

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO



FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“Proyecto de Investigación previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO DEL PROYECTO:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE TRES TIPOS DE
CONEXIONES PRECALIFICADAS EN EDIFICIOS RESIDENCIALES DE ACERO”**

Autor:

Melinton Aldemar Criollo Machuca.

Tutor:

Ing. Diego Hidalgo, MSc.

Riobamba – Ecuador

Año 2020.

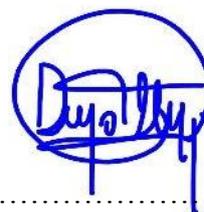
REVISIÓN

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de Investigación de título: “ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE TRES TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS EN EDIFICIOS RESIDENCIALES DE ACERO” presentado por **Criollo Machuca Melinton Aldemar** dirigido por: Ing. Diego Hidalgo. Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final Proyecto de investigación con fines de graduación escrito en el cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Chimborazo.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Diego Hidalgo, MSc.

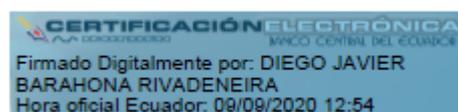
Director del Proyecto



Firma

Ing. Diego Barahona, MSc.

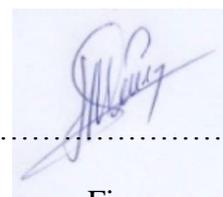
Miembro del Tribunal



Firma

Ing. Jorge Núñez, MSc.

Miembro del Tribunal

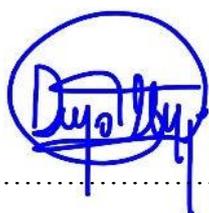


Firma

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, **Ing. Diego Hernán Hidalgo Robalino, MSc**; en calidad de tutor de Tesis, cuyo tema es: “ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE TRES TIPOS DE CONEXIONES PRECALIFICADAS EN EDIFICIOS RESIDENCIALES DE ACERO”, CERTIFICO; que el informe final del trabajo investigativo, ha sido revisado y corregido, razón por la cual autorizo al señor **Criollo Machuca Melinton Aldemar**, para que se presente ante el tribunal de defensa respectivo para que se lleve a cabo la sustentación de la Tesis.

Atentamente.



.....
Ing. Diego Hidalgo, MSc.

TUTOR DE TESIS

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, corresponde exclusivamente a: Criollo Machuca Melinton Aldemar e Ing. Diego Hidalgo, MSc; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.

A handwritten signature in blue ink, enclosed within a circular scribble. The signature reads "Melinton A. Criollo". Below the signature, there is a horizontal dotted line and a solid horizontal line.

Sr. Criollo Machuca Melinton A.

C.I. 180535079-8

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por darme esa bendición de continuar estudiando y superándome.

A mis padres, Augusto y Mariana Del Roció, quienes con esfuerzo y sacrificio continuó día tras día, nunca me han hecho faltar nada, al contrario, todo se los debo a ellos, esos valores y consejos que a su debido momento me supieron enseñar y sobre todo nunca olvidare esas palabras que me dijeron, tú tienes que ser lo que yo no fui, quiero verte que seas alguien en la vida, para que no sufras como nosotros en el campo.

A mi hermana por sus palabras de ánimo, y espero de que continúes estudiando.

Al Ing. Diego Hidalgo MSc, en calidad de mi director de tesis, agradezco por su paciencia y conocimiento brindado, para que esto se haga realidad.

A la UNACH por abrirme sus puertas y sus docentes quienes me han impartido sus conocimientos.

A todos quienes me ayudaron en el camino, un gracias de corazón.

Melinton Aldemar Criollo Machuca.

DEDICATORIA.

A mis padres por brindarme su amor, paciencia y su apoyo incondicional que fueron el motor y motivo para seguir adelante, durante toda la vida universitaria, en el que me encontrado fuera de casa. Este triunfo es para ustedes por creer en mí.

A mis abuelitos que me brindaron sus bendiciones y oraciones por mí.

A mi abuelito Papá Lucho, que ya no estás conmigo, pero desde alguna parte sé que me estas cuidando.

A mis primos y tíos por sus palabras de aliento, para que no rindiera en el camino.

Melinton Aldemar Criollo Machuca.

INDICE DE CONTENIDO.

ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XIV
I.- INTRODUCCIÓN.....	1
II.- Objetivos.....	4
II.I.- Objetivo general.....	4
II.II.- Objetivos específicos.....	4
CAPITULO I: .- FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	5
1.1.- Caracterización de las edificaciones residenciales en la ciudad de Riobamba.....	5
1.2.- Estructura.....	7
1.2.1.- El acero como material estructural.....	7
1.2.2.- Característica mecánicas del acero A36.....	8
1.2.3.- Pórticos especiales a momento (SMF).....	8
1.2.4.- Pórticos arriostrados concéntricamente.....	9
1.2.5.- Códigos de diseño.....	9
1.2.6.- Procedimiento de cálculo del diseño basado en fuerzas.....	10
1.2.7.- Método de diseño LRFD.....	10
1.2.8.- Combinación de cargas para el diseño por última resistencia.....	11
1.2.9.- Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico.....	11
1.3.- Conexiones.....	12
1.3.1.- Conexión precalificada.....	12
1.3.2.- Ubicación de las rótulas plásticas.....	13

1.3.3.- Momento plástico probable en la rótula plástica.....	13
1.3.4.- Cizalla en la rótula plástica.	14
1.3.5.- Relación sísmica columna fuerte viga débil	14
1.3.6.- Placas de continuidad.	15
1.3.7.- Espesor de las placas de continuidad.....	16
1.3.8.- Soldaduras en las placas de continuidad.....	16
1.3.9.- Recomendaciones FEMA 350.....	17
1.3.10.- Área k.....	18
1.3.11.- Panel nodal.....	18
1.3.12.- Resistencia a corte en la zona del panel.....	19
1.3.13.- Espesor de la zona nodal.....	21
1.3.14.- Soldadura de las dobles placas en la zona del panel.....	21
1.3.15.- Conexión viga de sección reducida (RBS).....	21
1.3.16.- Conexión placa de extremo extendida sin rigidizador (BUEP).....	23
1.3.17.- Conexión de momento Ala Soldada No Reforzada – Alma soldada (WUF-W)	26
1.4.- Presupuesto.....	28
1.4.1.- Costo directo	28
1.4.2.- Materiales.....	28
1.4.3.- Maquinaria, herramienta y equipo.....	28
1.4.4.- Mano de Obra.....	28
1.4.5.- Costos indirectos	28
CAPITULO II: -METODOLOGÍA.....	29

2.1.- Descripción de la edificación.	29
2.2.- Esquema metodológico.	30
2.3.- Proceso de la metodología.....	30
2.3.1.- Identificación.....	31
2.3.2.- Estructura.....	32
2.3.3.- Conexiones.....	33
2.3.4.- Costos.	33
2.3.5.- Comparación.	33
CAPITULO III. .- RESULTADOS Y ANÁLISIS.	35
3.1.- Resultados de la caracterización.....	35
3.2.- Ejemplo de edificación residencial típica.....	35
3.3.- Cuantificación de cargas.	35
3.4.- Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	36
3.5.- Materiales a utilizar.....	36
3.6.- Parámetros para el análisis modal espectral.....	36
3.7.- Análisis de la estructura.	37
3.7.1.- Control de excentricidad.....	37
3.7.2.- Control de las derivas de piso.	38
3.7.3.- Modos de vibración.	40
3.7.4.- Periodo fundamental.....	41
3.7.5.- Ajuste del corte basal estático y dinámico.....	42
3.7.6.- Efecto P-Delta.	42

