidos.

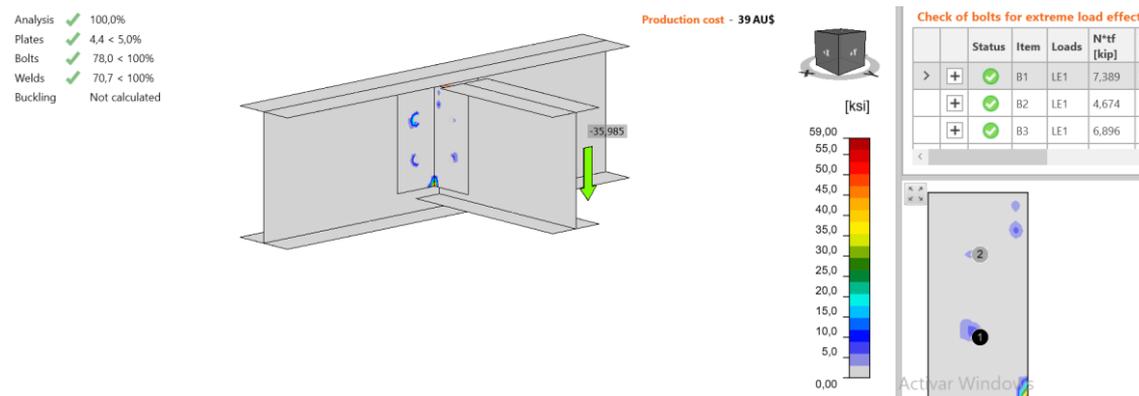


Figura 48. Esfuerzos equivalentes conexión Viga - Viga IDEA Statica [24]

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 CONCLUSIONES

La estructura cumple de manera efectiva con los requisitos de participación modal, logrando capturar el 90% de la participación de masa en los modos analizados en SAP2000. Este cumplimiento asegura que la estructura se ha modelado adecuadamente para responder a cargas dinámicas, optimizando el diseño frente a movimientos de desplazamiento y torsión bajo condiciones sísmicas, alineadas con las normas NEC y AISC.

La conexión empernada tiene una capacidad de soportar cargas axiales de hasta 450 kN y momentos flectores de 200 kN·m, según los cálculos de diseño realizados. Estas capacidades permiten que la conexión cumpla con los requerimientos de diseño, garantizando un comportamiento seguro y eficiente bajo las condiciones de carga propuestas.

Los resultados del análisis espectral mostraron que la estructura logra alcanzar el 90% de participación modal de masa y los primeros modos de vibración, confirmando su adecuada rigidez y capacidad de respuesta frente a carga sísmica. Esto es crucial para minimizar las posibles deformaciones y prevenir fallas de estructurales en zonas de alta actividad sísmica.

La conexión soldada soporta la carga aplicada con una soldadura de 10,0 mm en las dos caras del contorno de la viga IPE 330 con la columna HEB 400 con el material de aporte E70XX, lo que permite una fusión entre el material de aporte y el material base generando una resistencia a las cargas aplicadas.

Las placas de conexión tipo T tienen un espesor de 12 mm, con una altura de la placa unida a la columna de 257 mm y una longitud de 160 mm. Las separaciones entre los

pernos en esta placa son de 140 mm de forma vertical y en dirección horizontal 50 mm, estas medidas garantizan la distribución uniforme de las cargas y la prevención de concentraciones de esfuerzos, optimizando la eficiencia estructural de la conexión entre la viga y la columna.

Se seleccionaron los pernos de grado A325 con un diámetro nominal de 19 mm. El número óptimo de pernos fue determinado en 4 unidades por placa, distribuidos en dos filas de dos pernos cada una. Cada perno tiene una resistencia a la tracción de 120 kN y al corte de 60 kN, lo que asegura que pueda soportar las cargas aplicadas sin fallar, con un margen de seguridad adecuado.

Al seleccionar la viga – viga en fuerza cortante que es de -35.95 kN se obtiene un parámetro de diseño de 1.9 lo cual es ideal para soportar las cargas establecidas.

Al analizar el comportamiento de las conexiones frente a cargas combinadas momento, tracción y cortante se encontró que el diseño tiene un coeficiente de seguridad de 1.5 para las condiciones más críticas, esto demuestra que la conexión tiene un diseño robusto que puede operar de manera confiable bajo diferentes escenarios de cargas.

La resistencia de las placas de conexión fue calculada para soportar momentos flectores de hasta 300 kN·m sin deformaciones plásticas significativas, el análisis en los programas confirma que las deformaciones máximas en las placas son de 2.5mm la uniformidad en los desplazamientos y las derivas observadas en ambas direcciones asegura un comportamiento lateral controlado en la estructura lo cual es ideal en construcciones sometidas a cargas dinámicas.

La elección de aceros estructurales como el A 36 y el uso de soldadura y tornillos de alta resistencia contribuyeron a una estructura más liviana y eficiente sin comprometer la resistencia lo cual se produce en un diseño óptimo tanto en términos de costos como de rendimiento.

6.2 RECOMENDACIONES.

Aunque el análisis del software proporcionó resultados satisfactorios, se recomienda verificar con pruebas experimentales en modelos a escala o en condiciones controladas. Esto permitirá validar los resultados obtenidos por simulaciones ajustando parámetros de diseño, especialmente en conexiones sometidas a carga cíclicas.

Para asegurar la durabilidad de las condiciones se sugiere implementar un plan de monitoreo periódico, en especial en estructuras sometidas a cargas variables y vibraciones. Esto incluirá inspecciones de tornillos soldaduras, así como la aplicación de técnicas de detección temprana de fisuras en las uniones.

En futuras aplicaciones de diseño industrial se podría considerar la incorporación de conexiones híbridas soldadas y atornilladas las cuales permiten ajustar el diseño y desmontarlo en caso de que se requiera modificaciones. Esta estrategia puede mejorar la flexibilidad y adaptabilidad de la estructura o cambio en sus condiciones de uso.

Se recomienda la aplicación de este diseño de conexiones en diferentes tipos de edificaciones industriales, Ajustando las cargas vivas según las especificaciones de cada caso. Esto facilitará la adaptabilidad del diseño y permitirá obtener un diseño eficiente y seguro en diversos contextos operativos.

Se recomienda utilizar conexiones empernadas en estructuras sometidas a altas demandas sísmicas o cargas cíclicas, donde la continuidad estructural y la capacidad de disipar energía son esenciales. Para estructuras modulares o desmontables, las conexiones empernadas son una alternativa práctica, especialmente cuando se requiere flexibilidad en el montaje o mantenimiento.

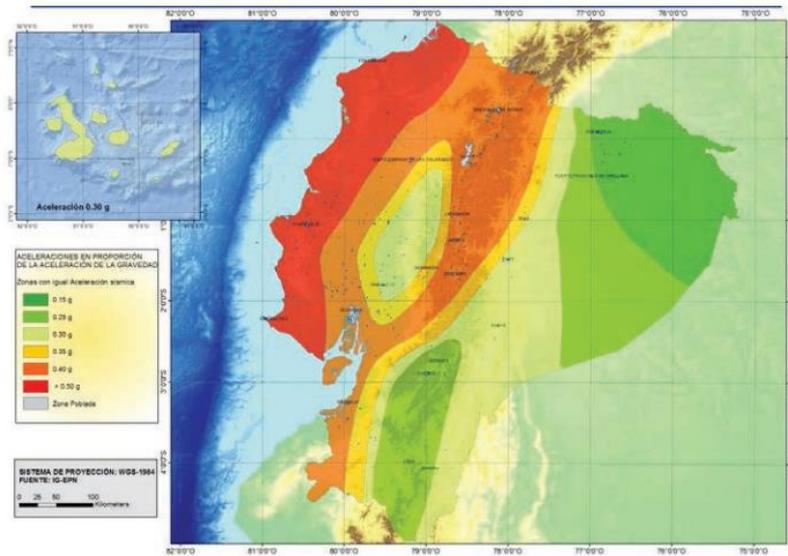
7. REFERENCIAS.

- [1] G. Shi, W. Zhou, Y. Bai, and C. Lin, "Local buckling of 460 MPa high strength steel welded section stub columns under axial compression," *J Constr Steel Res*, vol. 100, pp. 60–70, Sep. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.04.027.
- [2] Z. Guo, Z. Xing, H. Zhang, H. Zhang, L. Chen, and Y. Chen, "Anti-collapse performance assessment of steel beam-column substructures with all-welded connections after exposure to fire," *J Constr Steel Res*, vol. 197, p. 107465, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107465>.
- [3] X. Zhang, S. Zheng, and X. Zhao, "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms," *J Constr Steel Res*, vol. 158, pp. 130–142, Jul. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.03.028.
- [4] Merino Veronica, "Análisis comportamiento de conexiones pre calificadas con tipología soldada y empernada para estructuras metálicas," 2022.
- [5] I. H. Hermel and P. Quijia, "Evaluación de conexiones pre calificadas, para pórticos de momento base de planchas de acero A36."
- [6] 2018 Javier Crisafulli, "Javier Crisafulli," 2018.
- [7] AISC 341 - 16, "AISC 341 - 16," 2016. [Online]. Available: www.aisc.org
- [8] 2015 NEC-SE-AC, "Estructuras de acero," 2015.
- [9] NORMA ECUATORIANA and D. L. C.- NEC-15, "Reglamento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS," 2015.
- [10] Corsa, "Diseño De Conexiones," 2012.
- [11] ASTM A325, "Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts Supersedes the June 23, 2000 Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts," 2004. [Online]. Available: www.boltcouncil.org
- [12] Aisc, "Specification for Structural Steel Buildings Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings dated and all previous versions Approved by the Committee on Specifications," 2016.
- [13] I. H. Hermel and P. Quijia, "Evaluación de la conexión precalificada: viga de sección reducida con acero A36."
- [14] Corsa, "Diseño De Conexiones," 2012.
- [15] A. Welding Society, "By Authority Of THE UNITED STATES OF AMERICA Legally Binding Document," 2015.
- [16] V. J. Merino Mora, "Análisis Comparativo De Conexiones Precalificadas Con Tipología Soldadas Y Empernadas Para Un Sistema Smf En Un Edificio De Estructura Metálica," *Universidad Técnica De Ambato*, p. 131, 2022.
- [17] V. J. Merino Mora, "Análisis Comparativo De Conexiones Precalificadas Con Tipología Soldadas Y Empernadas Para Un Sistema Smf En Un Edificio De Estructura Metálica," *Universidad Técnica De Ambato*, p. 131, 2022.
- [18] V. J. Merino Mora, "Análisis Comparativo De Conexiones Precalificadas Con Tipología Soldadas Y Empernadas Para Un Sistema Smf En Un Edificio De Estructura Metálica," *Universidad Técnica De Ambato*, p. 131, 2022.
- [19] C. A. Ahumada and J. C. Parra, "En Base a Marcos Rígidos Especiales," pp. 1–32.
- [20] J. C. McCormac, "Diseño de estructuras de acero," *Diseño de estructuras de acero*, p. 736, 2012.
- [21] X. Zhang, S. Zheng, and X. Zhao, "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms," *J Constr Steel Res*, vol. 158, pp. 130–142, 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.03.028.

- [22] C. Medina and S. Medina, "Plan Irregularity Coefficient from the Torsion Analysis of Irregular Structures," *Revista Escuela Politécnica Nacional*, vol. 39, no. 2, pp. 1–10, 2017.
- [23] C. Argentina and D. Acero, "ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DEL ACERO," 2016.
- [24] Peñafiel Danny and Byron Mogravejo, "Análisis del comportamiento de conexiones metálicas," UPS, Quito, 2024.
- [25] Norma Ecuatoriana and D. L. C.- NEC-15, "Reglamento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS," 2015.
- [26] A. M. Girão Coelho and J. T. Mottram, "A review of the behaviour and analysis of bolted connections and joints in pultruded fibre reinforced polymers," *Mater Des*, vol. 74, pp. 86–107, 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.02.011>.

