

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

TEMA: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS CON TIPOLOGÍA SOLDADAS Y EMPERNADAS PARA UN SISTEMA SMF EN UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA”

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

Modalidad de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autora: Ing. Verónica Jackeline Merino Mora

Director: Ing. Luis Enrique Chávez Rubio, MSc.

Ambato – Ecuador

Año 2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

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

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por el Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Wilson Henry Vaca Ortega, Mg. e Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS CON TIPOLOGÍA SOLDADAS Y EMPERNADAS PARA UN SISTEMA SMF EN UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA”, elaborado y presentado por la Ing. Verónica Jackeline Merino Mora, para optar por el Grado Académico de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

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

Ing. Wilson Henry Vaca Ortega, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS CON TIPOLOGÍA SOLDADAS Y EMPERNADAS PARA UN SISTEMA SMF EN UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA”, le corresponde exclusivamente a la: Ing. Verónica Jackeline Merino Mora, Autora, bajo la Dirección del Ing. Luis Enrique Chávez Rubio, MSc., Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Verónica Jackeline Merino Mora

AUTORA

Ing. Luis Enrique Chávez Rubio, MSc.

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ing. Verónica Jackeline Merino Mora

C.C. 0503914418

ÍNDICE GENERAL

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
AGRADECIMIENTO.....	xiii
DEDICATORIA	xiv
RESUMEN EJECUTIVO	xv
EXECUTIVE SUMMARY.....	xvii
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. General.....	3
1.3.2. Específicos	3
CAPITULO II.....	5
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	5
2.1. Antecedentes Investigativos.....	5
2.2. Fundamentación teórica.....	7
2.2.1. El acero como material estructural	7
2.2.2. Fundamentos para el diseño de Estructuras de Acero según la NEC-SE-AC.	8
2.2.2.1. Diseño basado en factores de carga y resistencia (DFCR).	8
2.2.2.2. Especificaciones para los materiales.....	8
2.2.3. Sistemas estructurales de pórtico a momento para construcciones sismorresistentes en acero según AISC 341-16.....	8
2.2.4. Pórticos especiales resistentes a momento o no arriostrados especiales (SMF)	9
2.2.5. Conexiones.....	10

2.2.5.1. Conexiones apernadas.....	10
2.2.6. Tipos de conexiones precalificadas en base a la norma ANSI/AISC 358-16	11
2.2.7. Requerimientos generales de diseño de las conexiones precalificadas en base a la norma NEC-Estructuras de Acero.....	12
2.2.7.1. Diseño de miembros.	12
2.2.7.2. Vigas	12
2.2.8. Conexiones viga – columna.....	13
2.2.8.1. Criterio de columna fuerte - viga débil.....	15
2.2.8.2. Diseño Viga débil - Columna fuerte	15
2.2.8.3. Localización de la articulación plástica	15
2.2.8.4. Cálculo del momento plástico probable en las rótulas.....	16
2.2.8.5. Ubicación de las rótulas plásticas y Cálculo de la Fuerza Cortante Probable en las rótulas plásticas de la viga	17
2.2.8.6. Determinación de la demanda resistente en la sección crítica.....	18
2.2.9. Tipos de conexiones para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial o moderada de disipación de energía en base a la norma ANSI/AISC 358-16	18
2.2.9.1. De sección de viga reducida (RBS*)	18
2.2.9.2. De placas empernadas a las aletas (BFP*).....	19
2.2.9.3. De placa de extremo no rigidizada (BUEEP*) y de placa de extremo rigidizada (BSEEP*).....	20
2.2.9.4. De aletas no reforzadas soldadas-alma soldada (WUF-W*)	21
CAPITULO III.....	23
MARCO METODOLÓGICO.....	23
3.1. Ubicación	23
3.2. Equipos y materiales	23
3.2.1. Equipos:	23
3.2.2. Materiales:.....	24
3.3. Tipo de investigación.....	24
3.3.1. Modalidad Básica de la investigación.....	24
3.3.2. Nivel investigación	24
3.4. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender	25
3.5. Población o muestra:.....	25
3.5.1. Población.....	25

3.5.2.	Muestra	25
3.6.	Recolección de información:	25
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico:	26
3.8.	Variables respuesta o resultados alcanzados	27
CAPITULO IV		28
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		28
4.1.	Memoria técnica estructural, recolección de datos	28
4.1.1.	Propuesta de edificación	28
4.1.2.	Cálculo de cargas	29
4.1.2.1	Carga muerta (CM).....	29
4.1.2.2.	Carga Viva (CV).....	30
4.1.2.3.	Carga Sísmica	30
4.1.2.4.	Elementos estructurales para la edificación.....	32
4.1.2.5.	Materiales.....	32
4.2.	Análisis de la Estructura	33
4.2.1.	Posibles torsiones.....	33
4.2.2.	Período fundamental de vibración	34
4.2.3.	Participación modal de la masa.....	35
4.2.4.	Chequeo de cortantes dinámicos y estáticos	36
4.2.5.	Chequeo de derivas	36
4.3.	Diseño de las conexiones precalificadas.....	37
4.3.1.	Conexión precalificada RBS, BFP, BUEEP-4 y WUF-W.....	39
4.3.2.	Chequeo computarizado de las cuatro conexiones precalificadas, mediante el software especializado en uniones metálicas.....	45
4.3.3.	Distribución de fuerzas en las conexiones precalificadas.....	46
4.4.	Análisis económico del acero en vigas y columnas con uniones atornilladas y soldadas.....	48
4.4.1.	Con uniones atornilladas en obra:.....	48
4.4.2.	Con uniones soldadas en obra:.....	49
4.4.3.	Comparación de costos (precio unitario) del acero en vigas	50
4.5.	Análisis económico de los tipos de conexiones precalificadas.....	51
CAPITULO V.....		53
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS ..		53
5.1.	Conclusiones	53

5.2. Recomendaciones.....	54
5.3. Bibliografía	55
5.4. Anexos.....	57

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de los sistemas de pórticos a momento	9
Tabla 2. Conexiones a momento precalificadas.....	11
Tabla 3. Factores de fluencia, tensión probables para planchas de acero	17
Tabla 4. Recolección de información.....	25
Tabla 5. Carga muerta para la edificación.....	29
Tabla 6. Carga viva para la edificación.....	30
Tabla 7. Factores de carga sísmica y de configuración estructural	30
Tabla 8. Elementos estructurales.....	32
Tabla 9. Materiales utilizados en la modelación y cálculo estructural.....	32
Tabla 10. Participación modal de la masa.....	33
Tabla 11. Período fundamental de la estructura.....	34
Tabla 12. Participación modal de la masa.....	35
Tabla 13. Cortantes dinámicos y estáticos en cada dirección de la estructura	36
Tabla 14. Chequeo de derivas elásticas e inelásticas	36
Tabla 15. Dimensiones perfiles HEB	37
Tabla 16. Dimensiones perfiles IPE	38
Tabla 17. Resultados conexión RBS	39
Tabla 18. Resultados conexión BFP	40
Tabla 19. Resultados conexión BUEEP	42
Tabla 20. Resultados conexión WUF-W.....	43
Tabla 21. Momentos probables en la rótula plástica.....	44
Tabla 22. Precio unitario del acero en vigas con uniones atornilladas en obras	49
Tabla 23. Precio unitario del acero en vigas y columnas con uniones soldadas en obras	49
Tabla 24. Comparación de costos (precio unitario) del acero en vigas.....	50
Tabla 25. Comparación de costos de la conexión precalificada	51
Tabla 26. Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS.	57
Tabla 27. Parámetros y limitaciones generales de la conexión BFP.....	58
Tabla 28. Parámetros y limitaciones generales de la conexión BUEP.....	59
Tabla 29. Parámetros y limitaciones generales de la conexión WUF-W	60

Tabla 30. Chequeo de la conexión tipo RBS conforme a la normativa AISC/ANSI 358-16.	62
Tabla 31. Chequeo de la conexión tipo BFP conforme a la normativa AISC/ANSI 358-16.	62
Tabla 32. Chequeo de la conexión tipo BUEP conforme a la normativa AISC/ANSI 358-16	63
Tabla 33. Chequeo de la conexión tipo WUF-W conforme a la normativa AISC/ANSI 358-16	65
Tabla 34. Pliego de condiciones, acero en vigas con uniones atornilladas en obra ..	98
Tabla 35. Pliego de condiciones, acero en vigas con uniones soldadas en obra.....	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curvas tensión-deformación para tres aceros [12]	7
Figura 2. Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un SMF.[6]	9
Figura 3. Perfiles para columnas [14]	13
Figura 4. Mecanismo de deformación plástica con rotulación en vigas.[12]	14
Figura 5. Detalle de una conexión viga-columna [12].....	14
Figura 6. Formación de rótulas plásticas en la viga.[15]	16
Figura 7. Cálculo del corte en la rótula plástica.[15].....	17
Figura 8. Cálculo de la demanda en las zonas críticas [15]	18
Figura 9. Conexión de sección de viga reducida	19
Figura 10. Conexión a momento de placas empernadas a las aletas BFP	20
Figura 11. Configuraciones de placa de extremo extendida: (a) de cuatro pernos sin rigidizadores; 4E, (b) de cuatro pernos con rigidizadores, 4ES; (c) de ocho pernos con rigidizadores, 8ES.	21
Figura 12. Conexión a momento WUF-W	22
Figura 13. Ubicación del objeto de estudio.....	23
Figura 14. Planta tipo del edificio a considerar	28
Figura 15. Vista en elevación pórtico tipo 1 (medidas en mm.).....	28
Figura 16. Vista en elevación pórtico tipo 2 (medidas en mm.).....	29
Figura 17. Espectro de respuesta.....	31
Figura 18. Derivas elásticas en el sentido X y Y	36
Figura 19. Sección perfiles HEB [16].....	37
Figura 20. Sección perfiles IPE [17].....	37
Figura 21. Elementos estructurales que conforman el edificio.....	38
Figura 22. Momentos probables en la rótula plástica.	44
Figura 23. Esfuerzos SVM en la conexión RBS, bajo la carga combinada 1.2D+0.7L.	46
Figura 24. Esfuerzos SVM en la conexión BFP, bajo la carga combinada 1.2D+0.7L.	47
Figura 25. Esfuerzos SVM en la conexión BUEEP, bajo la carga combinada 1.2D+0.7L	47
Figura 26. Esfuerzos SVM en la conexión WUF-E, bajo la carga combinada 1.2D+0.7L	48

Figura 27. Análisis de la comparación de costos del acero en vigas y columnas.....	50
Figura 28. Costo acumulado de los elementos en la conexión	51
Figura 29. Conexión RBS	58
Figura 30. Conexión BFP.....	59
Figura 31. Configuraciones de placa de extremo extendida: (a) de cuatro pernos sin rigidizadores; 4E, (b) de cuatro pernos con rigidizadores, 4ES; (c) de ocho pernos con rigidizadores, 8ES.	60
Figura 32. Conexión a momento WUF-W	61
Figura 33. Limitaciones en las columnas [14]	75
Figura 34. Partes de la conexión placa de extremo de cuatro pernos sin rigidizador [14]	76
Figura 35. Detalles de la parte superior e inferior de la conexión a corte [14].....	85
Figura 36. Definir unidades	87
Figura 37. Definición de cargas	87
Figura 38. Definición de la Junta.....	88
Figura 39. Creación del perfil tipo	88
Figura 40. Ingreso de Cargas	88
Figura 41. Criterios de diseño.....	89
Figura 42. Tipo de unión y datos de elementos a conectar.....	89
Figura 43. Conexión RBS	90
Figura 44. Datos generales y dimensiones de los elementos que componen la conexión.....	90
Figura 45. Indicador demanda / capacidad.	91
Figura 46. Reporte Conexión RBS, Software computacional	93
Figura 47. Reporte conexión BFP, Software computacional.....	95
Figura 48. Reporte conexión BUUEP, Software computacional.....	96
Figura 49. Reporte conexión WUF-W, Software computacional.....	97
Figura 50. Propiedades para determinar el costo de vigas con uniones atornilladas en obra [18].....	98
Figura 51. Propiedades para determinar el costo de vigas con uniones soldadas en obra [18]	99
Figura 52. Ejemplos de conexiones en la estructura propuesta.	113

AGRADECIMIENTO

Gracias a Dios y a la Virgen del Cisne por permitir que siga alcanzando más logros, por darme la oportunidad de superarme cada día con mucho esfuerzo y dedicación.

A mis padres Holjer y Rosa por permanecer a mi lado en cada momento, aconsejándome y brindándome apoyo incondicional, además, por ser las personas a quien transcurría en momentos difíciles llegando a ser mi fortaleza y refugio. Gracias por el amor infinito y por ser mi mayor bendición.

A esa persona especial, Michael, mi compañero de vida, por brindarme su amor y comprensión en cada momento, siempre estuvo motivándome y apoyándome para cumplir este logro tan importante.

A mis hermanos Oscar y Steveen por compartir su vida a mi lado, por ser mi inspiración y sobre todo mi felicidad.

A mi Tutor, Ing. Luis Enrique Chávez Rubio por su asesoría y tiempo durante el desarrollo de este trabajo, gracias por compartirme sus conocimientos, ser mi guía en este Proyecto y depositar su confianza en mí.

A la Universidad Técnica de Ambato y a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por darme la oportunidad de crecer como persona y como profesional, llegando a ser un reflejo del excelente desarrollo académico.

DEDICATORIA

Con mucha fe y amor este proyecto dedico a Dios y a la Virgen del Cisne por ser mi fortaleza y mi refugio en todos los momentos.

A mi madre, por ser una mujer extraordinaria y maravillosa, por ser mi mejor amiga y compañera, por ser mi mayor motivación. A mi padre, que con sus enseñanzas y apoyo incondicional pude lograr este anhelado sueño. Papitos han permanecido a mi lado compartiendo cada triunfo y derrota, enseñándome que la vida continúa a pesar de todo, ustedes son mi ejemplo porque han hecho de mí una persona con buenos valores y muchos deseos de superación.

A Michael, mi compañero de vida, para que cada día se sienta orgulloso de mí y juntos podamos lograr grandes cosas.

A mis hermanos, que han permanecido a mi lado cada momento alegrándome y sacándome muchas sonrisas. Espero que este logro sirva para inspirarles a cumplir todas sus metas en la vida.

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

TEMA:

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE CONEXIONES PRECALIFICADAS CON TIPOLOGÍA SOLDADAS Y EMPERNADAS PARA UN SISTEMA SMF EN UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA”

AUTOR: Ing. Verónica Jackeline Merino Mora

DIRECTOR: Ing. Luis Enrique Chávez Rubio, MSc.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Ingeniería, Industria y Construcción.

FECHA: Agosto, 2022

RESUMEN EJECUTIVO

El Ecuador está ubicado en zonas donde ocurren sismos constantes y significativos, actualmente se ha podido denotar la vulnerabilidad de edificios de acero estructural ante un sismo severo. Este trabajo tuvo como alcance el realizar un análisis comparativo de conexiones precalificadas con tipología soldadas y empernadas para un sistema SMF en un edificio de estructura metálica. La norma ANSI/AISC 360-16 es la norma que establece las especificaciones para diseñar estructuras de acero, la norma ANSI/AISC 341- 16 indica las provisiones sísmicas para edificios de acero estructural y la ANSI/AISC 358-16, que analiza las conexiones precalificadas para su uso en pórticos especiales de momentos e intermedios, las normas presentan una guía para el diseño de conexiones metálicas precalificadas que se utilizaron como instrumento para los diferentes cálculos matemáticos, además, aplicando esta metodología se realizó un modelo de una estructura de acero. Para el estudio se utilizaron las normas nacionales e internacionales y para el análisis estructural se utilizó el software Etabs 2019 y Ram Connection, ambos con licencias estudiantiles. Esta investigación realiza el análisis comparativo de conexiones precalificadas RBS, BFP, BUEEP y WUF-W, con tipología soldadas y empernadas para un sistema SMF en un edificio de estructura metálica.

Se obtiene un análisis tanto estructural y económico de la edificación de estructura metálica, concluyendo que los elementos que componen la conexión en un edificio de estructura metálica tienen un comportamiento elástico. Además, se pudo observar que la conexión RBS, brinda la mejor confiabilidad para que predomine la cedencia en las vigas (rótula plástica) antes que, en las columnas, como mecanismo de disipación de energía y cumpliendo con la filosofía de diseño.

En cuanto al análisis del costo del acero en vigas y columnas, se conoció que el acero en vigas y columnas soldadas es más económico que el acero en vigas y columnas atornilladas, debido a los materiales, equipo, maquinaria y mano de obra que se emplea en el proceso constructivo de las estructuras metálicas.

Descriptor: acero, análisis estructural, columnas, conexión BFP, conexión BUEEP, conexión RBS, conexión WUF-W, conexiones precalificadas, demanda-capacidad, diseño sismorresistente, pernos, rótula plástica, SMF, soldadura, vigas.

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

THEME:

“COMPARATIVE ANALYSIS OF PREQUALIFIED CONNECTIONS WITH WELDED AND BOLTED TYPES FOR AN SMF SYSTEM IN A METALLIC STRUCTURE BUILDING”

AUTHOR: Ing. Verónica Jackeline Merino Mora

DIRECTED BY: Ing. Luis Enrique Chávez Rubio, MSc.

LINE OF RESEARCH: Engineering, Industry and Construction

DATE: August, 2022

EXECUTIVE SUMMARY

Ecuador is located in areas where constant and significant earthquakes occur, currently it has been possible to denote the vulnerability of structural steel buildings to a severe earthquake. The scope of this work was to carry out a comparative analysis of prequalified connections with welded and bolted typology for an SMF system in a metal structure building. The ANSI/AISC 360-16 standard is the standard that establishes the specifications for designing steel structures, the ANSI/AISC 341-16 standard indicates the seismic provisions for structural steel buildings and the ANSI/AISC 358-16, which analyzes the prequalified connections for use in special moments and intermediate frames, the standards present a guide for the design of prequalified metallic connections that were used as an instrument for the different mathematical calculations, in addition, applying this methodology, a model of a steel structure was made. National and international standards were used for the study and the Etabs 2019 and Ram Connection software, both with student licenses, were used for the structural analysis. This research performs the comparative analysis of RBS, BFP, BUEEP and WUF-W prequalified connections, with welded and bolted typology for an SMF system in a metal structure building.

A structural and economic analysis of the metal frame building is obtained, concluding that the elements that make up the connection in a metal frame building have an elastic behavior. In addition, it was observed that the RBS connection provides the best reliability so that the transfer in the beams (plastic hinge) prevails before that in the columns, as an energy dissipation mechanism and complying with the design philosophy.

Regarding the analysis of the cost of steel in beams and columns, it was known that steel in welded beams and columns is cheaper than steel in bolted beams and columns, due to the materials, equipment, machinery and labor used. in the construction process of metal structures.

Keywords: steel, structural analysis, columns, BFP connection, BUEEP connection, RBS connection, WUF-W connection, prequalified connections, demand-capacity, seismic design, bolts, plastic ball joint, SMF, welding, beams.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

Los diferentes tipos de conexiones precalificadas para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial se lo especifica en la norma ANSI/AISC 358-16, donde se plantea varias juntas que han sido aprobadas para utilizar en diversas estructuras, dependiendo las solicitaciones que se pueda tener; asimismo los requerimientos generales de diseño de las conexiones precalificadas se pueden encontrar en la norma NEC-SE-AC: Estructuras de Acero, 2015. El presente trabajo presenta un análisis comparativo de las conexiones con tipología empernadas y soldadas para obtener el diseño de un edificio con estructura metálica donde la resistencia sea superior al momento plástico de las vigas que se conectan y el análisis facilite su estudio y programación, y finalmente sea usado como guía.

Como parte de la investigación se detalla los antecedentes investigativos en donde se resalta el análisis de los Tipos de conexiones precalificadas para uso en edificios con estructura metálica con pórticos especiales resistentes a momento (SMF), los requerimientos generales de diseño de las conexiones precalificadas y el Análisis por elementos finitos, posteriormente, se presenta la metodología mediante el análisis de cuatro conexiones precalificadas tanto soldada como empernada. Obteniendo resultados del diseño y análisis en los software especializados, concluyendo que el edificio con estructura metálica deberá tener la capacidad de soportar un ángulo de deriva de entrepiso de no menos de 0.04 rad y la resistencia a flexión de la conexión efectuada en la cara de la columna debe ser como mínimo el 80% del momento plástico nominal de la viga (NEC-SE-AC:2015). Para el estudio se utilizaron las normas ANSI/AISC 358-16, y NEC-SE-AC:2015; y para el análisis estructural se utilizó el software Etabs 2019 y Ram Connection, ambos con licencias estudiantiles. Esta investigación realiza el análisis comparativo de conexiones precalificadas con tipología soldadas y empernadas para un sistema SMF en un edificio de estructura metálica

1.2. Justificación

El Ecuador está ubicado en zonas donde ocurren sismos constantes y significativos, por encontrarse en el anillo de fuego del pacífico donde esta actividad sísmica es intensa, lo que se traduce en un alto riesgo sísmico. Actualmente no es posible modificar la amenaza sísmica, pero el conocimiento y la ingeniería disponible pueden dar soluciones al reducir la fragilidad de las construcciones. [1]

El sector de la construcción en el Ecuador ha evolucionado considerablemente en las últimas décadas, producto del desarrollo económico que ha vivido el país. Los métodos de construcción tradicionales se han visto reemplazados por sistemas relativamente nuevos como los sistemas en acero estructural. [2]

Es indispensable la implementación de las conexiones soldadas precalificadas en Ecuador para obtener estructuras confiables y estables; por lo que, la revisión de las normativas evidenció que los manuales de construcción en acero del AISC son las herramientas disponibles más completas para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero para edificios. La norma ANSI/AISC 360-16 es la norma que establece las especificaciones para diseñar estructuras de acero, la norma ANSI/AISC 341-16 indica las provisiones sísmicas para edificios de acero estructural y la ANSI/AISC 358-16, que analiza las conexiones precalificadas para su uso en pórticos especiales de momentos e intermedios, que son ensayadas por la FEMA y han demostrado que tienen un buen desempeño sísmico. [3]

Se ha podido denotar la problemática de la vulnerabilidad de edificios de acero estructural, conformado por pórticos resistentes a momento y las irregularidades geométricas en algunas edificaciones que, ante un sismo severo, podrían ocasionar grandes concentraciones de esfuerzos en sus conexiones.[4] Un mal comportamiento sísmico de las conexiones se debe en su gran mayoría a que [5]:

- Se construyen con aceros que otorgan una mayor resistencia, pero debilita su ductilidad, lo cual genera fallas repentinas o frágiles.
- La normativa constructiva de soldadura (AWS) no se la cumple, obteniendo valores de soldadura y tenacidad bajos.
- No se conserva el criterio de columna fuerte- viga débil, en muchas ocasiones porque la zona de panel falla, antes que los demás elementos estructurales.

- Mal detallamiento de soldadura de placas de continuidad en columna produciendo rotura en alas y alma de columna.

Existe la normativa Ecuatoriana NEC-SE-AC: 2015 para el diseño de los elementos estructurales en la construcción metálica, pero los diseños requieren de tiempo, esfuerzo y precisión para que finalmente brinden seguridad y confianza; el presente trabajo permitirá analizar comparativamente los diferentes tipos de conexiones precalificadas de tipología soldadas en uniones viga-columna de un edificio con estructura metálica.

Los resultados del diseño del edificio con estructura metálica deberán tener la capacidad de soportar un ángulo de deriva de entrepiso de no menos de 0.04 rad y la resistencia a flexión de la conexión efectuada en la cara de la columna debe ser como mínimo el 80% del momento plástico nominal de la viga. [6] Se fomentará la aplicación de las normativas tanto ecuatoriana como internacionales para que se enfatice el uso en nuestro país.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Analizar los diferentes tipos de conexiones precalificadas de tipología soldadas y empernadas en uniones viga-columna de un edificio con estructura metálica.

1.3.2. Específicos

- Plantear el procedimiento de cálculo y diseño de dos conexiones de tipología soldada y empernada precalificada para una unión viga-columna, en base a las normas para estructuras metálicas.
- Realizar un análisis por elementos finitos de las conexiones soldada y empernada precalificadas en uniones viga-columna de un edificio con estructura metálica.
- Obtener datos de resistencia y deformación en uniones viga-columna de un edificio con estructura metálica a través del análisis por elementos finitos de las conexiones soldada y empernada precalificadas.

- Definir el tipo de conexión más viable para la construcción de un edificio de estructura metálica y comparar los resultados económicos planteando otras alternativas de diseño.

CAPITULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Antecedentes Investigativos

Fuentes, et al., [3] manifiestan que las propiedades mecánicas que garantizan la adecuada respuesta de las estructuras metálicas son: el límite de fluencia, la resistencia a la tracción, la resistencia última y la tenacidad o la dureza; asimismo, las propiedades químicas y metalúrgicas que facilitan la obtención de perfiles y elementos de acero son la resistencia y ductilidad del material y las físicas como la maleabilidad, la tenacidad y la soldabilidad.

León y Trueba, [7] analizan tres tipos de conexiones alternativas para comparar el costo y el comportamiento estructural de un edificio de acero, considerando las incertidumbres en la carga sísmica y resistencias; se mide a través de la probabilidad de falla y el costo esperado en el ciclo de vida del edificio. Las tres conexiones tienen un comportamiento histerético estable, se observó que la conexión que tiene cartelas conduce a una menor probabilidad de falla y genera los menores costos esperados en el ciclo de vida, además es recomendable para zonas de alta sismicidad. Una de las limitaciones del estudio es que solo se consideró un tipo de estructuración y tamaño de planta y elevación, por lo que conviene analizar otros tipos estructurales y otros tamaños del edificio.

Vielma y Cando, [8] evalúan el comportamiento sísmico de las estructuras con la finalidad de evaluar los datos del factor de comportamiento q (presentes en las normas sismorresistentes, aunque su denominación puede variar) postulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el proyecto sismorresistente de pórticos especiales de acero resistentes a momentos. Para realizar la mencionada evaluación, han definido un grupo de modelos representativos del espacio de proyecto de estructuras de uso residencial y se han considerado tres procedimientos distintos de proyecto sismorresistente: el basado en fuerzas, el basado en desplazamientos y el alternativo con base en desplazamientos obtenidos a través de métodos energéticos. Se ha adaptado la Metodología del FEMA P-695 para evaluar los factores de comportamiento y para la cuantificación de los factores sísmicos de estructuras,

además se requiere seleccionar una serie de registros acelerográficos para ser aplicados al análisis de historia-tiempo de cada modelo. Los resultados obtenidos muestran que algunos de los factores de comportamiento del citado código no permiten alcanzar las prestaciones de proyecto, produciendo un comportamiento no seguro frente a la acción de terremotos fuertes y los valores de margen de colapso ajustado con una probabilidad del 20% en cada modelo.

Tapia, et al., [4] expone que en Estados Unidos varios investigadores fueron comisionados para evaluar la respuesta de las conexiones más utilizadas como uniones soldadas, atornilladas y alternativas de conexiones que aseguraran un aceptable comportamiento sísmico, además manifiesta que un daño en las conexiones en estructuras metálicas es costoso ya que requiere eliminar acabados arquitectónicos, protección de incendios y otros; por ello, recalca la importancia de utilizar correctamente las normas nacionales e internacionales para los diseños de conexiones.

Li, et al., [9] propusieron y estudiaron un tipo innovador de soldaduras de columna unidas a vigas, donde concluyen que una de las soldaduras precalificadas como la de Viga de Sección Reducida (RBS) exhibe un mejor comportamiento sísmico, además, el desafío en el diseño de soldaduras para uniones viga-columna de estructuras sismorresistentes de acero consiste en limitar o controlar los problemas de inestabilidad en miembros o zonas sometidas a compresión.

FEMA 355B [10] y FEMA 355D [11], son normas que resumen las propiedades de la soldadura usados en la construcción, sus efectos y la efectividad de la metodología de inspección para caracterizar la calidad de la soldadura; también discuten el comportamiento de distintos tipos de conexiones a momento, conexiones restringidas y parcialmente restringidas con configuraciones soldadas.

Al finalizar el presente proyecto se recomendará sobre el diseño y construcción de edificios con estructura metálica, para que el desempeño de la conexión viga-columna cumpla con los requerimientos de las normas de construcción con acero.

2.2. Fundamentación teórica

2.2.1. El acero como material estructural

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. Es importante recordar que la ductilidad del material representa su capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia. Este parámetro se define matemáticamente con la relación entre la deformación específica última y la deformación de fluencia: $\mu = \epsilon_u/\epsilon_y$. [12]

En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es la tensión de fluencia mínima especificada, F_y . Adicionalmente, en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción, F_u . Ambos parámetros son propiedades nominales del acero especificado para la construcción. Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia en general presentan una ductilidad reducida [12] (ver Figura 1).

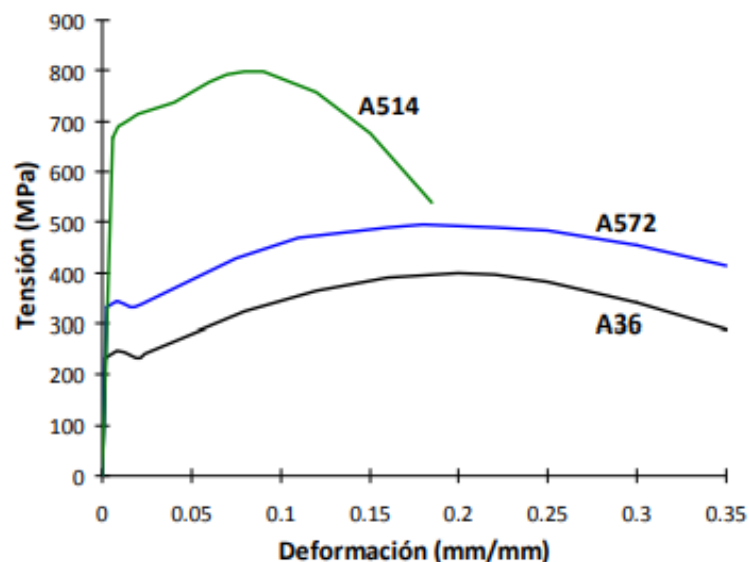


Figura 1. Curvas tensión-deformación para tres aceros [12]

2.2.2. Fundamentos para el diseño de Estructuras de Acero según la NEC-SE-AC.

Su capacidad de diseño (NEC-SE-AC, 2015) establece disposiciones que se aplicarán cuando el coeficiente de reducción de respuesta sísmica R , especificado en la (NECSE-DS) sea mayor a 3. Los sistemas de acero estructural diseñados con valores de R mayor a 3 se espera disipen la energía proveniente de los movimientos del terreno con un diseño basado en ductilidad para las de deformaciones inelásticas de la estructura.

2.2.2.1. Diseño basado en factores de carga y resistencia (DFCR).

Los conceptos para resistencia nominal y resistencia disponible en el Diseño basado en factores de Cargas y Resistencia deben cumplir con las disposiciones del código (ANSI/AISC 360-16), que son especificadas en la sección 3.2 en este capítulo.

2.2.2.2. Especificaciones para los materiales.

Las especificaciones del acero estructural para Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) deben cumplir con las disposiciones del código (ANSI/AISC 341-16), que son especificadas en la sección 3.3.

2.2.3. Sistemas estructurales de pórtico a momento para construcciones sismorresistentes en acero según AISC 341-16

Los pórticos a momentos o pórticos no arriostrados, están conformados por varios componentes para formar una estructura resistente, los componentes se vinculan entre sí disponiéndose por columnas (posición vertical) y vigas (posición horizontal).