3.8.- Diseño de las secciones. (Ver anexo 7).....	44
3.9.- CONEXIONES.....	44
3.9.1.- Diseño de la conexión (RBS). (Ver anexo 8).....	44
3.9.2.- Diseño de la conexión (BUEP-4E). (Ver anexo 9).....	44
3.9.3.- Diseño de la conexión (WUF-W). (Ver anexo 10).....	44
3.10.- Chequeo computarizado de las tres conexiones precalificadas, mediante el software especializado en uniones metálicas.....	44
3.11.- Distribución de esfuerzos.	49
3.11.1.- Distribución de esfuerzos en la conexión RBS.	49
3.11.2.- Distribución de esfuerzos en la conexión BUEP-4E.....	50
3.11.3.- Distribución de esfuerzos en la conexión WUF-W.....	51
3.12.- COSTOS.....	52
3.12.1.- CONEXIÓN RBS. (Ver anexo 14).	52
3.12.2.- CONEXIÓN BUEP-4E (Ver anexo 15).	52
3.12.3.- CONEXIÓN WUF-W (Ver anexo 16).	52
3.13.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión RBS (Ver anexo 17).	52
3.14.-Presupuesto referencial de la edificación con la conexión BUEP -4E (Ver anexo 18).	52
3.15.-Presupuesto referencial de la edificación con la conexión WUF-W (Ver anexo 19).	52
3.16.- Análisis técnico.....	52
3.16.1.- Momento probable en la rótula plástica.....	52
3.16.2.- Razón de momentos resistentes columna/viga obtenida para cada conexión.	53

3.16.3.- Elementos usados en cada una de las conexiones, expresados en peso.....	54
3.17.- Análisis económico.....	58
3.17.1.- Costo de cada una de las conexiones.....	58
3.17.2.- TIEMPO DE EJECUCIÓN.....	59
3.18.- ANÁLISIS TÉCNICO FINANCIERO.....	60
CAPITULO IV. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	62
4.1.- Conclusiones. -.....	62
4.2.- Recomendaciones. -.....	63
5.- Bibliografía.....	64
Anexo 1- Procedimiento de cálculo de la conexión (RBS).....	66
Anexo 2.- Procedimiento de cálculo de la conexión (BUEP-4E).....	72
Anexo 3.- Procedimiento de cálculo de la conexión (WUF-W).....	81
Anexo 4.- Propuesta de diseño.....	84
Anexo 5.- Cuantificación de cargas.	86
Anexo 6.- Predimensionamiento de elementos estructurales.	87
Anexo 7.- Diseño de elementos estructurales.....	93
Anexo 8.- Diseño de la conexión (RBS).	100
Anexo 9.- Diseño de la conexión (BUEP-4E).	110
Anexo 10.- Diseño de la conexión (WUF-W).	123
Anexo 12.- Resultado del software Ram Connection - conexión BUEEP.....	131
Anexo 13.- Resultado del software Ram Connection - conexión WUF-W.....	132
Anexo 14.- Costos de la conexión RBS.	134

Anexo 15.- Costos de la conexión BUEP-4E	135
Anexo 16.- Costos de la conexión WUF-W.	136
Anexo 17.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión RBS.....	137
Anexo 18.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión BUEP-4E.....	138
Anexo 19.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión WUF-W.	139

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1: Alturas de entrepiso para edificaciones en la ciudad de Riobamba.	6
Tabla 2: Características principales de las edificaciones tipo residencial.....	6
Tabla 3: Características del suelo.	7
Tabla 4: Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia.	11
Tabla 5: Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS.....	23
Tabla 6: Parámetros y limitaciones generales de la conexión (BUEP).....	25
Tabla 7: Parámetros y limitaciones generales en la conexión (WUF-W).....	27
Tabla 8: Datos característicos de una edificación residencial, para la ciudad de Riobamba.	35
Tabla 9: Cuantificación de cargas.....	35
Tabla 10: Predimensionamiento de los elementos.....	36
Tabla 11: Materiales utilizados en la modelación y cálculo.	36
Tabla 12: Parámetros que determinan el espectro de aceleraciones elástico.	36
Tabla 13: Centros de masas y rigideces.	38
Tabla 14: Control de excentricidades.....	38
Tabla 15: Participación modal de la masa.....	40
Tabla 16: Periodo fundamental de la estructura.	41
Tabla 17: Sismo estático en sentido x e y.	42
Tabla 18: Sismo dinámico en sentido x e y.....	42
Tabla 19: Derivas elásticas.....	43
Tabla 20: Cortantes sísmicos.....	43
Tabla 21: Carga vertical sin mayorar.....	44
Tabla 22: Cálculo del índice de estabilidad.....	44
Tabla 23: Momentos, cortantes y carga axial en vigas y columna.	45

Tabla 24: Diferencia de momentos entre los elementos tipo Frame y shell thin en cada conexión.	51
Tabla 25: Momento probable en la rótula plástica.	52
Tabla 26: Relación de momentos columna fuerte viga débil.	53
Tabla 27: Peso de las placas de continuidad.	54
Tabla 28: Peso de las dobles placas en la zona del panel.....	55
Tabla 29: Peso de pernos A 325.	55
Tabla 30: Peso de las placas de corte y placa final.	56
Tabla 31: Costo individual de cada conexión considerando sus elementos que la componen	58
Tabla 32: Análisis técnico - económico.....	61
Tabla 33: Rubros, cantidades, rendimiento y duración, para la edificación con la conexión RBS.	134
Tabla 34: Rubros, cantidades, rendimiento y duración para la edificación con la conexión BUEP-4E.....	135
Tabla 35: Rubros, cantidades, rendimiento y duración para la edificación con la conexión WUF-W.....	136
Tabla 36: Descripción de rubros, unidades, cantidades y presupuesto referencial de la edificación con la conexión RBS.....	137
Tabla 37: Descripción de rubros, unidades, cantidades y presupuesto referencial de la edificación con la conexión BUEP-4E.....	138
Tabla 38: Descripción de rubros, unidades, cantidades y presupuesto referencial de la edificación con la conexión WUF-W.....	139

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.

Ilustración 1: Pórtico característico para la ciudad de Riobamba.	5
Ilustración 2: Curva de tensión - deformación para tres aceros ASTM.....	7
Ilustración 3: Detalle del nudo de un pórtico arriostrado con una conexión concéntrica.	9
Ilustración 4: Nomenclatura y partes generales de una conexión.....	12
Ilustración 5: Ubicación de las rótulas plásticas.....	13
Ilustración 6: Ubicación de las placas de continuidad.	15
Ilustración 7: Detalles de la soldadura.	17
Ilustración 8: Detalle del orificio de acceso de suelda.....	18
Ilustración 9: Deformación excesiva en la zona del panel.	19
Ilustración 10: Placas nodales de refuerzo a un solo lado.....	20
Ilustración 11: Placas nodales de refuerzo a ambos lados.	20
Ilustración 12: Conexión Viga de Sección Reducida (RBS).....	22
Ilustración 13: Detalles de suelda en la conexión WUF-W.	26
Ilustración 14: Diagrama de procesos de la metodología del proyecto de investigación. ...	30
Ilustración 15: Espectro de aceleraciones elástico e inelástico..	37
Ilustración 16: Deriva máxima en sentido x.....	39
Ilustración 17: Deriva máxima en sentido y.....	39
Ilustración 18: Primer modo de vibración (Traslacional)..	40
Ilustración 19: Segundo modo de vibración (Traslacional).	41
Ilustración 20: Tercer modo de vibración (Torsional).	41
Ilustración 21: Ingreso de cargas en Ram Connection. :.....	45
Ilustración 22: Tipo de unión y datos de elementos a conectar.....	45
Ilustración 23: Conexión RBS.....	46
Ilustración 24: Datos generales y dimensiones de los elementos que componen la conexión.	46