8. ANEXOS.

Anexo 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



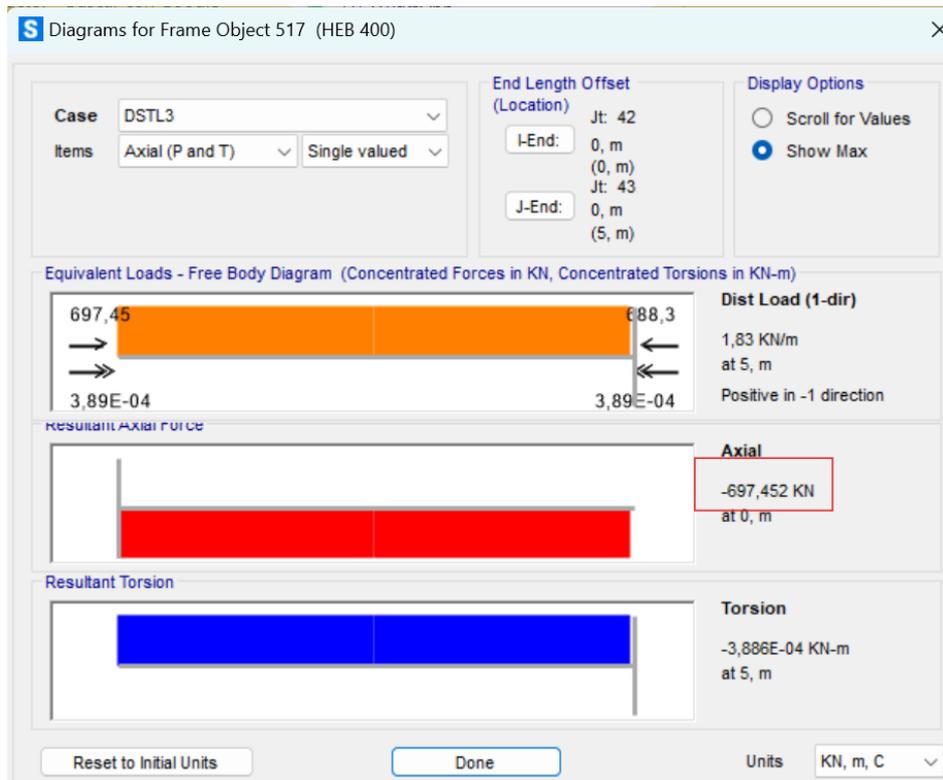
Anexo 2: Selección tipos de perfiles

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

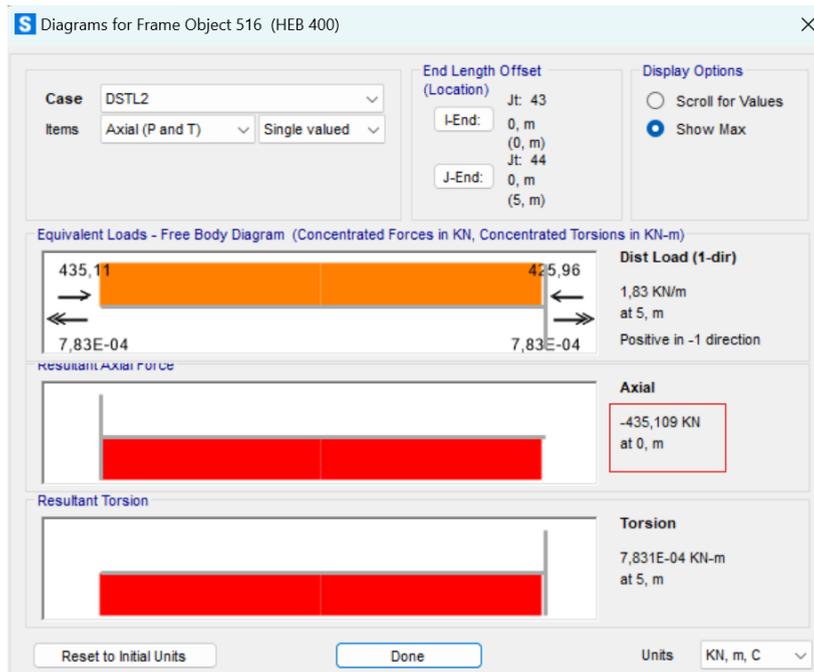
Anexo 3: Selección de elementos para el sismo

T	Espectro elástico
0	0,56
0,05	0,85
0,1	1,15
0,13	1,38
0,2	1,38
0,25	1,38
0,3	1,38
0,35	1,38
0,4	1,38
0,45	1,38
0,5	1,38
0,55	1,38
0,6	1,38
0,65	1,38
0,7	1,38
0,76	1,38
0,8	1,32
0,85	1,24
0,9	1,17
0,95	1,11
1	1,05
1,05	1,00
1,1	0,96
1,15	0,92
1,2	0,8
1,25	0,84
1,3	0,81
1,35	0,78
1,4	0,75
1,45	0,73
1,5	0,70
1,55	0,68
1,6	0,66
1,65	0,64
1,7	0,62
1,75	0,6
1,8	0,58
1,85	0,55
1,9	0,54
1,95	0,54
2	0,52
2,05	0,51
2,1	0,50
2,15	0,49

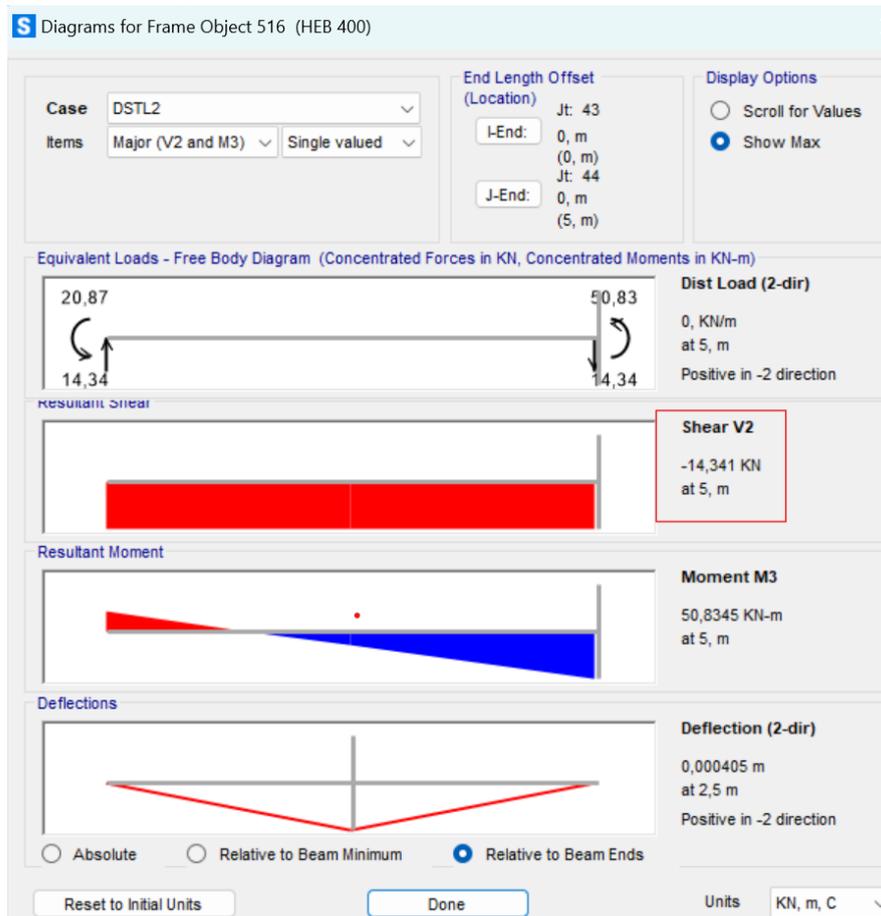
ANEXO 4: Carga máxima axial en la conexión escogida inferior



ANEXO 5: Carga máxima axial en la conexión escogida superior



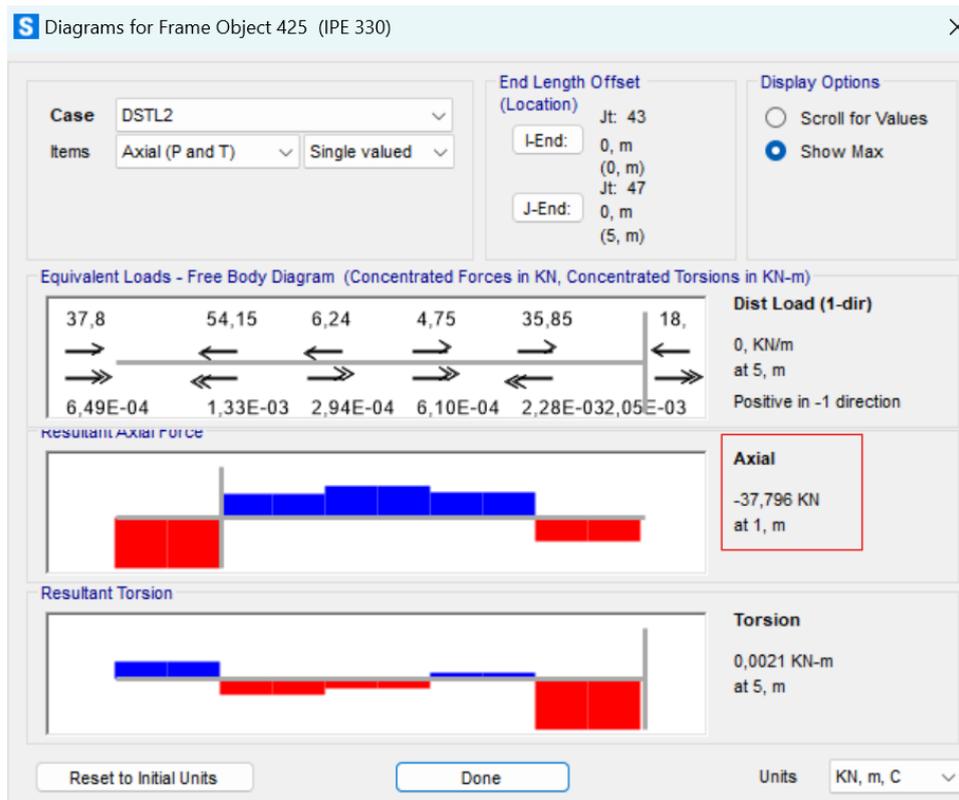
ANEXO 6: Momento cortante máximo viga derecha.



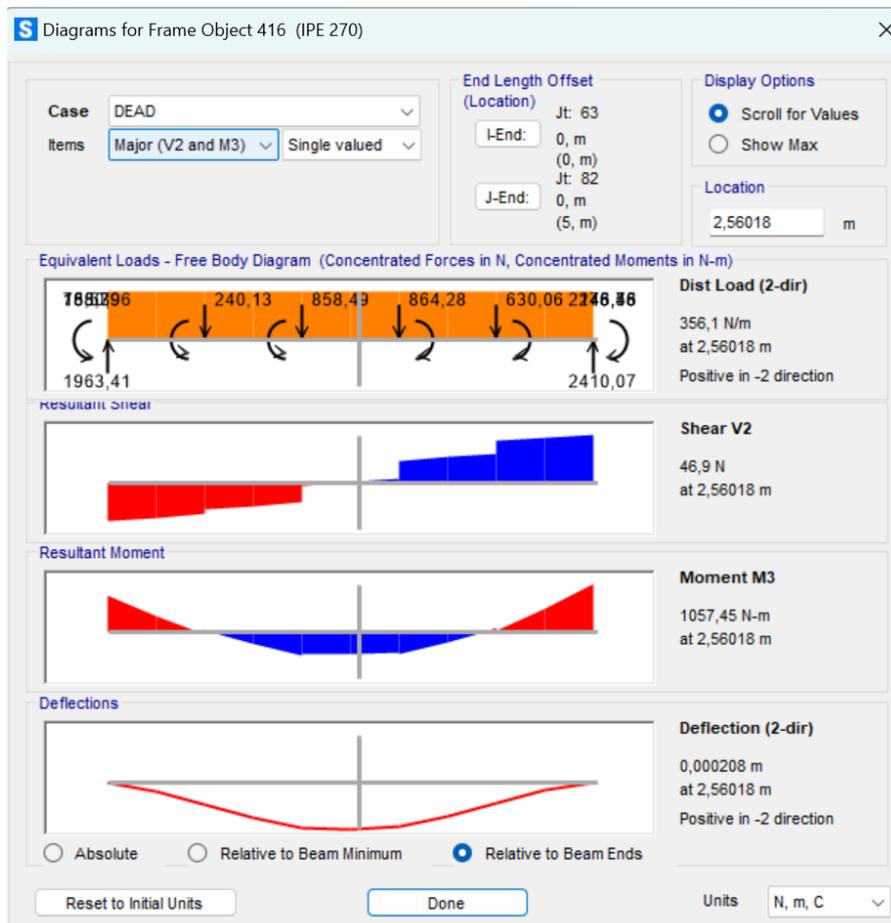
Anexo 7: Cargas máximas axiales en viga



Anexo 8: Cargas máximas axiales en viga.