La norma AISC 341-16 proporciona la base del diseño, los requisitos para el análisis y los requisitos para el sistema, los miembros y las conexiones de pórticos a momento, se clasifican como se muestra en la siguiente tabla [13]:

TABLA 1. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE PÓRTICOS A MOMENTO

Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios (OMF)
	Pórticos no arriostrados intermedios (IMF)
	Pórticos no arriostrados especiales (SMF)
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas (STMF)
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo (OCCS)
	Sistema de columnas especiales en voladizo (SCCS)

Fuente: ANSI/AISC 341-16

2.2.4. Pórticos especiales resistentes a momento o no arriostrados especiales (SMF)

Los pórticos especiales a momento (SMF) deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas.[6]

Los pórticos no arriostrados especiales son lo que presentan mayor capacidad de disipación de energía y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta elevado ($R = 8$ en los reglamentos norteamericanos). [12]

La Figura 2 presenta las zonas en las que se espera deformaciones inelásticas en un SMF.

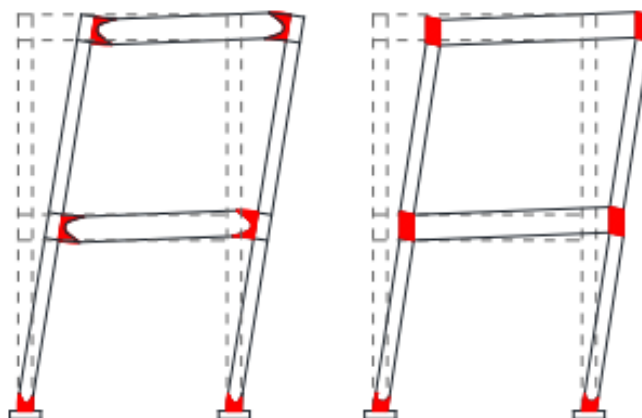


Figura 2. Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un SMF.[6]

Las especificaciones sísmicas AISC vigentes, las que se basan en la recomendación FEMA-350 (FEMA, 2000a), indican detalladamente las condiciones que deben cumplir los pórticos especiales. La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas. Con estos requisitos se logra que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable. [12]

2.2.5. Conexiones

Las especificaciones para el Diseño conexiones, juntas y sujetadores que forman parte de un Sistema Resistente a Cargas Sísmicas deben cumplir con las disposiciones del código (ANSI/AISC 360-16), que son especificadas en la sección 3.2 en este capítulo

Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 indican, en su sección D2, criterios generales para el diseño de conexiones en estructuras sismorresistentes. Estos requerimientos son [12]:

2.2.5.1. Conexiones apernadas

- La resistencia a corte de la conexión con agujeros estándar y de ranura corta perpendiculares a la fuerza aplicada debe calcularse como pernos tipo aplastamiento según ANSI/AISC 360-16), Sección J.3.10.
- Pernos y soldadura no deben combinarse en una conexión para resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza.
- Los agujeros para los pernos deben ser agujeros estándar o agujeros de ranura corta (en la dirección perpendicular a la carga aplicada). Se permiten agujeros holgados o de ranura corta cuando los efectos de la acción sísmica se transmiten por tracción en los pernos, y no por corte.
- Los pernos deben instalarse como pernos de alta resistencia pretensados.

2.2.5.2. Conexiones soldadas

No se indican requerimientos especiales, salvo la aplicación del Capítulo J del ANSI/AISC 360-16. Estos requisitos son de carácter general; luego para los distintos tipos de estructuras se indican requisitos adicionales, particularmente en aquellas diseñados como estructuras de ductilidad elevada.

2.2.6. Tipos de conexiones precalificadas en base a la norma ANSI/AISC 358-16

La norma ANSI/AISC 358-16 indica los criterios de diseño, detallado y fabricación para conexiones precalificadas. Los miembros a conectar deben cumplir con estrictos requerimientos para asegurar que se pueden desarrollar las deformaciones inelásticas necesarias; incluye conexiones precalificadas diferentes, las que pueden usarse en pórticos especiales [14]:

TABLA 2. CONEXIONES A MOMENTO PRECALIFICADAS

Tipo de conexión precalificada	Capítulo de la norma ANSI/AISC 358-16
Conexión viga reducida (RBS, Reduced Beam Section).	5
Conexión con placa de extremo extendida apernada no rigidizada (BUEEP, Bolted Unstiffened Extended End Plate).	6
Conexión con placa extrema extendida apernada rigidizada (BSEEP, Bolted Stiffened Extended End Plate)	6
Conexión con placa apernada al ala (BFP, Bolted Flange Plate).	7
Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W, Welded Unreinforced Flange-Welded web).	8
Conexión “Kaiser” apernada (KBB, Kaiser Bolted Bracket).	9
Conexión “ConXtech ConXL”.	10
Conexión a momento con placas laterales “SidePlate”	11

Conexión “Simpson-Tie Strong Frame”	12
Conexión a momento Doble T (Double-tee momento connection)	13
SlottedWeb	14

Fuente: ANSI/AISC 358-16

2.2.7. Requerimientos generales de diseño de las conexiones precalificadas en base a la norma NEC-Estructuras de Acero

2.2.7.1. Diseño de miembros.

Los miembros del SRCS deben cumplir con características de secciones sísmicamente compactas del código (ANSI/AISC 360-16), que son especificadas en la sección 3.2 en este capítulo.

2.2.7.2. Vigas

Dentro de la zona que se extiende desde el extremo de la viga a una distancia no menor que el peralte de la viga más allá de la localización de la articulación plástica, Sh , a menos que se indique de manera específica en esta Disposición, el alma y las alas deben estar conectadas mediante soldadura de ranura de penetración completa (SRPC) con un refuerzo de soldadura de filete (SF). El tamaño mínimo de la soldadura de filete deberá ser el menor valor entre 8 mm (5/16 pulg.) o el espesor del alma de la viga. Esta disposición no se aplica para conexiones individuales precalificadas especificadas para satisfacer otros requerimientos [6].

2.2.7.3. Columnas

Las columnas armadas deben cumplir los requerimientos de los numerales 1 a 4. Las columnas armadas deben satisfacer la Sección E6 de la Especificación AISC 360-10 a menos de que ésta sea modificada por esta sección. La transferencia de fuerzas internas y esfuerzos entre elementos de la columna armada debe ser realizada por medio de la soldadura. Cuatro tipos de secciones transversales para columnas se permiten (ver Figura 3).

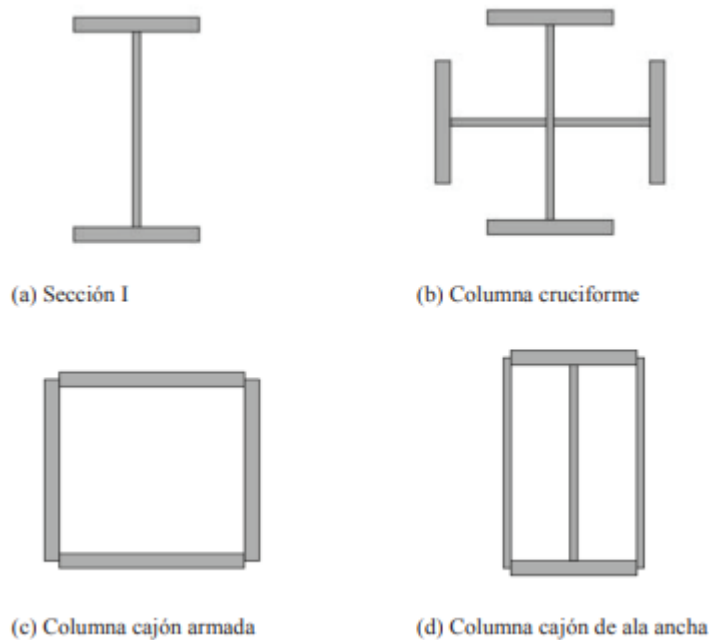


Figura 3. Perfiles para columnas [14]

2.2.8. Conexiones viga – columna

Las conexiones de los pórticos no arriostrados influyen significativamente en el comportamiento estructural de los mismos. Las conexiones viga-columna de pórticos no arriostrados especiales que forman parte del sistema sismorresistente de una construcción deben cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes. Este nivel de distorsión es equivalente a una rotación plástica en las rótulas de 0.03 radianes (considerando que la distorsión elástica de piso es 0.01 radianes).
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo 0.8 Mp de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes (Mp es el momento de plastificación de la viga calculado con la tensión de fluencia para el acero especificado).
- La resistencia a corte requerida de la conexión debe determinarse a partir de las combinaciones de cargas sísmicas limitadas por capacidad, considerando:

$$E_{cl} = 2 M_{pr} / L_h \quad (\text{Ec.1})$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (\text{Ec.2})$$

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{F_y} \leq 1.20 \quad (\text{Ec.3})$$

donde M_{pr} es el momento máximo probable en la rótula plástica, L_h es la distancia entre rótulas plásticas en la viga, R_y es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia y C_{pr} un factor que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación. La Ecuación Ec.1 se deduce a partir de consideraciones de equilibrio, tomando en cuenta la sobrerresistencia flexional (ver Figura 4).

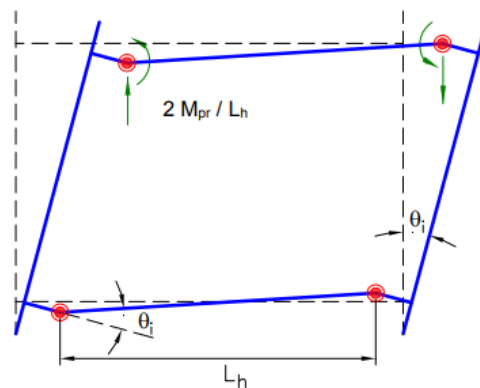


Figura 4. Mecanismo de deformación plástica con rotulación en vigas.[12]

La Figura 5 muestra el detalle de una conexión viga-columna típica, donde las alas de la viga se sueldan al ala de la columna. Se indica en esa figura la zona las placas de continuidad que usualmente deben colocarse y la zona panel.

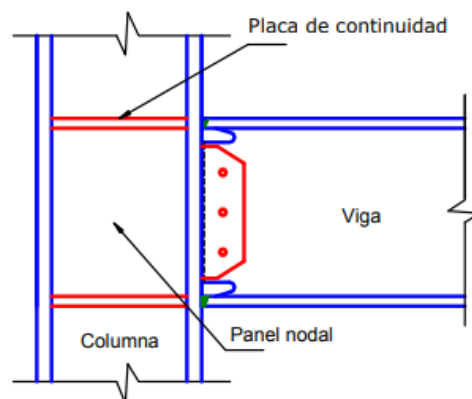


Figura 5. Detalle de una conexión viga-columna [12]

2.2.8.1. Criterio de columna fuerte - viga débil

El criterio de columna fuerte – viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los SMF cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía.

Las conexiones viga-columna empleadas en sistemas resistentes al sismo deben cumplir lo siguiente:

- La conexión debe suministrar una deformación angular de entrepiso por lo menos de 0.04rad.
- La resistencia necesaria de la conexión en la cara de la columna será por lo menos el 80% del momento plástico nominal de la viga, cuando la conexión obtiene una deformación angular de entrepiso de 0.04rad.

2.2.8.2. Diseño Viga débil - Columna fuerte

El objetivo es evitar la rotación de las columnas antes que suceda la rotación de las vigas, evitando la formación del colapso de piso. Las rótulas plásticas en las vigas de acero se localizan a la mitad de la altura de la viga, desde la cara de la columna. En la Figura 6 se observa la distancia “Sh” que ubica la rótula plástica.

2.2.8.3. Localización de la articulación plástica

La distancia desde la articulación plástica hasta la cara de la columna, Sh, deberá ser considerada de acuerdo a los requerimientos individuales de la conexión.

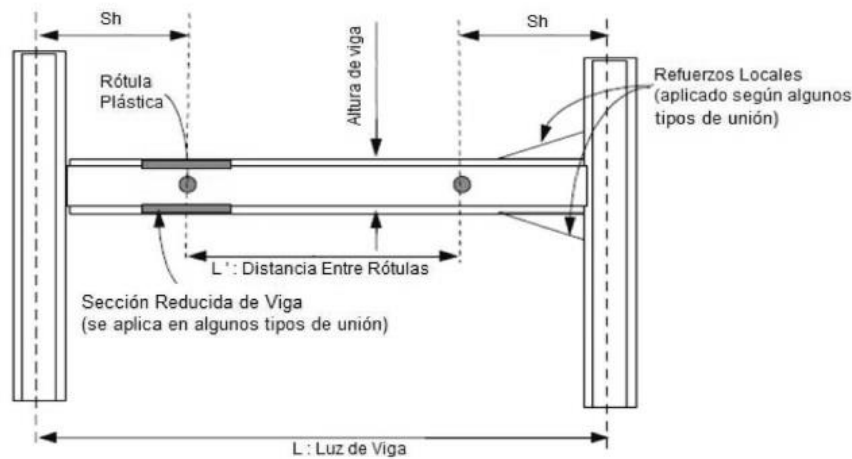


Figura 6. Formación de rótulas plásticas en la viga.[15]

2.2.8.4. Cálculo del momento plástico probable en las rótulas

Para encontrar la capacidad resistente en la viga para que genere la rótula, es requerimiento determinar el máximo momento que se puede esperar. El momento plástico teórico se modifica por:

- La fluencia máxima supera al valor mínimo esperado. El factor de corrección encontrado estadísticamente de los ensayos se denomina R_y
- La sección puede rara vez alcanzar la zona de endurecimiento por deformación. El valor de corrección que se aplica es C_{pr}

La Ecuación 2.1 emplea dos factores de corrección al momento plástico efectivo en la zona donde se formará la rótula.

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_e * F_y \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

M_{pr} : Máximo momento probable en la rótula plástica

C_{pr} : Factor que toma en cuenta el endurecimiento por deformación, en la mayoría de casos $C_{pr}=1.2$

F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia del acero usado en el elemento.

Z_e :Módulo plástico efectivo de la sección en la rótula plástica.

R_y :Factor de esfuerzo de fluencia probable determinado según la Tabla 1.1.

TABLA 3. FACTORES DE FLUENCIA, TENSIÓN PROBABLES PARA PLANCHAS DE ACERO

Especificación ASTM	Factor de fluencia Probable (Ry)	Factor de Tensión Probable (Rt)
ASTM A36	1.3	1.25
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Fuente: NEC-SE-AC:2015

2.2.8.5. Ubicación de las rótulas plásticas y Cálculo de la Fuerza Cortante Probable en las rótulas plásticas de la viga

El corte en la zona de la rótula plástica se determina por equilibrio estático, analizando el diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga, en rótulas plásticas, como se observa en la Figura 7 el procedimiento de cálculo. Se proporciona suficiente resistencia al corte a la viga en esta zona para asegurar que ocurra el mecanismo de colapso proyectado.

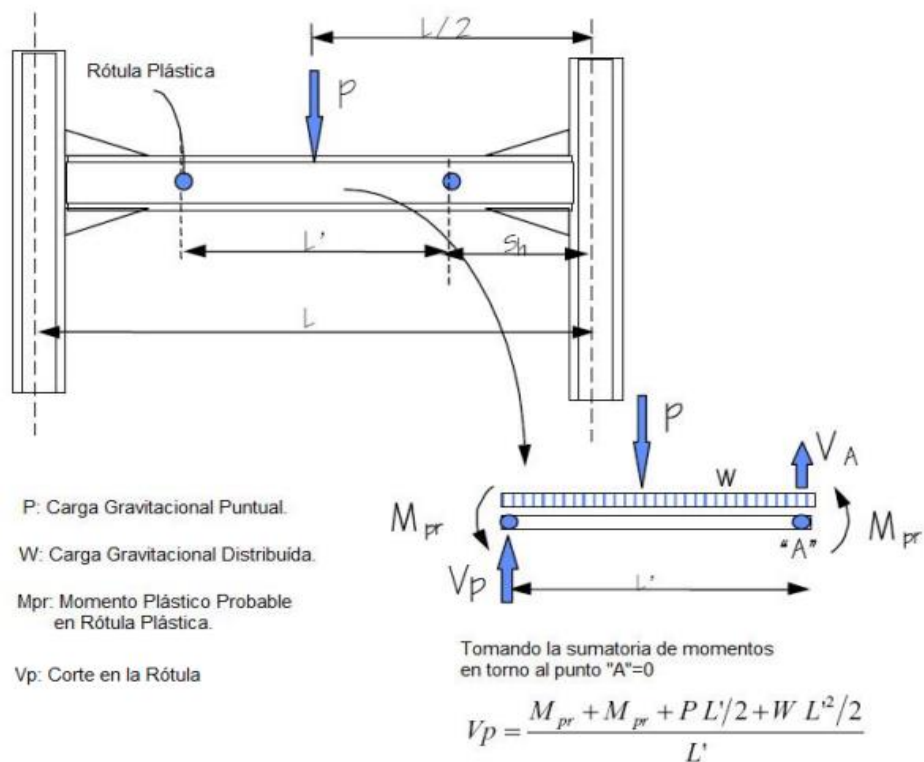


Figura 7. Cálculo del corte en la rótula plástica.[15]

2.2.8.6. Determinación de la demanda resistente en la sección crítica

La demanda máxima de flexión en la unión viga-columna se determina por equilibrio (ver Figura 8) cada conexión presenta diferentes zonas críticas, por ejemplo, un plano vertical al pasar por la unión entre las alas de la viga y el ala de la columna se considera un plano de falla, otra sección crítica sucede en el eje de la columna. Los momentos obtenidos permiten comprobar el criterio viga débil-columna fuerte y las condiciones de la zona de panel al corte.

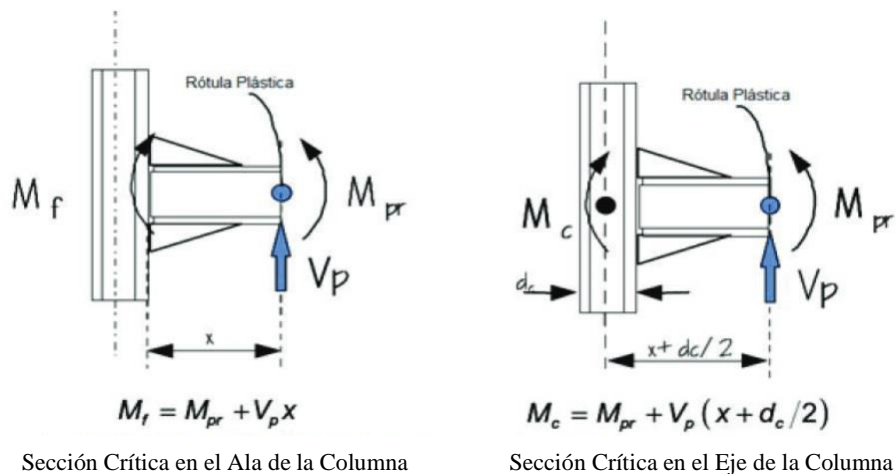


Figura 8. Cálculo de la demanda en las zonas críticas [15]

2.2.9. Tipos de conexiones para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial o moderada de disipación de energía en base a la norma ANSI/AISC 358-16

2.2.9.1. De sección de viga reducida (RBS*)

En una conexión a momento de sección de viga reducida (RBS) (Figura 9), se recortan selectivamente algunas porciones de las aletas de la viga en la región adyacente a la conexión viga-columna. El objeto es que la fluencia y la formación de articulaciones ocurran principalmente dentro de la sección reducida de la viga.

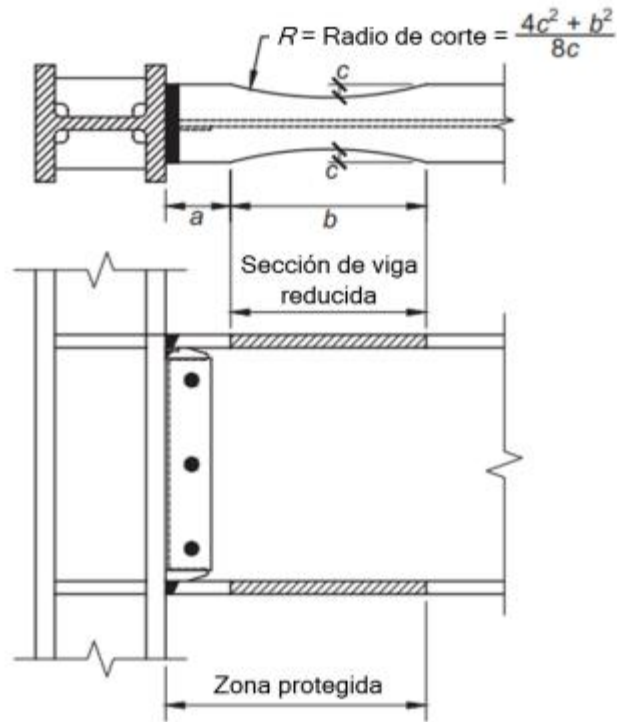


Figura 9. Conexión de sección de viga reducida

2.2.9.2. De placas emperradas a las aletas (BFP*)

La conexión de placa emperrada a la aleta (BFP) es una conexión emperrada en campo. Los principales comportamientos sísmicos esperados en este tipo de conexión incluyen:

- Inicio de la fluencia de la viga en el perno más alejado de la cara de la columna.
- Deslizamiento de los pernos de la placa de aleta, lo cual ocurre a niveles de resistencia similares a los del inicio de la fluencia de la aleta de la viga, sin que este deslizamiento contribuya de forma significativa a la capacidad de deformación total de la conexión.
- Fluencia secundaria en la zona de panel de la columna, la cual ocurre cuando se alcanzan la capacidad esperada a momento y el endurecimiento por deformación.
- Fluencia limitada de la placa de aleta, la cual puede ocurrir a las deformaciones máximas.

Esta secuencia de fluencia ha resultado en una capacidad de deformación inelástica muy grande para la conexión a momento BFP, pero el procedimiento de diseño es un poco más complejo que el requerido para otras conexiones precalificadas.

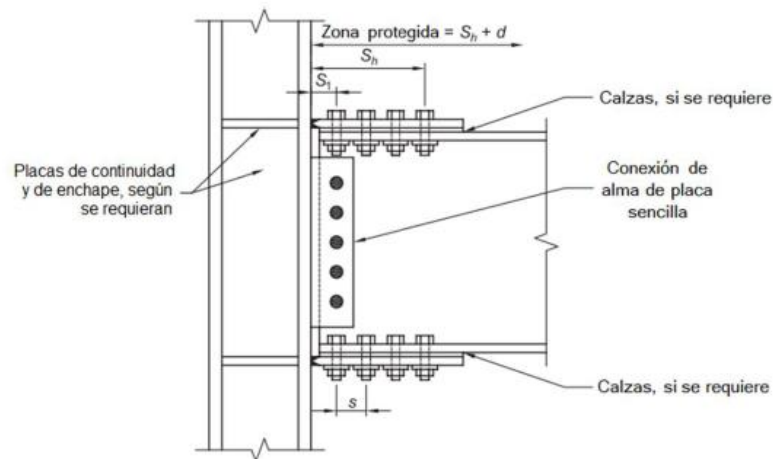


Figura 10. Conexión a momento de placas empernadas a las aletas BFP

2.2.9.3. De placa de extremo no rigidizada (BUEEP*) y de placa de extremo rigidizada (BSEEP*)

Son las configuraciones de conexiones de placa de extremo más comúnmente usadas en pórticos a momentos de acero.

La intención del procedimiento de diseño de esta Sección es aportar una conexión a momento de placa de extremo con resistencia suficiente para desarrollar la resistencia del miembro conectado a flexión. La conexión no aporta ninguna contribución a la rotación inelástica. Todas las deformaciones inelásticas para una conexión de placa de extremo se alcanzan por la fluencia de la viga o la deformación de la zona de panel de la columna.

Las conexiones con placa de extremo empernada se conforman soldando la viga a una placa de extremo que a su vez se conecta con pernos a la aleta de la columna. Esta sección abarca las tres configuraciones de placa de extremo que se muestran en la Fig. 11, las cuales están precalificadas bajo las Provisiones Sísmicas del AISC dentro de las limitaciones de la NORMA_AISC_358_16.

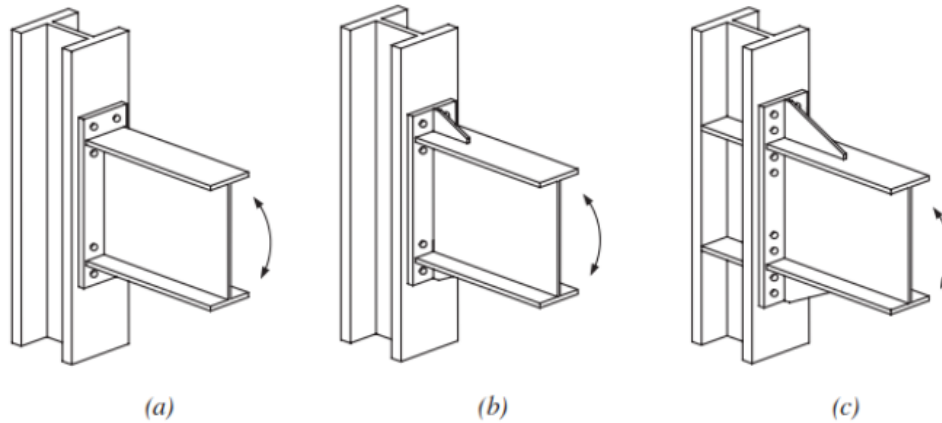


Figura 11. Configuraciones de placa de extremo extendida: (a) de cuatro pernos sin rigidizadores, 4E, (b) de cuatro pernos con rigidizadores, 4ES; (c) de ocho pernos con rigidizadores, 8ES.

2.2.9.4. De aletas no reforzadas soldadas-alma soldada (WUF-W*)

La conexión a momento a momento de aleta no reforzada soldada-alma soldada (WUF-W) es una conexión a momento totalmente soldada, en la cual las aletas y el alma de la viga se sueldan directamente a la aleta de la columna. Un número de conexiones a momento soldadas que comenzaron a usarse después del sismo de Northridge de 1994, tales como la de sección de viga reducida y conexiones con refuerzo de la aleta de la viga, fueron diseñadas para alejar la articulación plástica de la cara de la columna. En el caso de la conexión a momento WUF-W, la articulación plástica no se aleja de la cara de la columna. En cambio, en esta conexión a momento WUF-W se emplean características de diseño y detallado que buscan permitir que la conexión satisfaga los criterios de desempeño para un PRM-DES sin que ocurra la fractura. Las características clave de la conexión a momento WUF-W con las que se busca controlar la fractura son las siguientes:

- Las aletas de la viga se sueldan a la aleta de la columna usando soldaduras acanaladas CJP que cumplen los requisitos para soldaduras de demanda crítica de las Provisiones Sísmicas del AISC, lo mismo que los requisitos para el tratamiento de los respaldos y las placas de extensión de las soldaduras y los requisitos de control de calidad y aseguramiento de la calidad de las soldaduras, tal como se especifican en el Capítulo 3.

- El alma de la viga se suelda directamente a la aleta de la columna usando una soldadura acanalada CJP que se extiende sobre toda la profundidad del alma, esto es, del agujero de acceso para soldadura superior al agujero de acceso para soldadura inferior. Esto se complementa con una conexión con placa simple, en la que una sola placa se suelda a la aleta de la columna y luego, con soldaduras de filete, al alma de la viga. De este modo, el alma de la viga queda unida a la aleta de la columna con una soldadura acanalada CJP y una conexión con placa simple soldada. La conexión con placa simple aporta rigidez a la conexión al alma de la viga, atrayendo los esfuerzos hacia la conexión del alma y alejándolos de las conexiones de las aletas de la viga a la aleta de la columna. La placa simple también funciona como respaldo para la soldadura acanalada CJP que conecta el alma de la viga a la aleta de la columna.
- En lugar de usar un detalle convencional como el que se especifica en la Sección J1.6 de la Especificación AISC 360 (AISC, 2016b) para los agujeros de acceso para soldadura, se emplea un agujero de acceso para soldadura especial para aplicaciones sísmicas, con requisitos de tamaño, forma y acabado que reducen las concentraciones de esfuerzos en la zona alrededor del agujero de acceso detallado en el AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2016).

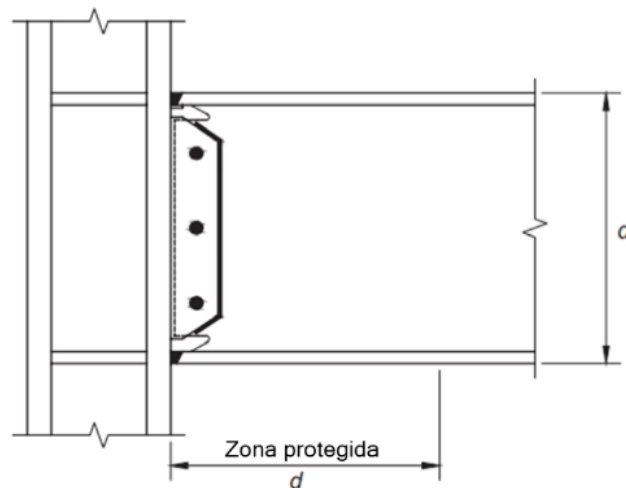


Figura 12. Conexión a momento WUF-W

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

El presente estudio se realizará en la zona urbana de la ciudad de Latacunga, encontrándose en la latitud -0.93521 y longitud -78.61554 , asimismo la recolección y procesamiento de datos se realizará en dicha ciudad.



Figura 13. Ubicación del objeto de estudio.

Elaborado por: Verónica Merino, tomado de Google Earth, 2022.

3.2. Equipos y materiales

3.2.1. Equipos:

- Computador con un Software para análisis de elementos finitos.
- Impresora.
- Copiadora.
- Calculadora.

3.2.2. Materiales:

- Plano arquitectónico de un edificio con estructura metálica.
- Libros de investigación para estructuras metálicas.
- Normas Técnicas Ecuatorianas y/o Internacionales para estructuras metálicas.
- Cuadernos.
- Hojas.

3.3. Tipo de investigación

3.3.1. Modalidad Básica de la investigación

- **De campo:** Se realizará observaciones en sitio, para conocer la conexión soldada que se da en las uniones viga-columna de las edificaciones con estructuras metálicas, la misma que permitirá conocer las condiciones reales.
- **Bibliográfico:** Se investigará en diferentes fuentes, como libros, artículos científicos, tesis de investigación, videos, presentaciones, otros; los mismos que mostrarán el proyecto a desarrollar.
- **Experimental:** Se empleará un software para el modelaje respectivo del tipo de conexión, basado en elemento finitos, el mismo que permitirá obtener resultados entre las conexiones y comparar las mismas.

3.3.2. Nivel investigación

- **Exploratoria:** Normas internacionales como FEMA 350, AISC 358-16, AISC 341-10 y varios ingenieros aprueban los tipos de uniones, respaldados en numerosos ensayos teóricos, mediante softwares especializados y prácticos. Se analizará cual conexión precalificada es viable en una unión viga-columna.
- **Correlacional:** Las conexiones estudiadas deben garantizar la disipación de energía, formando rótulas plásticas en vigas. Para lograr este comportamiento se deberá realizar distintos procedimientos en sus uniones y cercanas a ellas con la finalidad de inducir mayores esfuerzos en el elemento horizontal.

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

¿El análisis de las conexiones precalificadas con tipología soldada y empernada para un sistema SMF (pórticos especiales a momento) en un edificio de estructura metálica, con un software de elementos finitos permitirá establecer una conexión viable entre la unión viga y columna?

3.5. Población o muestra:

3.5.1. Población

- Edificio con estructura metálica y Conexiones Precalificadas.

3.5.2. Muestra

- Unión viga-columna de un edificio con estructura metálica.
- Conexiones precalificadas RBS, BFP, BUEEP y WUF-W.

Al tener como población el objeto de análisis, las muestras se toman, en primera instancia, un nudo (unión viga-columna) de la edificación con estructura metálica; esta se diseñará utilizando las conexiones más conocidas y usadas en la actualidad, se elige una conexión RBS, BFP, BUEEP y WUF-W.

3.6. Recolección de información:

TABLA 4. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.

Preguntas	Fundamento
¿Qué evaluar?	Diseño (modelado) de un edificio con estructura metálica con los dos diferentes tipos de conexión precalificadas soldada y empernada.
¿De qué personas u objetos?	De las vigas y columnas, así como placas, soldadura y tornillos que conforman la unión en general.