Ilustración 25: Indicador demanda / capacidad.	47
Ilustración 26: Esfuerzos SVM en la conexión RBS, bajo la combinación 1.2D+0.7L.	49
Ilustración 27: Obtención del momento a una distancia sh.....	49
Ilustración 28: Esfuerzos SVM, en la conexión BUEP, bajo la combinación 1.2D+0.7L...50	
Ilustración 29: Obtención del momento a una distancia sh.....	50
Ilustración 30: Esfuerzo SVM, en la conexión WUF-W, bajo la combinación 1.2D+0.7L.51	
Ilustración 31: Obtención del momento a una distancia sh.....	51
Ilustración 32: Momento probable en la rótula plástica.....	53
Ilustración 33: Peso de las placas de continuidad.....	54
Ilustración 34: Peso de las dobles placas en la zona del panel.	55
Ilustración 35: Peso de pernos A 325.....	56
Ilustración 36: Peso de las placas de corte y placa final.	56
Ilustración 37: Peso final acumulado de cada conexión.	57
Ilustración 38: Peso total de la edificación, con cada una de las conexiones.....	57
Ilustración 39: Costo individual de cada conexión considerando los elementos que la componen.	58
Ilustración 40: Costo final de cada edificación, con cada una de las conexiones.	59
Ilustración 41: Tiempos de duración.....	60
Ilustración 42: Limitaciones en las columnas.	72
Ilustración 43: Partes de la conexión placa de extremo de cuatro pernos sin rigidizador. ..	72
Ilustración 44: Detalles de la parte superior e inferior de la conexión a corte.	82
Ilustración 45: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 1	84
Ilustración 46: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 2,3.	85

RESUMEN:

El escaso conocimiento sobre la unión viga-columna en edificaciones de acero, hace que se construyan estructuras que no garanticen un comportamiento sísmico adecuado (Benito, 2012); esto debido a que: después de diseñar cuidadosamente los elementos que la componen, seleccionan de manera arbitraria la conexión que no podría ser la adecuada para cumplir con la ductilidad con la que se ha diseñado el sistema e incluso delegan el trabajo a los dibujantes, quienes aún no tengan el suficiente conocimiento como para elegir acertadamente la conexión.(Jack C & Stephen F, 2012).

La tesis planteada busca determinar técnica-económicamente la conexión precalificada más óptima para la realización de edificios residenciales de acero de baja altura en la ciudad de Riobamba, considerando aquellas conexiones precalificadas que se encuentran documentadas en las normas internacionales AISC 358-10, FEMA 350 y exceptuando las conexiones que se encuentran patentadas.

Se realizó la elección y comparación de tres tipos de conexiones precalificadas como son: viga de sección reducida (RBS), placa de extremo extendida apernada sin rigidizador (BUEEP) y alas soldadas sin refuerzo alma soldada (WUF-W). De acuerdo a los diseños se elaboraron metrados y presupuestos referenciales para cada caso. Se comparará las estructuras bajo los siguientes criterios: momento probable en la rótula plástica, relación sísmica columna fuerte viga débil, peso, costo y tiempo de ejecución, cada uno tendrá un porcentaje de calificación, de esta manera se presentará los resultados para cada tipo de conexión e indicaran el tipo de conexión más favorable para su uso desde el punto de vista técnico-económico.

Palabras clave: conexiones precalificadas, conexiones apernadas, conexiones soldadas.

Abstract

Scarce knowledge about the beam-column union in steel buildings leads to the construction of structures that do not guarantee an adequate seismic behavior (Benito, 2012); This is due to the fact that: after carefully designing the elements that compose it, they arbitrarily select the connection that could not be adequate to comply with the ductility with which the system has been designed and even they delegate the work to the draftsmen, whom yet do not have enough knowledge to choose the connection correctly (Jack C & Stephen F, 2012).

The proposed thesis seeks to technically and economically determine the most optimal prequalified connection for the realization of low-rise residential steel buildings in the city of Riobamba, considering those prequalified connections that are documented in the AISC 358-10, FEMA 350 international standards and excepting the connections that are patented.

The selection and comparison of three types of prequalified connections was made, such as: reduced section beam (RBS), bolted extended end plate without stiffener (BUEEP) and welded unreinforced flange-welded wed (WUF-W). According to the designs, metrics and referential budgets were prepared for each case. The structures will be compared under the following criteria: probable moment in the plastic hinge, seismic relation strong column weak beam, weight, cost and development time, each one will have a percentage of qualification, in this way the results will be presented for each type of connection and indicate the most favorable type of connection for use from a technical-economic point of view.

Keywords: prequalified connections, bolted connections, welded connections.



Reviewed by: Armas Geovanny, Mgs.

Linguistic Competences Professor

I.- INTRODUCCIÓN.

En los últimos años, el acero es uno de los materiales que se encuentran en auge en el sector de la construcción debido a la facilidad de montaje, ductilidad elevada, homogeneidad, reutilización y reciclaje (Torres, 2014), cualidades que hacen que este material se use en sistemas resistentes a cargas sísmicas (SRCS) conocido también como sistema conformado por pórticos resistentes a momentos (SMF).

Los sistemas (SMF) tienen la característica especial de ser altamente dúctiles; para comportarse de esta manera, estos sistemas requieren que en sus conexiones viga - columna se desarrollen rótulas plásticas ante un evento sísmico, y que, además, según la filosofía de diseño, éstas se formaran en los extremos de las vigas, permitiendo de esta manera la disipación de energía sísmica.(Crisafulli, 2012)

Las conexiones precalificadas aparecen después de los sismos de Northridge EEUU y Kobe Japón, países pioneros en la ingeniería sismo resistente, a través de un consorcio de profesionales investigadores llamado “The SAC Steel Project”, conformado por tres instituciones: Structural Engineers Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC) y Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE). El proyecto comprendió de tres etapas: (i) el estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge (ii) análisis de las fallas y causas y (iii) desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones. (SAC Joint Venture, 2000)

Resultado de esta ardua investigación nacen las normativas internacionales como el AISC 358-10 (American & Standard, 2016) y FEMA 350 (SAC Joint Venture, 2000), donde se encuentran documentadas otros tipos de conexiones precalificadas, las cuales tienen un amplio respaldo técnico, corroborados con ensayos a escala real (Benito, 2012), que se podrían utilizar en esta región andina.

La NEC 2015 en el capítulo de Estructuras de Acero, recomienda el uso de un solo tipo de conexión precalificada a momento, como lo es la viga de sección reducida (RBS) (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b), pero existe la posibilidad de usar otras conexiones más.

Actualmente en el Ecuador se diseñan y construyen edificios en acero muchas veces sin cumplir requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción sobre la conexión viga-columna. No se realizan procedimientos calificados de soldadura, no se emplean soldadores calificados, no se realizan el control de calidad de la soldadura (Inspección visual y ensayos no destructivos (END) como requiere AWS D1.1-15 “Estructural Wheeling Code-Steel”. (Pillajo, 2017)

El desconocimiento, específicamente en el tema de conexión viga – columna, ha provocado que muchos profesionales decidan dejar el cumplimiento de los requisitos de las normas técnicas a criterio, tanto de los constructores como de las empresas que proveen la materia prima, por ende la inexistencia de detalles en los planos estructurales (Benito, 2012), así como su procedimiento de cálculo y diseño, lo que da como resultado estructuras que no cumplen criterios de ductilidad y que incrementa tanto la vulnerabilidad como el riesgo sísmico. Por lo cual se desconocen las ventajas como desventajas tanto técnicas y económicas de las conexiones.

Además, es importante recordar que el Ecuador se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico y requiere que las edificaciones en acero, tengan conexiones precalificadas a momento, que garanticen un adecuado comportamiento de la estructura al enfrentarse a sismos severos.

Considerando estas observaciones, este trabajo tiene por objeto analizar técnica y económicamente tres tipos de conexiones precalificadas aplicada en una estructura residencial típica en acero para la ciudad de Riobamba, acatando todos los aspectos de

diseño sismo resistente dictaminado en la NEC 2015 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b), para posteriormente detallar el procedimiento de cálculo de cada conexión, comprobación mediante un software y el análisis de costos para cada edificación, finalmente compararlas bajo los criterios: momento probable en la rótula plástica, relación sísmica columna fuerte viga débil, peso, costo y tiempo de ejecución, de manera de concluir sus ventajas y desventajas.