Anexo 9: Cargas máximas axiales en viga.



Anexo 10: Memoria técnica Conexión soldada Idea Statica.



Calculate yesterday's estimates

Datos del proyecto

Nombre del proyecto: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES METALICAS A MOMENTO Y A CORTANTE EN VIGAS-COLUMNAS Y A CORTANTE ENTRE VIGAS PARA APLICACIONES INDUSTRIALES

Número del Proyecto: 1

Fecha 22/11/2024

Código AISC/ACI

Material

Acero A992, A36, A1085.

Ítem del proyecto CONEXIONES - SUELDA

Diseño

Nombre CONEXIONES - SUELDA2

Descripción

Análisis Tensión, deformación/ Cargas en equilibrio Normativa de cálculo AISC -

LRFD (2022)

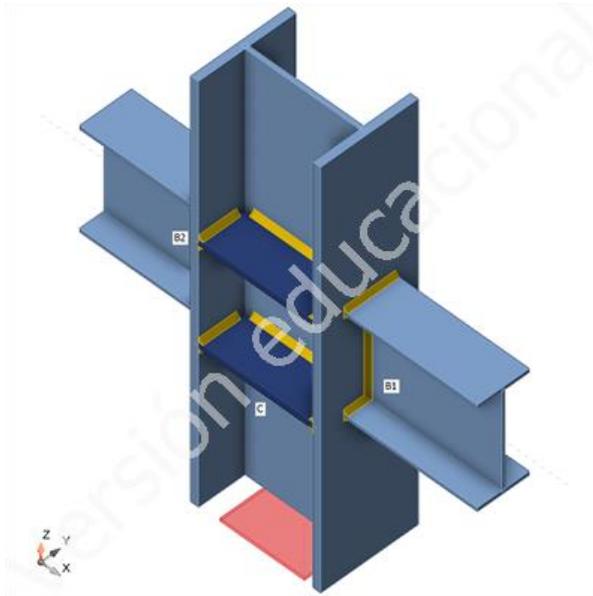
Elementos

Geometría

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
C	3 - HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
B1	4 - IPE330	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B2	4 - IPE330	180,0	0,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
C / inicial	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
C / final		Nodo	0
B1 / final		Nodo	0
B2 / final		Nodo	0



Secciones

Nombre	Material
3 - HEB400	A36
4 - IPE330	A36

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
3 - HEB400	A36	
4 - IPE330	A36	

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Inicial	-697,0	-14,4	-1,0	-20,0	-48,0	0,0

C / Finalizar	-435,0	-14,4	-0,5	20,0	50,0	0,0
B1 / Finalizar	-35,0	42,5	0,0	0,1	-44,0	0,0
B2 / Finalizar	-38,0	-44,8	0,0	0,1	-44,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	4,5	58,5	-1132,0	0,0	2,0	0,0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,4 < 5,0%	OK
Soldaduras	56,1 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
C-bfl 1	24,0	LE1	165,8	0,0	0,0	OK
C-tfl 1	24,0	LE1	142,0	0,0	0,0	OK
C-w 1	13,5	LE1	99,1	0,0	0,0	OK
B1-bfl 1	11,5	LE1	223,4	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	11,5	LE1	224,1	0,3	0,0	OK
B1-w 1	7,5	LE1	125,4	0,0	0,0	OK
B2-bfl 1	11,5	LE1	224,1	0,4	0,0	OK
B2-tfl 1	11,5	LE1	223,5	0,1	0,0	OK
B2-w 1	7,5	LE1	117,3	0,0	0,0	OK
STIFF1a	20,0	LE1	223,4	0,0	0,0	OK
STIFF1b	20,0	LE1	222,7	0,0	0,0	OK
STIFF1c	20,0	LE1	221,1	0,0	0,0	OK
STIFF1d	20,0	LE1	223,4	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

Material	F_v [MPa]	ϵ_{lim} [%]
A36	248,2	5,0

Explicación del símbolo

T_p : Espesor de placa

σ_{Ed} : Tensión equivalente

ϵ_{pl} : Deformación plástica

$\sigma_{c,Ed}$: Tensiones de Contacto

F_y : Límite elástico

ϵ_{lim} : Límite de la deformación plástica

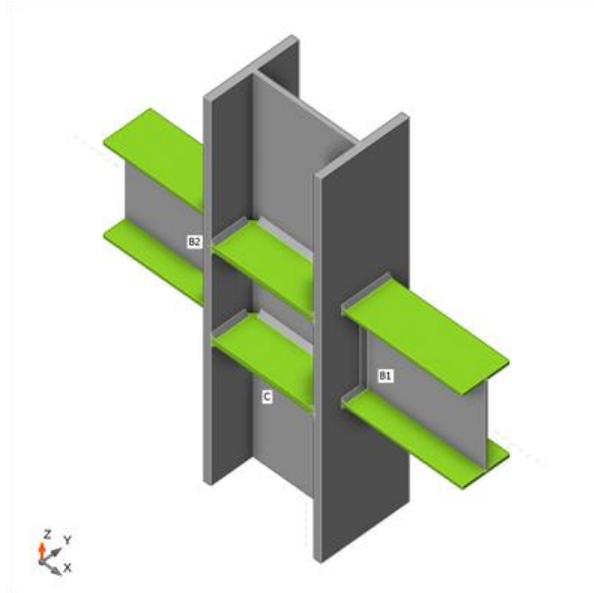
Resultado detallado para B2-bfl 1 Valores de diseño usado en el análisis

$\phi F_y = 223,4 \text{ MPa}$

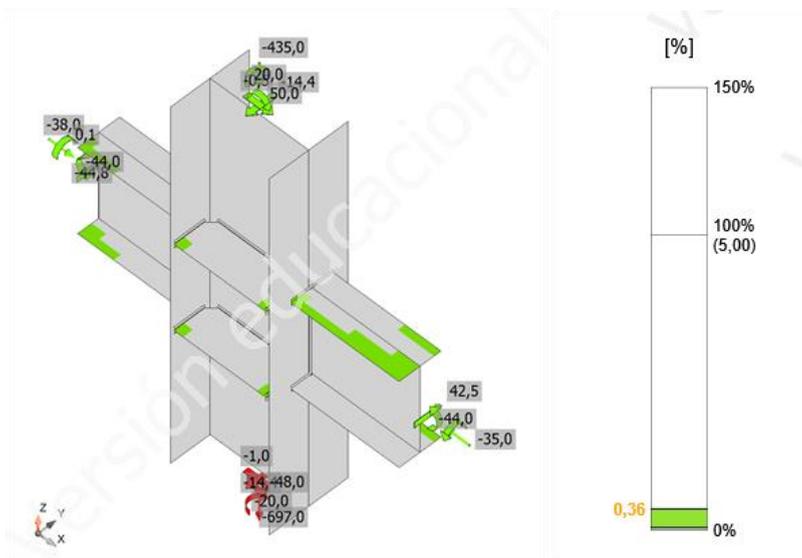
Donde:

$F_y = 248,2 \text{ MPa}$ límite elástico característico

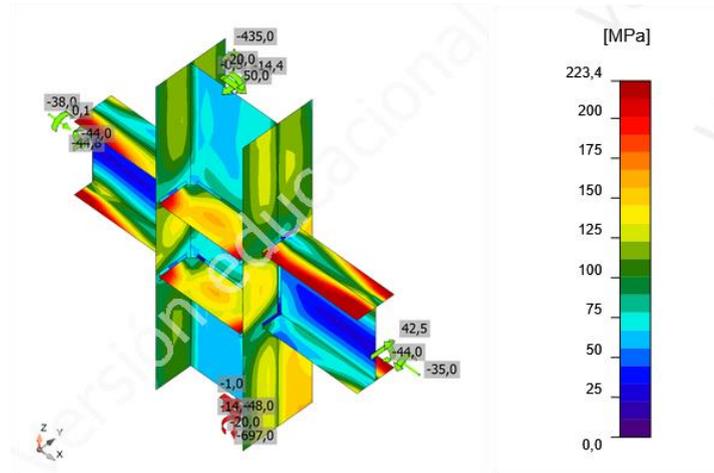
$\phi = 0,90$ factor de resistencia para el acero AISC 360-22 – B3.1



Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	t _w [mm]	w [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	Ut [%]	Ut _c [%]	Detallado	Estado
C-bfl 1	B1-bfl 1	E70xx	▲ 9,0 L	▲ 12,7 L	160	27	LE1	20,5	73,9	27,8	13,8	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 9,0 L	▲ 12,7 L	159	27	LE1	15,0	60,8	24,7	13,7	Aceptar	OK
C-bfl 1	B1-tfl 1	E70xx	▲ 9,0 L	▲ 12,7 L	160	27	LE1	42,3	75,5	56,1	28,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 9,0 L	▲ 12,7 L	160	27	LE1	34,8	77,8	44,8	23,0	Aceptar	OK
C-bfl 1	B1-w 1	E70xx	▲ 9,0 L	▲ 12,7 L	317	26	LE1	18,9	51,9	36,5	20,2	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 9,0 L	▲ 12,7 L	317	26	LE1	17,2	51,9	33,1	18,4	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1a	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	36,8	123,4	29,9	15,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	37,8	125,3	30,1	17,1	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1a	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	26,7	72,1	37,0	21,2	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	31,2	71,9	43,4	26,6	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1a	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	53,1	123,2	43,1	23,4	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	24,0	89,1	26,9	14,2	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1b	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	34,2	123,8	27,7	13,3	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	38,1	121,6	31,4	17,8	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1b	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	31,6	71,9	43,9	26,8	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	26,3	72,0	36,6	20,7	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1b	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	33,4	122,9	27,1	14,4	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	39,1	122,3	32,0	18,3	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1c	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	33,2	123,8	26,8	14,2	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	39,1	121,6	32,2	17,1	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1c	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	31,4	71,8	43,8	26,7	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	26,4	71,9	36,8	20,6	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1c	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	34,3	123,0	27,9	14,4	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	38,1	122,4	31,1	18,1	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1d	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	53,8	123,1	43,7	26,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	25,1	89,4	28,1	14,8	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1d	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	26,8	71,9	37,2	21,6	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	297	33	LE1	31,1	71,8	43,3	26,1	Aceptar	OK

C-tfl 1	STIFF1d	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	37,1	122,2	30,3	16,6	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	116	39	LE1	39,5	125,1	31,6	16,6	Aceptar	OK
C-tfl 1	B2-bfl 1	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	160	27	LE1	34,1	86,3	39,6	19,6	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	160	27	LE1	40,5	83,5	48,5	23,8	Aceptar	OK
C-tfl 1	B2-tfl 1	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	159	27	LE1	18,1	73,5	24,7	13,6	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	160	27	LE1	20,8	83,4	24,9	12,1	Aceptar	OK
C-tfl 1	B2-w 1	E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	317	26	LE1	19,7	58,2	33,9	18,8	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 10,0 L	▲ 14,1 L	317	26	LE1	18,0	57,6	31,3	17,2	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	F_{exx} [MPa]
E70xx	482,6

Explicación del símbolo

t_w	Espeor de garganta de soldadura
w	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L_c	Longitud del elemento crítico de la soldadura F_n Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
ϕR_n	Resistencia de la soldadura - AISC 360-22 – J2-4
U_t	Utilización
U_{t_c}	Estimación de la capacidad de soldadura
▲	Cordón de soldadura
F_{exx}	Resistencia última según el número de clasificación del electrodo

Resultado detallado para C-bfl 1 / B1-tfl 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (ACI 318-14 – R17.6)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 50,4 \text{ kN} \geq F_n = 37,9 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nw} = 420,5 \text{ MPa} \text{ – resistencia nominal del material de aportación:}$$

$$F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5}\theta) \quad , \text{ donde:}$$

$$\circ F_{EXX} = 482,6 \text{ MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción}$$

especificada

$$\diamond \quad \theta = 69,3^\circ - \text{ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura}$$

$A_{we} = 160 \text{ mm}^2$ – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia para conexiones soldadas

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Estimación de coste

Acero

Calidad del acero	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
A36	24,97	2,50	62,42

Tornillos

Conjunto de tornillo	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]

Soldaduras

Tipo de soldadura	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
Cordón de soldadura	9,0	12,7	0,81	45,00	36,54
Cordón de soldadura	10,0	14,1	4,33	45,00	195,03

Perforación de agujeros

Coste del montaje de los tornillos [US\$]	Porcentaje del costo de montaje del perno [%]	Coste [US\$]

Resumen de coste

Resumen de la estimación de coste	Coste [US\$]
Coste total estimado	148,87

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
CUT1				Doble tendón de soldadura: 6,0	639		
STIFF1	P20,0x143-352 (A36)		4	Doble tendón de soldadura: 10,0	2122		
CUT2				Doble tendón de soldadura: 10,0	639		

Explicación del símbolo

Cordón de soldadura

espesor de garganta de soldadura

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E70xx	10,0	14,1	3399

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349-01 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-22 – J3.9
Deformación plástica límite	0,05	-	
Detallado	Sí		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-22 – J3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-22 – J2-2
La deformación en el orificio del perno con la carga de servicio es una consideración de diseño	Sí		AISC 360-22 – J3.11
Hormigón fisurado	Sí		ACI 355.2
Comprobación de la deformación local	Sí		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

Anexo 11. Memoria técnica conexión empernada.