¿Sobre qué aspectos?	Respuesta y comportamiento estructural del edificio con estructura metálica.
¿Quién?	Investigador y Tutor
¿A qué?	Un edificio de 7 plantas, compuesta por vigas y columnas metálicas.
¿Dónde?	Ciudad de Latacunga
¿Cómo y con qué?	Obtención de datos (prediseño, cuantificación de cargas, propiedades de los materiales) para ingresar en el software computacional, y obtener el diseño de la conexión viga y columna del edificio con estructura metálica en base a la normativa nacional e internacional de estructuras metálicas (NEC_SE_AC 15, ANSI/AISC 341-16, ANSI/AISC 358-16, otras normas.)

Elaborado por: Verónica Merino, Autora.

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico:

Se tiene a continuación el siguiente plan de procesamiento de información y análisis estadístico:

- Planos arquitectónicos
- Predimensionamiento estructural
- Modelado Etabs 2019 (licencia estudiantil)
- Propiedades de los materiales
- Cargas
- Limitaciones de las conexiones precalificadas
- Análisis de conexiones en Ram Connection (Versión Estudiantil)
- Diseño de las conexiones empernada y soldada (NEC_SE_AC 15)
- Obtención de resultados
- Análisis comparativo de las conexiones (empernada y soldada).

3.8. Variables respuesta o resultados alcanzados

Para el presente trabajo de investigación se obtuvo resultados que permitieron realizar el análisis comparativo entre las conexiones precalificadas tanto empernadas como soldadas, analizando su nivel de comportamiento estructural, tipo de construcción y procedimiento de diseño mediante los códigos establecidos y el modelador de las conexiones en un software computacional para obtener resultados.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Memoria técnica estructural, recolección de datos

4.1.1. Propuesta de edificación

Se propone una edificación de 7 pisos, los entrepisos tendrán diferente altura.

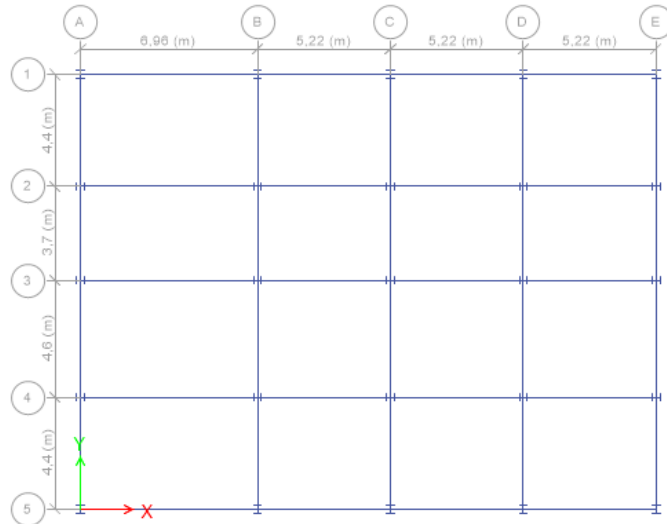


Figura 14. Planta tipo del edificio a considerar

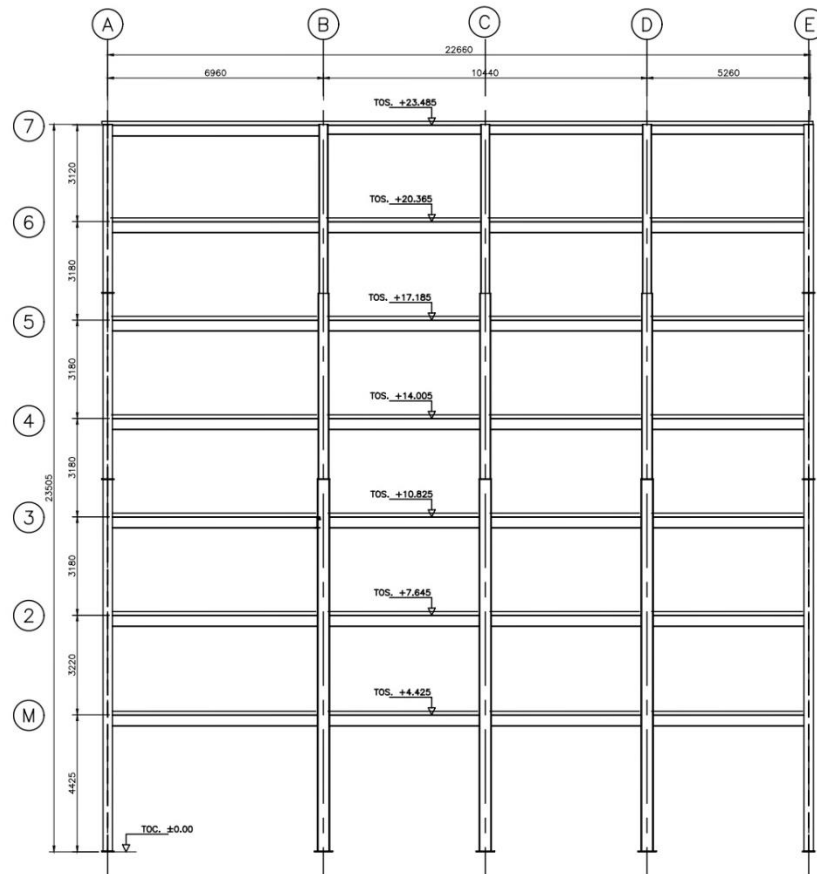


Figura 15. Vista en elevación pórtico tipo 1 (medidas en mm.)

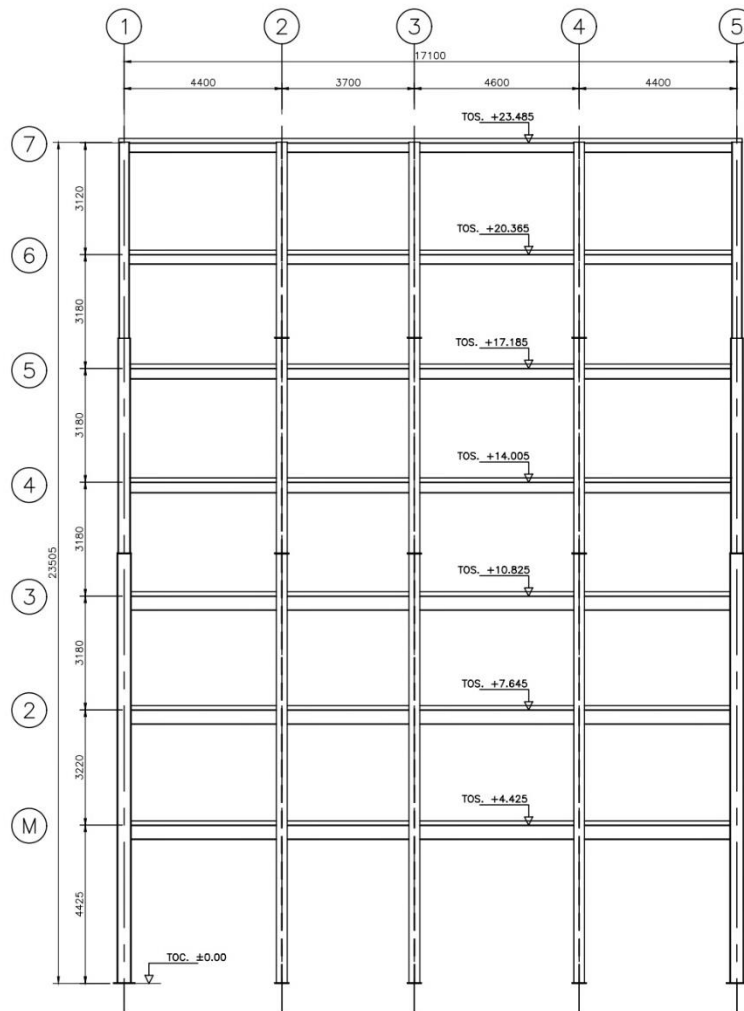


Figura 16. Vista en elevación pórtico tipo 2 (medidas en mm.)

4.1.2. Cálculo de cargas

4.1.2.1 Carga muerta (CM)

Los valores de carga muerta para la edificación se toman en cuenta los pesos correspondientes las losas de entrepiso, mampostería y demás instalaciones de la edificación. Se calcula el siguiente valor para carga muerta:

TABLA 5. CARGA MUERTA PARA LA EDIFICACIÓN

Piso/Nivel	Carga Muerta (kN/m ²)
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7	5.16

Elaborado por: Verónica Merino, Autora.

4.1.2.2. Carga Viva (CV)

Se consideraron los siguientes valores para cargas vivas, mismos que están establecidos por la normativa NEC-15:

TABLA 6. CARGA VIVA PARA LA EDIFICACIÓN

Piso/Nivel	Ocupación	Carga Muerta (kN/m ²)
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7	Departamentos	2.00

Elaborado por: Verónica Merino, Autora.

4.1.2.3. Carga Sísmica

Para la consideración de la carga sísmica se utiliza los parámetros que se especifica en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). La edificación se ubica en la ciudad de Latacunga, el suelo donde se encuentra emplazada es de tipo D, en función del mapa de zonificación sísmica se encuentra dentro de la zona sísmica V, dentro de la categoría de una estructura de ocupación especial, los valores utilizados se indican en la siguiente tabla permitiendo determinar el cortante basal y el espectro de respuesta sísmica.

TABLA 7. FACTORES DE CARGA SÍSMICA Y DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO			
Provincia:	Cotopaxi		
Cantón:	Latacunga		
Tipo de Suelo:	D		
Parámetros	Valor	NEC-SE-DS	Observaciones
Z (% g)	0.40	3.1.1	Factor de zona sísmica
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
f_a	1.20	3.2. 2.a	Amplificación de las ordenadas de aceleración
f_d	1.19	3.2.2. b	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
f_s	1.28	3.2.2.c	Comportamiento no lineal de los suelos

r	1.00	3.3.1	
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO			
R	8.00	6.3.4. b.	Factor de reducción de resistencia sísmica
I	1.30	4.1 Tabla 6	Estructura especial
Φ_p	0.90	5.2.3. Tabla 13	Coefficiente de irregularidad en elevación
Φ_e	0.90	5.2.3. Tabla 14	Coefficiente de irregularidad en planta
hn (m)	23.6	6.3.3	Altura total de la edificación
Ct	0.073	6.3. 3.a	Factor de dependencia del sistema estructural
α	0.75	6.3. 3.a	Factor de dependencia del sistema estructural
CÁLCULOS			
Ta (s)	0.3815		Periodo de Vibración
To (s)	0.1269		Inicio de la meseta del espectro NEC 2015
Tc(s)	0.6981		Final de la meseta del espectro NEC 2015
Sa(%g)	1.1904		Aceleración elástica (sin reducir)
C (%g)	0.2388		Aceleración reducida
k	1.000	6.3.5.	Factor de distribución de fuerzas

Elaborado por: Verónica Merino, Autora.

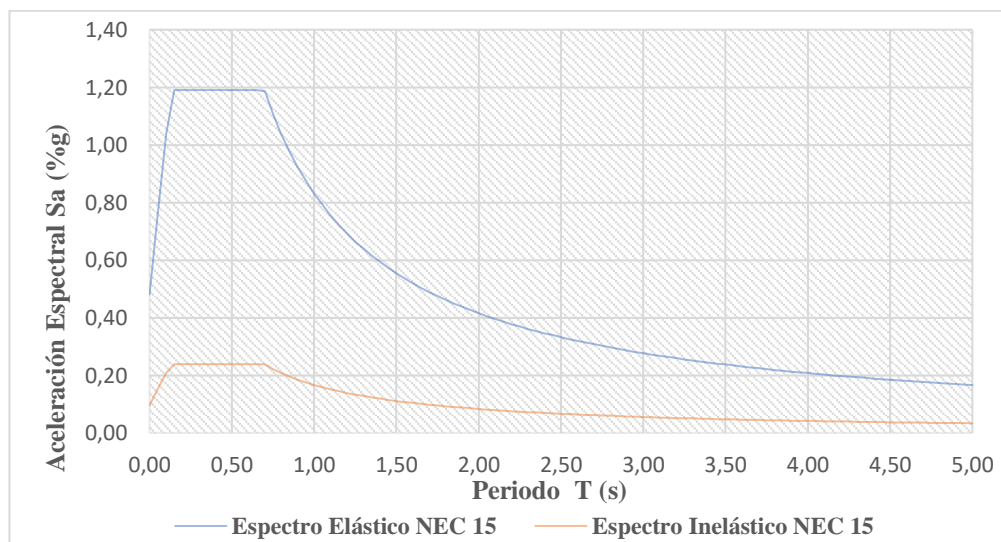


Figura 17. Espectro de respuesta
Elaborado por: Verónica Merino, Autora.

4.1.2.4. Elementos estructurales para la edificación

En base a los planos arquitectónicos y el tipo de cargas se puede establecer un pre diseño estructural de vigas, viguetas, losa y columnas.

TABLA 8. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Elementos estructurales	
Vigas	IPE 270, IPE 300, IPE 360, IPE 400
Columnas	HEB 300, HEB360, HBE 400.
Viguetas	IPE 240
Placa Deck	Peralte: 12cm Espesor de placa: 0.65cm

Fuente: Catálogos IMPORT ACERO y KUBIEC

4.1.2.5. Materiales

Para la construcción del edificio de 7 pisos con estructura metálica se emplea los siguientes materiales:

TABLA 9. MATERIALES UTILIZADOS EN LA MODELACIÓN Y CÁLCULO ESTRUCTURAL.

Materiales		
Elemento	Tipo	Normativa
Vigas, Columnas y Viguetas	A36	AISC 360-10
Losa Colaborante	A37	Fabricante Kubilosa
Pernos	A490 clase B	AISC 360-10
Placas	A36	AISC 360-10
Soldadura	E60	AISC 360-10
Hormigón	240 kg/cm ²	NEC 2015

Fuente: Normas AISC 360-10, NEC 15_SE_HM Y fabricante Kubilosa.

El acero estructural A36, que se especifica en los planos estructurales con un esfuerzo de fluencia $f_y = 36$ KSI, las demás propiedades son tomadas de las especificaciones técnicas del ASTM A36, las cuales se mencionan a continuación:

- Módulo de elasticidad (E): 29000 Ksi
- Módulo de cortante (G): 11200 Ksi
- Relación de Poisson: 0.30
- Esfuerzo de fluencia (Fy): 36 Ksi ≈ 2530 kg/cm²
- Resistencia a la tensión (Fu): 58 Ksi ≈ 4077 kg/cm²

4.2. Análisis de la Estructura

Los elementos estructurales, cargas gravitacionales, sísmicas y espectro se ingresan en ETABS esperando tener resultados coherentes y en ciertos procedimientos, prestos a ser modificados, para la verificación de su aceptación se analizará con los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La muestra de estudio, al ser una conexión (unión viga columna) este se diseñará tomando en cuenta los siguientes temas:

4.2.1. Posibles torsiones

TABLA 10. PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS														
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	5,218	0,0463	0,726	0	0,0463	0,726	0	0,1377	0,0083	0,0776	0,1377	0,0083	0,0776
Modal	2	4,963	0,6398	0,0936	0	0,6861	0,8196	0	0,0162	0,1149	0,1123	0,1539	0,1232	0,1899
Modal	3	4,364	0,1595	0,0236	0	0,8455	0,8432	0	0,003	0,0293	0,6704	0,1569	0,1525	0,8603
Modal	4	1,887	0,0006	0,0996	0	0,8461	0,9428	0	0,5841	0,0036	0,0021	0,741	0,1562	0,8624
Modal	5	1,697	0,0661	0,0033	0	0,9122	0,9461	0	0,019	0,4242	0,0302	0,76	0,5804	0,8925
Modal	6	1,514	0,0352	0,0015	0	0,9474	0,9477	0	0,0087	0,2245	0,061	0,7688	0,8049	0,9535
Modal	7	1,009	0,0001	0,0296	0	0,9475	0,9773	0	0,1241	0,0004	0,0003	0,8929	0,8053	0,9538
Modal	8	0,928	0,0197	0,0011	0	0,9672	0,9784	0	0,0045	0,0579	0,009	0,8974	0,8632	0,9628
Modal	9	0,828	0,0104	0,0006	0	0,9775	0,979	0	0,0029	0,0308	0,018	0,9003	0,894	0,9809
Modal	10	0,666	0,00001342	0,0117	0	0,9776	0,9907	0	0,0633	0,0001	0,0001	0,9636	0,8941	0,981
Modal	11	0,61	0,0076	0,0003	0	0,9851	0,991	0	0,0015	0,0409	0,0043	0,9651	0,9349	0,9853
Modal	12	0,545	0,0057	0,0002	0	0,9908	0,9912	0	0,0011	0,0301	0,0061	0,9661	0,9651	0,9914

Fuente: Software estructural Etabs 2019

$$\% \text{ Torsion} = \frac{Rz_{\text{modo 1}}}{\text{Max (Ux, Uy)}} \leq 30\% \quad (\text{Ec. 5})$$

$$\text{Modo 1: } \frac{0,0776}{0,726} \leq 30\%$$

Modo 1: 10.69% ≤ 30% Ok

$$\% \text{ Torsion} = \frac{Rz_{\text{modo 2}}}{\text{Max (Ux, Uy)}} \leq 30\% \quad (\text{Ec. 6})$$

$$\text{Modo 1: } \frac{0,1123}{0,6398} \leq 30\%$$

Modo 1: 17.55% ≤ 30% Ok

4.2.2. Período fundamental de vibración

En dinámica estructural, generalmente el primer período de vibración es el fundamental y debe estar cercano al 10% del número de pisos de la estructura.

TABLA 11. PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

Case	Mode	Period (sec)
Modal	1	5,218
Modal	2	4,963
Modal	3	4,364
Modal	4	1,887
Modal	5	1,697
Modal	6	1,514
Modal	7	1,009
Modal	8	0,928
Modal	9	0,828
Modal	10	0,666
Modal	11	0,61
Modal	12	0,545

Fuente: Software estructural Etabs 2019

$$\# \text{ pisos} = 7$$

$$T_{\text{esperado}} = 7 * 10\% \text{ seg (Ec. 7)}$$

$$T_{\text{esperado}} = 0.7 \text{ seg}$$

$$T_{\text{fundamental}} = 0.5218 \text{ seg ok}$$

4.2.3. Participación modal de la masa

Se debe tratar de llegar al 90% de la participación de la masa hasta un modo de vibración similar al número de pisos multiplicado por los grados de libertad de la estructura.

TABLA 12. PARTICIPACIÓN MODAL DE LA MASA

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS														
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	5,218	0,0463	0,726	0	0,0463	0,726	0	0,1377	0,0083	0,0776	0,1377	0,0083	0,0776
Modal	2	4,963	0,6398	0,0936	0	0,6861	0,8196	0	0,0162	0,1149	0,1123	0,1539	0,1232	0,1899
Modal	3	4,364	0,1595	0,0236	0	0,8455	0,8432	0	0,003	0,0293	0,6704	0,1569	0,1525	0,8603
Modal	4	1,887	0,0006	0,0996	0	0,8461	0,9428	0	0,5841	0,0036	0,0021	0,741	0,1562	0,8624
Modal	5	1,697	0,0661	0,0033	0	0,9122	0,9461	0	0,019	0,4242	0,0302	0,76	0,5804	0,8925
Modal	6	1,514	0,0352	0,0015	0	0,9474	0,9477	0	0,0087	0,2245	0,061	0,7688	0,8049	0,9535
Modal	7	1,009	0,0001	0,0296	0	0,9475	0,9773	0	0,1241	0,0004	0,0003	0,8929	0,8053	0,9538
Modal	8	0,928	0,0197	0,0011	0	0,9672	0,9784	0	0,0045	0,0579	0,009	0,8974	0,8632	0,9628
Modal	9	0,828	0,0104	0,0006	0	0,9775	0,979	0	0,0029	0,0308	0,018	0,9003	0,894	0,9809
Modal	10	0,666	0,00001342	0,0117	0	0,9776	0,9907	0	0,0633	0,0001	0,0001	0,9636	0,8941	0,981
Modal	11	0,61	0,0076	0,0003	0	0,9851	0,991	0	0,0015	0,0409	0,0043	0,9651	0,9349	0,9853
Modal	12	0,545	0,0057	0,0002	0	0,9908	0,9912	0	0,0011	0,0301	0,0061	0,9661	0,9651	0,9914

Fuente: Software estructural Etabs 2019

$$\text{Grados de libertad por piso (GDL)}=3$$

$$\# \text{ de pisos: } 7$$

$$\text{Modo en el que se espera el 90\% de partic.modal}=\text{GDL}*\#\text{pisos (Ec. 8)}$$

$$\text{Modo en el que se espera el 90\% de partic.modal}=3*7$$

$$\text{Modo en el que se espera el 90\% de partic.modal}=28$$

En el modo 12:

$$\text{Sum Rx}=0,9661\%$$

$$\text{Sum Ry}=0,9651\%$$

$$\text{Modo } 12 < \text{Modo } 28$$

4.2.4. Chequeo de cortantes dinámicos y estáticos

El cortante dinámico debe ser mayor o igual al 85% del cortante estático en cada dirección, ya que el edificio presenta cierta irregularidad.

TABLA 13. CORTANTES DINÁMICOS Y ESTÁTICOS EN CADA DIRECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Dirección	C. Estático (ton)	C. Dinamico (Ton)
x	246,73	210,55
	210,55 Ton \geq 246,73 * 85% Ton 210,55 Ton \geq 209,72 Ton	
y	246,73	210,55
	210,55 Ton \geq 246,73 * 85% Ton 210,55 Ton \geq 209,72 Ton	

Fuente: Software estructural Etabs 2019

4.2.5. Chequeo de derivas

TABLA 14. CHEQUEO DE DERIVAS ELÁSTICAS E INELÁSTICAS

Piso	Factor de reducción sísmica (R)	Desplazamiento (mm)		Δ desplazam. (mm)		Deriva Elástica (mm)		Deriva Inelástica. (%)		Observaciones (%)	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	4,425	2,55	5,35	2,55	5,35	0,0009	0,0019	0,34	0,71	0,34 < 2	0,71 < 2
2	7,645	10,02	14,17	7,47	8,82	0,0028	0,0033	1,05	1,24	1,05 < 2	1,24 < 2
3	10,825	17,01	22,12	6,99	7,95	0,0027	0,0031	1,01	1,16	1,01 < 2	1,16 < 2
4	14,005	23,24	32,06	6,23	9,94	0,0024	0,0038	0,9	1,43	0,9 < 2	1,43 < 2
5	17,185	27,36	36,34	4,12	4,28	0,0016	0,0016	0,6	0,6	0,6 < 2	0,6 < 2
6	20,365	25,33	38,49	2,03	2,15	0,00078	0,00083	0,3	0,31	0,3 < 2	0,31 < 2
7	23,585	24,21	31,63	6,21	8,94	0,00245	0,0035	0,9	1,12	0,8 < 2	1,21 < 2

Fuente: Software estructural Etabs 2019

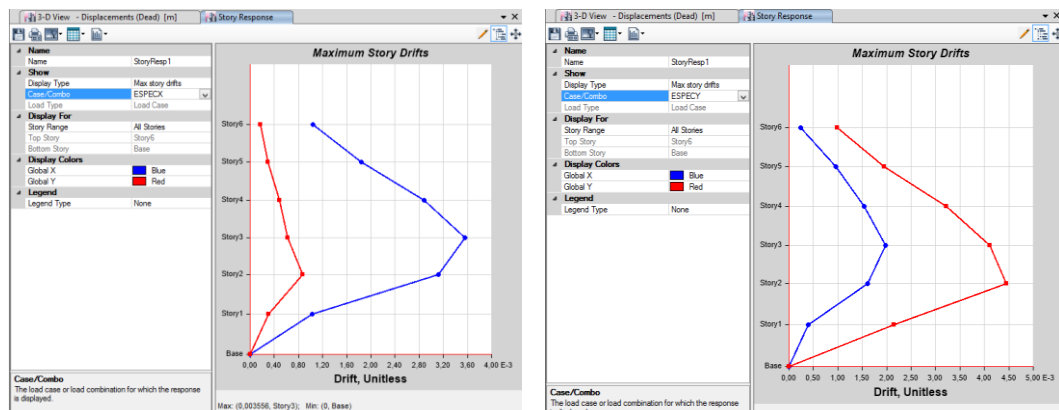


Figura 18. Derivas elásticas en el sentido X y Y

4.3. Diseño de las conexiones precalificadas

Una vez que la estructura se encuentra estabilizada ante cargas gravitatorias y sísmicas se tiene las dimensiones definitivas de vigas y columnas. Con lo cual se procede a realizar el diseño de las uniones. A continuación, se presentan los elementos estructurales que conforman el edificio:

- **Perfiles: HEB 300, HEB 360, HBE 400.**

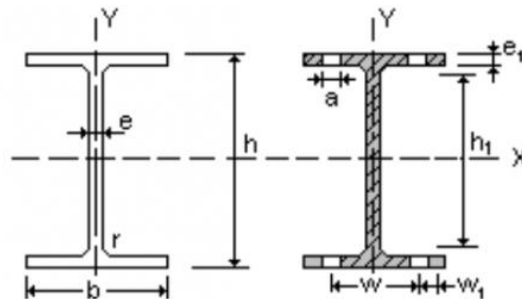


Figura 19. Sección perfiles HEB [16]

TABLA 15. DIMENSIONES PERFILES HEB

Perfil	Dimensiones						
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	1730
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	1850
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	1930

Fuente: Catálogo Import Aceros

- **Perfiles: IPE 240, IPE 270, IPE 300, IPE 360, IPE 400**

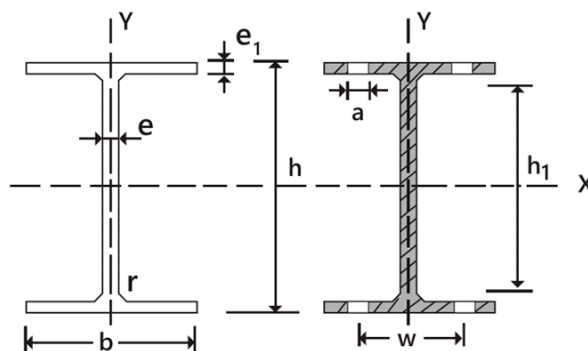


Figura 20. Sección perfiles IPE [17]

TABLA 16. DIMENSIONES PERFILES IPE

Perfil	Dimensiones						
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	299	1350
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331	1470

Fuente: Catálogo Import Aceros

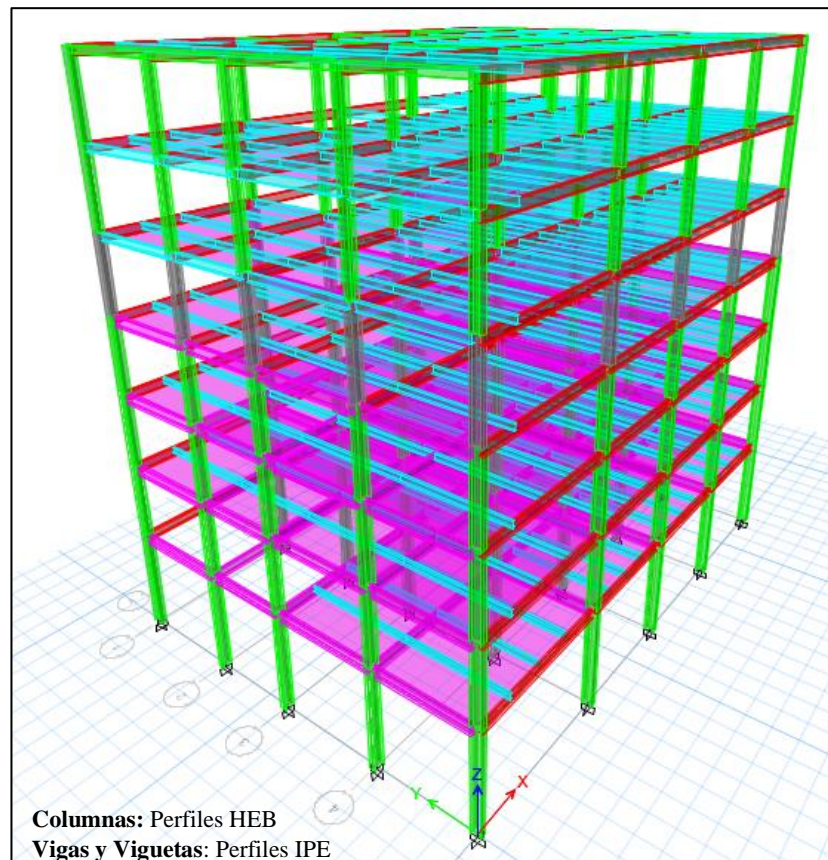


Figura 21. Elementos estructurales que conforman el edificio

Fuente: Software estructural Etabs 2019

4.3.1. Conexión precalificada RBS, BFP, BUEEP-4Ey WUF-W.

Las conexiones precalificadas RBS, BFP, BUEEP-4E y WUF-W para ser usadas en Pórticos Especiales a Momento (SMF) se utilizarán cuando cumplan con las limitaciones indicadas en el (Anexo 1), además el diseño se debe cumplir en base a los Pasos para diseño en conexiones de pórticos de cada conexión (Anexo 2); obteniendo así los siguientes resultados:

- **Resultados Conexión RBS**

TABLA 17. RESULTADOS CONEXIÓN RBS

1. Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{RBS}$		
Z_{RBS} = módulo de la sección plástica en el centro de la reducción de la viga F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado en el elemento que fluye, MPa R_y = relación entre el esfuerzo esperado de fluencia y el esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y , tal como se especifica en las Provisiones Sísmicas del AISC C_{pr} = factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, los refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión. A menos que se indique específicamente algo diferente en esta norma, el valor de C_{pr} será:		
$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$		
M_{pr}	36,570	Ton.m
2. Corte esperado en la rótula plástica		
$V_{RBS} = V_P + V_g$		
V_P	21,581	Ton
V_g	7,526	Ton
V_{RBS}	27,803	Ton
3. Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$		

M_{pr}	36,570	Ton.m
S_h	0,225	M
V_{RBS}	27,803	Ton
M_f	39,019	Ton.m
4. Criterio de columna fuerte-viga débil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
$\sum M_{pB}$	315,28	Ton.m
$\sum M_{pC}$	198,39	Ton.m
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	1,59	
5. Fuerza Requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$		
R_{dp}	176.751	Ton
6. Espesor requerido en la zona panel		
t_{cpreq}	1.02	cm
7. Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		
F_{req}	182.462	Ton
8. Espesor requerido		
t_{req}	35.43	mm

Fuente: Verónica Merino, Autor.

- **Resultados Conexión BFP**

TABLA 18. RESULTADOS CONEXIÓN BFP

1. Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_x * F_{yb}$		
M_{pr}	101.023	Ton.m
2. Corte esperado en la rótula plástica		

$V_u = V_P + V_g$		
V_P	127.520	Ton
V_g	4.831	Ton
V_u	32.351	Ton
3. Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_u S_h$		
M_{pr}	101.023	Ton.m
S_h	1.02	M
V_u	132.351	Ton
M_f	236.021	Ton.m
4. Criterio de columna fuerte-viga débil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
$\sum M_{pb}$	485.123	Ton.m
$\sum M_{pc}$	198,39	Ton.m
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	0.41	
5. Fuerza Requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$		
R_{dp}	393.59	Ton
6. Espesor requerido en la zona panel		
t_{cpreq}	2.95	cm
7. Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		
F_{req}	269.87	Ton
8. Espesor requerido		
t_{req}	60.29	mm

Fuente: Verónica Merino, Autor.