La estructura surge de una caracterización previa, por lo el proyecto residencial en acero tiene lugar en Riobamba, consta de tres niveles con una altura de entrepiso de 2.88 m, con vanos que varían de tres a seis metros, losa accesible que incluye una tapa grada, el sistema de comunicación son gradas internas y tendrá un suelo característico tipo D.

Inicialmente se parte con la premisa de que la conexión RBS, brinde las mejores características, debido a que el elemento fusible permite la formación de la rótula plástica a una distancia s_h , fuera de la zona del panel.

II.- Objetivos.

II.I.- Objetivo general.

- Determinar técnica y económicamente la conexión precalificada más óptima para la realización de edificios residenciales en estructura de acero.

II.II.- Objetivos específicos.

- Caracterizar la edificación residencial típica para la ciudad de Riobamba.
- Diseñar una estructura metálica residencial típica bajo consideraciones sismo resistente para obtener fuerzas internas.
- Diseñar las conexiones precalificadas siguiendo los lineamientos de las normas NEC 2015, AISC 358-10 y FEMA 350.
- Identificar los costos directos para la realización de cada edificación con los distintos tipos de conexiones precalificadas mencionadas.

CAPITULO I: - FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

1.1.- Caracterización de las edificaciones residenciales en la ciudad de Riobamba.

Según Vallejo (2016), realizó la evaluación, a un pórtico como ejemplo, el cual:

Es parte de una muestra de 93 viviendas de la Ciudad de Riobamba, el mismo está construido sobre un suelo que corresponde a la Zona IV, según el mapa de zonificación sísmica del NEC-11 y tiene 3 pisos. La altura de entrepiso para todos los niveles es de 2.10 m. la planta tiene 3 vanos de: 4.50 m, 3.00 m y 4.00 m (total 11.50 m) en la dirección longitudinal X (p.30).

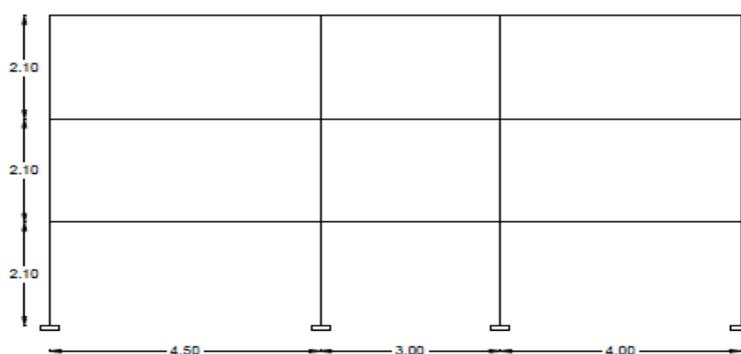


Ilustración 1: Pórtico característico para la ciudad de Riobamba. **Fuente:** Método aproximado unificado de evaluación estructural para edificaciones a porticadas de concreto reforzado de la ciudad de Riobamba. Provincia de Chimborazo.

Por su parte Anilema (2017), ratifica que “debido al crecimiento poblacional y económico los espacios disponibles horizontalmente se han visto saturados, con construcciones en su mayoría de hasta 3 plantas, predominando el sistema tradicional de hormigón armado” (p.1).

Barahona (2007), “Realizó un muestreo en la ciudad de Riobamba, comenzando con edificaciones para vivienda de hasta siete pisos, realizando ochenta y siete mediciones” (p.9), encontrándose que la altura de entrepiso característico de las

edificaciones en hormigón armado para este lugar es de 2.4 m, detallado de la siguiente manera

Tabla 1: Alturas de entrepiso para edificaciones en la ciudad de Riobamba.

#pisos	Edificaciones	Sumatoria h	Media	Desviación Standard	Moda
1	7	16,35	2,34	0.085	2,3
2	50	123,9	2,48	0.246	2,4
3	19	48,3	2,54	0.295	2,3
4 o mas	11	30,1	2,74	0.273	2,5

Fuente: Evaluación de la ductilidad de los sistemas estructurales utilizados para la construcción de edificaciones de hormigón armado en la ciudad de Riobamba.

Se ha indagado en la municipalidad del cantón Riobamba, basándose en memorias de cálculo y planos que se encuentran en proceso de aprobación, considerado las siguientes características.

Tabla 2: Características principales de las edificaciones tipo residencial.

Edificación	Sistema estructural	niveles	Altura de entrepiso	Claros	Tipo de suelo	S. comunicación
Hormigón	-	2	2,1m	3 a 6 m	D	Gradas internas
Hormigón	-	3	2,4m	3 a 6 m	D	Gradas internas
Acero	SMF	3	2,88m	3 a 6 m	D	Gradas internas

Fuente: Información solicitada (planos aprobados por la municipalidad de Riobamba).

Carphio & Estrada (2017), han determinado las características y la capacidad de carga del suelo, en función al Mapa Geológico de la República del Ecuador para la ciudad de Riobamba (1993), junto con la realización del ensayo de SPT y del análisis visual al momento de la realización de los sondeos, obteniendo los siguientes resultados (p. 51).

Tabla 3: Características del suelo.

Profundidad (m)	Perforación I		Perforación II		Perforación III		Capacidad de carga qa=(T/m2)
	SUCS	NEC	SUCS	NEC	SUCS	NEC	
1	ML	D	ML	D	ML	D	19.88
2	ML	D	ML	D	ML	D	21.23
3	ML	D	ML	D	ML	D	23.27
4	SM	D	ML	D	SM	D	49.13
5	ML	D	ML	D	SM	D	42.33
6	ML	D	ML	D	ML	D	28.03

Fuente: (Carphio & Estrada, 2017)

1.2.- Estructura.

1.2.1.- El acero como material estructural.

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, que por sus características como elevada resistencia, rigidez y ductilidad son recomendables para construcciones sismoresistentes. Los parámetros mecánicos más importantes es la tensión mínima de fluencia, F_y , y resistencia de tracción, F_u , esta última vinculado con la fractura del material. Ambos parámetros son propiedades nominales del acero especificado (Crisafulli, 2012, p.14).

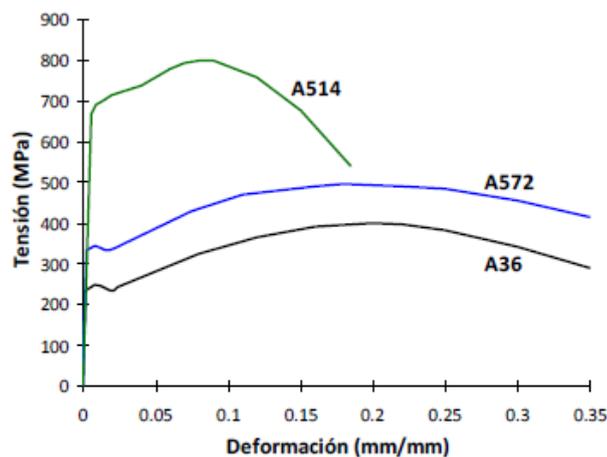


Ilustración 2: Curva de tensión - deformación para tres aceros ASTM. Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

“Los aceros estructurales que se usan en aplicaciones sísmicas han sido seleccionados en base a sus propiedades mecánicas y de soldabilidad” (Cardoso & Quishpe, 2014), entre las principales tenemos:

- Meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama esfuerzo-deformación unitaria
- Gran capacidad de deformación inelástica.
- Buena soldabilidad, característica que depende principalmente de la cantidad de carbono en el acero.

El tipo de acero usado para este estudio es el A36, debido a dos razones, se cumple con las especificaciones de los aceros estructurales usados para sistemas resistentes a cargas sísmicas (ASTM) y es el acero más comercializado en nuestro país.