Datos del proyecto

Nombre del proyecto
Número del Proyecto
Autor
Descripción
Fecha 22/11/2024
Código AISC/ACI

Material

Acero A992, A36, A572 Gr.50

Ítem del proyecto CONEXIÓN - PERNOS

Diseño

Nombre CONEXIÓN - PERNOS
Descripción
Análisis Tensión, deformación/ Cargas en equilibrio
Normativa de cálculo AISC - LRFD (2022)

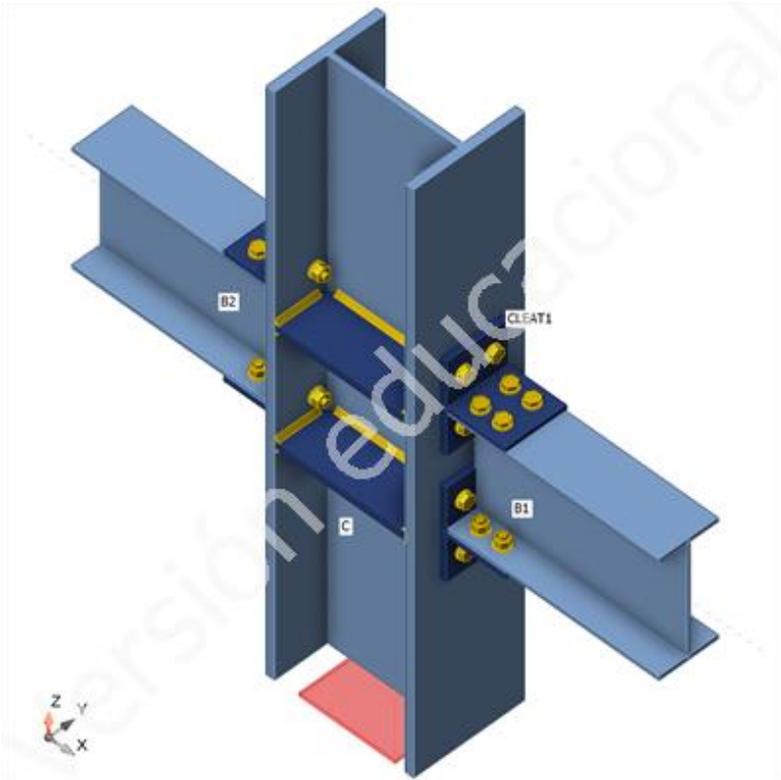
Elementos

Geometría

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]
C	4 - HEB400	0,0	90,0	0,0	0	0	0
B1	5 - IPE330	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B2	5 - IPE330	180,0	0,0	0,0	0	0	0

Apoyos y fuerzas

Nombre	Apoyo	Fuerzas en	X [mm]
C / inicial	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
C / final		Nodo	0
B1 / final		Tornillos	300
B2 / final		Tornillos	300

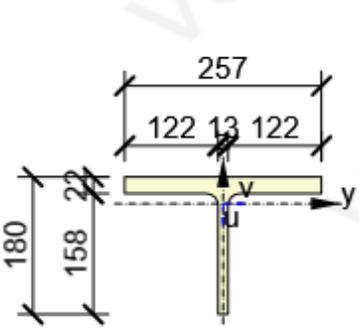


Secciones

Nombre	Material
4 - HEB400	A36
5 - IPE330	A36
6 - T(W14X82)	A36

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
4 - HEB400	A36	
5 - IPE330	A36	

6 - T(W14X82)	A36	
---------------	-----	--

Tornillos

Nombre	Diámetro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Área bruta [mm ²]
3/4 F1554 Gr.36	19	248,2	400,0	285
3/4 A325	19	634,3	827,4	285

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Inicial	-697,0	-14,4	-1,0	-20,0	-48,0	0,0
	C / Finalizar	-435,0	-14,4	-0,5	20,0	50,0	0,0
	B1 / Finalizar	-35,0	42,5	0,0	0,1	-40,0	0,0
	B2 / Finalizar	-38,0	-44,8	0,0	0,1	-44,0	0,0

Fuerzas Desbalanceadas

Nombre	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	4,5	58,5	-1132,0	0,0	6,0	-0,7

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,1 < 5,0%	OK
Tornillos	81,5 < 100%	OK
Soldaduras	57,7 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
C-bfl 1	24,0	LE1	197,8	0,0	19,5	OK
C-tfl 1	24,0	LE1	172,5	0,0	30,2	OK
C-w 1	13,5	LE1	104,2	0,0	0,0	OK
B1-bfl 1	11,5	LE1	210,1	0,0	49,3	OK
B1-tfl 1	11,5	LE1	223,5	0,1	3,9	OK
B1-w 1	7,5	LE1	153,8	0,0	0,0	OK
B2-bfl 1	11,5	LE1	223,5	0,1	44,2	OK
B2-tfl 1	11,5	LE1	223,4	0,0	5,9	OK
B2-w 1	7,5	LE1	130,0	0,0	0,0	OK

CLEAT1-tfl 1	21,7	LE1	81,3	0,0	28,1	OK
CLEAT1-w 1	13,0	LE1	172,1	0,0	23,1	OK
CLEAT2-tfl 1	21,7	LE1	223,4	0,0	26,7	OK
CLEAT2-w 1	13,0	LE1	218,7	0,0	16,3	OK
CLEAT3-tfl 1	21,7	LE1	102,2	0,0	39,2	OK
CLEAT3-w 1	13,0	LE1	223,4	0,0	39,2	OK
CLEAT4-tfl 1	21,7	LE1	175,4	0,0	32,4	OK
CLEAT4-w 1	13,0	LE1	189,2	0,0	14,1	OK
STIFF1a	22,0	LE1	223,4	0,0	0,0	OK
STIFF1b	22,0	LE1	223,4	0,0	0,0	OK
STIFF1c	22,0	LE1	223,4	0,0	0,0	OK
STIFF1d	22,0	LE1	223,4	0,0	0,0	OK

Datos de diseño

Material	F_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
A36	248,2	5,0

Explicación del símbolo

t_p	Espesor de placa
σ_{Ed}	Tensión equivalente
ϵ_{pl}	Deformación plástica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensiones de Contacto
F_y	Límite elástico
ϵ_{lim}	Límite de la deformación plástica

Resultado detallado para B2-bfl 1 Valores

de diseño usado en el análisis

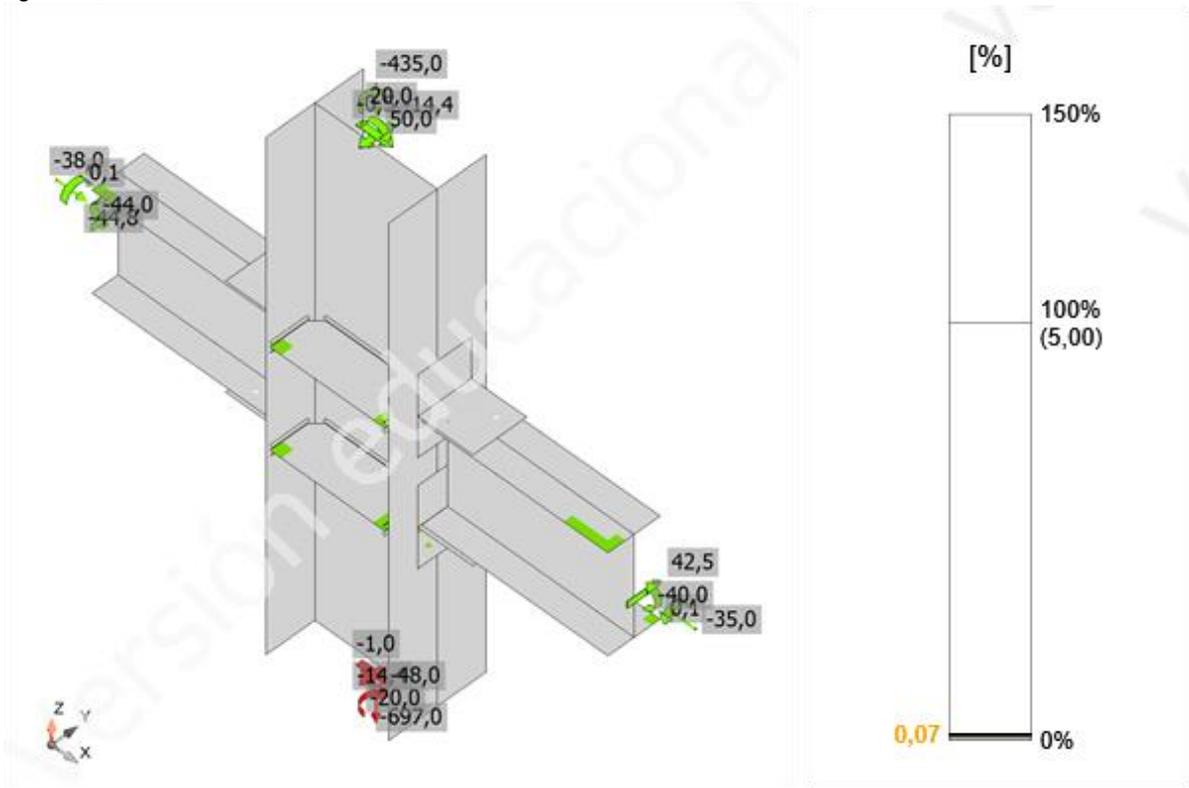
$$\phi F_y = 223,4 \text{ MPa}$$

Donde:

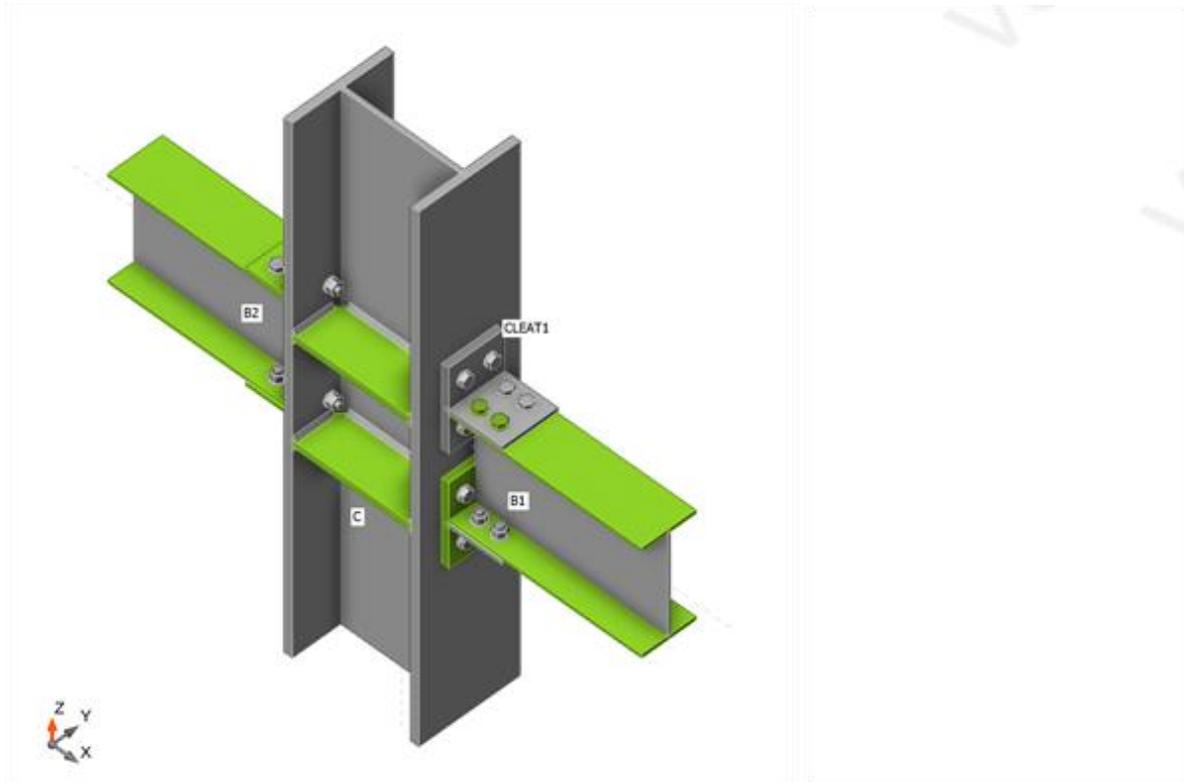
$F_y = 248,2 \text{ MPa}$ – límite elástico característico