- **Resultados Conexión BUEEP**

TABLA 19. RESULTADOS CONEXIÓN BUEEP

1. Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_u$		
M_{pr}	191.10	Ton.m
2. Corte esperado en la rótula plástica		
$V_u = V_p + V_g$		
V_p	147.487	Ton
V_g	4.901	Ton
V_u	152.388	Ton
3. Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_u S_h$		
M_{pr}	191.10	Ton.m
S_h	0.8	M
V_u	152.388	Ton
M_f	313.010	Ton.m
4. Criterio de columna fuerte-viga débil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
$\sum M_{pb}$	195.45	Ton.m
$\sum M_{pc}$	198,39	Ton.m
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	1.02	
5. Fuerza Requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$		
R_{dp}	187.23	Ton
6. Espesor requerido en la zona panel		
t_{creq}	2.75	cm
7. Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		

F_{req}	202.53	Ton
8. Espesor requerido		
t_{req}	35.43	mm

Fuente: Verónica Merino, Autor.

- **Resultados Conexión WUF-W**

TABLA 20. RESULTADOS CONEXIÓN WUF-W

1. Momento probable en la rótula plástica		
$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e$		
M_{pr}	192.36	Ton.m
2. Corte esperado en la rótula plástica		
$V_u = V_P + V_g$		
V_P	156.901	Ton
V_g	4.103	Ton
V_u	161.004	Ton
3. Momento en la cara de la columna		
$M_f = M_{pr} + V_u S_h$		
M_{pr}	192.36	Ton.m
S_h	0	M
V_u	161.004	Ton
M_f	192.36	Ton.m
4. Criterio de columna fuerte-viga débil		
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$		
$\sum M_{pb}$	189.14	Ton.m
$\sum M_{pc}$	198,39	Ton.m
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	1.05	
5. Fuerza Requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$R_{dp} = R_u - \phi R_v$		

R_{dp}	198.23	Ton
6. Espesor requerido en la zona panel		
t_{cpreq}	2.80	cm
7. Fuerza requerida para diseñar las planchas de continuidad		
$F_{req} = F_1 - \phi R_{min}$		
F_{req}	250.78	Ton
8. Espesor requerido		
t_{req}	35.43	mm

Fuente: Verónica Merino, Autora.

- **Análisis de los Momentos probables en la rótula plástica des las conexiones precalificadas.**

TABLA 21. MOMENTOS PROBABLES EN LA RÓTULA PLÁSTICA

Columna HEB 300 y Viga IPE 270				
	RBS	BFP	BUEEP	WUF-W
Mpr (Ton.m)	36,570	101.023	191.10	192.36

Fuente: Verónica Merino, Autora.

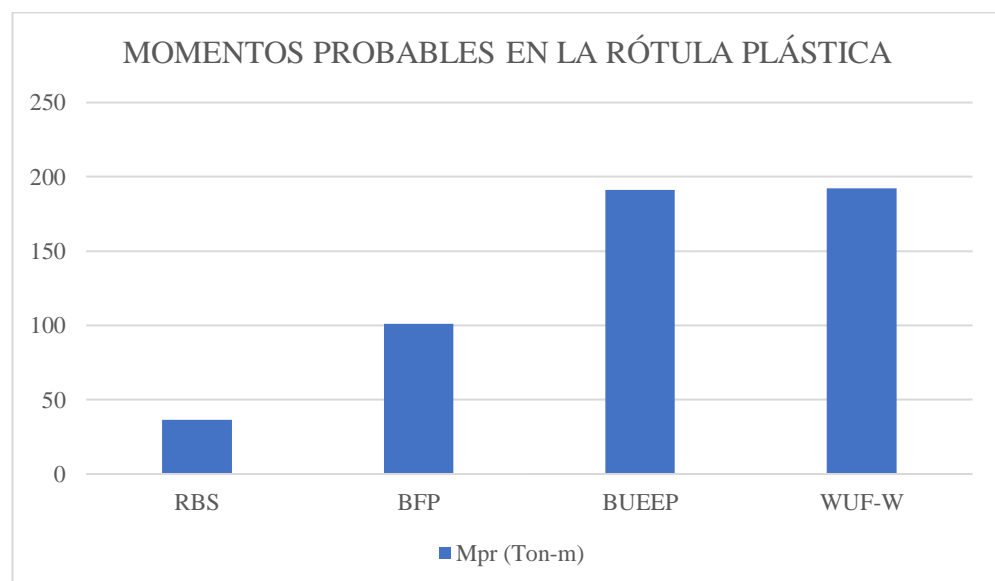


Figura 22. Momentos probables en la rótula plástica.

Fuente: Verónica Merino, Autora

Se observa en la Figura 22, que la conexión RBS consta de un Momento probable en la rótula plástica M_{pr} menor a comparación con las demás conexiones, debido a que la viga reducida comenzará a plastificarse mucho más antes que las demás conexiones, por lo contrario, para las otras conexiones se necesita un mayor momento para entrar en el rango plástico.

4.3.2. Chequeo computarizado de las cuatro conexiones precalificadas, mediante el software especializado en uniones metálicas

El ingreso de datos al programa se lo visualiza en el Anexo 3

- **Resultados:**

El diseño de las soldaduras se basa en las especificaciones brindadas en el AISC 358, las conexiones resistentes a momento se deberá ejecutar una soldadura de penetración completa.

La unión cumple con los requerimientos de diseño como corte en la zona del panel fluencia local en el alma de las vigas, compresión en las placas de continuidad, momento en la cara de la columna vs momentos plásticos y momentos probable en las rótulas plásticas.

- **Chequeo de la conexión RBS**

Se observa que la conexión a corte cumple satisfactoriamente, asimismo se realiza otros chequeos adicionales como ruptura en las soldaduras.

- **Chequeo de la conexión BFP**

Los datos iniciales son los mismos como la carga y secciones, lo que cambia será el tipo de conexión.

- **Chequeo de la conexión BUUEP**

Los datos de carga y secciones son los mismos, lo que cambia será el tipo de conexión, que para este caso será la conexión BUUEP, donde se dará las dimensiones de pernos y placa final calculados de manera manual, las cuales se comprobará con el programa computacional.

- **Chequeo de la conexión WUF-W.**

Los datos como carga y secciones serán los mismos, lo que se ha cambiado es el tipo de conexión, siendo esta la conexión WUF-W, en la cual se le asignará las dimensiones de las placas de continuidad y doble placas, calculadas de manera manual y se las comprobará con el programa computacional.

4.3.3. Distribución de fuerzas en las conexiones precalificadas

- **Distribución de esfuerzos en la conexión RBS**

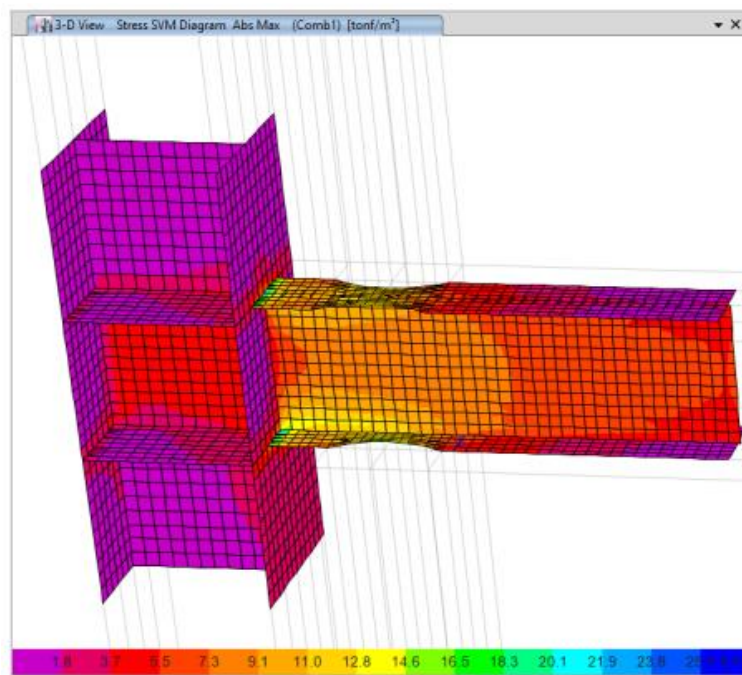


Figura 23. Esfuerzos SVM en la conexión RBS, bajo la carga combinada $1.2D+0.7L$.

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Etabs.

- **Distribución de esfuerzos en la conexión BFP**

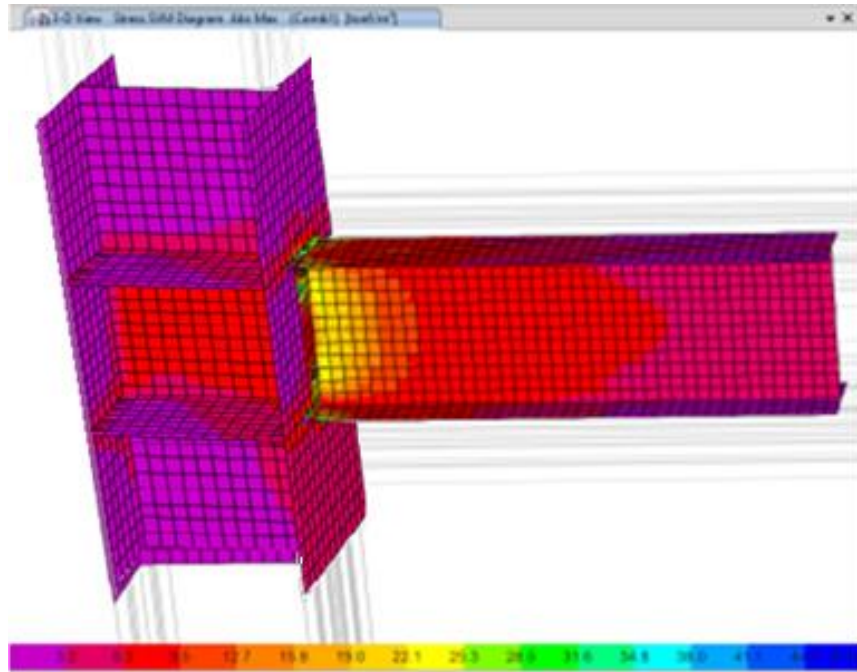


Figura 24. Esfuerzos SVM en la conexión BFP, bajo la carga combinada $1.2D+0.7L$.

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Etabs.

- **Distribución de esfuerzos en la conexión BUEEP-4E**

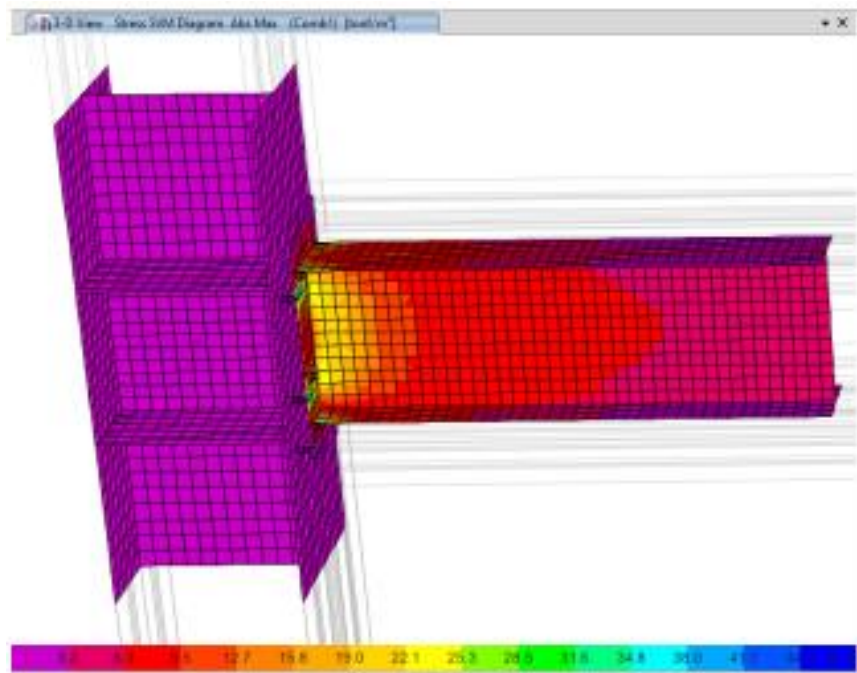


Figura 25. Esfuerzos SVM en la conexión BUEEP, bajo la carga combinada $1.2D+0.7L$

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Etabs.

- **Distribución de esfuerzos en la conexión WUF-W.**

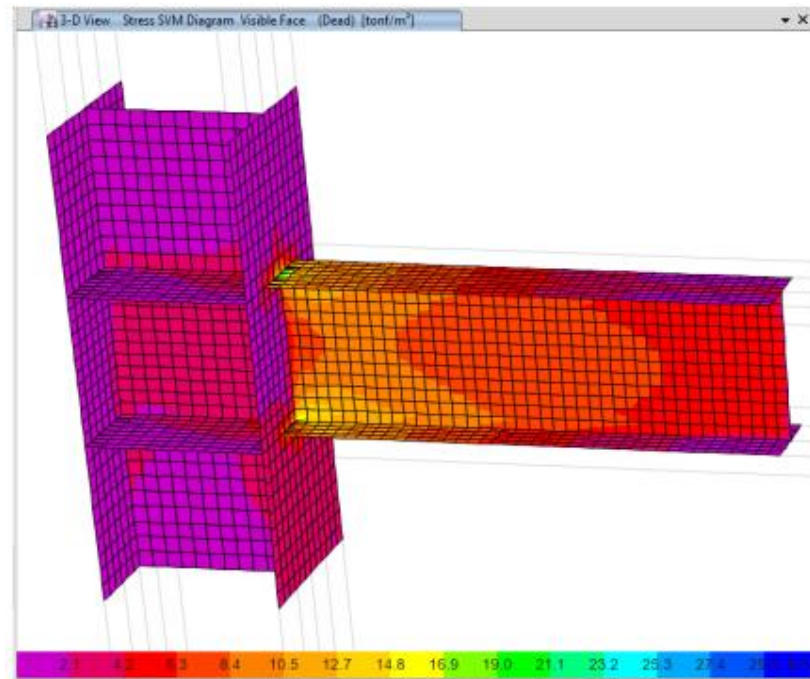


Figura 26. Esfuerzos SVM en la conexión WUF-E, bajo la carga combinada $1.2D+0.7L$

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Etabs.

4.4. Análisis económico del acero en vigas y columnas con uniones atornilladas y soldadas

En base al software “Generador de precios de la construcción” [18] se analiza el precio unitario (costo) de las vigas con unión soldada y empernada, se selecciona los datos disponibles (Anexo 4) tomando en cuenta el pliego de condiciones para obtener los siguientes resultados:

4.4.1. Con uniones atornilladas en obra:

TABLA 22. PRECIO UNITARIO DEL ACERO EN VIGAS CON UNIONES ATORNILLADAS EN OBRAS

EAV010 kg Acero en vigas y columnas.					
Acero A 36, en vigas y columnas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente, acabado con imprimación antioxidante, con uniones atornilladas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye los tornillos, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
1		Materiales			
	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales, acabado con imprimación antioxidante. Trabajado y montado en taller, para colocar con uniones atornilladas en obra.	1,000	1,89	1,89
			Subtotal materiales:		1,89
2		Mano de obra			
	h	Montador de estructura metálica.	0,016	8,88	0,14
	h	Ayudante montador de estructura metálica.	0,009	5,69	0,05
			Subtotal mano de obra:		0,19
3		Herramienta menor			
	%	Herramienta menor	2,000	2,08	0,04
Coste de mantenimiento decenal: \$ 0,06 en los primeros 10 años.			Costos directos		2,12
			(1+2+3):		USD

Fuente: Generador de precios de la construcción

4.4.2. Con uniones soldadas en obra:

TABLA 23. PRECIO UNITARIO DEL ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS CON UNIONES SOLDADAS EN OBRAS

EAV011 kg Acero en vigas y columnas.					
Acero A 36, en vigas y columnas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.					
Rubro	Unidad	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo parcial
1		Materiales			
	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales, acabado con imprimación antioxidante. Trabajado y montado en taller, para colocar con uniones soldadas en obra.	1,000	1,72	1,72
			Subtotal materiales:		1,72

2	Equipo y maquinaria			
h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0,018	3,61	0,06
		Subtotal equipo y maquinaria:		0,06
3	Mano de obra			
h	Montador de estructura metálica.	0,021	8,88	0,19
h	Ayudante montador de estructura metálica.	0,012	5,69	0,07
		Subtotal mano de obra:		0,26
4	Herramienta menor			
%	Herramienta menor	2,000	2,04	0,04
Coste de mantenimiento decenal: \$ 0,06 en los primeros 10 años.		Costos directos		2,08
		(1+2+3+4):		USD

Fuente: Generador de precios de la construcción

4.4.3. Comparación de costos (precio unitario) del acero en vigas

TABLA 24. COMPARACIÓN DE COSTOS (PRECIO UNITARIO) DEL ACERO EN VIGAS

Tipo	Costo por kg de acero (USD)	Observación
Acero en vigas y columnas atornilladas	2.12	Menos económico
Acero en vigas y columnas soldadas	2.08	Más económico

Fuente: Generador de precios de la construcción

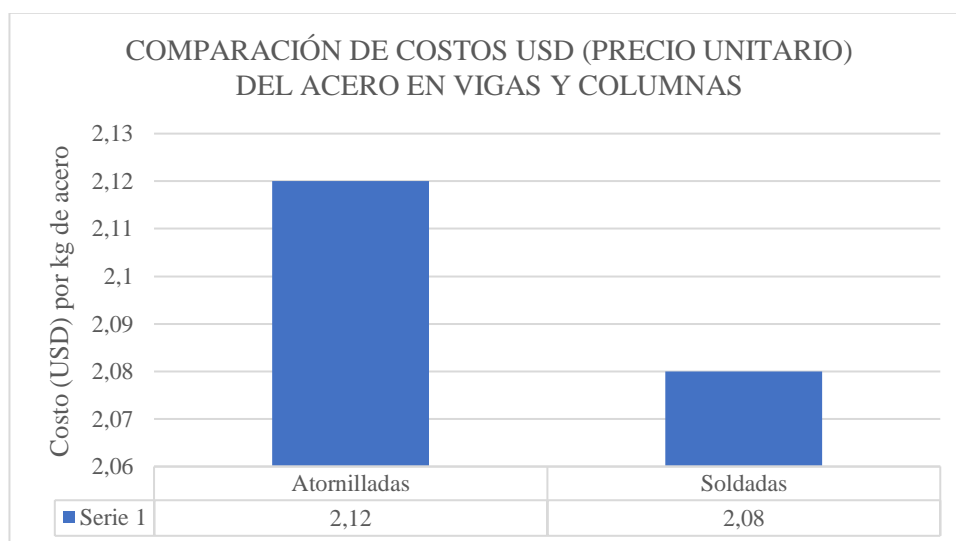


Figura 27. Análisis de la comparación de costos del acero en vigas y columnas

En la Figura 27, se puede observar que en base al tipo de unión (atornillada y soldada) se obtiene que el Acero en vigas y columnas soldadas, es más económico que el Acero en vigas y columnas atornilladas, al tener que los materiales, equipo, maquinaria y mano de obra son elementos diferentes en cada situación, además se tendrá un proceso constructivo diferente.

4.5. Análisis económico de los tipos de conexiones precalificadas

Se presenta el costo individual de cada conexión considerando el peso de los elementos que intervienen en cada unión precalificada [19]:

TABLA 25. COMPARACIÓN DE COSTOS DE LA CONEXIÓN PRECALIFICADA

EN USD	RBS (USD)	BFP (USD)	BUEEP(USD)	WUF-W(USD)
Placa de continuidad	6.42	6.42	6.42	6.42
Doble Placas	3.524	5.605	5.605	6.662
Pernos	11.7	30.52	28.224	0
PI Corte y Final	1.202	12.338	12.338	0
Costo Total (USD)	22.85	54.88	52.59	13.08

Fuente: Verónica Merino, Autora.

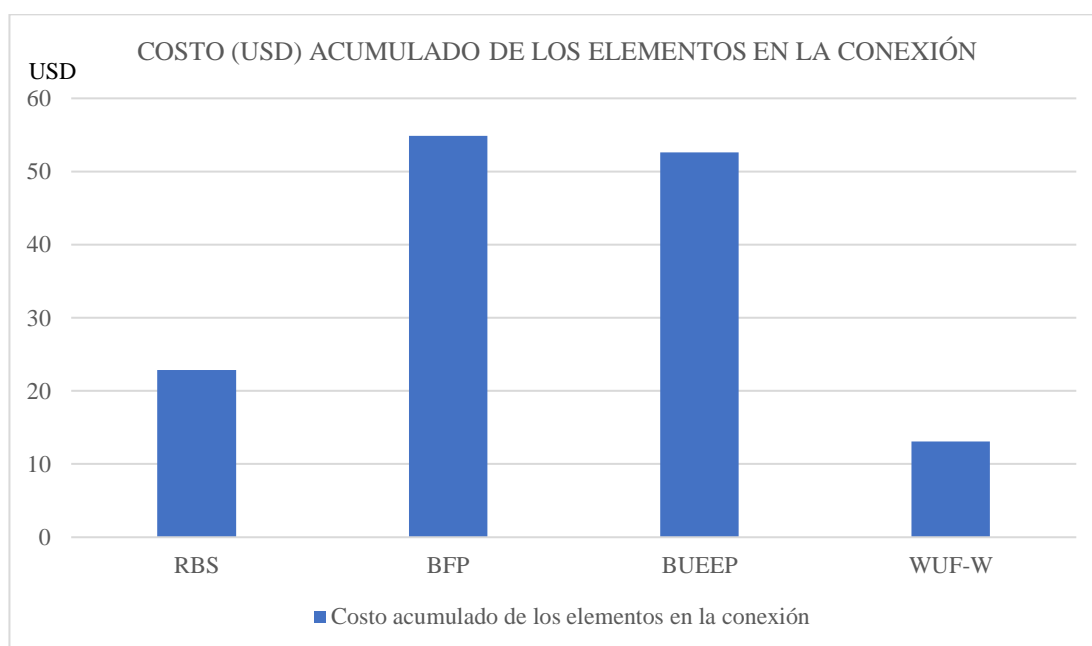


Figura 28. Costo acumulado de los elementos en la conexión

En la Figura 28, se puede observar que la conexión WUF-W es más económica en su construcción, esto debido a su método constructivo y utilización de elementos para la conexión; se tendrá que analizar para el tipo de estructura y su altura final para obtener un costo total real.

CAPITULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

5.1. Conclusiones

- Se analizó las conexiones precalificadas RBS, BFP, BUEEP y WUF-W para un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos SMF descritas en la normativa ANSI/AISC 358-16 a través de un planteamiento práctico, estableciendo el procedimiento del cálculo y diseño para cada una; además, tomando en cuenta las limitaciones geométricas de los elementos estructurales (vigas principales y columnas) se obtienen resultados próximos a los establecidos.
- Se pudo observar que según el cumplimiento de la relación sísmica columna fuerte/viga débil con el uso de la fórmula $\sum (M_{pc} M_{pb}) \geq 1$, se obtienen los siguientes resultados: 1,59; 0.41; 1.02 y 1.05 correspondientes a las conexiones RBS, BFP, BUEEP y WUF-W, respectivamente. Por lo tanto, se puede observar que la conexión RBS, brinda la mejor confiabilidad.
- Se pudo predecir el comportamiento de las conexiones precalificadas mediante la realización del modelo estructural en un software especializado, concluyendo que los elementos que componen la conexión en un edificio de estructura metálica tienen un comportamiento elástico; no presentaron alguna concentración peligrosa de esfuerzos. Además, se pudo observar que la conexión RBS, brinda la mejor confiabilidad para que predomine la cedencia en las vigas (rótula plástica) antes que, en las columnas, como mecanismo de disipación de energía y cumpliendo con la filosofía de diseño
- Se revisó documentación científica de varios autores, que concluyen que el análisis de las conexiones precalificadas más comunes son BFP y RBS conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16, al no contar con un análisis para identificar cual es el más viable para un edificio con estructura metálica que además influya en la reducción del costo en la construcción, en base a esta investigación se pudo conocer que la conexión WUF-W es más económica en su construcción, esto debido a su método constructivo y utilización de elementos para la conexión.

- Se analizó el costo del acero en vigas y columnas, obteniendo que el acero en vigas y columnas soldadas es más económico que el acero en vigas y columnas atornilladas, debido a los materiales, equipo, maquinaria y mano de obra que se emplea en el proceso constructivo de las estructuras metálicas.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda en base a la norma NEC- SE-AC (Estructuras de Acero) que para pórticos especiales a momento se utilice la conexión precalificada con sección de viga reducida RBS, asimismo, al observar que la norma no es clara al aceptar otros tipos de conexiones que se especifica en la norma ANSI/AISC 358-16, existe la inducción para el tipo de conexión indicada en la norma ecuatoriana. Además, las diferencias se verán reflejadas en los sitios donde se aplique las normas.
- Se recomienda que para la construcción de edificaciones con estructura metálica se utilice perfiles que ofrezcan iguales o parecidas rigideces en sus direcciones de análisis X e Y como las secciones cuadradas huecas, debido a que los perfiles tipo W, que se usan como columnas en la configuración de pórticos especiales a momento (SMF) tienen un comportamiento ineficiente debido a la diferencia de rigideces en sus dos sentidos.
- Se recomienda cumplir con todos los requisitos recomendados por los códigos nacionales e internacionales para el diseño de las conexiones metálicas resistentes a momentos SMF, ya que es importante asegurar la confiabilidad de las construcciones de las estructuras de acero debido a que nuestro país se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico.
- Se recomienda que, al contar con un cálculo y diseño de una edificación con estructura de acero, al momento de su construcción, este debe cumplirse estrictamente, ya que responderá en la realidad la aplicación de las normas que se utilizaron para que este sea construido; además se deberá tener un mayor control en las conexiones ya que estas deben ser tipo precalificadas como indica la norma ANSI/AISC 358-16.

- Se recomienda tomar en cuenta que, para la construcción de una edificación con estructura metálica, la calidad, cantidad y procedencia de los materiales deben ser revisados, ya que al surgir imprevistos puede variar el costo final de la estructura.

5.3. Bibliografía

- [1] P. D. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, «Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca», *Rev. Ing. Sísmica*, pp. 1-26, 2016, doi: 10.18867/ris.94.274.
- [2] NEC 2015, «Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015». 2016.
- [3] S. Fuentes, L. Gonzales, F. Calderín, y Y. Sánchez, «Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero en Cuba», vol. 1, 2019. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358509002>
- [4] E. Tapia, A. Flores, H. Guerrero, y M. Chávez, «Comportamiento de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas», *Rev. Ing. Sísmica*, n.º 103, pp. 1-19, 2020, doi: 10.18867/ris.103.562.
- [5] P. Vargas, «Análisis comparativo de un edificio residencial, irregular de 5 pisos realizado mediante 2 tipos de conexiones precalificadas por el AISC 358-10: conexión de plancha de ala emperrada (BFP) y sección de viga reducida (RBS)», Universidad Técnica de Ambato, Ambato, 2017.
- [6] NEC-SE-AC, «Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de Acero». 2015.
- [7] D. León y J. Trueba, «Comparación entre 3 tipos alternativos de conexión en un edificio de acero bajo cargas sísmicas», vol. XXI, pp. 1-12, 2020, doi: <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2020.21.3.028>.
- [8] J. C. Vielma y M. A. Cando, «Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas», *Elsevier Esp.*, pp. 1-9, 2017, doi: <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2016.09.001>.

- [9] R. Li, Y. Yu, B. Samali, y C. Li, «Parametric Analysis on the Circular CFST Column and RBS Steel Beam Joints», pp. 1-19, 2019, doi: 10.3390/ma12091535.
- [10] FEMA-355B, «State of the art report on welding and inspection». 2000.
- [11] FEMA-355D, «State of the art report on connection performance». 2000.
- [12] F. Crisafulli, «Diseño sismorresistente de construcciones de acero», *Asociación Latinoamericana del Acero*, pp. 1-214, 2018.
- [13] ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 2016.
- [14] ANSI/AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. 2016.
- [15] C. Aguirre y J. Carvajal, «Diseño de edificios estructurados de acero en base a marcos rígidos especiales», pp. 1-32, 2021.
- [16] IMPORT ACEROS, «Catálogo Perfiles laminados HEB», 2022. [En línea]. Disponible en: <https://www.importaceros.com/ecuador-quito/viga-heb/>
- [17] IMPORT ACEROS, «Catálogo Perfiles laminados IPE», 2022. [En línea]. Disponible en: <https://www.importaceros.com/ecuador-quito/viga-heb/>
- [18] Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción, «Generador de precios de la construcción». CYPE Ingenieros, S.A., Ecuador, 2022. [En línea]. Disponible en: <http://www.ecuador.generadordeprecios.info/>
- [19] M. Criollo, «“Análisis comparativo técnico-económico de tres tipos de conexiones precalificadas en edificios residenciales de acero”», Universidad nacional de Chimborazo, Riobamba.

5.4. Anexos

Anexo 1

TABLA 26. PARÁMETROS Y LIMITACIONES GENERALES DE LA CONEXIÓN RBS.

Sistema de marco aplicable	SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	$sh=d/2+a+b/2$
Limitaciones en vigas	
Altura de la sección	W 920 mm (W36)
Peso de la sección	447 kg/m (300 lb/ft)
Espesor en las alas (tf)	44.5 mm
Relación luz libre/ peralte	7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máximo	No hay limite
Espesor máximo de ala (tf)	No hay limite
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350

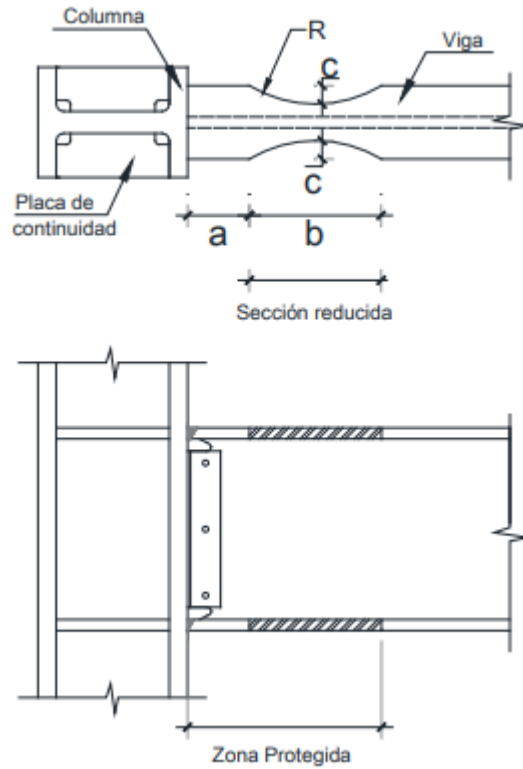


Figura 29. Conexión RBS

TABLA 27. PARÁMETROS Y LIMITACIONES GENERALES DE LA CONEXIÓN BFP

Sistema de marco aplicable	SMF
Limitaciones en vigas	
Altura de la sección	W 920 mm (W36)
Peso de la sección	223 kg/m
Espesor en las alas (tf)	25 mm
Relación luz libre/ peralte	9
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máximo	No hay limite
Espesor máximo de ala (tf)	No hay limite

Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC
--------------------------------------	--

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350

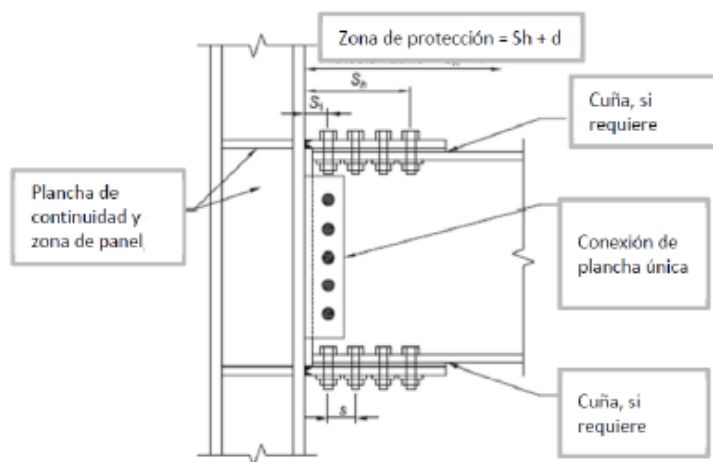


Figura 30. Conexión BFP

TABLA 28. PARÁMETROS Y LIMITACIONES GENERALES DE LA CONEXIÓN BUEP

Sistema de marco aplicable	SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	$sh = \min(d/2, 3bbf)$
Limitaciones en vigas	
Altura de la sección	W 1400 mm
Peso de la sección	No hay limite
Espesor en las alas (tf)	23.5 mm
Relación luz libre/ peralte	7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máximo	No hay limite
Espesor máximo de ala (tf)	No hay limite

Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC
Limitaciones en la placa	
Tipo de acero	ASTM A36, A572
Tipo de pernos	ASTM A325, A490
Tipo de agujeros	Estándar
Requerimiento de instalación de los pernos	Pretensados

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350

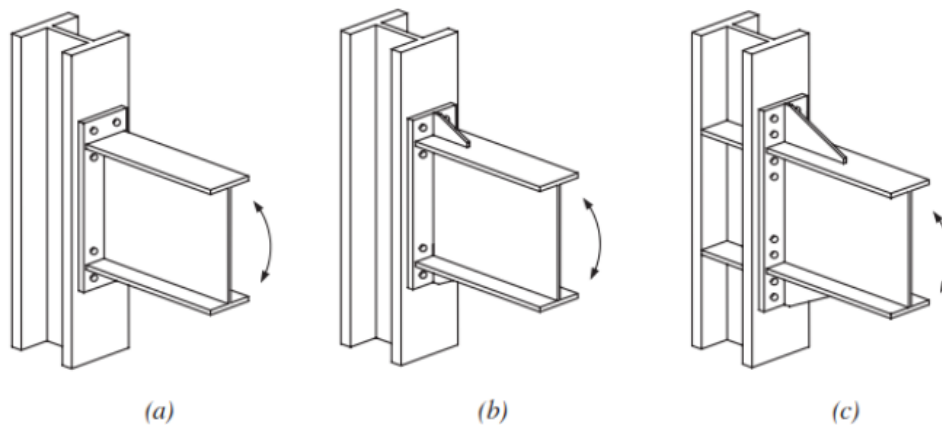


Figura 31. Configuraciones de placa de extremo extendida: (a) de cuatro pernos sin rigidizadores; 4E, (b) de cuatro pernos con rigidizadores, 4ES; (c) de ocho pernos con rigidizadores, 8ES.