1.2.2.- Característica mecánicas del acero A36.

“Tiene un esfuerzo de fluencia de 2 530 kg/cm² (250 Mpa, 36 ksi) y un esfuerzo mínimo de ruptura en tensión de 4 080 kg/cm² a 5 620 kg/cm² (400 a 550M P.a., 58 a 80 ksi), y su soldabilidad es adecuada” (Altos Hornos de México -AHMSA, 2004 p.3).

1.2.3.- Pórticos especiales a momento (SMF).

Los pórticos especiales a momento se caracterizan por presentar mayor capacidad de disipación de energía sísmica por ende se diseñan con un factor de modificación de respuesta elevado (Crisafulli, 2012, p.78), (R=8 según la NEC 2015).

Además “Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente por flexión en las vigas, y en menor medida, en los paneles nodales de las columnas” (Crisafulli, 2012, p.78), esto implica “la ocurrencia de daño estructural, como resultado de la fluencia del acero y eventualmente de problemas de inestabilidad como el pandeo local (Crisafulli, 2012, p.32).

Lo más importante en estos sistemas son las conexiones viga-columna, detalles que ayudan a garantizar la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y el pie de columna del primer piso.

1.2.4.- Pórticos arriostrados concéntricamente.

Este tipo de pórticos se caracterizan por la disposición de barras diagonales o riostras que incrementan las rigideces laterales de la estructura, ayudando al control de desplazamientos. Además se consideran dos categorías: especiales y ordinarios, esto según el nivel de desempeño para el cual se diseña (Crisafulli, 2012, p.44).



Ilustración 3: Detalle del nudo de un pórtico arriostrado con una conexión concéntrica. **Fuente:** Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

1.2.5.- Códigos de diseño.

El diseño de la edificación se lleva a cabo dentro del contexto normativo vigente para nuestro país, acatando en su mayoría los requisitos para el análisis estructural y el dimensionamiento de elementos (Anilema, 2017, p.24).

Los códigos ecuatorianos de diseño que se utilizó fueron:

- NEC_SE_CG: Cargas (no sísmicas).
- NEC_SE_DS: Cargas sísmicas y Diseño Sismo Resistente.
- NEC_SE_AC: Estructuras de Acero.

Los códigos internacionales:

- AISC 358-10: Prequalified Connections for Especial and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

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

1.2.6.- Procedimiento de cálculo del diseño basado en fuerzas.

El procedimiento de cálculo y diseño se encuentra definido en el código de peligro sísmico, NEC-SE-DS, donde se presentan los requerimientos que se aplicaran al diseño sismorresistente del edificio, los cuales son:(Pillajo, 2017, p.24).

- Determinar el espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las propiedades geotécnicas del sitio de emplazamiento de la edificación.
- Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración T_a .
- Determinar el cortante basal V .
- Aplicación de las fuerzas sísmicas, comprobación del comportamiento adecuado de la estructura a través de los modos de vibración y chequeo de los índices de derivas para que no superen el valor máximo permitido.

1.2.7.- Método de diseño LRFD

Diseño por factores de carga y resistencia, conocido también como LRFD, por sus siglas en inglés (Load and Resistance Factor Design). Este método se fundamenta en conceptos de estados límites de resistencia y de servicio. El estado límite de resistencia o último, se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras como resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. En cambio el estado límite de servicio, se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones y derivas excesivas (Cevallos, 2017, p.26).

1.2.8.- Combinación de cargas para el diseño por última resistencia.

“Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:”(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014^a, p.19).

Tabla 4: Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia.

Combinación	Descripción
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 L +0,5 máx. (Lr ; S; R)
3	1,2 D + 1,6 máx. (Lr ; S; R) + máx. (L; 0,5 W)
4	1,2 D + 1 W + L +0,5 máx. (Lr; S; R)
5	1,2 D + 1 E + L +0,2 S
6	0,9 D + 1 W
7	0,9 D + 1 E

Fuente: Cargas no sísmicas (NEC, 2015).

En donde:

D= Carga Permanente o muerta.

E= Carga de sismo.

L= Sobrecarga o carga viva.

Lr= Sobrecarga de cubierta.

S= Carga de granizo.

W= Carga de Viento.

1.2.9.- Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

“El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:”(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014c, p.56).

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

1.3.- Conexiones.

1.3.1.- Conexión precalificada.

Se entiende como tal aquellas conexiones que han sido validadas en forma experimental, ya sea como parte del proyecto que se desarrolla o bien en ensayos previos que se encuentran debidamente documentados (Cardoso & Quishpe, 2014, p.10). Además representan uno de los componentes más importantes del sistema para asegurar una respuesta dúctil y estable.

Nomenclatura y partes generales de una conexión precalificada.

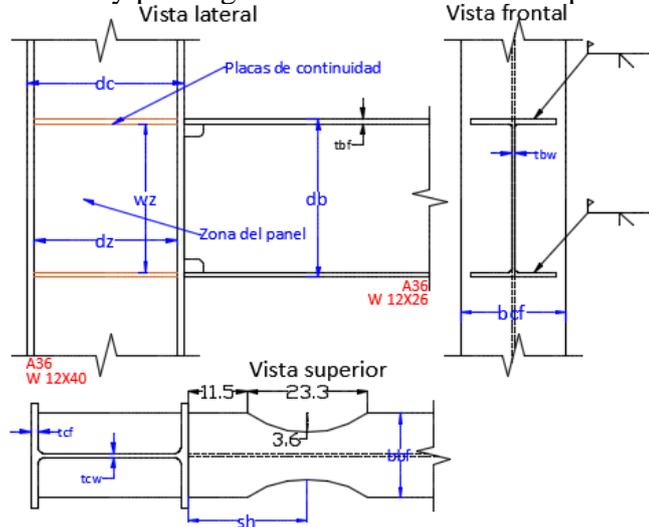


Ilustración 4: Nomenclatura y partes generales de una conexión.

En donde:

- db** Altura de la viga.
- dc** Altura de la columna
- tbf** Espesor del ala de la viga
- tcf** Espesor del ala de la columna
- bbf** Ancho del ala de la viga
- bcf** Ancho del ala de la columna
- dz** Ancho del panel nodal
- wz** Altura del panel nodal

sh Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica.

1.3.2.- Ubicación de las rótulas plásticas.

La ubicación de la rótula plástica dependerá del parámetro sh , que es propia para cada conexión (American & Standard, 2016, Sect. 2.3.).

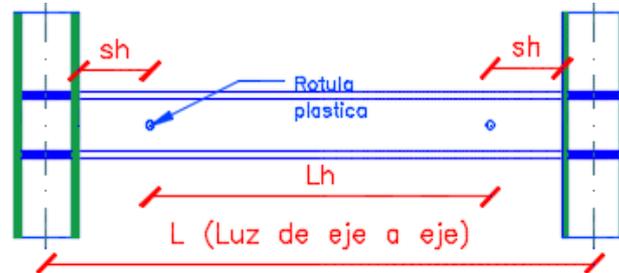


Ilustración 5: Ubicación de las rótulas plásticas. **Fuente:** Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento.

1.3.3.- Momento plástico probable en la rótula plástica.

El momento plástico probable en la rótula plástica debe determinarse: (American & Standard, 2016, p.3-6).

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

En donde:

M_{pr} = momento máximo probable de la bisagra de plástico,

C_{pr} = factor para tener en cuenta la potencia de conexión máxima, incluido el endurecimiento por tensión, la restricción local, el refuerzo adicional y otras condiciones de conexión. Para la mayoría de los tipos de conexión, C_{pr} viene dado por la fórmula:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y}$$

R_y = coeficiente, aplicable al material de viga o viga, obtenido de las Disposiciones Sísmicas AISC.

Z_e = El módulo de plástico efectivo de la sección (o conexión) en la ubicación de la bisagra de plástico.

F_y = el límite elástico mínimo especificado del material del elemento que cede.