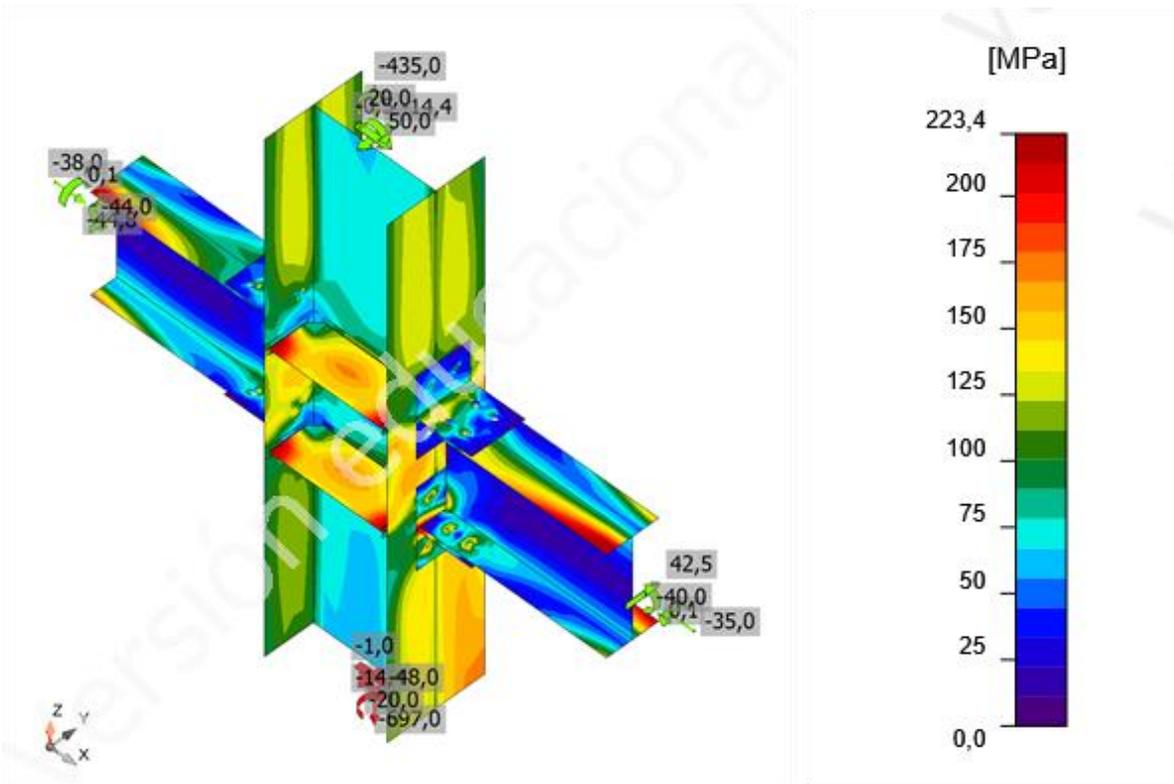
$\phi = 0,90$ – factor de resistencia para el acero AISC 360-22 – B3.1

Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1

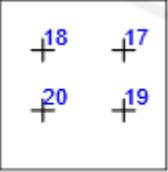
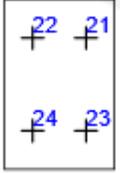
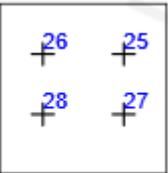
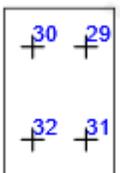




Tensión equivalente, LE1

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_{tt} [%]	U_{ts} [%]	U_{tts} [%]	Detallado	Estado
	B1	3/4 F1554 Gr.36 - 1	LE1	1,3	38,8	157,7	2,1	80,7	0,0	Aceptar	OK
	B2	3/4 F1554 Gr.36 - 1	LE1	1,3	27,1	157,7	2,0	56,3	0,0	Aceptar	OK
	B3	3/4 F1554 Gr.36 - 1	LE1	1,3	39,2	157,7	2,0	81,5	0,0	Aceptar	OK
	B4	3/4 F1554 Gr.36 - 1	LE1	1,8	28,5	157,7	2,7	59,3	0,0	Aceptar	OK
	B5	3/4 A325 - 2	LE1	1,0	7,9	297,9	0,8	7,9	0,0	Aceptar	OK
	B6	3/4 A325 - 2	LE1	8,1	4,1	297,9	6,1	4,1	0,0	Aceptar	OK
	B7	3/4 A325 - 2	LE1	12,9	7,2	292,7	9,7	7,2	0,0	Aceptar	OK
	B8	3/4 A325 - 2	LE1	3,9	6,7	297,9	3,0	6,7	0,0	Aceptar	OK
	B9	3/4 A325 - 2	LE1	7,5	31,7	157,7	5,7	31,6	0,0	Aceptar	OK
	B10	3/4 A325 - 2	LE1	6,2	20,5	157,7	4,7	20,5	0,0	Aceptar	OK
	B11	3/4 A325 - 2	LE1	5,8	29,8	157,7	4,4	29,8	0,0	Aceptar	OK
	B12	3/4 A325 - 2	LE1	1,5	17,9	157,7	1,2	17,9	0,0	Aceptar	OK
	B13	3/4 A325 - 2	LE1	53,8	5,3	251,9	40,6	5,2	0,0	Aceptar	OK
	B14	3/4 A325 - 2	LE1	13,7	8,0	297,9	10,3	7,9	0,0	Aceptar	OK
	B15	3/4 A325 - 2	LE1	53,9	6,1	265,8	40,7	6,0	0,0	Aceptar	OK
	B16	3/4 A325 - 2	LE1	18,2	8,9	297,9	13,8	8,9	0,0	Aceptar	OK
	B17	3/4 A325 - 2	LE1	1,3	45,7	157,7	1,0	45,6	0,0	Aceptar	OK
	B18	3/4 A325 - 2	LE1	1,3	30,5	157,7	1,0	30,4	0,0	Aceptar	OK

	B19	3/4 A325 - 2	LE1	2,6	44,1	157,7	2,0	43,9	0,0	Aceptar	OK
	B20	3/4 A325 - 2	LE1	6,3	27,9	157,7	4,7	27,8	0,0	Aceptar	OK
	B21	3/4 A325 - 2	LE1	1,5	8,5	297,9	1,1	8,5	0,0	Aceptar	OK
	B22	3/4 A325 - 2	LE1	9,9	6,1	251,7	7,4	6,1	0,0	Aceptar	OK
	B23	3/4 A325 - 2	LE1	13,1	7,3	297,9	9,9	7,3	0,0	Aceptar	OK
	B24	3/4 A325 - 2	LE1	4,6	6,4	280,8	3,4	6,4	0,0	Aceptar	OK
	B25	3/4 A325 - 2	LE1	9,3	34,7	157,7	7,0	34,6	0,0	Aceptar	OK
	B26	3/4 A325 - 2	LE1	5,8	19,2	157,7	4,3	19,1	0,0	Aceptar	OK
	B27	3/4 A325 - 2	LE1	4,2	35,5	157,7	3,2	35,5	0,0	Aceptar	OK
	B28	3/4 A325 - 2	LE1	3,2	21,8	157,7	2,4	21,7	0,0	Aceptar	OK
	B29	3/4 A325 - 2	LE1	36,9	6,9	297,9	27,8	6,8	0,0	Aceptar	OK
	B30	3/4 A325 - 2	LE1	34,0	8,9	297,9	25,6	8,9	0,0	Aceptar	OK
	B31	3/4 A325 - 2	LE1	35,4	4,6	297,9	26,7	4,6	0,0	Aceptar	OK
	B32	3/4 A325 - 2	LE1	37,0	4,0	297,9	27,9	4,0	0,0	Aceptar	OK

Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n, \text{tracción}}$ [kN]	$\phi R_{n, \text{cortante}}$ [kN]
3/4 F1554 Gr.36 - 1	64,1	48,1
3/4 A325 - 2	132,5	100,3

Explicación del símbolo

F_t	Fuerza de tracción
V	Resultante de fuerzas cortantes en pernos V_y y V_z en planos de cortantes
$\phi R_{n, \text{portante}}$	Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
U_t	Utilización a tracción
U_s	Utilización a cortante
U_{ts}	Utilización a tensión y cortante
$\phi R_{n, \text{tracción}}$	Resistencia a tracción del tornillo - AISC 360-22 – J3.7
$\phi R_{n, \text{cortante}}$	Resistencia a cortante del tornillo - AISC 360-22 – J3.7

Resultado detallado para B3

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-22 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 64,1 \text{ kN} \geq F_t = 1,3 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 300,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal AISC 360-22 – Tabla J3.2}$$

$$A_b = 285 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia}$$

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-22 – J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 48,1 \text{ kN} \geq V = 39,2 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nv} = 225,2 \text{ MPa}$ – esfuerzo cortante nominal AISC 360-22 – Tabla J3.2

$A_b = 285 \text{ mm}^2$ – Área bruta del tornillo

$\phi = 0,75$ – factor de resistencia

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-22 – J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$\phi R_n = 157,7 \text{ kN} \geq V = 39,2 \text{ kN}$
 $l_c = 39 \text{ mm}$ – distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material

$t = 12 \text{ mm}$ – espesor de la placa

$d = 19 \text{ mm}$ – diámetro del tornillo

$F_u = 400,0 \text{ MPa}$ – mínima resistencia a tracción especificada para el material conectado

Donde $\phi = 0,75$ – factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos

:

Comprobación de la interacción tracción-cortante (AISC 360-22 – J3-2)

La tensión requerida, a cortante o en tracción, es menor o igual al 30% de la resistencia y los efectos de las tensiones combinadas no necesitan ser evaluadas.