TABLA 29. PARÁMETROS Y LIMITACIONES GENERALES DE LA CONEXIÓN WUF-W

Sistema de marco aplicable	SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	0 cm
Limitaciones en vigas	
Altura de la sección	W 920 mm (W36)
Peso de la sección	224 kg/m
Espesor en las alas (tf)	25 mm

Relación luz libre/ peralte	7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máximo	No hay limite
Espesor máximo de ala (tf)	No hay limite
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Cumplir los requisitos de condiciones sísmicas establecidos en la norma AISC

Fuente: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350

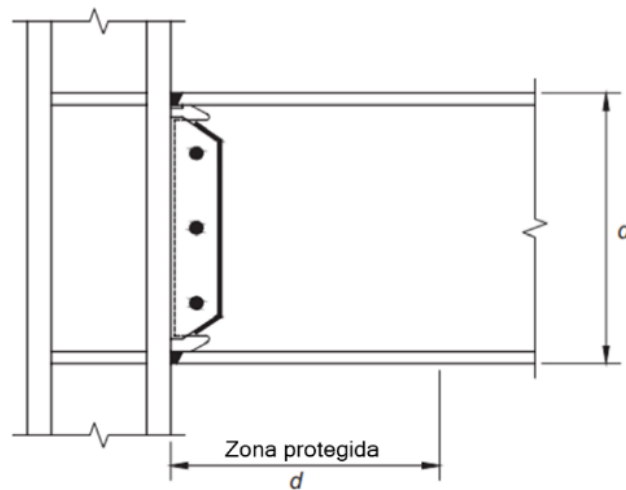


Figura 32. Conexión a momento WUF-W

Anexo 2.

- **Pasos para diseño en conexiones de pórticos con vigas RBS**

TABLA 30. CHEQUEO DE LA CONEXIÓN TIPO RBS CONFORME A LA NORMATIVA AISC/ANSI 358-16.

Paso	Especificación
1	Elegir valores de prueba para las secciones de viga, secciones de columna y dimensiones a, b y c (Figura 6) sujeto a los límites establecidos
2	Determinar el módulo de plasticidad, en el centro de la sección reducida de la viga
3	Calcular el momento máximo probable en el centro de la sección reducida de la viga
4	Calcular la fuerza cortante en la rótula plástica de la viga reducida
5	Calcular el momento máximo esperado en la cara de la columna
6	Determinar el momento plástico de la viga basado en el límite de rendimiento esperado
7	Comprobar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna
8	Determinar la fuerza de corte requerida
9	Diseñar la conexión entre la viga y columna a partir de las limitaciones establecidas en los pasos anteriores
10	Verificar los requisitos de la plancha de continuidad de acuerdo a la norma
11	Verificar los requisitos de columna fuerte- viga débil
12	Chequeo de la zona del panel

Fuente: AISC/ANSI 358-16

- **Pasos para diseño en conexiones de pórticos con vigas BFP**

TABLA 31. CHEQUEO DE LA CONEXIÓN TIPO BFP CONFORME A LA NORMATIVA AISC/ANSI 358-16.

Paso	Especificación
1	Calcular el momento máximo probable en la rótula plástica

2	Determinar el diámetro máximo del perno, para evitar la ruptura por tracción del ala de la viga
3	Suponer el espesor de la plancha del ala; estimar el ancho de la misma tomando en cuenta el calibre del perno, los requisitos de distancia del borde del perno y el ancho del ala de la viga
4	Seleccionar el número de pernos
5	Determinar la ubicación de la rótula plástica a una distancia
6	Calcular la fuerza cortante en la rótula plástica de la viga
7	Calcular el momento esperado en la cara del ala de la columna
8	Determinar la fuerza en la plancha del ala debido al momento esperado
9	Confirmar el número de pernos seleccionados en el paso 4
10	Comprobar el espesor de la plancha del ala indicado en el paso 3
11	Chequear la plancha del ala, por ruptura de tensión
12	Chequear el ala de la viga, por bloque de corte
13	Chequear la plancha del ala, por pandeo a compresión
14	Determinar la fuerza de corte requerida
15	Calcular la conexión a corte en el alma de la viga; con respecto a la fuerza obtenida en el paso 14, cumpliendo con los requisitos de las especificaciones
16	Verificar los requisitos de la plancha de continuidad de acuerdo a la norma
17	Verificar los requisitos de la zona del panel de acuerdo a la norma
18	Verificar los requisitos de columna fuerte- viga débil

- **Pasos para diseño en conexiones de pórticos con vigas BUEP-4E**

TABLA 32. CHEQUEO DE LA CONEXIÓN TIPO BUEP CONFORME A LA NORMATIVA AISC/ANSI 358-16

Paso	Especificación
	Diseño de placa final y perno.
1	Determinar los tamaños de los miembros conectados (vigas y columna) y calcule el momento en la cara de la columna, M_f .

2	Seleccionar una de las tres configuraciones de conexión de momento de la placa final y establezca valores preliminares para la geometría de la conexión (g, pfi, pfo, pb, g, hi, etc.) y el grado del tornillo
3	Determinar el diámetro del perno requerido, db req, usando una de las siguientes expresiones
4	Seleccionar un diámetro de perno de prueba, db, no menor que el requerido en el Paso 3
5	Determinar el espesor requerido de la placa final, tp req
6	Seleccionar un grosor de la placa final, tp, que no sea inferior al valor requerido
7	Calcular Ffu, la fuerza del ala de la viga factorizada
8	Verificar el rendimiento de corte de la porción extendida de la placa de extremo sin refuerzo extendida de cuatro pernos (4E)
9	Verificar la ruptura de corte de la porción extendida de la placa de extremo en la placa de extremo sin refuerzo extendida de cuatro pernos (4E)
10	La resistencia a la rotura de cizallamiento del perno de la conexión es proporcionada por los pernos en un ala
11	Comprobar el fallo de los cojinetes / desgarros de la placa de extremo y la brida de la columna
	Diseño conexión con la columna
1	Comprobar el ala de la columna para el rendimiento de flexión
2	Si se requieren placas de continuidad para el rendimiento de flexión de la brida de la columna, determinar la fuerza de refuerzo requerida
3	Comprobar la resistencia a la fluencia de la columna sin rigidizado. Resistencia requerida
4	Verificar la resistencia de pandeo de la columna sin refuerzo en la brida de compresión de la viga
5	Verificar la resistencia del alma de la columna sin refuerzo en el ala a compresión de la viga
6	Si se requieren placas de refuerzo para cualquiera de los estados límite del lado de la columna, la resistencia requerida es $Fsu = Ffu - \min(\emptyset Rn)$
7	Verificar la zona del panel.

- **Pasos para diseño en conexiones de pórticos con vigas WUF-W**

TABLA 33. CHEQUEO DE LA CONEXIÓN TIPO WUF-W CONFORME A LA NORMATIVA AISC/ANSI 358-16

Paso	Especificación
1	Calcular el momento máximo probable en la bisagra de plástico, M_{pr} , El valor de Z_e se tomará como igual a Z_x de la sección de la viga y el valor de C_{pr} se tomará como igual a 1.4
2	La ubicación de la bisagra de plástico se considerará en la cara de la columna; es decir, $S_h = 0$
3	Calcular la fuerza de corte, V_h , en la ubicación de la bisagra de plástico en cada extremo de la viga
4	Verificar las limitaciones de la relación columna-viga
5	Verificar la resistencia al corte del diseño de la viga
6	Verificar los requisitos de la placa de continuidad de la columna. Proporcionar placas de continuidad según sea necesario

- **Detalle de los pasos para el diseño de las conexiones precalificadas**

1. Procedimiento de cálculo de la conexión (RBS).

Se sigue el procedimiento de cálculo referencial en el AISC 358:

Paso 1: determine la longitud y la ubicación de la reducción del ala de la viga, de acuerdo con lo siguiente:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

$$0.5bbf \leq a \leq 0.75bbf$$

$$0.65dc \leq b \leq 0.85dc$$

$$0.1bbf \leq c \leq 0.25bbf$$

En donde:

a, b, c = dimensiones especificadas en la figura de esta conexión

bbf = Ancho del ala de la viga

dc = Peralte de la viga

Paso 2: Cálculo el módulo de la sección plástica en el centro de la reducción de la viga:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 * c * t_{bf} * (dc - t_{bf})$$

En donde:

Z_{RBS} = Módulo de sección plástica en el centro de la sección reducida

Z_x = Módulo de sección plástico sobre el eje x, y para la sección transversal de la viga completa

t_{bf} = Espesor del ala de la vida

Paso 3. Cálculo de momento máximo probable M_{pr}, en el centro de la sección reducida

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e$$

Paso 4. Cálculo de la fuerza cortante en el centro de la reducción de la viga. Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga que se encuentra comprendida entre centros de secciones de viga reducida.

Para este cálculo utilizaremos la combinación de cargas 1.2D +F1L+0.2S, El factor F1 debe estar entre (0.5-0.7).

La carga de nieve S, se tomó igual a cero, debido a que la temporada de nieve para nuestro país es rara.

$$VRBS = \frac{2 * Mpr}{Lh} + \frac{W * Lh}{2}$$

En donde,

Lh = Distancia entre las rótulas plásticas

W = Combinación de carga

Paso 5. Cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna Mf

$$Mf = Mpr + VRBS * sh$$

En donde,

Mf = Momento máximo en la cara de la columna

sh = Distancia desde la cara de la columna hasta el centro de la reducción en la viga

Paso 6. Cálculo del momento plástico de la viga basado en un esfuerzo de fluencia esperado

$$Mpe = Ry * Fy * Zx$$

Paso 7. Verificar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna

$$Mf \leq \phi d * Mpe$$

En donde,

$\phi d = 1$ Para estados límite dúctiles

Nota: Si el caso de que la ecuación anterior no satisfaga, se debe ajustar a los valores de a, b y c o ajustar el tamaño de la sección y repetir los pasos del 2 al 7.

Paso 8. Cálculo de la fuerza de corte requerida Vu, en la viga y la conexión entre el alma de la viga y la columna

$$Vu = \frac{2 * Mpr}{Lh} + V gravity$$

En donde,

Lh = Distancia entre rótulas plásticas

Vgravity = Fuerza cortante en la viga resultante de la combinación de cargas 1.2D+F1L+0.2S, El factor F1 debe estar entre (0.5-0.7).

Vu = Fuerza cortante requerida en la viga y en la unión viga columna.

Paso 9: Diseño de la conexión del alma de la viga al ala de la columna. De acuerdo a AISC 360, en capítulo de diseño de miembros a corte

Paso 10: Chequeo de placas de continuidad

Las placas o planchas de continuidad son colocadas en el interior de la columna, con el objetivo de dar continuidad a las alas de viga y rigidizar el nudo o unión.

En las disposiciones de la normativa FEMA-350, capítulo 3, recomiendan la ubicación de las placas de continuidad salvo se demuestre mediante pruebas de precalificación que no sean requeridas. Para las conexiones resistentes a momento deben ser provistas de placas de continuidad que crucen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de columna sea menor de cualquier valor obtenido con las siguientes ecuaciones:(SAC Joint Venture, 2000, p.3-20).

$$tcf < 0.4 * \sqrt{1.8 * bf * tf * \frac{Fyb * Ryb}{Fyc * Ryc}}$$
$$tcf < \frac{bf}{6}$$

Paso 11. Resistencia a corte en la zona del panel

Se debe verificar que la unión viga- columna se mantenga totalmente rígida, y la normativa AISC 360-10, en su capítulo Diseño de conexiones, sección J10 tiene el procedimiento a seguir.

La resistencia nominal del panel nodal sometido a corte, Vn, puede determinarse a partir de las siguientes expresiones AISC 360-10: (AISC, 2010, p.215).

a.- Cuando el efecto de la deformación del panel no es considerado en el análisis de la estabilidad del pórtico:

i.- Para $Pr \leq 0.4Pc$

$$Rn = 0.6 * Fy * dc * tw$$

ii.- Para $Pr > 0.4Pc$

$$Rn = 0.6 * Fy * dc * tw * \left(1.4 - \frac{Pr}{Pc}\right)$$

b.- Cuando la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal son considerados en el análisis

i.- Para $Pr \leq 0.75Pc$

$$Rn = 0.6 * Fy * dc * tw * \left(1 + \frac{3 * bcf * tcf^2}{db * dc * tw}\right)$$

ii.- Para $Pr > 0.75Pc$

$$Rn = 0.6 * Fy * dc * tw * \left(1 + \frac{3 * bcf * tcf^2}{db * dc * tw}\right) * \left(1.9 - \frac{1.2 * Pr}{Pc}\right)$$

En donde:

$0.6 * Fy$ = representa la tensión de fluencia por corte

bcf = ancho del ala de la columna

dc = altura de la columna

tw = espesor del alma de la columna

Pr = es la carga axial requerida,

$Pc = 0.6 Py$ (ASD)

$Pc = Py$ (LRFD)

$Py = Fy * Ag$. Resistencia axial de fluencia de la columna

Ag = área bruta de la sección de la columna.

tcf = espesor del ala de la columna

tp = es el espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo (caso contrario $tp = tcw$).

Cálculo del espesor de la zona del panel. El espesor individual, t de las almas en las columnas, si estas debieran ser usadas; deben estar de acuerdo con la siguiente ecuación

$$t \geq \frac{dz + Wz}{90}$$

En donde:

t = Espesor del alma de la columna o de la placa

dz = Peralte de la zona del panel entre las placas de continuidad

Wz = El ancho de la zona del panel entre las alas de la columna

Paso 12. Relación columna fuerte viga débil.

Las conexiones de viga - columna deben cumplir las siguientes limitaciones:

- (1) Las zonas de panel deberán cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC.
- (2) Las relaciones de momento de columna / viga se limitarán de la siguiente manera:
 - (a) Para los sistemas SMF, la relación de momento columna-viga debe cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC. El valor de $\sum M_{pb}$ se tomará igual a $\sum (M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} es el momento probable calculada anteriormente, y donde M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde el centro de la sección reducida de la viga hasta la línea central de la columna. M_{uv} se puede calcular como $VRBS (a + b / 2 + dc / 2)$, donde $VRBS$ es la cizalladura en el centro de la sección de haz reducido calculada, a y b son las dimensiones de corte iniciales, y dc es la profundidad de la columna
 - (b) Para los sistemas del FMI, la relación de momento de haz de columna se ajustará a los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC

2. Procedimiento de cálculo de la conexión (BFP).

Se sigue el procedimiento de cálculo referencial en el AISC 358:

Paso 1. Calcule el momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} , de acuerdo con la Sección 2.4.3. de la 10-NORMA_AISC_358_16

Paso 2. Calcule el diámetro máximo de perno para evitar la rotura por tracción de la aleta de la viga.

Para perforaciones estándar con dos pernos por hilera:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - 3 \text{ mm}$$

Seleccione un diámetro de perno. Verifique que las distancias al borde de las perforaciones de la aleta de la viga satisfacen los requisitos de la Especificación AISC 360.

Paso 3. Suponga un espesor de la placa de aleta, t_p . Estime el ancho de la placa de aleta, b_{fp} , considerando el gramil entre pernos, los requisitos para la distancia del perno al borde, y el ancho de la aleta de la viga. Determine la resistencia nominal a corte por perno que prima, considerando el corte del perno y el aplastamiento del material conectado:

$$r_n = \min \begin{cases} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_f \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{cases}$$

donde

A_b =área nominal del cuerpo no roscado del perno, mm²

F_{nv} =resistencia nominal a cortante del perno de acuerdo a la Especificación AISC 360, MPa

F_{ub} =resistencia mínima especificada a la tracción del material de la viga, MPa

F_{up} =resistencia mínima especificada a la tracción del material de la placa, MPa

d_b =diámetro nominal del perno, mm

t_f =espesor de la aleta de la viga, mm

t_p =espesor de la placa de aleta, mm

Paso 4. Seleccione un valor de tanteo para el número de pernos.

Paso 5. Determine la ubicación de la articulación plástica de la viga, S_h , medida desde la cara de la columna

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right)$$

donde

S_1 =distancia desde la cara de la columna hasta la hilera más cercana de pernos, mm

n =número de pernos

s =espaciamiento de las hileras de pernos, mm

El espaciamiento entre hileras de pernos, s , y la distancia al borde, deberán ser lo suficientemente grandes para asegurar que lc , tal como se define en la *Especificación AISC 360*, sea mayor o igual que $2db$.

Paso 6. Calcule la fuerza cortante en los puntos en cada extremo de la viga donde se ubican las articulaciones plásticas.

La fuerza cortante en cada punto donde se ubica una articulación, V_h , se deberá determinar a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga comprendida entre dichos puntos. En este cálculo se deberá suponer que el momento en las articulaciones plásticas es M_{pr} y se deberán incluir las cargas gravitacionales que actúan en la viga, con base en la combinación de cargas $1.2D+f1L+0.2SG$, donde D es la carga muerta; $f1$ es el factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones, pero no menor de 0.5; L es la carga viva; y G es la carga de granizo.

Paso 7. Calcule el momento esperado en la cara de la aleta de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h$$

donde V_h es el mayor valor de los dos valores de la fuerza cortante en los puntos donde se ubican las articulaciones en cada extremo de la viga, N.

En la ecuación anterior se desprecia la carga gravitacional en la porción de la viga comprendida entre la articulación plástica y la cara de la columna. Se permite incluir dicha carga en esta pequeña porción de la viga.

Paso 8. Calcule F_{pr} , correspondiente a la fuerza en la placa de debida a M_f .

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d + t_p)}$$

donde

d =peralte de la viga, mm

t_p =espesor de la placa de aleta, mm

Paso 9. Confirme que el número de pernos seleccionado en el Paso 4 sea adecuado.

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n}$$

Paso 10. Verifique que el espesor de la placa de aleta supuesto en el Paso 3 sea adecuado:

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}}$$

donde

F_y =esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de aleta, MPa

b_{fp} =Ancho de la placa de aleta, mm

Paso 11. Verifique la placa de aleta para el estado límite de la rotura a tracción.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

donde R_n se define en las disposiciones para rotura por tracción del Capítulo J de la Especificación AISC 360.

Paso 12. Verifique la aleta de la viga para el estado límite de rotura por desgarramiento en bloque.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

donde R_n se define en las disposiciones para rotura por desgarramiento en bloque del Capítulo J de la Especificación AISC 360.

Paso 13. Verifique la placa de aleta para los estados límite de pandeo por compresión.

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n$$

donde R_n se define en las disposiciones para pandeo por compresión de la Sección J4.4 de la Especificación AISC 360.

Se puede requerir alguna iteración entre los Pasos 3 y 13 para determinar un tamaño aceptable de la placa de aleta.

Paso 14. Determine la resistencia requerida a cortante, V_u , de la viga y de la conexión del alma de la viga a la columna:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$$

donde

L_h =distancia entre los puntos donde se ubican las articulaciones plásticas, mm

$V_{gravedad}$ =Fuerza cortante en la viga que resulta de la combinación $1.2D+f1L+0.2S$ (donde $f1$ es el factor de carga para cargas vivas determinado por el código de construcción de edificaciones aplicable, pero no menor de 0.5), N

Verifique la resistencia de diseño a cortante de la viga de acuerdo a la Especificación AISC 360.

Paso 15. Diseñe una conexión a cortante con placa simple para la resistencia requerida a cortante, V_u , calculada en el Paso 14 y ubicada en la cara de la columna, cumpliendo los requisitos de la *Especificación AISC 360*.

Paso 16. Verifique los requisitos de la placa de continuidad de acuerdo al Capítulo 2.

Paso 17. Verifique la zona de panel de la columna de acuerdo a la Sección 7.4.

La resistencia requerida a cortante de la zona de panel se deberá determinar a partir de la sumatoria de los momentos en las caras de la columna, obtenidos proyectando sobre dichas caras los momentos iguales a $R_y F_y Z_e$ que actúan en los puntos de articulación plástica. Para el valor d , sume dos veces el espesor de la placa de aleta al peralte de la viga.

3. Procedimiento de cálculo de la conexión (BUEEP).

Diseño de placa final y perno.

Paso 1. Determine los tamaños de los miembros conectados (vigas y columna) y calcule el momento en la cara de la columna, M_f

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{9}{16}$ (14)
b_{bf}	$9\frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12\frac{1}{4}$ (311)	$7\frac{1}{2}$ (190)
d	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2\frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
b_p	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{1}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{ti}, p_{to}	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{3}{4}$ (44)	2 (51)	$1\frac{1}{8}$ (41)
p_b	—	—	—	—	$3\frac{3}{4}$ (95)	$3\frac{1}{2}$ (89)

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)
 b_p = width of end-plate, in. (mm)
 d = depth of connecting beam, in. (mm)
 g = horizontal distance between bolts, in. (mm)
 p_b = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
 p_{ti} = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{to} = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
 t_{bf} = thickness of beam flange, in. (mm)
 t_p = thickness of end-plate, in. (mm)

Figura 33. Limitaciones en las columnas [14]

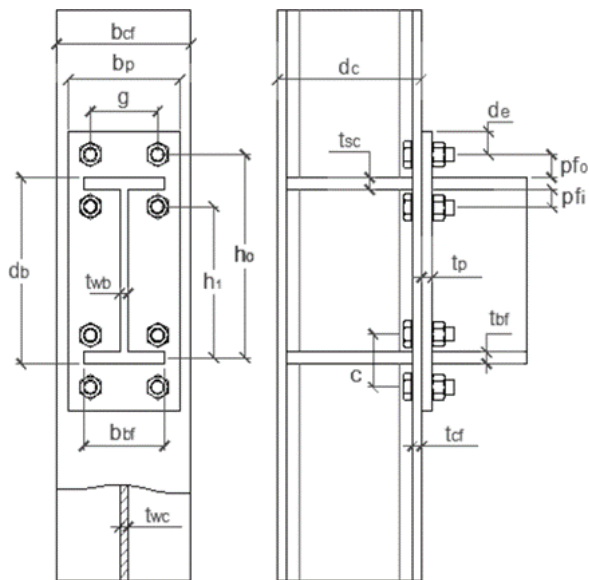


Figura 34. Partes de la conexión placa de extremo de cuatro pernos sin rigidizador [14]

En donde:

bbf = ancho del ala de la viga, pulg. (mm)

pb = ancho de la placa final, pulg. (mm)

d = profundidad de la viga de conexión, pulg. (mm)

g = distancia horizontal entre tornillos, pulg. (mm)

pfi = distancia vertical desde el interior de una brida de tensión de la viga hasta la fila de pernos interior más cercana, pulg. (mm)

pfo = distancia vertical desde el exterior de una brida de tensión de la viga hasta la fila de pernos exterior más cercana, pulg. (mm)

tbf = espesor de la brida de la viga, pulg. (mm)

tp = espesor de la placa final, pulg. (mm)

Momento en la cara de la columna, M_f

$$M_f = M_{pr} + V_u * sh$$

En donde

Lh = distancia entre las ubicaciones de las bisagras de plástico, pulg. (Mm)

Lst = longitud del rigidizador, como se muestra en la Figura 6.5, pulg. (Mm)

Mpr = momento máximo probable en la bisagra de plástico, kip-in. (N-mm), dada por la ecuación 2.4-1

Sh = distancia desde la cara de la columna hasta la bisagra de plástico, pulg. (Mm)
= el menor de $d / 2$ o $3bbf$ para una conexión sin refuerzo (4E)

Vgravity = fuerza cortante del haz resultante de $1.2D + f1L + 0.2S$ (donde f1 es un factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para cargas vivas, pero no inferior a 0.5), kips (N)

Vu = fuerza de corte al final de la viga, kips (N)

$$Vu = \frac{2 * Mpr}{Lh} + Vgravity$$

bbf = ancho de la brida de la viga, pulg. (mm)

d = profundidad de la viga de conexión, pulg. (mm)

tp = espesor de la placa final, pulg. (mm)

Paso 2. Seleccione una de las tres configuraciones de conexión de momento de la placa final y establezca valores preliminares para la geometría de la conexión (g, pfi, pfo, pb, g, hi, etc.) y el grado del tornillo.

Paso 3. Determine el diámetro del perno requerido, db req, usando una de las siguientes expresiones.

Para conexiones de cuatro tornillos (4E, 4ES):

$$db, req = \sqrt{\frac{2 * Mf}{\pi * \phi n * Fnt * (ho + h1)}}$$

En donde

Fnt = resistencia nominal a la tracción del perno de la especificación AISC, ksi (MPa)

hi = distancia desde la línea central de la brida de compresión de la viga hasta la línea central de la fila de pernos de tensión i

ho = distancia desde la línea central de la brida de compresión a la fila de tornillos exterior del lado de tensión, pulg. (mm)

$$\phi_n = 0.90$$

Paso 4. Seleccione un diámetro de perno de prueba, db, no menor que el requerido en el Paso 3.

Paso 5. Determine el espesor requerido de la placa final, tp req

$$tp, req = \sqrt{\frac{1.11 * Mf}{\phi d * Fyp * Yp}}$$

En donde

Fyp = esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material de la placa final, ksi (MPa)

Yp = parámetro del mecanismo de la línea de rendimiento de la placa final, pulg.(mm)

$$\phi_d = 1.00$$

Paso 6. Seleccione un grosor de la placa final, tp, que no sea inferior al valor requerido

Paso 7. Calcule Ffu, la fuerza del ala de la viga factorizada

$$Ffu = \frac{Mf}{d - tbf}$$

Paso 8. Verifique el rendimiento de corte de la porción extendida de la placa de extremo sin refuerzo extendida de cuatro pernos (4E)

$$\frac{Ffu}{2} \leq \phi d * Rn = \phi d * (0.6) * Fyp * bp * tp$$

En donde:

b_p = es el ancho de la placa final, pulg. (mm), que debe tomarse como no mayor que el ancho de la brida de la viga más 1 pulg. (25 mm).

Si la Ecuación no se cumple, aumente el grosor de la placa final o aumente la tensión de rendimiento del material de la placa final.

Paso 9. Verifique la ruptura de corte de la porción extendida de la placa de extremo en la placa de extremo sin refuerzo extendida de cuatro pernos (4E):

$$\frac{Ffu \leq \phi n * Rn = \phi n * (0.6) * Fup * An}{2}$$

En donde,

A_n = área neta de la placa final

= $t_p [p_b - 2 (d_b + 8)]$ cuando se usan orificios estándar, in²

= $t_p [p_b - 2 (d_b + 3)]$ cuando se usan orificios estándar, mm²

F_{up} = tensión de tracción mínima especificada de la placa final, ksi (MPa)

d_b = diámetro del tornillo, pulg. (mm)

Si la Ecuación no se cumple, aumente el grosor de la placa final o aumente la tensión de rendimiento del material de la placa final.

Paso 11. La resistencia a la rotura de cizallamiento del perno de la conexión es proporcionada por los pernos en un ala (compresión); así

$$Vu \leq \phi n * Rn = \phi n * n_b * Fnv * A_b$$

En donde,

A_b = área bruta nominal del tornillo, in.² (mm²)

F_{nv} = resistencia nominal al corte del perno de la especificación AISC, ksi (MPa)

V_u = fuerza de corte al final de la viga, kips (N), dada por la ecuación 6.8-2

n_b = número de tornillos en la brida de compresión

= 4 para conexiones 4E y 4ES

Paso 12. Compruebe el fallo de los cojinetes / desgarros de la placa de extremo y la brida de la columna

$$V_u \leq \phi n * R_n = \phi n * (n_i)r_{ni} + \phi n * (n_o) * r_{no}$$

En donde

F_u = resistencia a la tracción mínima especificada del material de la brida de la placa final o de la columna, ksi (MPa)

L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del orificio y el borde del orificio o borde adyacente del material, en. (Mm)

d_b = diámetro del perno, pulg. (mm)

n_i = número de tornillos interiores

= 2 para conexiones 4E y 4ES

= 4 para conexiones 8ES

n_o = número de tornillos exteriores

= 2 para conexiones 4E y 4ES

= 4 para conexiones 8ES

$r_{ni} = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$ para cada tornillo interno

$r_{no} = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$ para cada tornillo externo

t = grosor de la brida de la placa final o de la columna, pulg. (mm)

- **Diseño conexión con la columna**

Paso 1. Compruebe el ala de la columna para el rendimiento de flexión:

$$tcf = \sqrt{\frac{1.11 * Mf}{\phi d * Fyc * Yc}}$$

En donde

Fyc = esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material de la brida de la columna, ksi (MPa)

Yc = parámetro del mecanismo de la línea de rendimiento de la brida de la columna sin refuerzo de

tcf = espesor de la pestaña de la columna, pulg. (mm)

Si la Ecuación no se cumple, aumente el tamaño de la columna o agregue placas de continuidad.

Paso 2. Si se requieren placas de continuidad para el rendimiento de flexión de la brida de la columna, determine la fuerza de refuerzo requerida

La resistencia de diseño de flexión del ala de la columna es.

$$\phi d * Mcf = \phi d * Fyc * Yc * tcf^2$$

En donde

Yc es el parámetro del mecanismo de la línea de rendimiento de la columna sin refuerzo de la Tabla 6.5.

La fuerza de diseño del ala de columna equivalente es

$$\phi d * Rn = \frac{\phi d * Mcf}{(d - tbf)}$$

Usando $\phi d Rn$, se determina la fuerza requerida para el diseño de la placa de continuidad Paso 6.

Paso 3. Compruebe la resistencia a la fluencia de la columna sin rigidizado.