Fu = la tensión de tracción mínima especificada del material del elemento que cede.

1.3.4.- Cizalla en la rótula plástica.

Debe determinarse mediante métodos estáticos considerando las cargas de gravedad que actúan sobre la viga, con un diagrama de cuerpo libre de esa parte de la viga entre las rótulas plásticas (American & Standard, 2016, p.3-7).

1.3.5.- Relación sísmica columna fuerte viga débil

La zona del panel deberá cumplirse con la relación de columna fuerte viga débil a través de la siguiente expresión (American & Standard, 2016, p.2-22).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

En donde:

$\sum M_{pc}$. - Es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo. Definido por el método LRFD con la siguiente expresión.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c * \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$\sum M_{pb}$. - Es la suma de las proyecciones de los momentos plásticos nominales de las vigas en la rótula plástica, que llegan al nudo. Definido por el método LRFD con la siguiente expresión.

$$\sum M_{pb} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yb} * Z_b + M_{uv})$$

En donde para ambas expresiones, sus simbologías son las siguientes:

A_g = Área gruesa de la columna.

F_{yb} = Mínimo esfuerzo de fluencia de la viga.

F_{yc} = Mínimo esfuerzo de fluencia de la columna.

Muv = Momento adicional debido a la amplificación de la fuerza por corte ubicado en la rótula plástica.

Puc = esfuerzo de compresión usando la mayor combinación de cargas del método LRFD.

Zb = Modulo plástico de la sección de la viga.

Zc = Modulo plástico de la sección de la columna.

Ry = Factor de fluencia probable.

1.3.6.- Placas de continuidad.

Son rigidizadores que se disponen entre las alas de la columna, en niveles correspondientes a las alas de las vigas que llegan al nudo, con el objeto de asegurar una adecuada transferencia de las cargas de tracción y compresión que generan sobre la columna, sirven como límites para definir la zona del panel nodal, donde se pueden desarrollar de tensiones y deformaciones elevadas (Crisafulli, 2012, p.70).

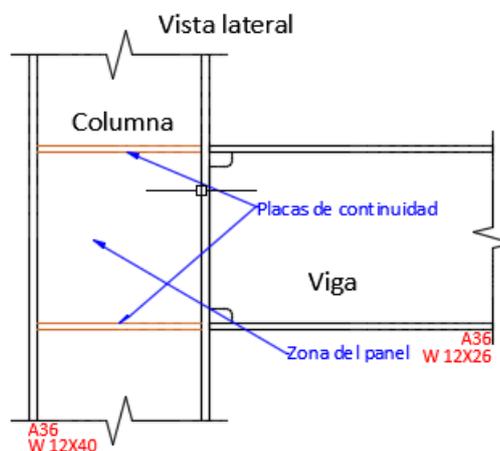


Ilustración 6: Ubicación de las placas de continuidad.

Se deben colocarse en las conexiones viga-columnas, salvo en los siguientes casos:

- Cuando así se indica en la conexión precalificada.
- Cuando la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil I de alas anchas o un perfil armado, con un espesor, t_{cf} , que cumple con las siguientes condiciones:

$$tcf \geq 0.4 \sqrt{1.8 * bbf * tbf * \frac{Fyb * Ryb}{Fyc * Ryc}}$$

$$tcf \geq \frac{bbf}{6}$$

En donde:

bbf y **bcf** = son la anchura del alma de la viga y columna, respectivamente,

Fyb y **Fyc** = representan la tensión de fluencia mínima de viga y columna, respectivamente, y

Ryb y **Ryc** = representan la relación entre la tensión de fluencia esperada y la mínima para la viga y columna, respectivamente.

1.3.7.- Espesor de las placas de continuidad.

El espesor de las placas de continuidad debe determinarse según el siguiente criterio:(SAC Joint Venture, 2000, p.3-20).

- En nudos exteriores el espesor debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga.
- En nudos interiores el espesor de las placas deber ser como mínimo igual al espesor mayor de las alas de las vigas que llegan al nudo.

1.3.8.- Soldaduras en las placas de continuidad.

Las placas de continuidad deben unirse a las alas de la columna mediante soldadura de penetración completa (CJP groove welds) y al alma de la columna deben soldarse según sea necesario para transmitir la capacidad de corte de la longitud neta de la placa de continuidad (SAC Joint Venture, 2000, p.3-21).

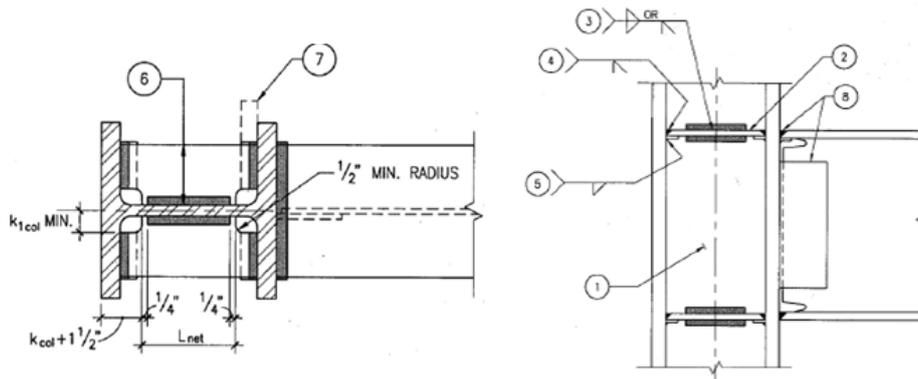


Ilustración 7: Detalles de la soldadura. **Fuente:** Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings FEMA 350.

- 1.- Revisar si se requiere refuerzos en la zona del panel.
- 2.- Placas de continuidad.
- 3.- Fuerza de soldadura requerida.

$$= 0.6t_{pl}(L_{net})F_{ypl}$$

- 4.- Soldadura de penetración completa tipo QC / QA Categoría BM / T.
- 5.- Soldadura de filete continúa mínima debajo del respaldo.
- 6.- Ancho mínimo para coincidir con la ala de la viga.
- 7.- Ampliar la placa al ras de las alas de columna

1.3.9.- Recomendaciones FEMA 350.

Las conexiones precalificadas en la unión viga columna deben incluir agujeros de acceso a soldadura, para los cordones de soldadura de ranura que conectan el ala de la viga con el ala de la columna. Los ensayos de laboratorio indican que ésta es una solución adecuada para facilitar el acceso al soldador y minimizar el efecto de concentración de tensiones y deformaciones, según el siguiente detalle (SAC Joint Venture, 2000, p.3-19).

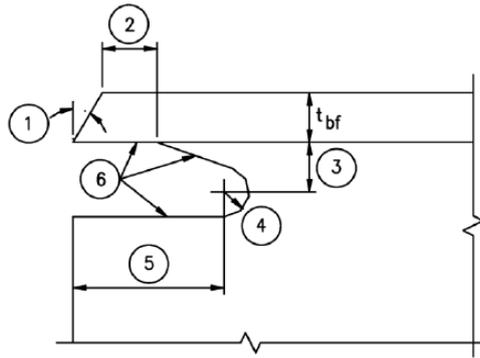


Ilustración 8: Detalle del orificio de acceso de soldadura. **Fuente:** Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings FEMA 350.

- 1- Bisel.
- 2- Mayor que t_{bf} o 13mm.
- 3- $3/4t_{bf}$ a t_{bf} (mínimo 19mm).
- 4- Radio mínimo 10mm.
- 5- $3 t_{bf}$.

Los fabricantes deben tener especial cuidado al hacer soldaduras en o cerca de la zona k, debido a que es probable que tengan una tenacidad baja y, por lo tanto, pueden ser propensos a la fisuración causada por las operaciones de soldadura

1.3.10.- Área k

El área k en columnas de perfiles W enroladas, se considerará el sector que se extienden desde el punto medio del radio del filete desde la ala hasta la alma, aproximadamente 1 a 1-1 / 2 pulgadas más allá del punto de tangencia entre el filete y la alma (SAC Joint Venture, 2000, p.3-14).