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	t _w [mm]	w [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	Ut [%]	Ut _c [%]	Detallado	Estado
C-bfl 1	STIFF1a	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	46,1	100,1	46,0	24,0	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	36,2	99,3	36,5	19,8	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1a	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	28,9	57,6	50,2	30,6	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	32,5	57,5	56,6	36,9	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1a	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	44,2	99,4	44,5	27,7	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	38,8	99,8	38,9	22,3	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1b	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	36,4	100,2	36,3	16,9	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	43,9	100,0	43,9	26,5	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1b	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	32,6	57,6	56,7	36,2	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	28,8	57,5	50,0	31,5	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1b	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	39,7	99,9	39,8	24,4	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	44,0	99,5	44,3	27,0	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1c	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	40,3	100,4	40,2	24,3	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	42,4	99,4	42,7	22,0	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1c	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	33,2	57,5	57,7	37,7	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	28,4	57,4	49,4	30,2	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1c	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	36,3	99,7	36,4	20,1	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	47,6	99,5	47,8	30,4	Aceptar	OK
C-bfl 1	STIFF1d	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	44,6	100,0	44,6	25,6	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	38,3	99,4	38,5	19,2	Aceptar	OK
C-w 1	STIFF1d	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	29,1	57,4	50,8	32,1	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	297	33	LE1	32,4	57,4	56,4	36,3	Aceptar	OK
C-tfl 1	STIFF1d	E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	43,9	99,9	43,9	26,8	Aceptar	OK
		E70xx	▲ 8,0 L	▲ 11,3 L	116	39	LE1	38,5	100,0	38,5	23,1	Aceptar	OK

Datos de diseño

Material	F _{exx} [MPa]
E70xx	482,6

Explicación del símbolo

t _w	Espesor de garganta de soldadura
w	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L _c	Longitud del elemento crítico de la soldadura
F _n	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
φR _n	Resistencia de la soldadura - AISC 360-22 – J2-4
Ut	Utilización
Ut _c	Estimación de la capacidad de soldadura

- ▲ Cordón de soldadura
- F_{exx} Resistencia última según el número de clasificación del electrodo

Resultado detallado para C-w 1 / STIFF1c

Comprobación de la resistencia de la soldadura (ACI 318-14 – R17.6)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 57,5 \text{ kN} \geq F_n = 33,2 \text{ kN}$$

Estimación de coste

Acero

Calidad del acero	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
A36	74,55	2,50	186,36

Tornillos

Conjunto de tornillo	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
3/4 F1554 Gr.36	1,59	6,00	9,56
3/4 A325	11,81	6,00	70,84

Soldaduras

Tipo de soldadura	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
Cordón de soldadura	8,0	11,3	2,13	45,00	95,95

Perforación de agujeros

Coste del montaje de los tornillos [US\$]	Porcentaje del costo de montaje del perno [%]	Coste [US\$]
80,40	30,0	24,12

Resumen de coste

Resumen de la estimación de coste	Coste [US\$]
Coste total estimado	386,83

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
STIFF1	P22,0x143-352 (A36)		4	Doble tendón de soldadura: 8,0	2122		

Explicación del símbolo

Cordón de soldadura  espesor de garganta de soldadura 

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E70xx	8,0	11,3	2122

Tornillos

Nombre	Longitud de agarre [mm]	Cuenta
3/4 F1554 Gr.36	24	4
3/4 A325	46	16
3/4 A325	24	12

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349-01 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-22 – J3.9
Deformación plástica límite	0,05	-	
Detallado	Sí		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-22 – J3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-22 – J2-2
La deformación en el orificio del perno con la carga de servicio es una consideración de diseño	Sí		AISC 360-22 – J3.11
Hormigón fisurado	Sí		ACI 355.2
Comprobación de la deformación local	Sí		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

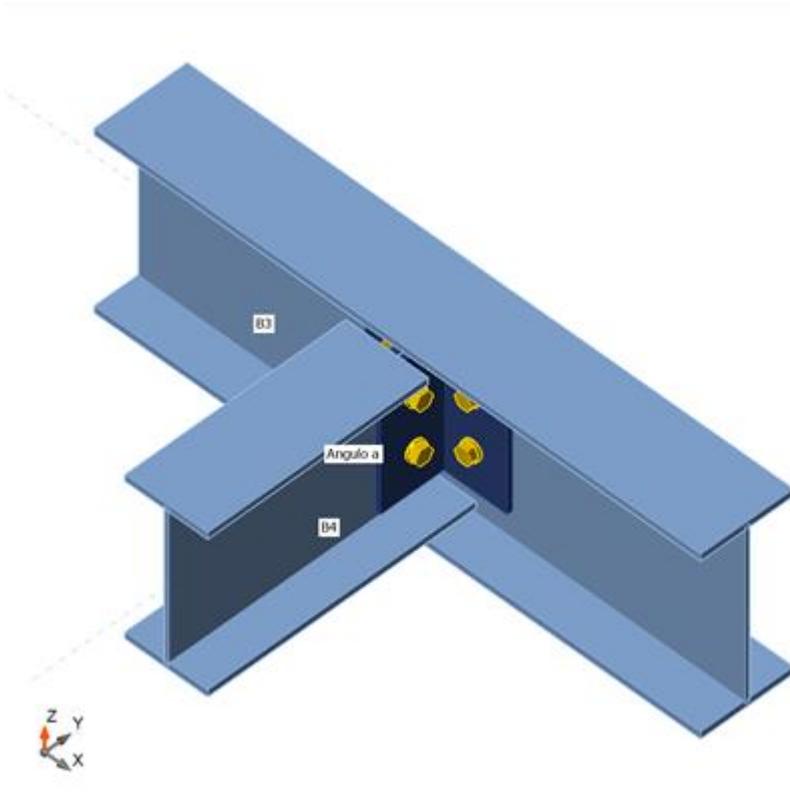
Anexo 12. Memoria técnica conexión Viga – viga

Project item vv Design

Name	vv
Description	
Analysis	Stress, strain/ simplified loading

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [in]	Offset ey [in]	Offset ez [in]	Forces in	X [in]
B3	4 - IPE270	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000	Node	0,000
B4	2 - B4(IPE240)	-90,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,580	Bolts	2,098



Cross-sections

Name	Material
4 - IPE270	3679.1-300
2 - B4(IPE240)	3679.1-300
3 - L100X8	3679.1-300

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [in]	fu [ksi]	Gross area [in ²]
M16 8.8	M16 8.8	0,630	120,4	0,312

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kip]	Vy [kip]	Vz [kip]	Mx [kip.in]	My [kip.in]	Mz [kip.in]
LE1	B4	0,000	0,000	-35,985	0,00	0,00	0,00

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	4,4 < 5,0%	OK
Bolts	78,0 < 100%	OK
Welds	70,7 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

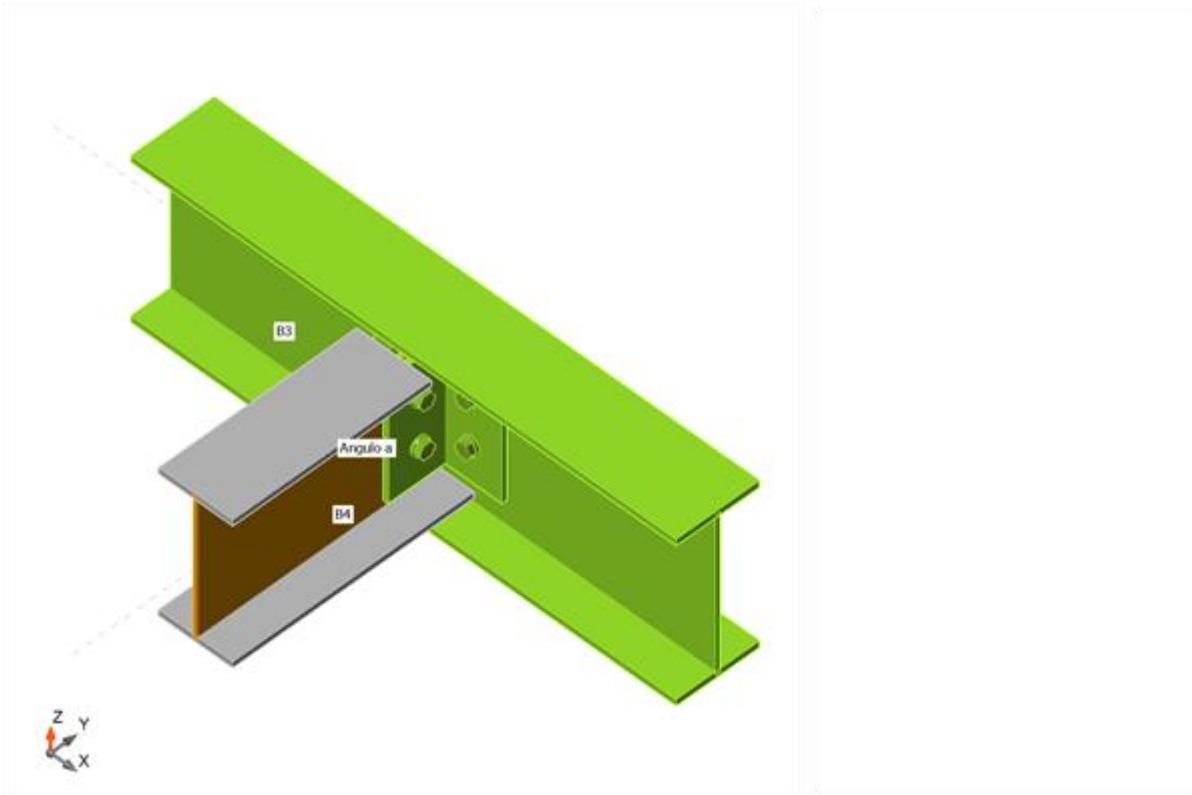
Name	f _v [ksi]	Thickness [in]	Loads	σ _{Ed} [ksi]	ε _{Pl} [%]	σ _{CEd} [ksi]	Check status
B3-bfl 1	46,4	3/8	LE1	41,8	0,2	0,0	OK
B3-tfl 1	46,4	3/8	LE1	41,8	0,2	0,0	OK
B3-w 1	46,4	1/4	LE1	42,1	1,0	22,0	OK
B4-bfl 1	46,4	3/8	LE1	25,6	0,0	0,0	OK
B4-tfl 1	46,4	3/8	LE1	25,6	0,0	0,0	OK
B4-w 1	46,4	1/4	LE1	43,0	4,4	17,4	OK
Angulo a-bfl 1	46,4	5/16	LE1	41,9	0,5	58,4	OK
Angulo a-w 1	46,4	5/16	LE1	41,9	0,3	58,4	OK
Angulo b-bfl 1	46,4	5/16	LE1	41,9	0,5	59,0	OK
Angulo b-w 1	46,4	5/16	LE1	41,9	0,4	59,0	OK
Costilla	46,4	5/16	LE1	21,0	0,0	0,0	OK

Design data

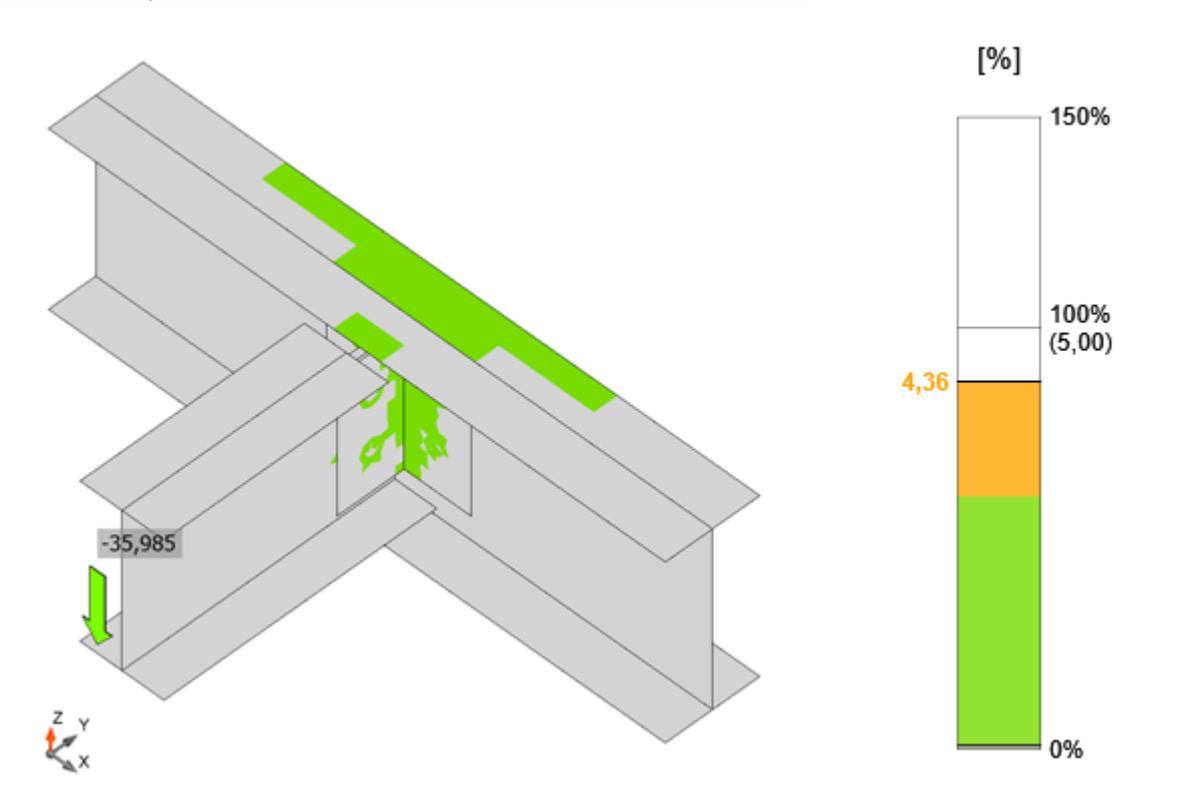
Material	f _v [ksi]	ε _{lim} [%]
3679.1-300	46,4	5,0