Resistencia requerida

Requisito de fuerza:

$$Ffu \leq \phi * Rn$$

$$Rn = Ct * (6kc + tbf + 2tp) * Fyc * tcw$$

En donde

Ct = 0.5 si la distancia desde la parte superior de la columna hasta la cara superior de la viga es menor que la profundidad de la columna

= 1.0 de lo contrario

Fyc = tensión de rendimiento mínima especificada del material de la columna, ksi (MPa)

kc = distancia desde la cara exterior de la columna hasta la soldadura de filete (valor de diseño) o soldadura del filete, pulg. (mm)

tcw = espesor del alma de la columna, pulg. (mm)

Si no se cumple el requisito de resistencia de la ecuación, se requieren placas de continuidad de la columna.

Paso 4. Verifique la resistencia de pandeo de la columna sin refuerzo en la brida de compresión de la viga

Requisito de fuerza:

$$Ffu \leq \phi * Rn$$

En donde: $\phi = 0.75$.

(a) Cuando Ffu se aplica a una distancia mayor o igual a $dc / 2$ desde el final de la columna

$$Rn = \frac{24 * tcw^3 * \sqrt{E * Fyc}}{h}$$

(b) Cuando se aplica Ffu a una distancia menor que $dc / 2$ desde el final de la columna

$$Rn = \frac{12 * tcw^3 * \sqrt{E * Fyc}}{h}$$

En donde h es la distancia clara entre las bridas menos el filete o el radio de la esquina para las formas enrolladas; distancia clara entre las bridas cuando las soldaduras se utilizan para formas construidas, pulg. (mm)

Si el requisito de resistencia de la ecuación, no se cumple, entonces se requieren placas de continuidad de la columna.

Paso 5. Verifique la resistencia del alma de la columna sin refuerzo en el ala a compresión de la viga

Requisito de fuerza:

$$Ffu \leq \phi * Rn$$

En donde: $\phi = 0.75$.

(a) Cuando Ffu se aplica a una distancia mayor o igual a $dc / 2$ desde el final de la columna

$$Rn = 0.8 * tcw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{dc} \right) \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fyc * tcf}{tcw}}$$

(b) Cuando se aplica Ffu a una distancia menor que $dc / 2$ desde el final de la columna

(i) para $N / dc \leq 0.2$

$$Rn = 0.4 * tcw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{dc} \right) \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fyc * tcf}{tcw}}$$

(ii) para $N / dc > 0.2$,

$$Rn = 0.4 * tcw^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{dc} - 0.2 \right) \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * Fyc * tcf}{tcw}}$$

Donde:

$$N = bf + 2w + 2tp, \text{ in. (mm)}$$

dc = profundidad total de la columna, pulg. (mm)

tp = espesor de la placa final, pulg. (mm)

w = tamaño de la pata de la soldadura de filete o refuerzo de soldadura de ranura, si se usa, pulg. (mm)

Si no se cumple el requisito de resistencia de la ecuación 6.8-21, se requieren placas de continuidad de la columna.

Paso 6. Si se requieren placas de refuerzo para cualquiera de los estados límite del lado de la columna, la resistencia requerida es

$$Fsu = Ffu - \min(\phi Rn)$$

En donde $\min(\phi Rn)$ es el valor de resistencia de diseño mínimo de la Sección 6.8.2 Paso 2 (flexión de la brida de la columna), Paso 3 (rendimiento de la banda de la columna), Paso 4 (pandeo de la banda de la columna) y Paso 5 (paralización de la banda de la columna).

El diseño de las placas de continuidad también se ajustará al Capítulo E de las Disposiciones Sísmicas AISC.

Paso 7. Verifique la zona del panel.

4. Procedimiento de cálculo de la conexión (WUF-W).

Paso 1. Calcule el momento máximo probable en la bisagra de plástico, M_{pr} , El valor de Z_e se tomará como igual a Z_x de la sección de la viga y el valor de C_{pr} se tomará como igual a 1.4

Momento máximo probable en la bisagra de plástico

El momento máximo probable en la bisagra de plástico será:

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e$$

Paso 2. La ubicación de la bisagra de plástico se considerará en la cara de la columna; es decir, $Sh = 0$

Paso 3. Calcule la fuerza de corte, V_h , en la ubicación de la bisagra de plástico en cada extremo de la viga

La fuerza de corte en las ubicaciones de las bisagras de plástico se determinará a partir de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las bisagras de plástico. Este cálculo supondrá que el momento en cada bisagra de plástico es M_{pr} e incluirá cargas de gravedad que actúan sobre la viga entre las bisagras en función de la combinación de carga $1.2D + f1L + 0.2S$

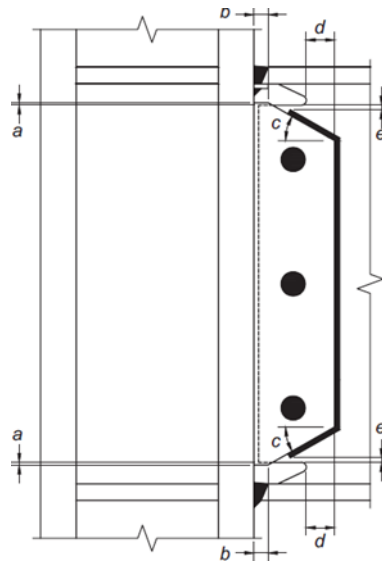


Figura 35. Detalles de la parte superior e inferior de la conexión a corte [14]

Donde;

$a = 1/4$ pulg. (6 mm) mínimo, $1/2$ pulg. (12 mm) máximo

$b = 1$ pulg. (25 mm) mínimo

$c = 30^\circ (\pm 10^\circ)$

$d = 2$ pulg. (50 mm) mínimo $e = 1/2$ pulg. (12 mm) distancia mínima, 1 pulg. (25 mm) distancia máxima desde el extremo de la soldadura de filete hasta el borde del orificio de acceso

Paso 4. Verifique las limitaciones de la relación columna-viga

- (1) Las zonas de panel deberán cumplir con los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC.
- (2) Las relaciones de momento de haz de columna se limitarán de la siguiente manera:
 - (a) Para los sistemas SMF, la relación de momento de haz de columna se ajustará a los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC.

Para SMF, la resistencia al corte requerido de la zona del panel, según las Disposiciones sísmicas AISC, se determinará a partir de la suma de los momentos máximos probables en la cara de la columna. El valor de $\Sigma M * pb$ se tomará igual a $\Sigma (M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo con el Paso 1, y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la bisagra plástica hasta la línea central de la columna. Se permite que M_{uv} se calcule como $V_h (d_c / 2)$, donde V_h es la cizalladura en la rótula plástica calculada según el Paso 3, y d_c es la profundidad de la columna.

Paso 5. Verifique la resistencia al corte del diseño de la viga

La resistencia a corte requerida, V_u , de la viga se tomará igual al mayor de los dos valores de V_h calculados en cada extremo de la viga en el Paso 3.

Paso 6. Verifique los requisitos de la placa de continuidad de la columna. Proporcione placas de continuidad según sea necesario

Anexo 3

- Ingreso de datos al programa RAM CONNECTION (Versión Estudiantil)

Nuevo Modelo/Unidades

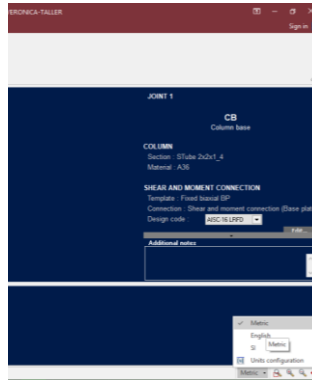


Figura 36. Definir unidades

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Condiciones o Estados de carga:

Combinaciones para el Programa, en base a la norma NEC:

$$U1=1.4D$$

$$U2=1.2D+1.6L$$

$$U3=1.2D+1.0L+1.0W$$

$$U4=0.9D+1.0W$$

$$U5=0.9D+1.0E$$

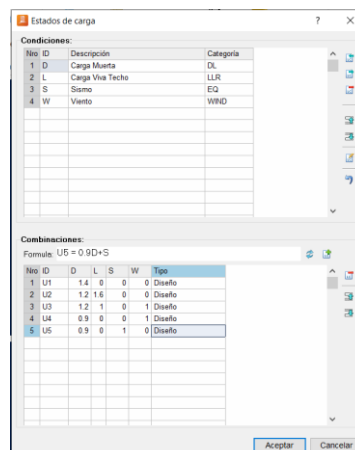


Figura 37. Definición de cargas

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Creación de la Junta tipo BCF:

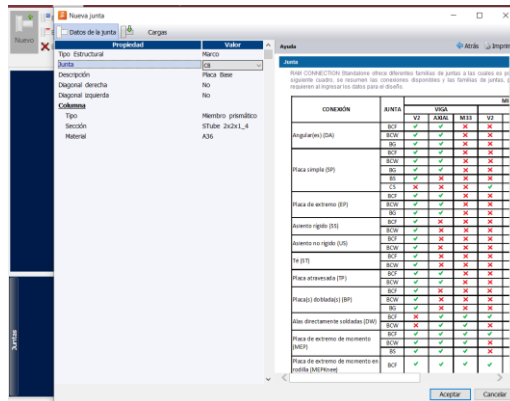


Figura 38. Definición de la Junta

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Perfil tipo:

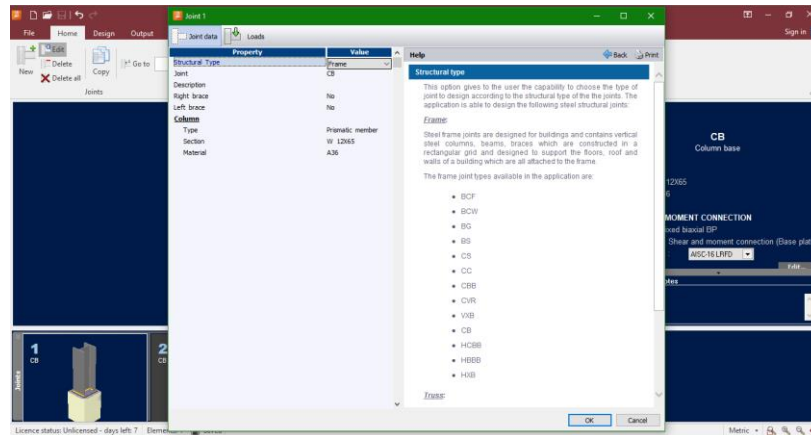


Figura 39. Creación del perfil tipo

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Editor Datos

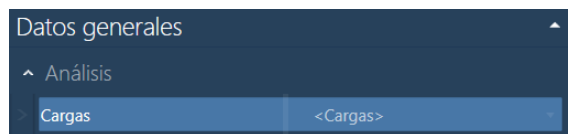


Figura 40. Ingreso de Cargas

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

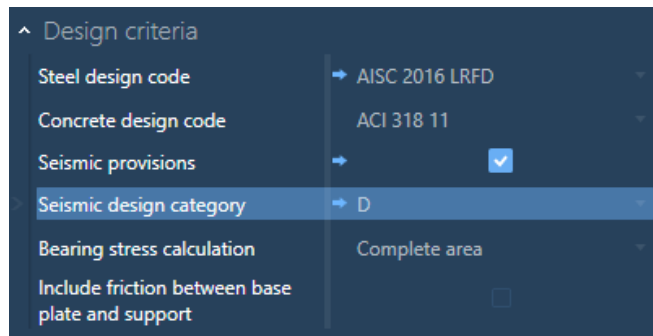


Figura 41. Criterios de diseño

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Se elige el tipo de conexión y los elementos a conectar, en este caso se demostrará el procedimiento de la conexión RBS, para lo cual se necesitará un perfil HEB300 (Columna) y un perfil IPE270 (Viga), además el tipo de unión que se llevará a cabo será el BCF, que quiere decir “unión viga con ala de columna”.

Property	Value
Joint	BCF
Description	RBS
Seismic load resisting system	SMF
Has opposite beam	Yes
Is column end	No
Right Beam	
Type	Prismatic member
Section	IPE 270
Material	A36
Skew angle	0
Slope angle	0
sb: Beam setback	1 cm
L: Length	418 cm
Continuous lateral torsional restraint	Yes
Seismic design	
Is a RBS connection	Yes
a: Horizontal distance to start of RBS cut	9.45 cm
b: Length of RBS cut	20.25 cm
c: RBS cut maximum depth	3.11 cm
Vg: Shear due to gravity loads between plastic hinges	7.15 Ton
Vf: Maximum shear at column face	14.95 Ton

Column	
Type	Prismatic member
Section	EN_HE 320 B
Material	A36
Orientation (°)	0
Left Beam	
Type	Prismatic member
Section	IPE 240
Material	A36
Skew angle	0
Slope angle	0
sb: Setback to the column	1 cm
L: Length	418 cm
Seismic design	
Is a RBS connection	Yes
a: Horizontal distance to start of RBS cut	9.45 cm
b: Length of RBS cut	20.25 cm
c: RBS cut maximum depth	3.11 cm
Vg: Shear due to gravity loads between plastic hinges	7.15 Ton
Vf: Maximum shear at column face	14.95 Ton

Figura 42. Tipo de unión y datos de elementos a conectar.

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Se asigna una conexión a momento, mediante la soldadura de las alas de viga hacia el ala de la columna y a corte por medio de una placa que será soldada al ala de la columna y empernada al alma de la viga



Figura 43. Conexión RBS

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Se verificará las cargas, el código de diseño y el sistema resistente a la cual corresponde la conexión, para este caso es un SMF (elementos especiales a momento), sección de perfiles, cortantes gravitaciones, espesor de los rigidizadores

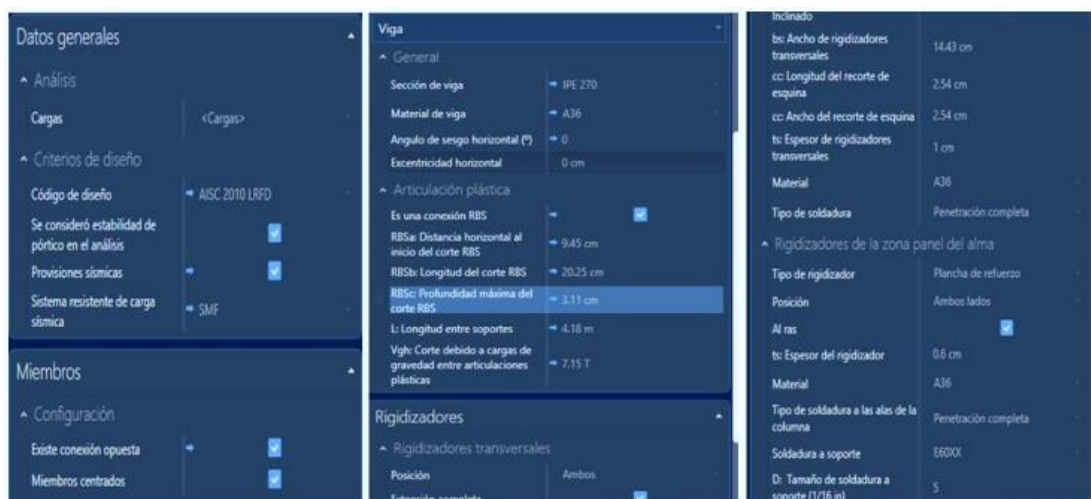


Figura 44. Datos generales y dimensiones de los elementos que componen la conexión.

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Se aprecia la relación demanda capacidad el color verde como símbolo de aprobación, rojo cuando existe algún elemento que este fallando y anaranjado en caso de no cumplir algunos requerimientos básicos.



Figura 45. Indicador demanda / capacidad.

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Anexo 4

• Resultado del software Ram Connection – conexión RBS

Connection name : DW BCF
Connection ID : 2M

Family: Viga - Ala de columna (BCF)
 Type: Directly welded flanges
 Description: RBS
 Código de diseño: AISC 360-10 LRFD, AISC 341-10 LRFD

SOLICITACIONES

Descripción [Ton]	Viga		Viga derecha		Viga izquierda		Columna		Panel	Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton*m]	Mu [Ton]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	Pu [Ton]	Vu	
DL	0.00	0.00	-5.94	22.86	-22.86	27.67	-27.67	-75.37	111.62	Design

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Longitud	[cm]	27.90	13.95	--	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	14.43	3.93	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.00	0.90	--	✓	Sec. J10.8
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	0.60	0.32	--	✓	Sec. G2.1
REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-10)						
<u>Viga</u>						
Peso de la viga	[Ton/m]	0.04	--	0.45	✓	
<u>Sección de viga reducida (RBS)</u>						
Distancia horizontal al inicio del corte RBS (a)	[cm]	9.45	6.75	10.13	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	20.25	17.55	22.95	✓	
Longitud del corte RBS (b)	[cm]	3.11	1.35	3.38	✓	

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
Viga			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Yes
Soporte			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Yes

SOLICITACIONES

Descripción	Viga		Columna		Tipo de carga	
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton]	Mu22 [Ton*m]		Mu33 [Ton*m]
DL	-6.04	0.00	-75.37	0.00	9.37	Design

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
<u>Placa de corte</u>						
Longitud	[cm]	16.35	10.98	21.96	✓	p. 10-104
Número de pernos		3	2	12	✓	p 10-102
Distancia desde línea de perno a la línea de soldadura	[cm]	5.00	--	8.89	✓	p 10-102
Espesor mínimo de placa o alma de viga	[cm]	0.66	--	0.95	✓	Table 10-9
Distancia vertical al borde	[cm]	3.18	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	3.18	3.17	--	✓	p. 10-103
Separación vertical entre pernos	[cm]	5.00	4.23	9.24	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
<u>Viga</u>						
Distancia vertical al borde	[cm]	8.50	2.22	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	4.00	3.17	--	✓	p. 10-103
<u>Soporte</u>						
Tamaño de soldadura	[1/16in]	5	5	--	✓	p. 10-101
Longitud de soldadura	[cm]	16.35	3.18	--	✓	Sec. J2.2b

VERIFICACIÓN DE DISEÑO Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
<u>Placa de corte</u>						
Corte en los pernos	[Ton]	13.99	6.04	DL	0.43	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	31.51	6.04	DL	0.19	p. 7-18, Sec. J3.10
Corte a fluencia	[Ton]	29.80	6.04	DL	0.20	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	23.42	6.04	DL	0.26	Eq. J4-4
Bloque de corte	[Ton]	26.18	6.04	DL	0.23	Eq. J4-5
<u>Placa (lado del soporte)</u>						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	34.84	6.04	DL	0.17	Tables 8-4 .. 8-11
<u>Viga</u>						
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	19.08	6.04	DL	0.32	p. 7-18, Sec. J3.10
Corte a fluencia	[Ton]	27.06	6.04	DL	0.22	Eq. J4-3
<u>Soporte</u>						
Rotura en las soldaduras	[Ton/m]	501.57	24.63	DL	0.05	p. 9-5
Relación de resistencia crítica global		1.57				

Figura 46. Reporte Conexión RBS, Software computacional

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

- **Resultado del software Ram Connection - conexión BFP**

Nombre de la conexión	: FP_BCF_1PL_7B1									
ID de la conexión	: 1M									
Familia: Viga - Ala de columna (BCF)										
Tipo: Flange-plated										
Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, AISC 341-16 LRFD										
SOLICITACIONES										
Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [T]	Pu [T]	Mu [T*m]	PufTop [T]	PufBot [T]	PufTop [T]	PufBot [T]	Pu [T]	Vu [T]	
CM	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
VALORES PERMITIDOS										
Requerimiento	Valor	Valores permisibles							Est.	
<u>Momento - Alas con placas</u>										
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD), Sobredimensionado (OVS)							✓	
Material	Fy:2531.04 kg/cm2, Fu:4077.78 kg/cm2	A36, A572 Grado 50							✓	
Tipo de soldadura	Penetración completa	Requiere soldadura de penetración completa							✓	
Placas idénticas	Idénticas	Idénticas							✓	
Grado de perno	A490 N	A490 SC, F2280 SC							✗	
<u>Viga</u>										
Tipo de hueco	Standard (STD)	Standard (STD)							✓	
Zona de protección a partir de la cara de la columna = 59.27 cm										

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
Placa (lado de la viga)						
Separación vertical entre pernos	[cm]	4.50	3.39	24.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Separación horizontal	[cm]	8.00	3.39	24.48	✓	Sec. J3.3, Sec. J3.5
Datos de la placa superior						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Datos de la placa inferior						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	5.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Placa (lado del soporte)						
Tamaño de soldadura placa superior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4
Tamaño de soldadura placa inferior - ala columna	[1/16in]	8	5	--	✓	table J2.4
Viga						
Distancia vertical al borde	[cm]	4.00	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Distancia horizontal al borde	[cm]	2.75	1.90	--	✓	Tables J3.4, J3.5
Rigidizadores transversales						
Longitud	[cm]	35.20	17.60	35.20	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	10.88	5.33	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.00	1.25	--	✗	Sec. J10.8
Rigidizadores paralelos al alma						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	2.00	0.43	--	✓	Sec. G2.1
REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-16)						
Viga						
Profundidad de la viga	[cm]	27.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
Peso de la viga	[Ton/m]	0.04	--	0.22	✓	
Espesor de ala	[cm]	1.02	--	2.54	✓	
Mínima relación longitud-altura		16.00	9.00	--	✓	
Soporte						
Canto de columna	[cm]	40.00	--	108.20	✓	AISC 358 Sect 6.3.2
Momento - Alas con placas						
Longitud de grupo de pernos	[cm]	27.00	--	27.00	✓	
Diámetro del perno	[cm]	1.27	--	2.86	✓	

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Rel.	Referencias
Placa superior (lado de la viga)						
Compresión	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Tensión en fluencia	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Corte en los pernos	[Ton]	63.01	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	326.26	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte	[Ton]	225.57	0.00	CM	0.00	Eq. J4-8
Tensión a rotura	[Ton]	113.35	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
Placa inferior (lado de la viga)						
Tensión en fluencia	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	102.51	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Corte en los pernos	[Ton]	63.01	0.00	CM	0.00	Tables (7-1..14)
Tensión a rotura	[Ton]	113.35	0.00	CM	0.00	Eq. J4-2
Bloque de corte	[Ton]	225.57	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	326.26	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Vigas						
Flexión del ala superior	[Ton*m]	11.03	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala superior bajo carg...	[Ton]	133.12	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior	[Ton]	84.23	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Flexión del ala inferior	[Ton*m]	11.03	0.00	CM	0.00	Sec. F13.1
Aplastamiento de perno en el ala inferior bajo carga...	[Ton]	133.12	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala inferior	[Ton]	84.23	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Soporte						
Rigidizadores transversales - superior						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	40.43	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	29.05	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4
Rigidizadores transversales - inferior						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	40.43	0.00	CM	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	29.05	0.00	CM	0.00	Sec. J4.4

Provisiones Sísmicas						
Aplastamiento de pernos (Placa superior)	[Ton]	435.02	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de pernos (Placa inferior)	[Ton]	435.02	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala superior	[Ton]	177.49	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Aplastamiento de perno en ala inferior	[Ton]	177.49	0.00	CM	0.00	Eq. J3-6
Bloque de corte en ala superior de viga	[Ton]	112.31	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
Bloque de corte en ala inferior de viga	[Ton]	112.31	0.00	CM	0.00	Eq. J4-5
M(falla) elongación de orificios de pernos	[Ton*m]	25.03	24.91	CM	1.00	FEMA-350 Eq. 3-43, AISC 358 Eq. 2.4.3-1,
M(falla) rotura sección neta placa superior	[Ton*m]	38.92	24.91	CM	0.64	AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta placa inferior	[Ton*m]	38.92	24.91	CM	0.64	FEMA-350 Eq. 3-45, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) rotura sección neta ala de viga	[Ton*m]	19.85	24.91	CM	1.25	FEMA-350 Eq. 3-3, FEMA-350 Eq. 3-47, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
M(falla) corte en pernos	[Ton*m]	100.74	24.91	CM	0.25	FEMA-350 Eq. 3-49, AISC 358 Eq. 2.4.3-1, AISC 358 Eq. 5.8-6, FEMA-350 Eq. 3-3
Relación de resistencia crítica global			0.44			

Figura 47. Reporte conexión BFP, Software computacional

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

- Resultado del software Ram Connection - conexión BUEEP

Connection name		: MEP BCF DG4 Prequalified								
Connection ID		: 1								
Family: Viga - Ala de columna (BCF)										
Type: Moment end plate										
Description: BUEP										
Código de diseño: AISC 360-10 LRFD, AISC 341-10 LRFD										
SOLICITACIONES										
Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Mu [Ton*m]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	PufTop [Ton]	PufBot [Ton]	Pu [Ton]	Vu [Ton]	
DL	-6.04	0.00	-5.94	22.86	-22.86	24.51	-24.51	-75.37	1.88	Design
CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS										
Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References				
Placa de extremo extendida										
Distancia vertical al borde	[cm]	3.20	3.17	15.24	✓	Sec. J3.5				
Distancia horizontal al borde	[cm]	3.20	3.17	15.24	✓	Sec. J3.5				
Separación vertical entre pernos (ala exterior)	[cm]	8.62	6.77	--	✓	Sec. J3.3				
Separación vertical entre pernos (ala interior)	[cm]	8.62	6.77	--	✓	Sec. J3.3				
Separación horizontal	[cm]	10.20	11.63	13.50	✗	Sec. J3.3, DG4 Sec. 2.4, DG4 Sec. 2.1, 2.4, DG16 Sec. 2.5				

Distancia exterior del perno (ala exterior)	[cm]	3.80	3.81	--	✓	DG4 Sec. 2.1
Distancia interior del perno (ala exterior)	[cm]	3.80	3.81	--	✓	DG4 Sec. 2.1
Distancia exterior del perno (ala interior)	[cm]	3.80	3.81	--	✓	DG4 Sec. 2.1
Distancia interior del perno (ala interior)	[cm]	3.80	3.81	--	✓	DG4 Sec. 2.1
Diámetro del perno	[cm]	2.54	--	3.81	✓	DG4 Sec. 1.1
Viga						
Alma	[1/16in]	5	3	--	✓	table J2.4
Soporte						
Distancia horizontal al borde	[cm]	9.90	3.17	15.24	✓	Sec. J3.5
Rigidizadores transversales						
Longitud	[cm]	27.90	13.95	--	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	14.43	4.96	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.00	1.25	--	✗	Sec. J10.8
Rigidizadores paralelos al alma						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.00	0.32	--	✓	Sec. G2.1
REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-10)						
Viga						
Mínima relación longitud-altura		15.00	7.00	--	✓	
Profundidad de la viga	[cm]	27.00	34.93	139.70	✗	
Espesor de ala	[cm]	1.02	0.95	1.91	✓	
Ancho de ala	[cm]	13.50	15.24	23.50	✗	
Soporte						
Canto de columna	[cm]	32.00	--	108.20	✓	AISC 358-10
Placa de extremo extendida						
Espesor	[cm]	2.50	1.27	5.72	✓	
Ancho	[cm]	16.60	13.50	16.04	✗	
Separación horizontal	[cm]	10.20	10.16	13.50	✓	
Distancia del centro del perno a la superficie del al...	[cm]	3.80	3.81	11.43	✓	
⚠ ADVERTENCIAS						
- Espaciamiento horizontal y distancia horizontal de pernos al borde producen geometría inadecuada.						

COMPORTAMIENTO PLACA/COLUMNNA

Comportamiento de placa de extremo (ala exterior)

Comportamiento de placa delgada controlado por fluencia de placa

Comportamiento de placa de extremo (ala interior)

Comportamiento de placa delgada controlado por fluencia de placa

Comportamiento de ala de columna (ala exterior)

Comportamiento de placa gruesa controlado por ruptura de pernos sin acción de palanca

Comportamiento de ala de columna (ala interior)

Comportamiento de placa gruesa controlado por ruptura de pernos sin acción de palanca

Relación de resistencia crítica global 1.02

Figura 48. Reporte conexión BUUEP, Software computacional

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

• Resultado del software Ram Connection - conexión WUF-W

Connection name : DW BCF
Connection ID : 1M

Family: Viga - Ala de columna (BCF)
Type: Directly welded flanges
Description: WUF-W
Código de diseño: AISC 360-10 LRFD, AISC 341-10 LRFD

SOLICITACIONES

Descripción	Viga			Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel	Tipo de carga
	Ru	Pu	Mu	PufTop	PufBot	PufTop	PufBot	Pu	Vu	

	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
DL	0.00	0.00	-5.94	22.86	-22.86	24.51	-24.51	-75.37	156.75	Design

No existen precalificaciones sísmicas para el sistema resistente de carga sísmica elegido y/o debe existir una sección reducida de viga (RBS)

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
<u>Rigidizadores transversales</u>						
Longitud	[cm]	27.90	13.95	--	✓	Sec. J10.8
Ancho	[cm]	14.43	3.93	--	✓	Sec. J10.8
Espesor	[cm]	1.00	0.90	--	✓	Sec. J10.8
Tamaño de soldadura	[1/16in]	5	4	--	✓	DG 13 Eq. 4.3-6
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.20	0.32	--	✓	Sec. G2.1

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
Viga			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Yes
Soporte			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Yes

Requerimiento	Valor	Valores permisibles	Est.
Viga			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Yes
Soporte			No
Material	A36	A36, A529, A572 Grado 42/50/55, A588, A913 Grado 50/60/65, A992	Yes

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 0 [cm]

Relación de resistencia crítica global 1.25

⚠️ ADVERTENCIAS

- Rigidizadores transversales, deben estar soldados al ala de la columna usando soldadura de penetración completa, Sec. 2.4.4b of AISC 358

NOTAS

Se requiere soldadura de penetración completa para conectar el alma de la viga a la columna, Sec. 5.6(a) de AISC 358

Figura 49. Reporte conexión WUF-W, Software computacional

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del Ram Connection

Anexo 5

- Selección de propiedades para vigas con uniones atornilladas en obra

Tipo de piezas
 Simples
 Compuestas

Tipo de perfil
 Perfiles laminados en caliente
 Perfiles huecos acabados en caliente

Tipo de acero
 A 36
 A 572 Grado 42
 A 572 Grado 50

Acabado
 Con imprimación antioxidante

Colocación en obra
 Simplemente apoyado
 Con uniones soldadas en obra
 Con uniones atornilladas en obra

Altura de colocación (m)
 Hasta 3
 Más de 3

Figura 50. Propiedades para determinar el costo de vigas con uniones atornilladas en obra [18]

- Pliego de condiciones, acero en vigas con uniones atornilladas en obra

TABLA 34. PLIEGO DE CONDICIONES, ACERO EN VIGAS CON UNIONES ATORNILLADAS EN OBRA

<p>RUBRO EAV010: ACERO EN VIGAS.</p> <p>MEDIDAS PARA ASEGURAR LA COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES PRODUCTOS, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS QUE COMPONEN EL RUBRO. No se pondrá en contacto directo el acero con otros metales ni con yesos.</p> <p>CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS Acero A 36, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente, acabado con imprimación antioxidante, con uniones atornilladas en obra, a una altura de más de 3 m.</p> <p>CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO Peso nominal medido según documentación gráfica de Proyecto.</p> <p>CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LOS RUBROS</p>
--

DEL CONTRATISTA.

Presentará para su aprobación, al director de la ejecución de la obra, el programa de montaje de la estructura, basado en las indicaciones del Proyecto.

PROCESO DE EJECUCIÓN**FASES DE EJECUCIÓN.**

Limpieza y preparación del plano de apoyo. Replanteo y marcado de los ejes. Colocación y fijación provisional de la viga. Aplomado y nivelación. Ejecución de las uniones atornilladas.

CONDICIONES DE TERMINACIÓN.

Las cargas se transmitirán correctamente a la estructura. El acabado superficial será el adecuado para el posterior tratamiento de protección.

CRITERIO DE MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

Se determinará, a partir del peso obtenido en báscula oficial de las unidades llegadas a obra, el peso de las unidades realmente ejecutadas según especificaciones de Proyecto.

CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA

El precio incluye los tornillos, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.

Fuente: Generador de precios de la construcción

- Selección de propiedades para vigas con uniones soldadas en obra

The image shows a software interface for selecting properties for welded beam connections. The interface is organized into several sections:

- Tipo de piezas:** Radio buttons for 'Simples' (selected) and 'Compuestas'.
- Tipo de perfil:** Radio buttons for 'Perfiles laminados en caliente' (selected) and 'Perfiles huecos acabados en caliente'.
- Tipo de acero:** Radio buttons for 'A 36' (selected), 'A 572 Grado 42', and 'A 572 Grado 50'.
- Acabado:** Radio buttons for 'Con imprimación antioxidante' (selected) and an unselected option.
- Colocación en obra:** Radio buttons for 'Simplemente apoyado', 'Con uniones soldadas en obra' (selected), and 'Con uniones atornilladas en obra'.
- Altura de colocación (m):** Radio buttons for 'Hasta 3' and 'Más de 3' (selected).

There are also three images: a single I-beam, a section of an I-beam, and a close-up of a weld joint.

Figura 51. Propiedades para determinar el costo de vigas con uniones soldadas en obra [18]

• **Pliego de condiciones, acero en vigas con uniones soldadas en obra**

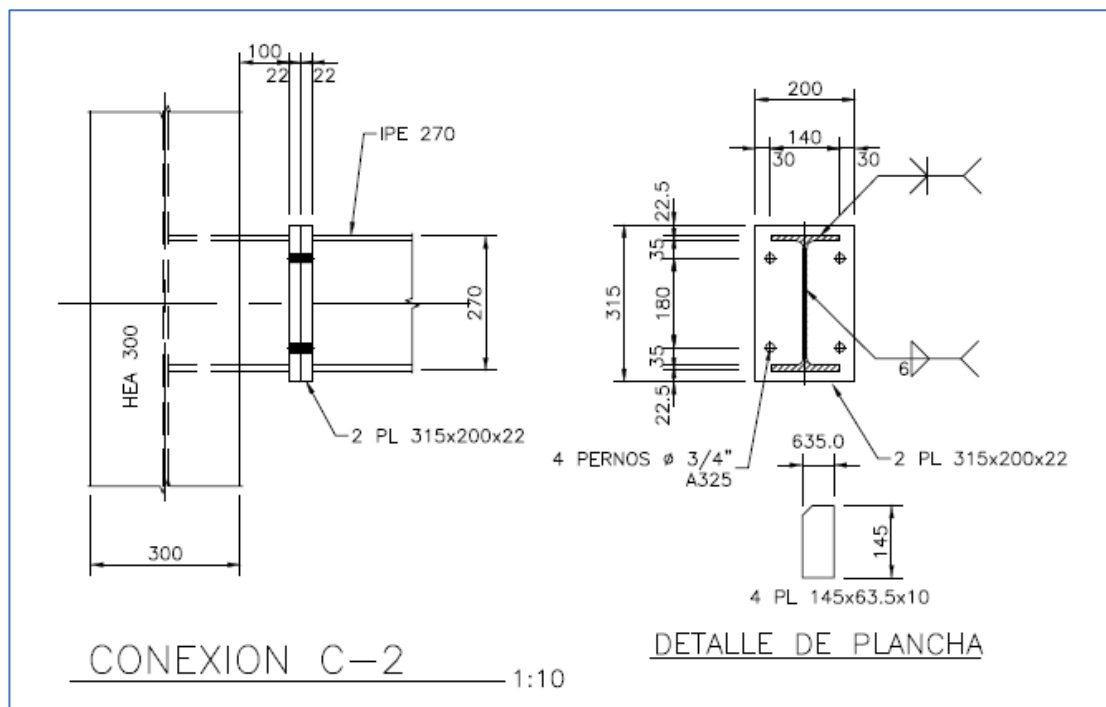
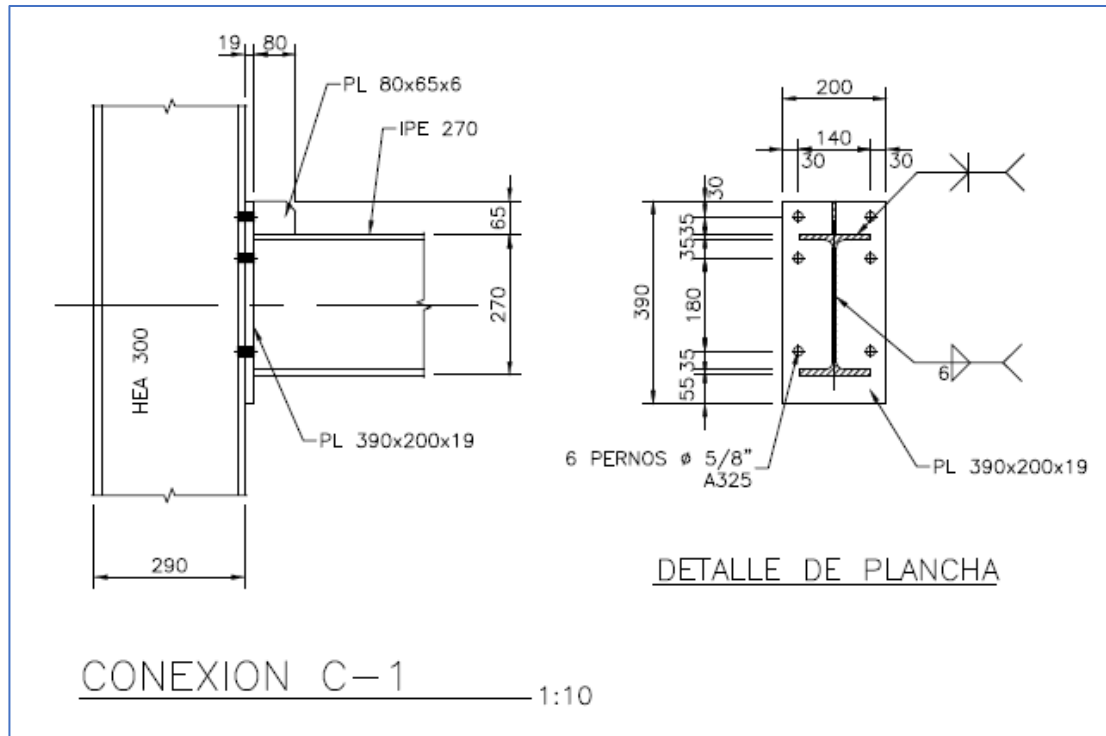
TABLA 35. PLIEGO DE CONDICIONES, ACERO EN VIGAS CON UNIONES SOLDADAS EN OBRA

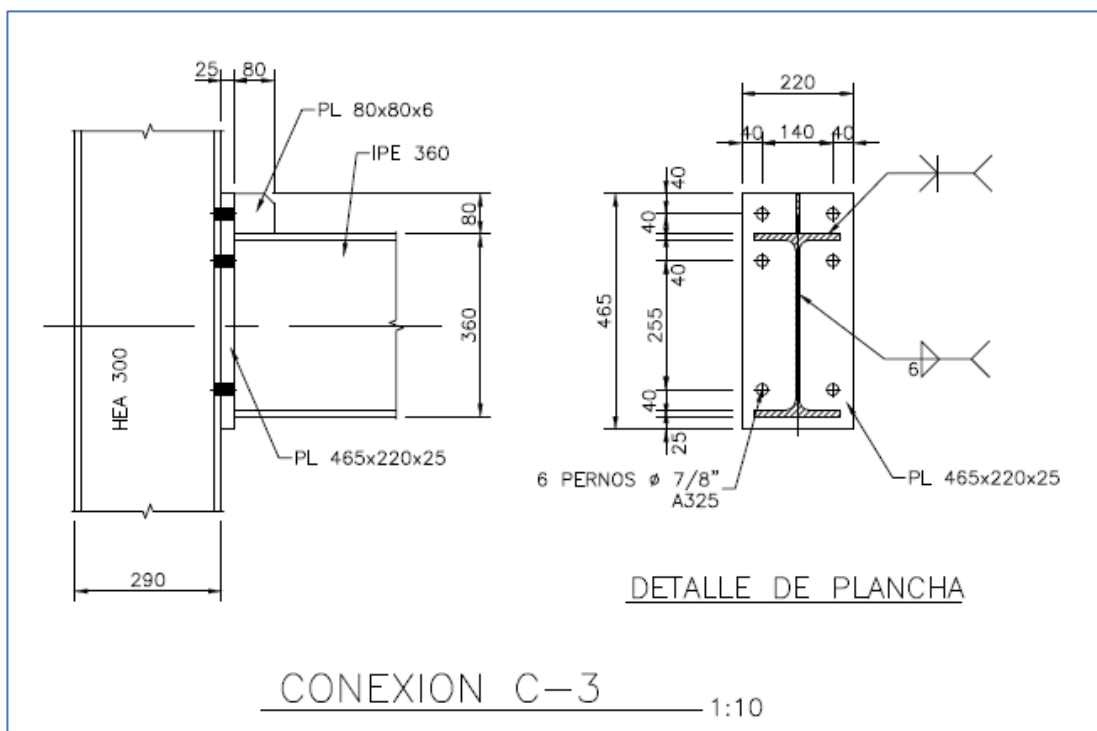
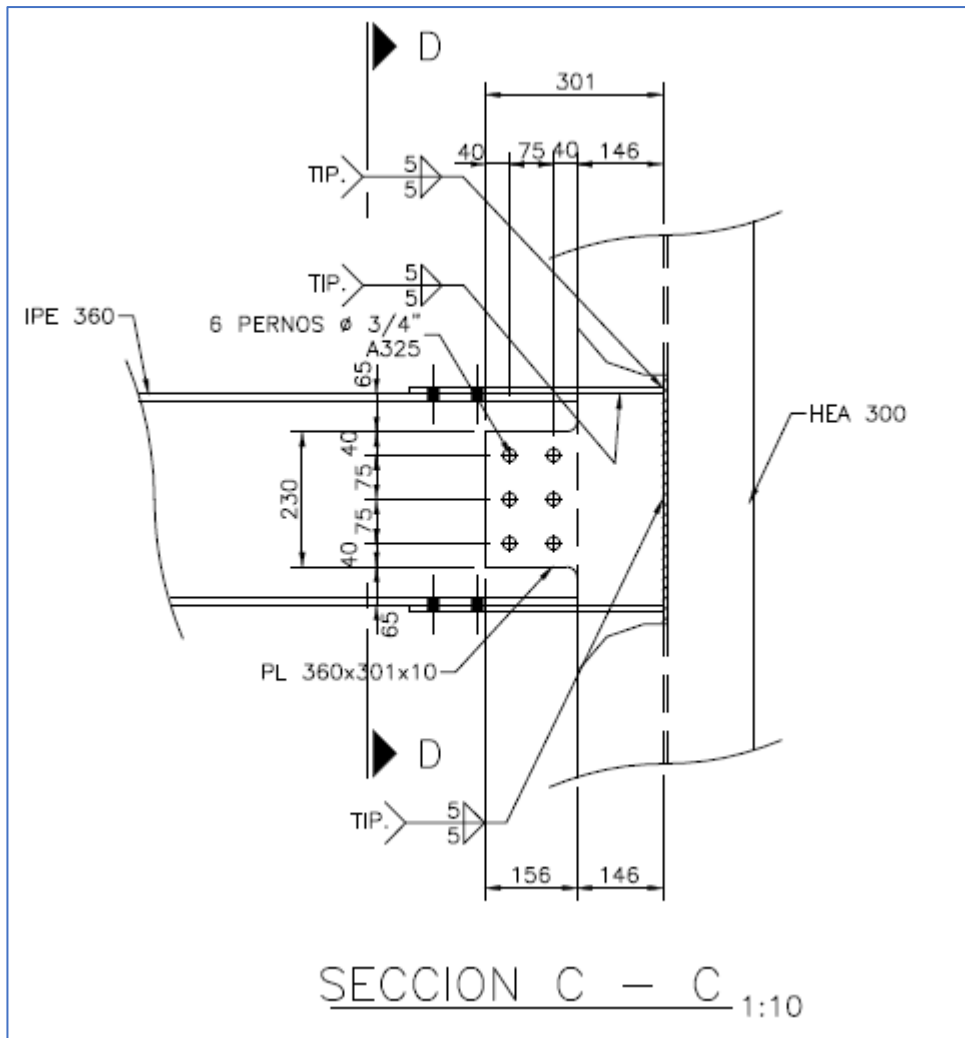
<p>RUBRO EAV011: ACERO EN VIGAS.</p> <p>MEDIDAS PARA ASEGURAR LA COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES PRODUCTOS, ELEMENTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS QUE COMPONEN EL RUBRO. La zona de soldadura no se pintará. No se pondrá en contacto directo el acero con otros metales ni con yesos.</p> <p>CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS Acero A 36, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m.</p> <p>CRITERIO DE MEDICIÓN EN PROYECTO Peso nominal medido según documentación gráfica de Proyecto.</p> <p>CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LOS RUBROS</p> <p>AMBIENTALES. No se realizarán trabajos de soldadura cuando la temperatura sea inferior a 0°C.</p> <p>DEL CONTRATISTA. Presentará para su aprobación, al director de la ejecución de la obra, el programa de montaje de la estructura, basado en las indicaciones del Proyecto, así como la documentación que acredite que los soldadores que intervengan en su ejecución estén certificados por un organismo acreditado.</p> <p>PROCESO DE EJECUCIÓN</p> <p>FASES DE EJECUCIÓN. Limpieza y preparación del plano de apoyo. Replanteo y marcado de los ejes. Colocación y fijación provisional de la viga. Aplomado y nivelación. Ejecución de las uniones soldadas.</p> <p>CONDICIONES DE TERMINACIÓN. Las cargas se transmitirán correctamente a la estructura. El acabado superficial será el adecuado para el posterior tratamiento de protección.</p> <p>CRITERIO DE MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO Se determinará, a partir del peso obtenido en báscula oficial de las unidades llegadas a obra, el peso de las unidades realmente ejecutadas según especificaciones de Proyecto.</p> <p>CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.</p>

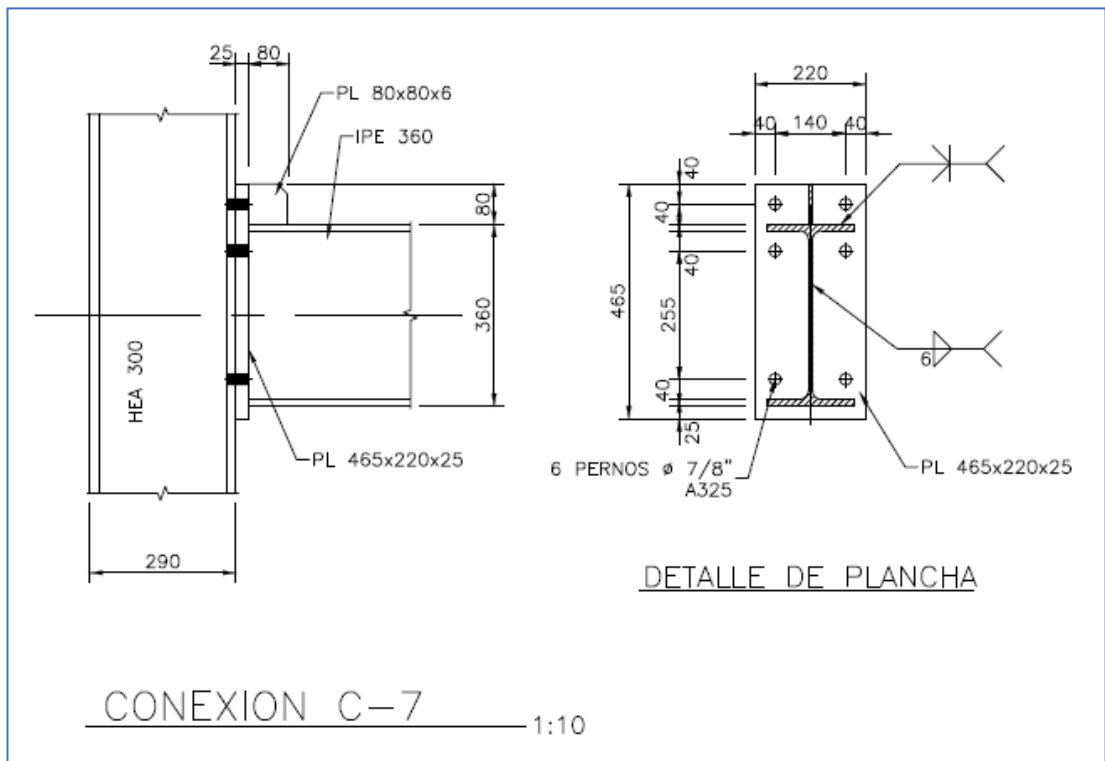
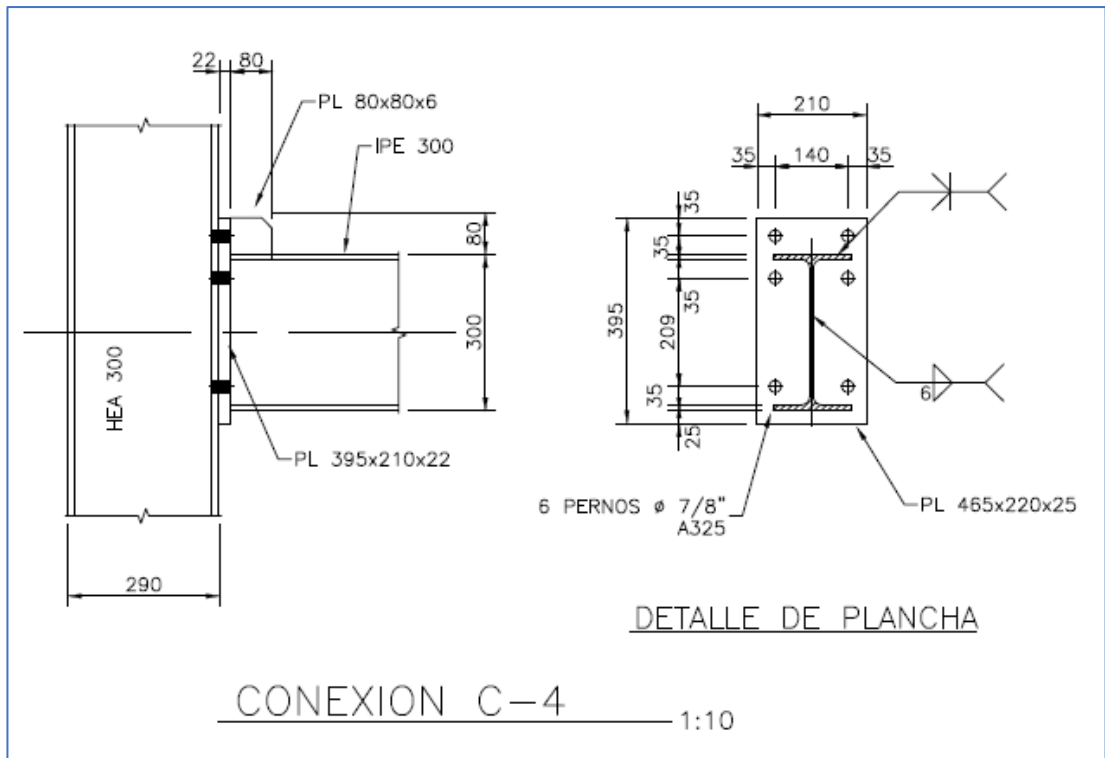
Fuente: Generador de precios de la construcción

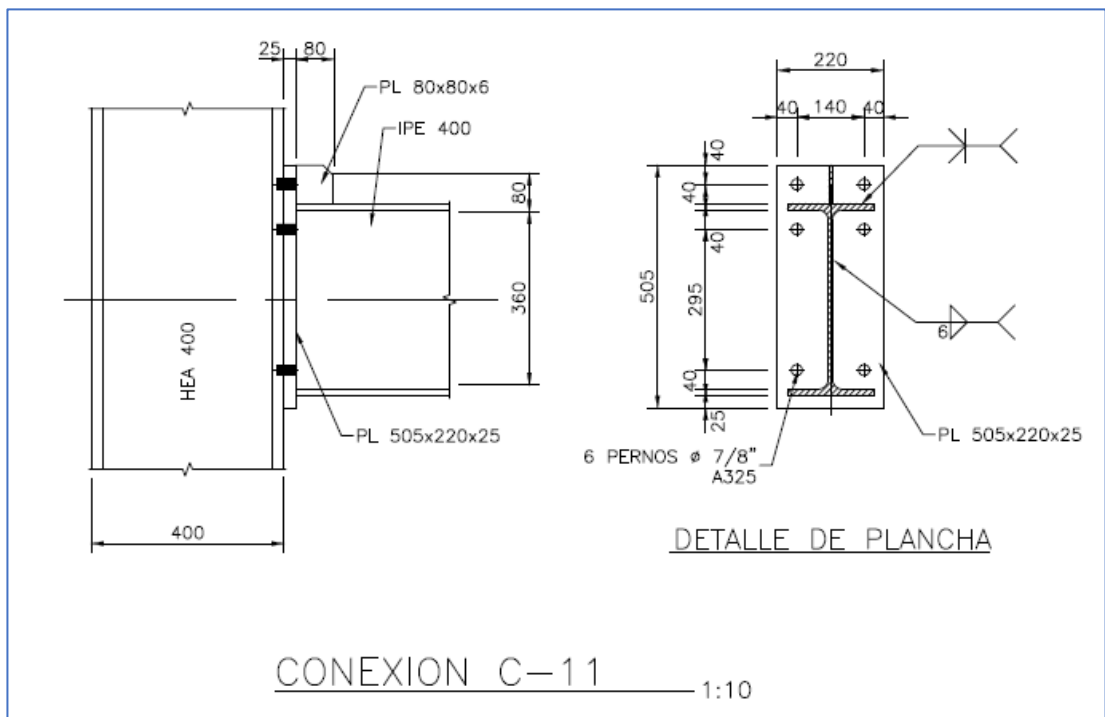
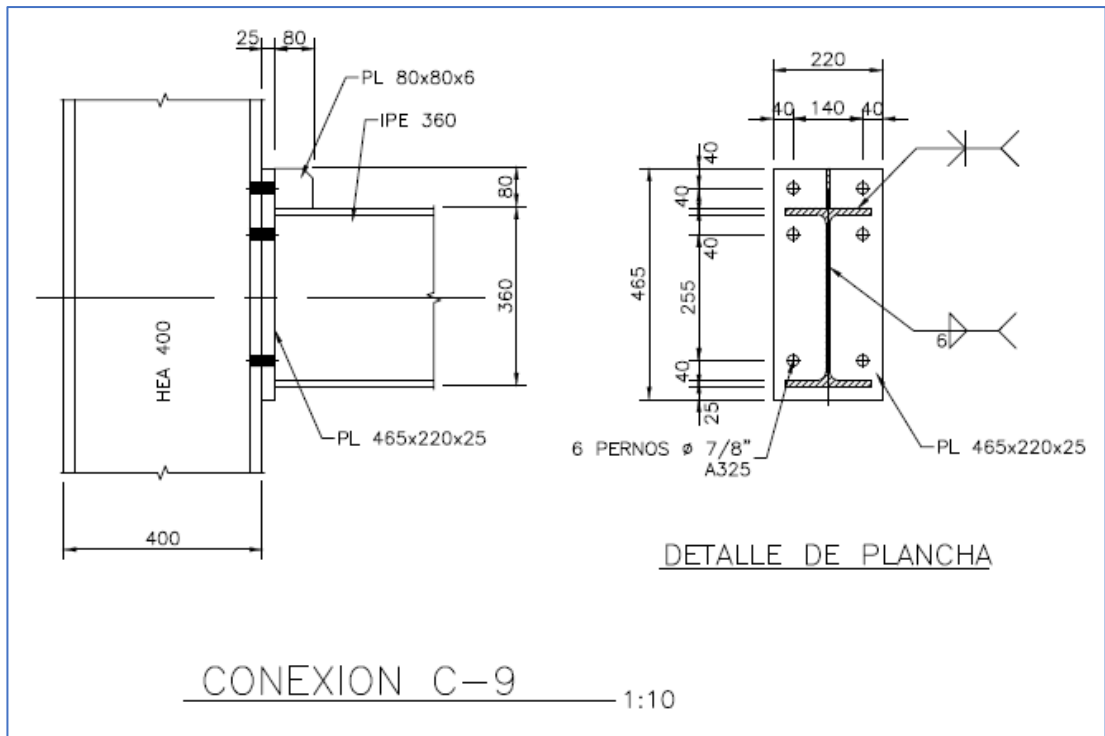
Anexo 6

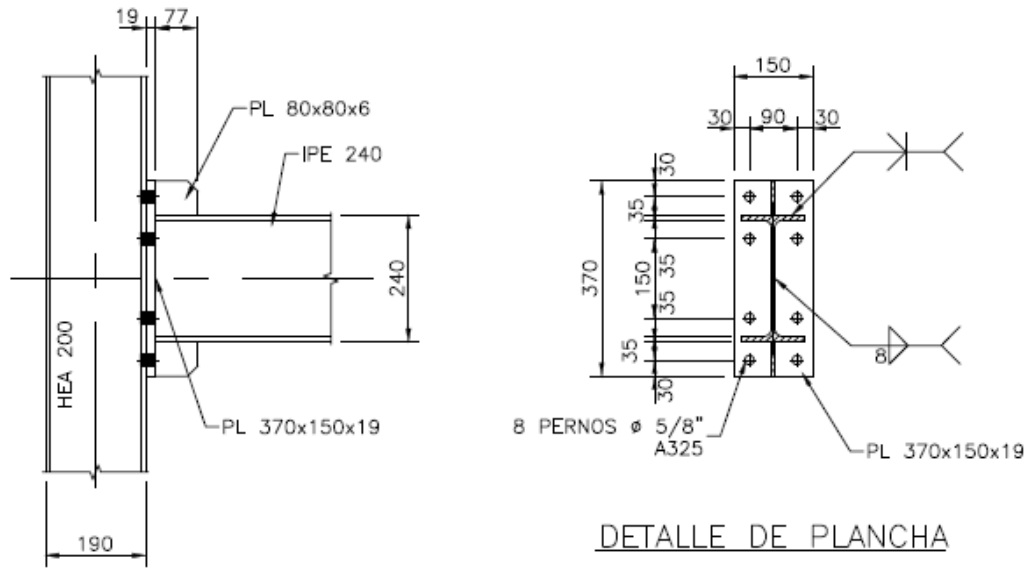
- Ejemplos de varias conexiones dentro de la edificación propuesta:



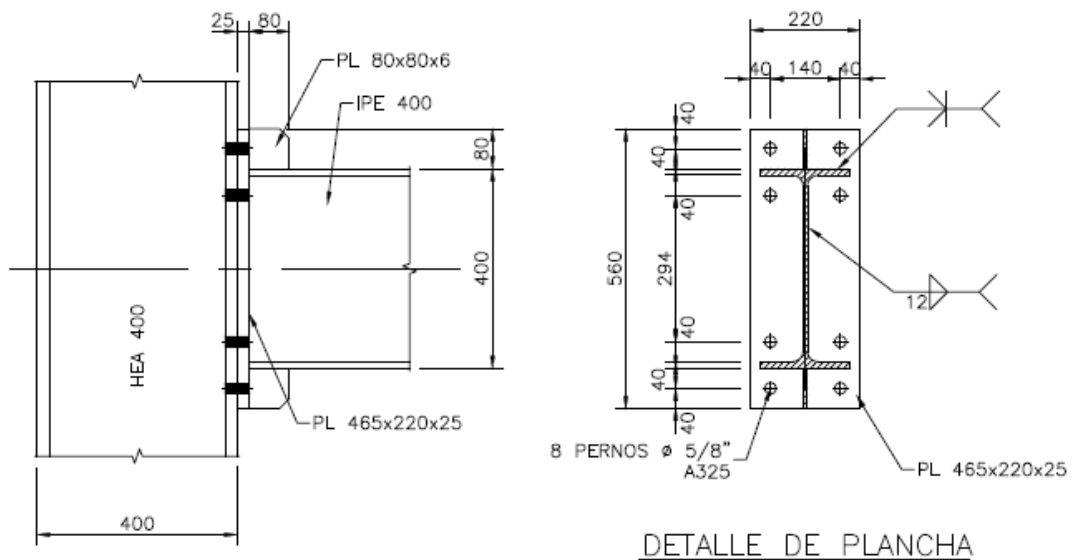




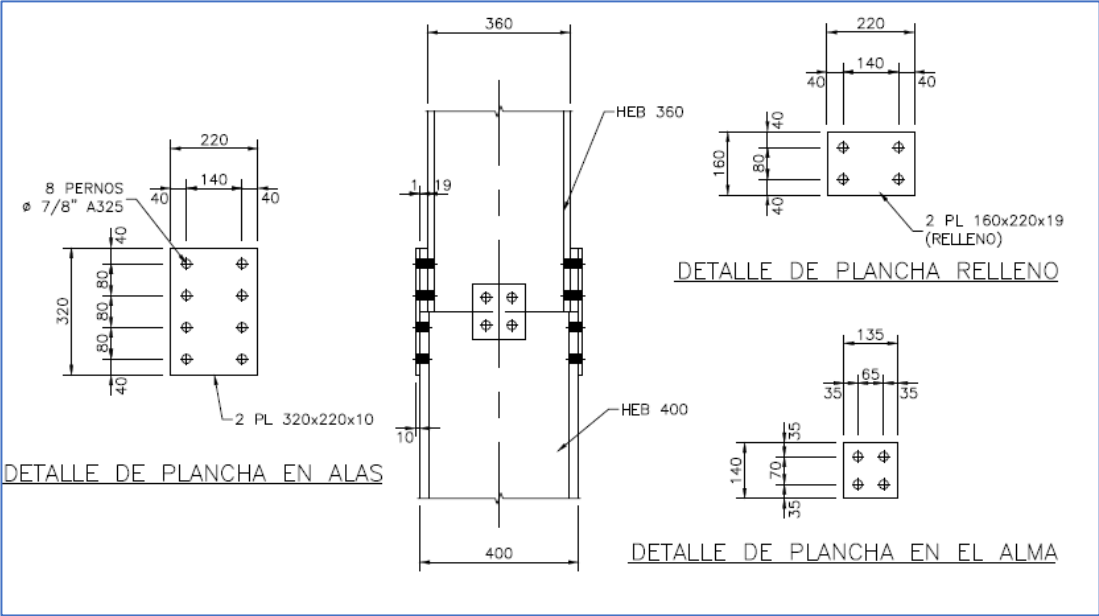
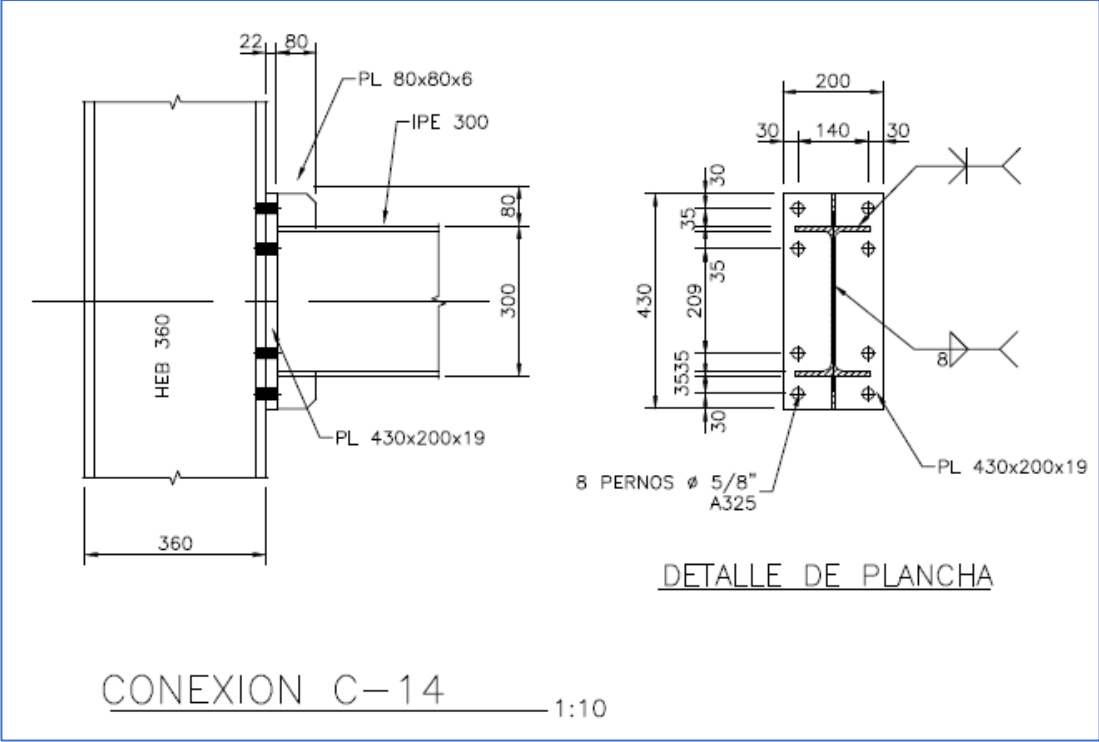