1.3.11.- Panel nodal.

Geométricamente se define como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas. Se encuentra sometido a elevadas sollicitaciones sísmicas, donde se puede ocasionar deformaciones excesivas sino se diseñan adecuadamente (Crisafulli, 2012, p.71).



Ilustración 9: Deformación excesiva en la zona del panel. **Fuente:** Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento.

1.3.12.- Resistencia a corte en la zona del panel.

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

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

i.- Para $Pr \leq 0.4P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w$$

ii.- Para $Pr > 0.4P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1.4 - \frac{Pr}{P_c}\right)$$

b.- Cuando la estabilidad del pórtico y el efecto de la deformación plástica del panel nodal son considerados en el análisis (Krawinkler et al., 1975):

i.- Para $Pr \leq 0.75P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w}\right)$$

ii.- Para $Pr > 0.75P_c$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w}\right) * \left(1.9 - \frac{1.2 * Pr}{P_c}\right)$$

En donde:

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

b_{cf} = 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 = $F_y \cdot A_g$. 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 $tp = tcw$)

“Para incrementar la resistencia a corte se pueden disponer placas de refuerzo (doble placas) con lo cual se incrementa tp y por ende la resistencia nominal. Como se indica en la Figura”(Crisafulli, 2012, p.74).

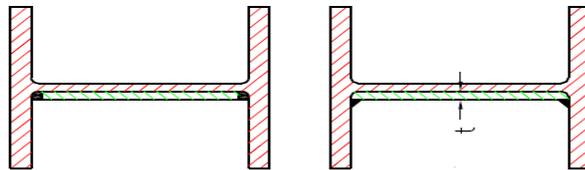


Ilustración 10: Placas nodales de refuerzo a un solo lado. **Fuente:** Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

Se pueden colocar una o dos placas mediante soldaduras de penetración completa o de filete. Es importante destacar un detalle que consiste en evitar realizar soldaduras en las áreas-k.

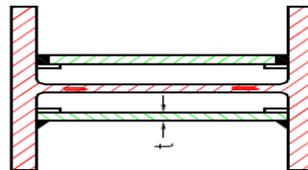


Ilustración 11: Placas nodales de refuerzo a ambos lados. **Fuente:** Diseño sismorresistente de construcciones de acero.

1.3.13.- Espesor de la zona nodal.

Es necesario establecer el espesor del panel nodal, t_p , para no caer en el pandeo local (Crisafulli, 2012, p.74).

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

En donde:

t_p = espesor del alma de la columna o doble placa

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

Wz = alto de la zona del panel entre las alas de la columna.

1.3.14.- Soldadura de las dobles placas en la zona del panel.

La soldadura que se debe emplear para el montaje de las dobles en la zona del panel depende de la ubicación de las mismas: cuando las dobles placas tienen contacto directamente al alma de la columna como se indica en la ilustración 9, se puede emplear soldadura de penetración completa o soldadura de filete, además cuando no se haga uso de las placas de continuidad, las placas dobles deberán extenderse como mínimo 150 mm por encima y debajo de los niveles de los patines de la viga que llegan al nudo; cuando las dobles placas se dispongan lejos del alma de la columna como se indica en la ilustración 10, únicamente se desarrollara soldadura de ranura de penetración completa (Benito, 2012, p.35).

1.3.15.- Conexión viga de sección reducida (RBS).

(RBS) por sus siglas en inglés Reduction Beam Section, pertenece al grupo de conexiones totalmente restringidas, utilizan cortes de radio circular en las alas superior e inferior de la viga, cerca de los extremos de la viga, la soldadura de las alas de la viga al ala de la columna son de ranura de penetración completa, las juntas del alma de la viga

para estas conexiones pueden ser soldaduras de ranura de penetración completas, o pestañas de cizalla soldadas o atornilladas (SAC Joint Venture, 2000, p.3-39).

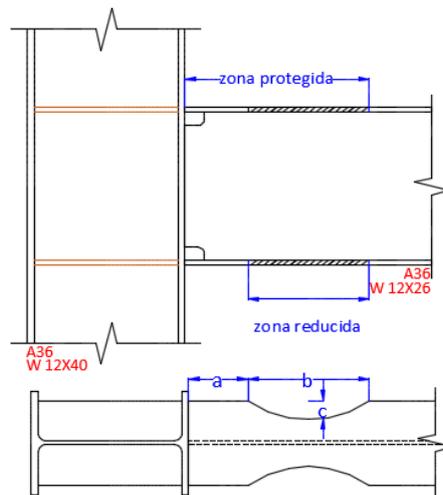


Ilustración 12: Conexión Viga de Sección Reducida (RBS).

Alternativa 1.-Con soldadura de penetración completa, Calidad de soldadura QC/QA BM/L, La longitud de la placa de corte es igual a la distancia entre orificios del acceso de la soldadura más 6.35 mm. El espesor de esta placa es la que se requiere para la soldadura de penetración completa 10 mm como mínimo. Se la recorta cuadrado o de filete, con 4.8 mm de filete como mínimo al lado del alma de la viga y 8 mm en el lado alejado del alma de la viga.

Alternativa 2: para IMF, es permitirá conectar el alma de la viga al ala de la columna con una placa apernada al alma de la viga, y soldada al ala de la columna con soldadura de penetración completa o de filete a ambos lados y un grosor de placa igual a diecinueve milímetros, la calidad de la soldadura QC/QA categoría BL/T, los pernos deben ser A325 o A490.

Sede de verificar la resistencia nominal del agujero del perno que no deba ser mayor que el valor dado por la ecuación J3-6 a de la especificación AISC 360-10.

$$R_n = 1.2 * L_c * t * F_u \leq 2.4 * d * t * F_u$$

En donde:

Fu = Resistencia última mínima especificada del material conectado

d = Diámetro nominal del perno en (mm)

Lc = Distancia libre, en una dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material (mm).

t = Espesor del material conectado (mm)

Los agujeros en el alma de la viga tienen placa deberán ser estándar, se pueden usar en el alma de la viga o en la placa.

Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS

Tabla 5: Parámetros y limitaciones generales de la conexión RBS.

Sistema de marco aplicable	OMF 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	OMF: 5 SMF: 7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máx.	No hay limite
Espesor máximo de ala (tf)	No hay limite
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC

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

Procedimiento de diseño. (Ver anexo 1).

1.3.16.- Conexión placa de extremo extendida sin rigidizador (BUEP)

Las conexiones de placa de extremo atornilladas se realizan soldando una placa de extremo a la viga y atornillando la placa de extremo al ala de la columna, en su diseño se controlan una serie de estados límites las cuales son: el rendimiento por flexión de la sección del viga, el rendimiento de flexión de las placas de extremo, el rendimiento de la

zona del panel en la columna, la ruptura de tensión de los pernos de la placa de extremo, cizallamiento o ruptura de los pernos de la placa de extremo, o ruptura de varias uniones soldadas. Las conexiones de momento de placa de extremo extendida están precalificadas para su uso en sistemas de marco de momento especial (SMF) y marco de momento intermedio (IMF) (SAC Joint Venture, 2000, p.3-43).

Excepción: las conexiones de momento de placa de extremo extendidas con losas estructurales de concreto se precalifican solo si:

(1) La profundidad nominal de la viga no es inferior a 24 pulg. (600 mm);

(2) No hay conectores de corte dentro de 1.5 veces la profundidad de la viga desde la cara del ala de la columna conectada.

(3) La losa estructural de concreto se mantiene al menos 1 pulg. (25 mm) desde ambos lados de las dos alas de la columna. Se permite colocar material compresible en el espacio entre las alas de la columna y la losa estructural de concreto (American & Standard, 2016, p.9.2-22).

Detalles de la conexión.