Symbol explanation

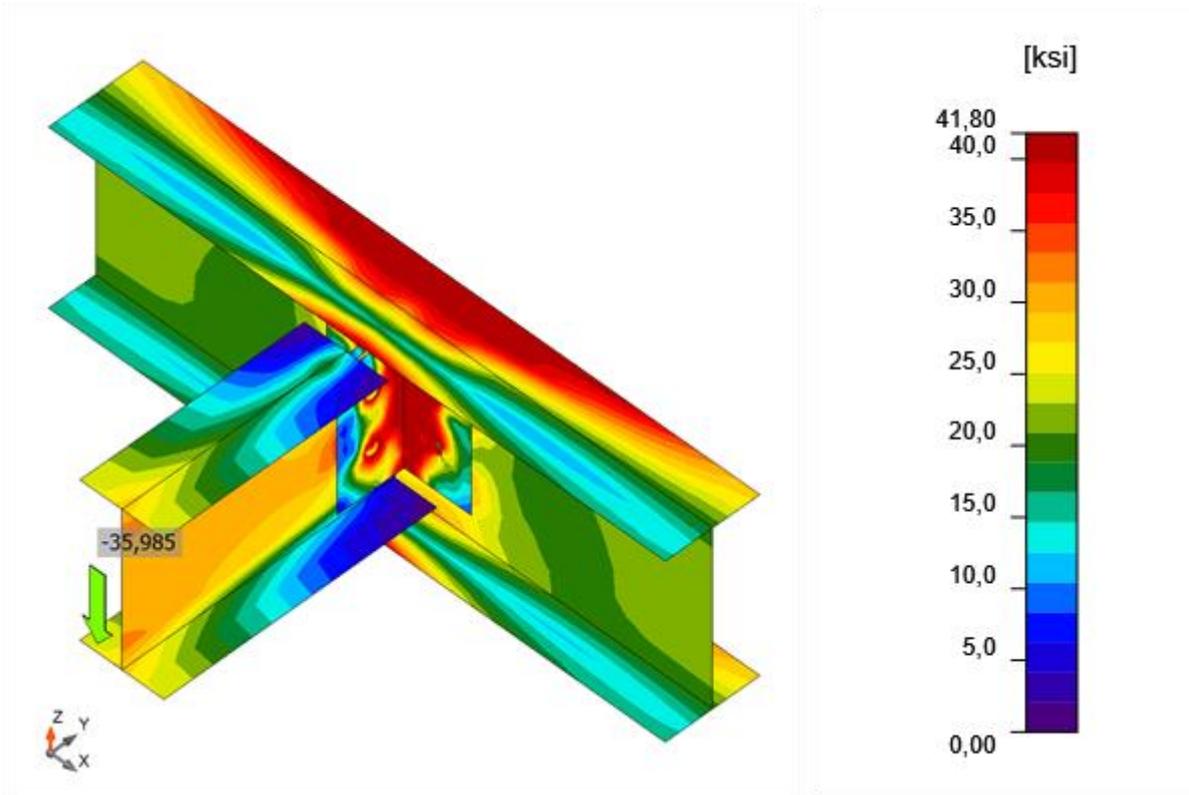
ε _{Pl}	Plastic strain
σ _{CEd}	Contact stress
σ _{Ed}	Eq. stress
f _y	Yield strength
ε _{lim}	Limit of plastic strain



Overall check, LE1



Strain check, LE1



Equivalent stress, LE1

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	N_{tf}^* [kip]	V_f^* [kip]	ϕV_b [kip]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Status
	B1	M16 8.8 - 1	LE1	7,389	8,979	28,260	31,5	67,6	55,7	OK
	B2	M16 8.8 - 1	LE1	4,674	9,014	28,260	19,9	67,9	50,0	OK
	B3	M16 8.8 - 1	LE1	6,896	9,792	30,083	29,4	73,7	63,0	OK
	B4	M16 8.8 - 1	LE1	14,191	8,539	30,083	60,6	64,3	78,0	OK
	B5	M16 8.8 - 1	LE1	6,904	9,793	30,083	29,5	73,7	63,1	OK
	B6	M16 8.8 - 1	LE1	14,195	8,536	30,083	60,6	64,3	78,0	OK

Design data

Grade	ϕN_{tf} [kip]	ϕV_f [kip]
M16 8.8 - 1	23,436	13,280

Symbol explanation

N_{tf}^*	Tension force
V_f^*	Resultant of shear forces V_y, V_z in bolt
ϕV_b	Bearing resistance - AS 4100-2020
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
U_{ts}	Interaction of tension and shear - AS 4100-2020
ϕN_{tf}	Tension resistance - AS 4100-2020
ϕV_f	Shear resistance - AS 4100-2020

Detailed result for B1

Tension resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.2)

$$\phi N_{tf} = \phi \cdot A_s \cdot f_{uf} = 23,436 \text{ kip} \geq N_{tf}^* = 7,389 \text{ kip}$$

Where:

$$A_s = 0,243 \text{ in}^2 \quad \text{– tensile stress area}$$
$$f_{uf} = 120,4 \text{ ksi} \quad \text{– minimum tensile strength of the bolt}$$
$$\phi = 0,80 \quad \text{– resistance factor}$$

Shear resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.1)

$$\phi V_f = \phi \cdot 0,62 \cdot f_{uf} \cdot A_c = 13,280 \text{ kip} \geq V_f^* = 8,979 \text{ kip}$$

Where:

$$f_{uf} = 120,4 \text{ ksi} \quad \text{– minimum tensile strength of the bolt}$$
$$A_c = 0,222 \text{ in}^2 \quad \text{– minor diameter area of the bolt}$$
$$\phi = 0,80 \quad \text{– resistance factor}$$

Bearing resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.4)

$$V_b = 3,2 \cdot d_f \cdot t_p \cdot f_{up} \leq a_e \cdot t_p \cdot f_{up}$$

$$\phi V_b = 28,260 \text{ kip} \geq \frac{V^*}{b} = 17,958 \text{ kip}$$

Where:

$$d_f = 0,630 \text{ in} \quad \text{– diameter of a bolt}$$
$$t_p = 0,244 \text{ in} \quad \text{– thickness of the plate}$$
$$f_{up} = 63,8 \text{ ksi} \quad \text{– tensile strength of the ply}$$
$$a_e = 2,756 \text{ in} \quad \text{– minimum distance from the edge of a hole to the edge of a ply, measured in the direction of the component of a force, plus half the bolt diameter. The edge of a ply shall be deemed to include the edge of an adjacent bolt hole}$$
$$\phi = 0,90 \quad \text{– resistance factor for bearing at bolt holes}$$

$$\left(\frac{V^*}{\phi V_r} \right)^2 + \left(\frac{N^*}{\phi N_{tf}} \right)^2 = 0,56 \leq 1,0$$

Where:

$V^* = 8,979$ kip – design shear force of the bolt

$\phi V_r = 13,280$ kip – the lowest shear design strength determined from all appropriate failure modes

$N^* = 7,389$ kip – design tensile force of the bolt

$\phi N_{tf} = 23,436$ kip – the lowest tensile design strength determined from all appropriate failure modes

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Detailed result for B2

Tension resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.2)

$$\phi N_{tf} = \phi \cdot A_s \cdot f_{uf} = 23,436 \text{ kip} \geq N_{tf}^* = 4,674 \text{ kip}$$

Where:

$A_s = 0,243$ in² – tensile stress area

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Shear resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.1)

$$\phi V_f = \phi \cdot 0,62 \cdot f_{uf} \cdot A_c = 13,280 \text{ kip} \geq V_f^* = 9,014 \text{ kip}$$

Where:

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$A_c = 0,222$ in² – minor diameter area of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Bearing resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.4)

$$V_b = 3,2 \cdot d_f \cdot t_p \cdot f_{up} \leq a_e \cdot t_p \cdot f_{up}$$

$$\phi V_b = 28,260 \text{ kip} \geq V_b^* = 18,027 \text{ kip}$$

Where:

$d_f = 0,630$ in – diameter of a bolt

$t_p = 0,244$ in – thickness of the plate

$f_{up} = 63,8$ ksi – tensile strength of the ply

$a_e = 2,129$ in – minimum distance from the edge of a hole to the edge of a ply, measured in the direction of the component of a force, plus half the bolt diameter. The edge of a ply shall be deemed to include the edge of an adjacent bolt hole

$\phi = 0,90$ – resistance factor for bearing at bolt holes

$$\frac{V^*}{\phi V_f} \leq \sqrt{\frac{N^*}{\phi N_{tf}}} \leq 0,50 \leq 1,0$$

Where:

$V^* = 9,014$ kip – design shear force of the bolt

$\phi V_f = 13,280$ kip – the lowest shear design strength determined from all appropriate failure modes

$N^* = 4,674$ kip – design tensile force of the bolt

$\phi N_{tf} = 23,436$ kip – the lowest tensile design strength determined from all appropriate failure modes

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Detailed result for B3

Tension resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.2)

$$\phi N_{tf} = \phi \cdot A_s \cdot f_{uf} = 23,436 \text{ kip} \geq N_{tf}^* = 6,896 \text{ kip}$$

Where:

$A_s = 0,243$ in² – tensile stress area

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Shear resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.1)

$$\phi V_f = \phi \cdot 0,62 \cdot f_{uf} \cdot A_c = 13,280 \text{ kip} \geq V_f^* = 9,792 \text{ kip}$$

Where:

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$A_c = 0,222$ in² – minor diameter area of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Bearing resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.4)

$$V_b = 3,2 \cdot d_f \cdot t_p \cdot f_{up} \leq a_e \cdot t_p \cdot f_{up}$$

$$\phi V_b = 30,083 \text{ kip} \geq \frac{V^*}{b} = 9,792 \text{ kip}$$

Where:

$d_f = 0,630$ in – diameter of a bolt

$t_p = 0,260$ in – thickness of the plate

$f_{up} = 63,8$ ksi – tensile strength of the ply

$a_e = 4,224$ in – minimum distance from the edge of a hole to the edge of a ply, measured in the direction of the component of a force, plus half the bolt diameter. The edge of a ply shall be deemed to include the edge of an adjacent bolt hole

$\phi = 0,90$ – resistance factor for bearing at bolt holes

$$\frac{V^*}{\phi V_f} \leq \sqrt{\frac{N^*}{\phi N_{tf}}} \leq 0,63 \leq 1,0$$

Where:

$$V^* = 9,792 \text{ kip} \quad - \text{ design shear force of the bolt}$$

$$\phi V_f = 13,280 \text{ kip} \quad - \text{ the lowest shear design strength determined from all appropriate failure modes}$$

$$N^* = 6,806 \text{ kip} \quad - \text{ design tensile force of the bolt}$$

$$\phi N_{tf} = 23,436 \text{ kip} \quad - \text{ the lowest tensile design strength determined from all appropriate failure modes}$$

$$\phi = 0,80 \quad - \text{ resistance factor}$$

Detailed result for B4

Tension resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.2)

$$\phi N_{tf} = \phi \cdot A_s \cdot f_{uf} = 23,436 \text{ kip} \geq N_{tf}^* = 14,191 \text{ kip}$$

Where:

$$A_s = 0,243 \text{ in}^2 \quad - \text{ tensile stress area}$$

$$f_{uf} = 120,4 \text{ ksi} \quad - \text{ minimum tensile strength of the bolt}$$

$$\phi = 0,80 \quad - \text{ resistance factor}$$

Shear resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.1)

$$\phi V_f = \phi \cdot 0,62 \cdot f_{uf} \cdot A_c = 13,280 \text{ kip} \geq V_f^* = 8,539 \text{ kip}$$