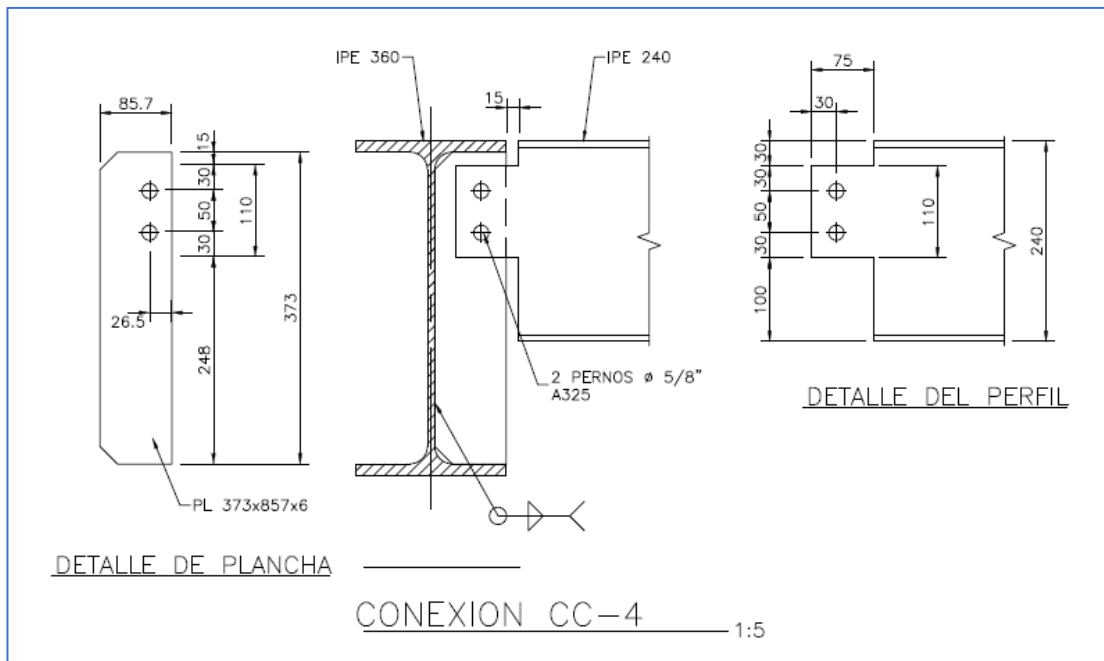
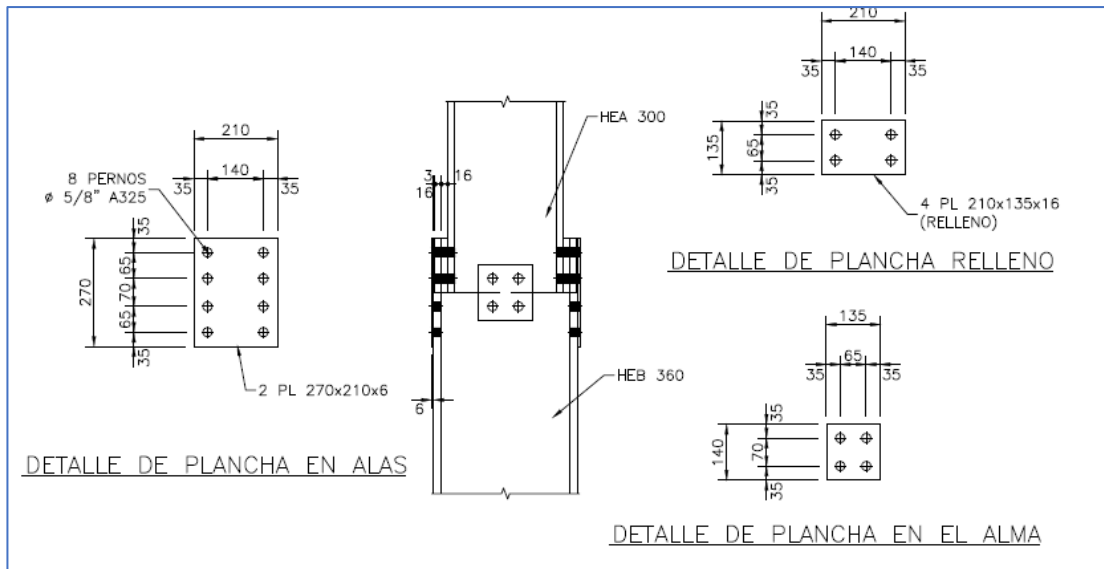


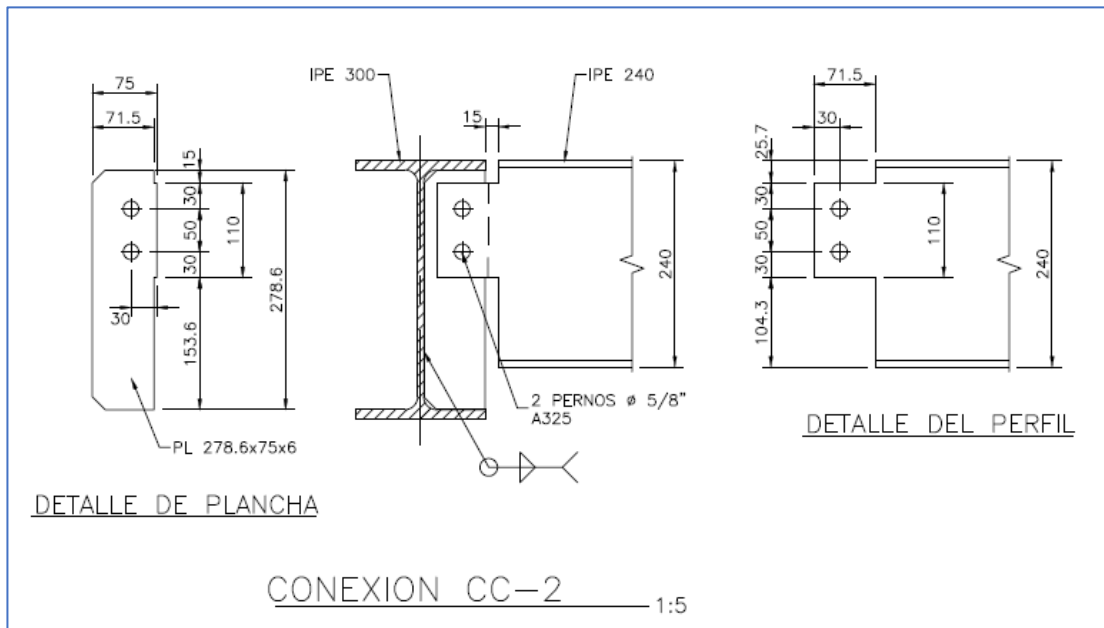
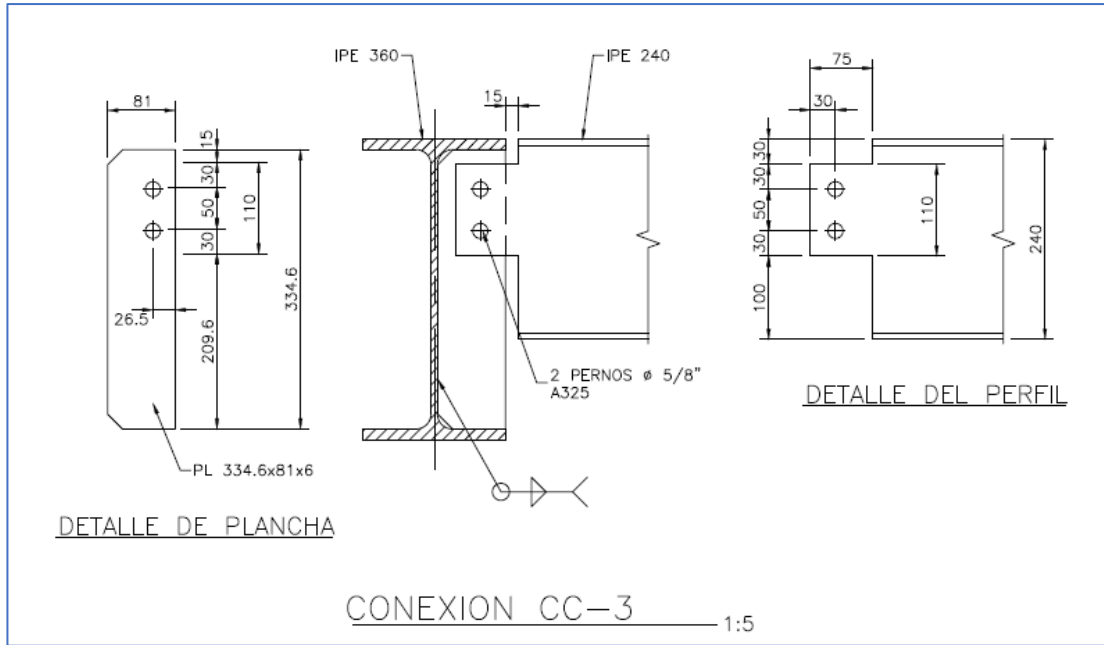
CONEXION C-18 1:10

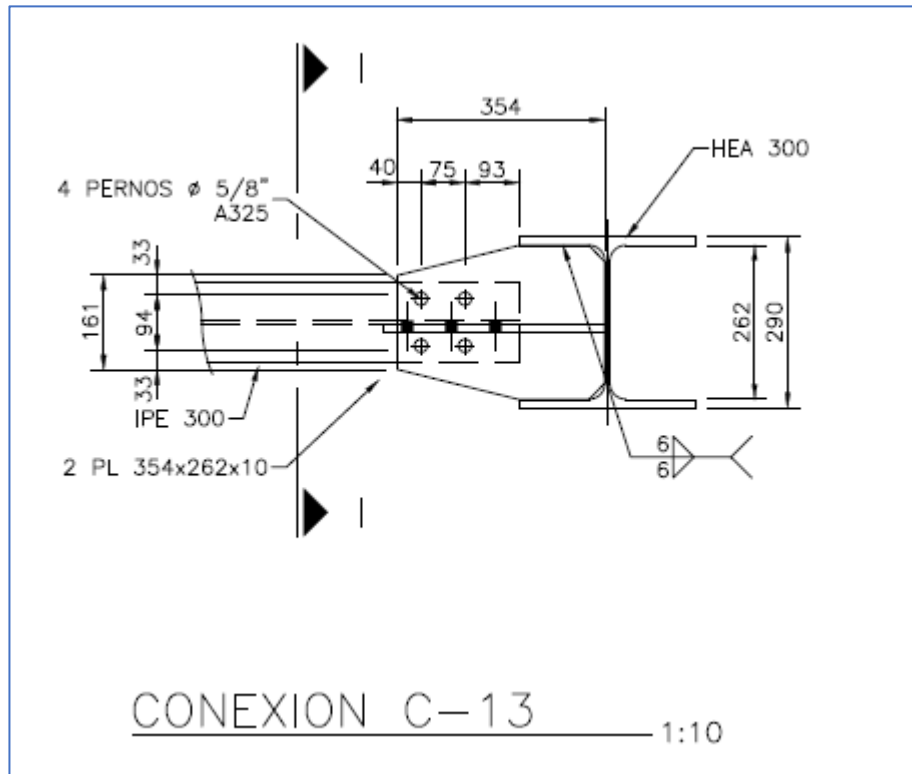
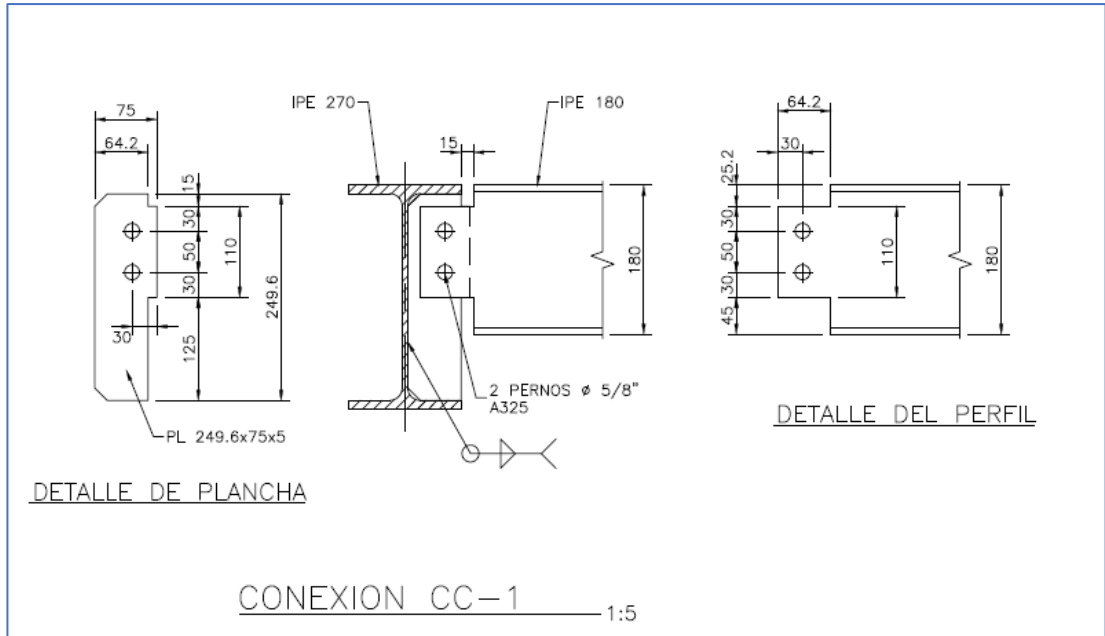


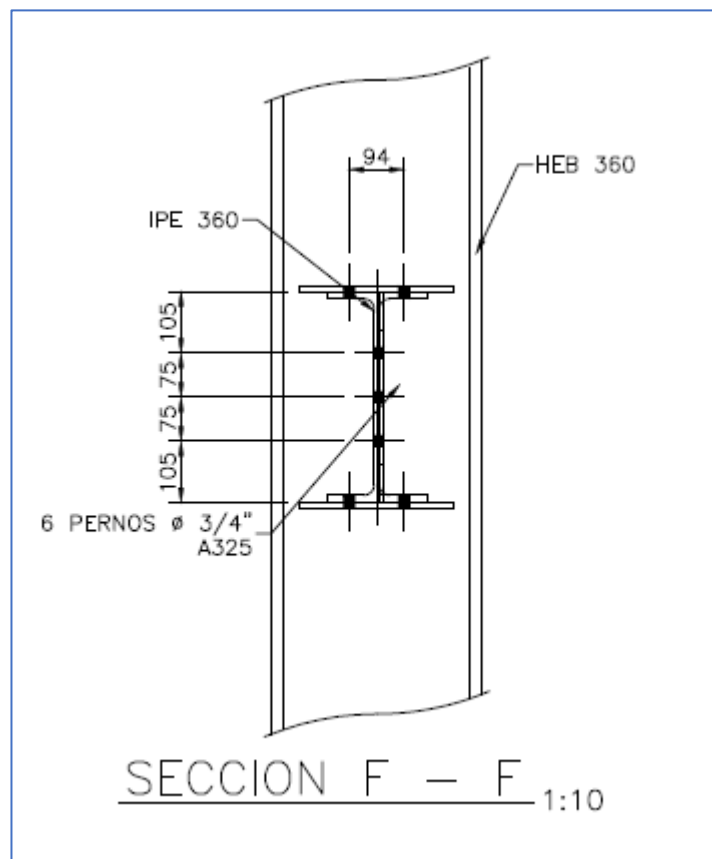
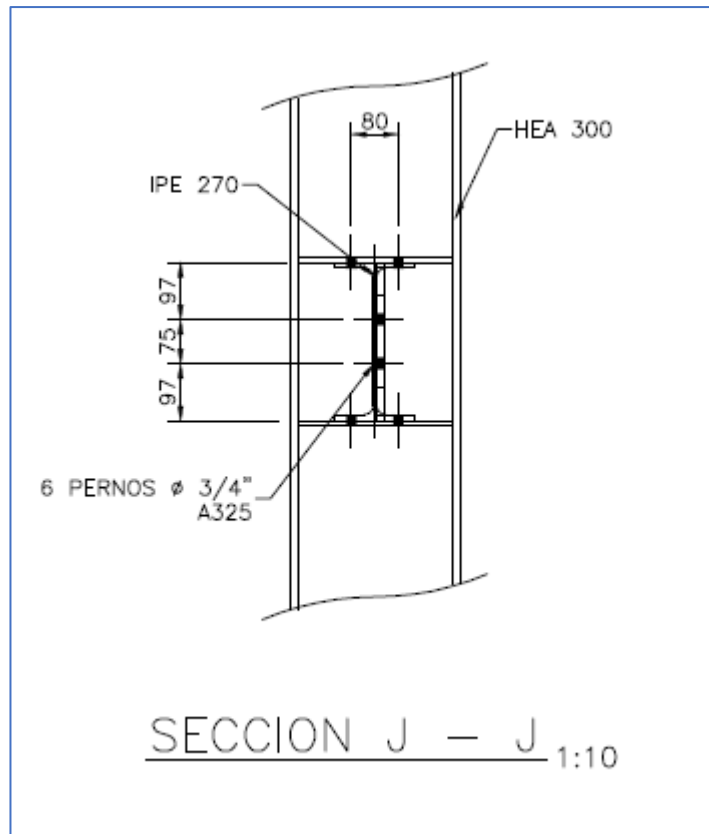
CONEXION C-16 1:10

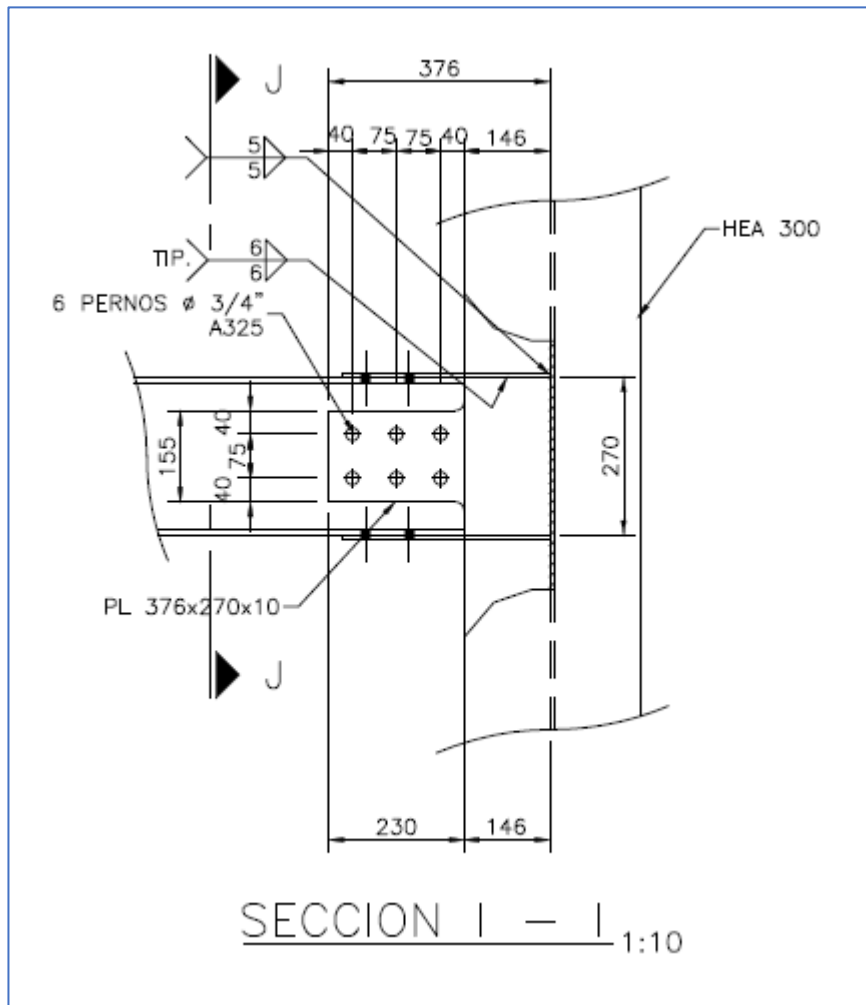
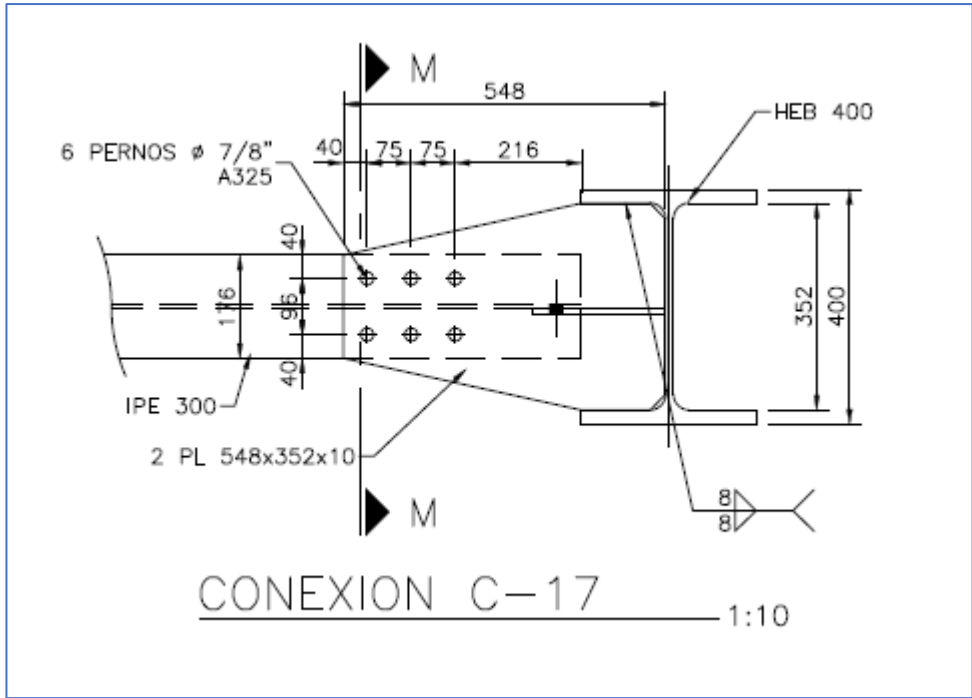


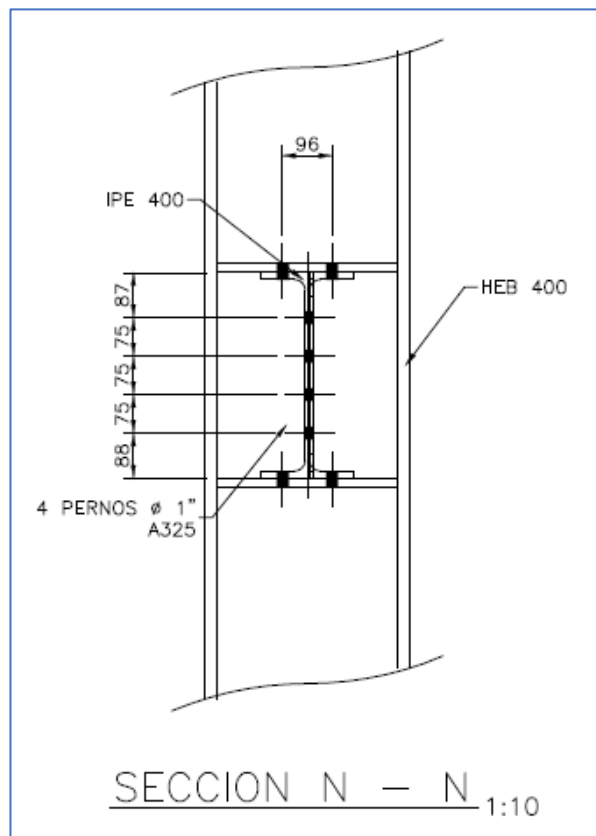
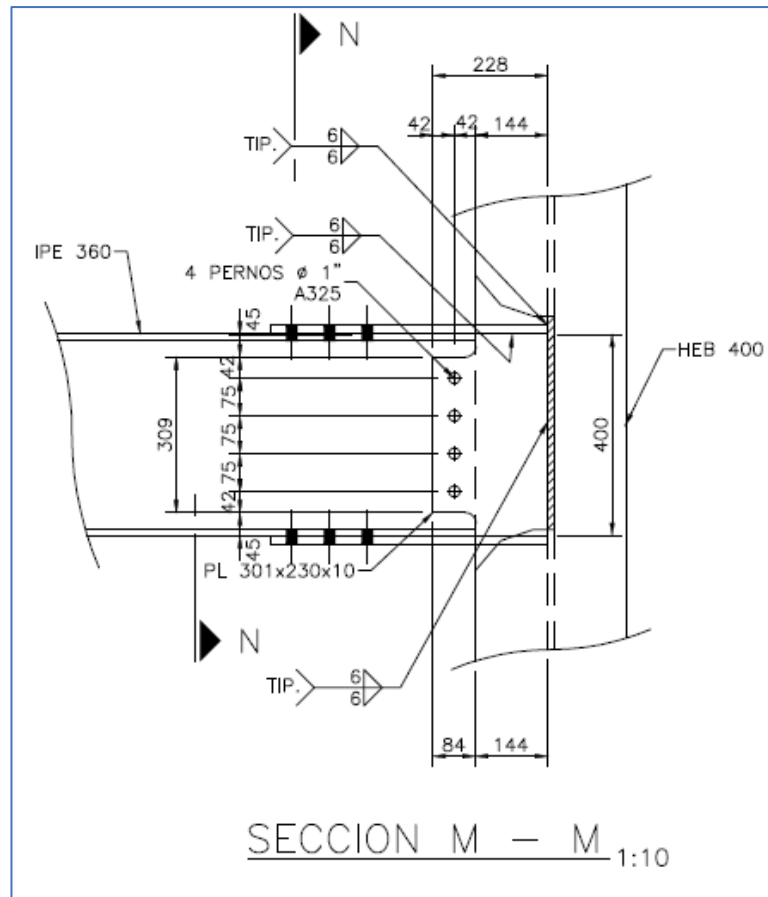












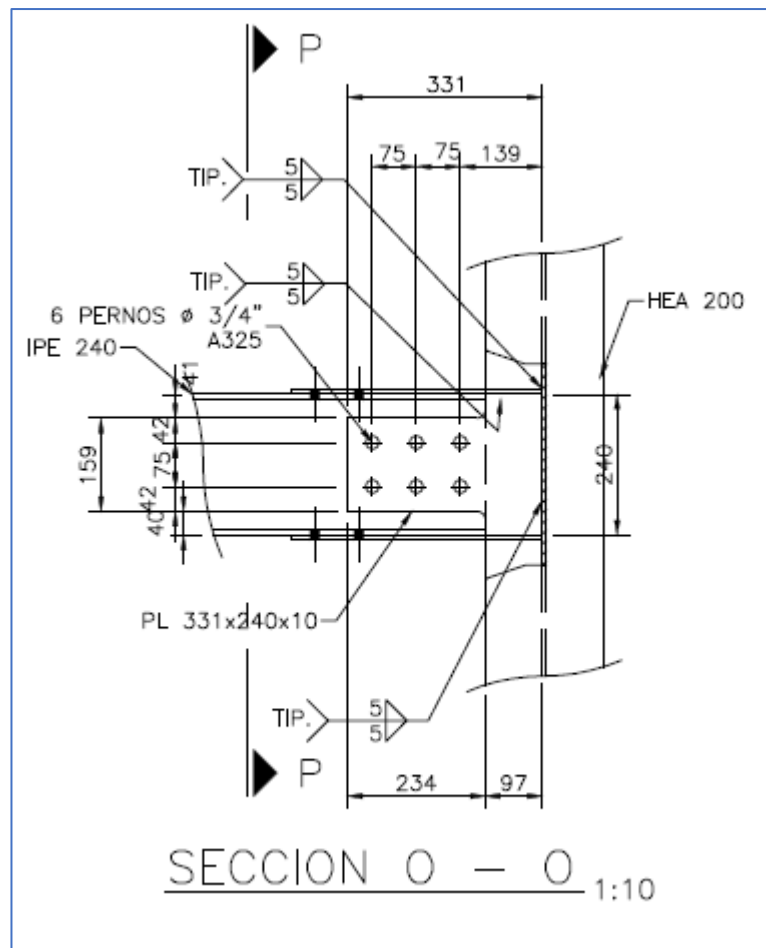
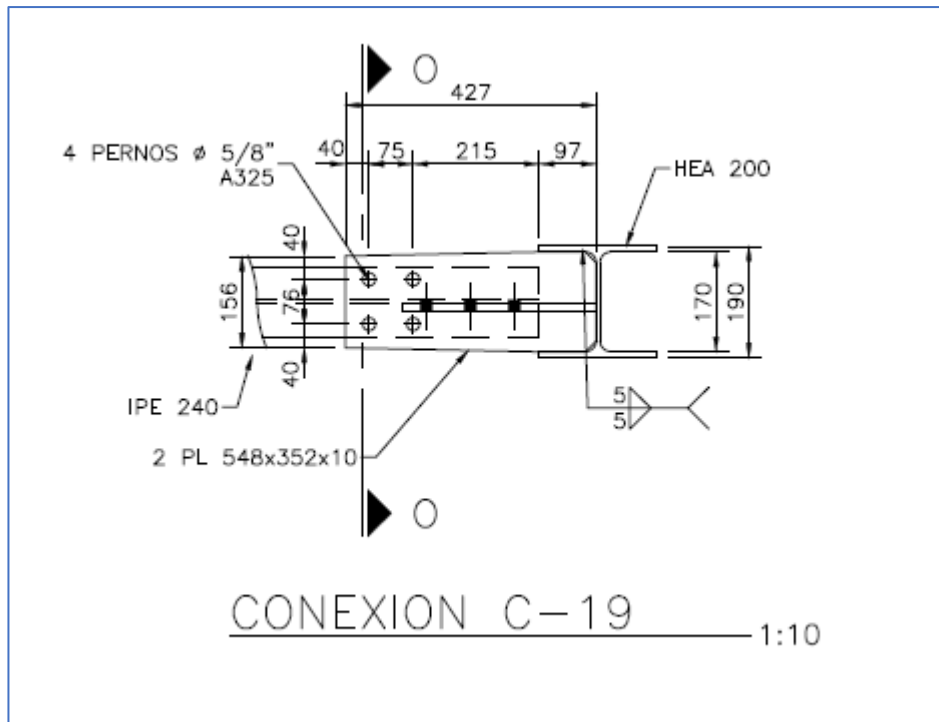


Figura 52. Ejemplos de conexiones en la estructura propuesta.

Fuente: Verónica Merino, Autora, tomado del plano estructural.