Where:

$$f_{uf} = 120,4 \text{ ksi} \quad - \text{ minimum tensile strength of the bolt}$$

$$A_c = 0,222 \text{ in}^2 \quad - \text{ minor diameter area of the bolt}$$

$$\phi = 0,80 \quad - \text{ resistance factor}$$

Bearing resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.4)

$$V_b = 3,2 \cdot d_f \cdot t_p \cdot f_{up} \leq a_e \cdot t_p \cdot f_{up}$$

$$\phi V_b = 30,083 \text{ kip} \geq V_b^* = 8,539 \text{ kip}$$

Where:

$$d_f = 0,630 \text{ in} \quad - \text{ diameter of a bolt}$$

$$t_p = 0,260 \text{ in} \quad - \text{ thickness of the plate}$$

$$f_{up} = 63,8 \text{ ksi} \quad - \text{ tensile strength of the ply}$$

$$a_e = 2,756 \text{ in} \quad - \text{ minimum distance from the edge of a hole to the edge of a ply, measured in the direction of the component of a force, plus half the bolt diameter. The edge of a ply shall be deemed to include the edge of an adjacent bolt hole}$$

$$\phi = 0,90 \quad - \text{ resistance factor for bearing at bolt holes}$$

$$\frac{V^*}{\phi V_f} \leq \sqrt{\frac{N^*}{\phi N_{tf}}} \leq 0,78 \leq 1,0$$

Where:

$V^* = 8,539$ kip – design shear force of the bolt

$\phi V_r = 13,280$ kip – the lowest shear design strength determined from all appropriate failure modes

$N^* = 14,101$ kip – design tensile force of the bolt

$\phi N_{tf} = 23,436$ kip – the lowest tensile design strength determined from all appropriate failure modes

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Detailed result for B5

Tension resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.2)

$$\phi N_{tf} = \phi \cdot A_s \cdot f_{uf} = 23,436 \text{ kip} \geq N_{tf}^* = 6,904 \text{ kip}$$

Where:

$A_s = 0,243$ in² – tensile stress area

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Shear resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.1)

$$\phi V_f = \phi \cdot 0,62 \cdot f_{uf} \cdot A_c = 13,280 \text{ kip} \geq V_f^* = 9,793 \text{ kip}$$

Where:

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$A_c = 0,222$ in² – minor diameter area of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Bearing resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.4)

$$V_b = 3,2 \cdot d_f \cdot t_p \cdot f_{up} \leq a_e \cdot t_p \cdot f_{up}$$

$$\phi V_b = 30,083 \text{ kip} \geq V_b^* = 9,793 \text{ kip}$$

Where:

$d_f = 0,630$ in – diameter of a bolt

$t_p = 0,260$ in – thickness of the plate

$f_{up} = 63,8$ ksi – tensile strength of the ply

$a_e = 4,224$ in – minimum distance from the edge of a hole to the edge of a ply, measured in the direction of the component of a force, plus half the bolt diameter. The edge of a ply shall be deemed to include the edge of an adjacent bolt hole

$\phi = 0,90$ – resistance factor for bearing at bolt holes

$$\frac{V^*}{\phi V_r} \leq \sqrt{\frac{N^*}{\phi N_{tf}}} \leq 0,63 \leq 1,0$$

Where:

$V^* = 9,793$ kip – design shear force of the bolt

$\phi V_r = 13,280$ kip – the lowest shear design strength determined from all appropriate failure modes

$N^* = 6,904$ kip – design tensile force of the bolt

$\phi N_{tf} = 23,436$ kip – the lowest tensile design strength determined from all appropriate failure modes

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Detailed result for B6

Tension resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.2)

$$\phi N_{tf} = \phi \cdot A_s \cdot f_{uf} = 23,436 \text{ kip} \geq N_{tf}^* = 14,195 \text{ kip}$$

Where:

$A_s = 0,243$ in² – tensile stress area

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Shear resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.1)

$$\phi V_r = \phi \cdot 0,62 \cdot f_{uf} \cdot A_c = 13,280 \text{ kip} \geq V^* = 8,536 \text{ kip}$$

Where:

$f_{uf} = 120,4$ ksi – minimum tensile strength of the bolt

$A_c = 0,222$ in² – minor diameter area of the bolt

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Bearing resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.4)

$$V_b = 3,2 \cdot d_f \cdot t_p \cdot f_{up} \leq a_e \cdot t_p \cdot f_{up}$$

$$\phi V_b = 30,083 \text{ kip} \geq V_b^* = 8,536 \text{ kip}$$

Where:

$d_f = 0,630$ in – diameter of a bolt

$t_p = 0,260$ in – thickness of the plate

$f_{up} = 63,8$ ksi – tensile strength of the ply

$a_e = 2,756$ in – minimum distance from the edge of a hole to the edge of a ply, measured in the direction of the component of a force, plus half the bolt diameter. The edge of a ply shall be deemed to include the edge of an adjacent bolt hole

$\phi = 0,90$ – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AS 4100-2020 - Cl.9.2.2.3)

$$\left(\frac{V^*}{\phi V_r} \right)^2 + \left(\frac{N^*}{\phi N_{t_f}} \right)^2 = 0,78 \leq 1,0$$

Where:

$V^* = 8,536$ kip – design shear force of the bolt

$\phi V_r = 13,280$ kip – the lowest shear design strength determined from all appropriate failure modes

$N^* = 14,105$ kip – design tensile force of the bolt

$\phi N_{t_f} = 23,436$ kip – the lowest tensile design strength determined from all appropriate failure modes

$\phi = 0,80$ – resistance factor

Weld sections

Item	Edge	Loads	f_{uw} [ksi]	t_t [in]	t_w [in]	v_w^* [kip/in]	ϕv_w [kip/in]	U_t [%]	Status
B3-bfl 1	Costilla	LE1	71,1	▲1/4L	▲5/16L	2,973	7,597	39,1	OK
		LE1	71,1	▲1/4L	▲5/16L	2,975	7,597	39,2	OK
B3-w 1	Costilla	LE1	71,1	▲1/4L	▲5/16L	5,366	7,597	70,6	OK
		LE1	71,1	▲1/4L	▲5/16L	5,375	7,597	70,7	OK
B3-tfl 1	Costilla	LE1	71,1	▲1/4L	▲5/16L	2,935	7,597	38,6	OK
		LE1	71,1	▲1/4L	▲5/16L	2,929	7,597	38,6	OK

Symbol explanation

- f_{uw} Nominal tensile strength of weld metal
- t_t Throat thickness of weld
- t_w Leg size
- v_w^* Design force per unit length of weld
- ϕv_w Nominal capacity of a fillet weld per unit length
- U_t Utilization

Detailed result for B3-bfl 1 / Costilla - 1

Weld resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.6.3.10)

$$\phi v_w = \phi \cdot 0,6 \cdot f_{uw} \cdot t_t = 7,597 \text{ kip/in} \geq v_w^* = 2,973 \text{ kip/in}$$

Where:

$\phi = 0,80$ – resistance factor for welded connections

$f_{uw} = 71,1$ ksi – nominal tensile strength of weld metal

$t_t = 0,223$ in – design throat thickness

$v_w^* = 117,064$ kip – design force per unit length of weld

Detailed result for B3-bfl 1 / Costilla - 2**Weld resistance check** (AS 4100-2020 - Cl.9.6.3.10)

$$\phi v_w = \phi \cdot 0,6 \cdot f_{uw} \cdot t_t = 7,597 \text{ kip/in} \geq v_w^* = 2,975 \text{ kip/in}$$

Where:

$$\phi = 0,80 \quad \text{– resistance factor for welded connections}$$

$$f_{uw} = 71,1 \text{ ksi} \quad \text{– nominal tensile strength of weld metal}$$

$$t_t = 0,223 \text{ in} \quad \text{– design throat thickness}$$

$$* = 117,141 \text{ kip} \quad \text{– design force per unit length of weld}$$

Detailed result for B3-w 1 / Costilla - 1**Weld resistance check** (AS 4100-2020 - Cl.9.6.3.10)

$$\phi v_w = \phi \cdot 0,6 \cdot f_{uw} \cdot t_t = 7,597 \text{ kip/in} \geq v_w^* = 5,366 \text{ kip/in}$$

Where:

$$\phi = 0,80 \quad \text{– resistance factor for welded connections}$$

$$f_{uw} = 71,1 \text{ ksi} \quad \text{– nominal tensile strength of weld metal}$$

$$t_t = 0,223 \text{ in} \quad \text{– design throat thickness}$$

$$* = 211,272 \text{ kip} \quad \text{– design force per unit length of weld}$$

Detailed result for B3-w 1 / Costilla - 2**Weld resistance check** (AS 4100-2020 - Cl.9.6.3.10)

$$\phi v_w = \phi \cdot 0,6 \cdot f_{uw} \cdot t_t = 7,597 \text{ kip/in} \geq v_w^* = 5,375 \text{ kip/in}$$

Where:

$$\phi = 0,80 \quad \text{– resistance factor for welded connections}$$

$$f_{uw} = 71,1 \text{ ksi} \quad \text{– nominal tensile strength of weld metal}$$

$$t_t = 0,223 \text{ in} \quad \text{– design throat thickness}$$

$$* = 211,607 \text{ kip} \quad \text{– design force per unit length of weld}$$

Detailed result for B3-tfl 1 / Costilla - 1**Weld resistance check** (AS 4100-2020 - Cl.9.6.3.10)

$$\phi v_w = \phi \cdot 0,6 \cdot f_{uw} \cdot t_t = 7,597 \text{ kip/in} \geq v_w^* = 2,935 \text{ kip/in}$$

Where:

$$\phi = 0,80 \quad \text{– resistance factor for welded connections}$$

$$f_{uw} = 71,1 \text{ ksi} \quad \text{– nominal tensile strength of weld metal}$$

$$t_t = 0,223 \text{ in} \quad \text{– design throat thickness}$$

$$* = 115,546 \text{ kip} \quad \text{– design force per unit length of weld}$$

Detailed result for B3-tfl 1 / Costilla - 2

Weld resistance check (AS 4100-2020 - Cl.9.6.3.10)

$$\phi v_w = \phi \cdot 0,6 \cdot f_{uw} \cdot t_t = 7,597 \text{ kip/in} \geq v_w^* = 2,929 \text{ kip/in}$$

Where:

$\phi = 0,80$ – resistance factor for welded connections

$f_{uw} = 71,1 \text{ ksi}$ – nominal tensile strength of weld metal

$t_t = 0,223 \text{ in}$ – design throat thickness

$v_w^* = 115,307 \text{ kip}$ – design force per unit length of weld

Buckling

Buckling analysis was not calculated.

Cost estimation

Steel

Steel grade	Total weight [lbm]	Unit cost [AU\$/lbm]	Cost [AU\$]
3679.1-300	12,82	1,36	17,45

Bolts

Bolt assembly	Total weight [lbm]	Unit cost [AU\$/lbm]	Cost [AU\$]
M16 8.8	2,19	3,63	7,95

Welds

Weld type	Throat thickness [in]	Leg size [in]	Total weight [lbm]	Unit cost [AU\$/lbm]	Cost [AU\$]
Double fillet	1/4	5/16	0,35	29,48	10,38

Hole drilling

Bolt assembly cost [AU\$]	Percentage of bolt assembly cost [%]	Cost [AU\$]
7,95	30,0	2,39

Cost summary

Cost estimation summary	Cost [AU\$]
Total estimated cost	38,17

Bill of material

Manufacturing operations

Name	Plates [in]	Shape	Nr.	Welds [in]	Length [in]	Bolts	Nr.
Costilla	P5/16x2,5-9,8 (3679.1-300)		1	Double fillet: a = 1/4	12,5		

Welds

Type	Material	Throat thickness [in]	Leg size [in]	Length [in]
Double fillet	490 MPa	1/4	5/16	12,5

Bolts

Name	Grip length [in]	Count
M16 8.8	0,866	2
M16 8.8	0,591	4

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Coefficient of friction between steel and concrete	0,55	-	
Slip factor in friction-type connections	0,35	-	AS 4100-2020 - Cl.9.2.3.2
Limit plastic strain	0,05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Minimum bolt pitch [d]	2,50	-	AS 4100-2020 - Clause 9.5.1
Minimum edge distance to a bolt [d]	1,25	-	AS 4100-2020 - Cl.9.5.2
Concrete breakout resistance check	Both		
Cracked concrete	Yes		
Local deformation check	No		
Local deformation limit	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Analysis with large deformations for hollow section joints