Ancho de la placa final

El ancho de la placa final debe ser mayor o igual al ancho del ala de la viga conectada. El ancho efectivo de la placa final no debe tomarse más que ancho del ala de la viga conectada más 1 pulgada (25 mm)

Detalles de soldadura

La soldadura de la viga a la placa final debe cumplir con las siguientes limitaciones:

(1) No se deben usar orificios de acceso de soldadura.

(2) La junta del ala de la viga a la placa final debe realizarse utilizando una soldadura de ranura CJP sin respaldo. De tal manera que la raíz de la soldadura esté en el lado del ala de la viga.

La cara interior del ala debe tener una soldadura de filete de 5/16 pulg. (8 mm). Estas soldaduras serán críticas según la demanda.

(3) La unión entre la viga y la placa final se realizará utilizando soldaduras de filete o soldaduras de ranura CJP. Cuando se usan, las soldaduras de filete deben dimensionarse para desarrollar toda la fuerza del alma de la viga en tensión desde la cara interior del ala hasta 6 pulgadas (150 mm) más allá de la fila de pernos más alejada del ala de la viga. (American & Standard, 2016)

Parámetros y limitaciones generales de la conexión (BUEP)

Tabla 6: Parámetros y limitaciones generales de la conexión (BUEP).

Sistema de marco aplicable	OMF 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	OMF: 5 SMF:7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC
Limitaciones de columnas	
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)
Peso máx.	No hay
Espesor máximo de ala (tf)	No hay
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del 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.

Procedimiento de diseño. (Ver anexo 2).

1.3.17.- Conexión de momento Ala Soldada No Reforzada – Alma soldada (WUF-W)

En la conexión de momento de alma soldada con ala soldada (WUF-W), la rotación inelástica se desarrolla principalmente al ceder la viga en la región adyacente a la cara de la columna. Las conexiones de momento WUF-W están precalificadas para su uso en sistemas de trama de momento especial (SMF) y trama de momento intermedio (IMF) dentro de los límites de estas disposiciones (American & Standard, 2016, p.3-29).

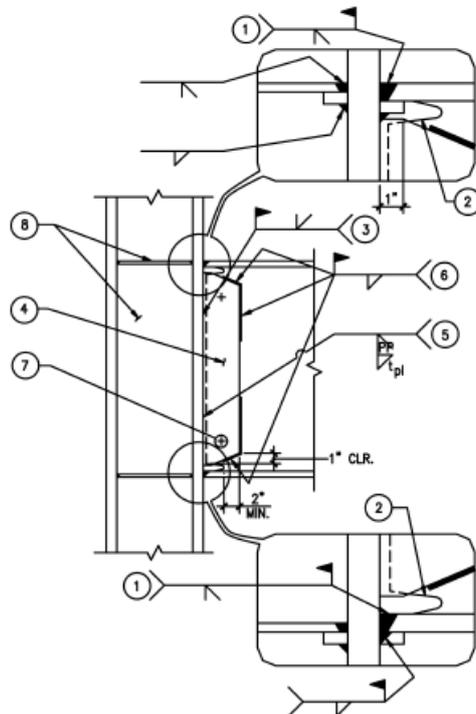


Ilustración 13: Detalles de suelda en la conexión WUF-W. **Fuente:** Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings FEMA 350.

- 1.- Soldadura de penetración completa en la parte superior e inferior de las alas. En el ala superior, se añade una barra de refuerzo con soldaduras de filete de ocho milímetros y el ala inferior de igual forma como se muestra en la figura. Calidad de soldadura AH/T
- 2.- Agujeros de acceso de soldadura
- 3.- Soldadura de penetración completa en toda la longitud entre los orificios de acceso para la soldadura Calidad de soldadura BH/T

4.- Espesor de la plancha de unión de corte debe ser igual al espesor del alma de la viga La longitud de la placa de corte será alrededor de 1/8 de pulgada sobreponiéndose a los orificios de soldadura superior y superior. Y la anchura se extenderá hasta dos pulgadas a lo largo de la viga más allá de los orificios de acceso a la soldadura

5.- soldadura de penetración parcial y calidad BM/T

6.- En soldadura de filete entre el alma de la viga y la placa de corte con un espesor igual al alma de la viga menos 1/16 de pulgada desde un tercio de la parte central de la viga hacia la parte superior e inferior Calidad de soldadura BL/L

7.- Pernos de montaje

8.- Para placas de continuidad y la zona del panel ver los requisitos de diseño

Parámetros y Limitaciones generales en la conexión (WUF-W).

Tabla 7: Parámetros y limitaciones generales en la conexión (WUF-W).

Sistema de marco aplicable	OMF	SMF
Ubicación de la rótula plástica (sh)	0 cm	
Limitaciones en vigas		
Altura de la sección	W 36, 920mm	
Peso de la sección	224kg/m	
Espesor en las alas (tf)	25mm	
Relación luz libre/ peralte	OMF: 5	SMF:7
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC	
Limitaciones de columnas		
Altura de la sección (dc)	W 920 mm (W36)	
Peso máx.	No hay	
Espesor máximo de ala (tf)	No hay	
Relaciones de esbeltez (alas y alma)	Previsiones sísmicas del AISC	

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

Procedimiento de diseño. (Ver anexo 3).

1.4.- Presupuesto

“Para determinar un presupuesto es necesario tener conocimiento de varios aspectos que están íntimamente relacionados en la estimación del costo de un proyecto”(Torres, 2014, p.285).

El presupuesto se compone de una serie de precios; de los rubros terminados en base a una unidad de medida conocido también como análisis de precios unitarios, integrado por costos directos e indirectos (Torres, 2014, p.413).

1.4.1.- Costo directo

El costo directo es aquel costo que está ligado con el proyecto y compromete la calidad del mismo.

1.4.2.- Materiales

Es la materia prima que es indispensable para la ejecución del proyecto.

1.4.3.- Maquinaria, herramienta y equipo

Son elementos importantes para cumplir con los trabajos o actividades, pueden ser alquilados o bien pueden ser propiedad.

1.4.4.- Mano de Obra

Son un grupo de personas que son necesarios para la realización de las actividades, cada uno cumple distintos roles en una obra por ende poseen una tarifa salarial distinta.

1.4.5.- Costos indirectos

Son los gastos que forman parte de la logística y operación de la obra, importantes para la ejecución de un proyecto, dentro de ellos tenemos: el sueldo del personal administrativo, alquiler de oficina, utilidades, seguros entre otros más (Torres, 2014, p.435).

CAPITULO II: -METODOLOGÍA.

2.1.- Descripción de la edificación.

Empezando desde la parte inferior, el primer piso está destinado para tres locales comerciales cada uno con su baño privado y un estacionamiento para dos vehículos, el sistema de comunicación, son gradas internas que llevan por los pisos superiores, este nivel posee tiene una altura de entrepiso de 3.24m.

La segunda y tercera planta son de uso residencial, departamento por piso, cada uno consta de sala, comedor, cocina, lavandería, 1 dormitorio master, 2 dormitorios simples y 1 baño general.

La terraza es accesible y está destinada para reuniones sociales como parrillada, descanso etc.

Los elementos que componen la estructural son vigas, viguetas, diagonales y columnas de acero A36. Los perfiles serán laminados en caliente tipo W, que comercialmente venden en nuestro país, a excepción de las gradas, en donde se usara perfiles armados en frio como son el tipo “G” (escalones) y “C” (soporte), con la finalidad de que esta propuesta se adapte a las disponibilidades del medio.

Los pernos que se usaron tienen una resistencia a corte de 3800 kg/cm² de tipo A325, su diámetro está en función a la distancia entre el borde de la placa al centro geométrico de la ubicación del perno. El tipo de soldadura que se usara es de penetración completa y soldadura de filete, con electrodo E60, y tal como recomienda las normas AISC 358 y FEMA 350.

2.2.- Esquema metodológico.

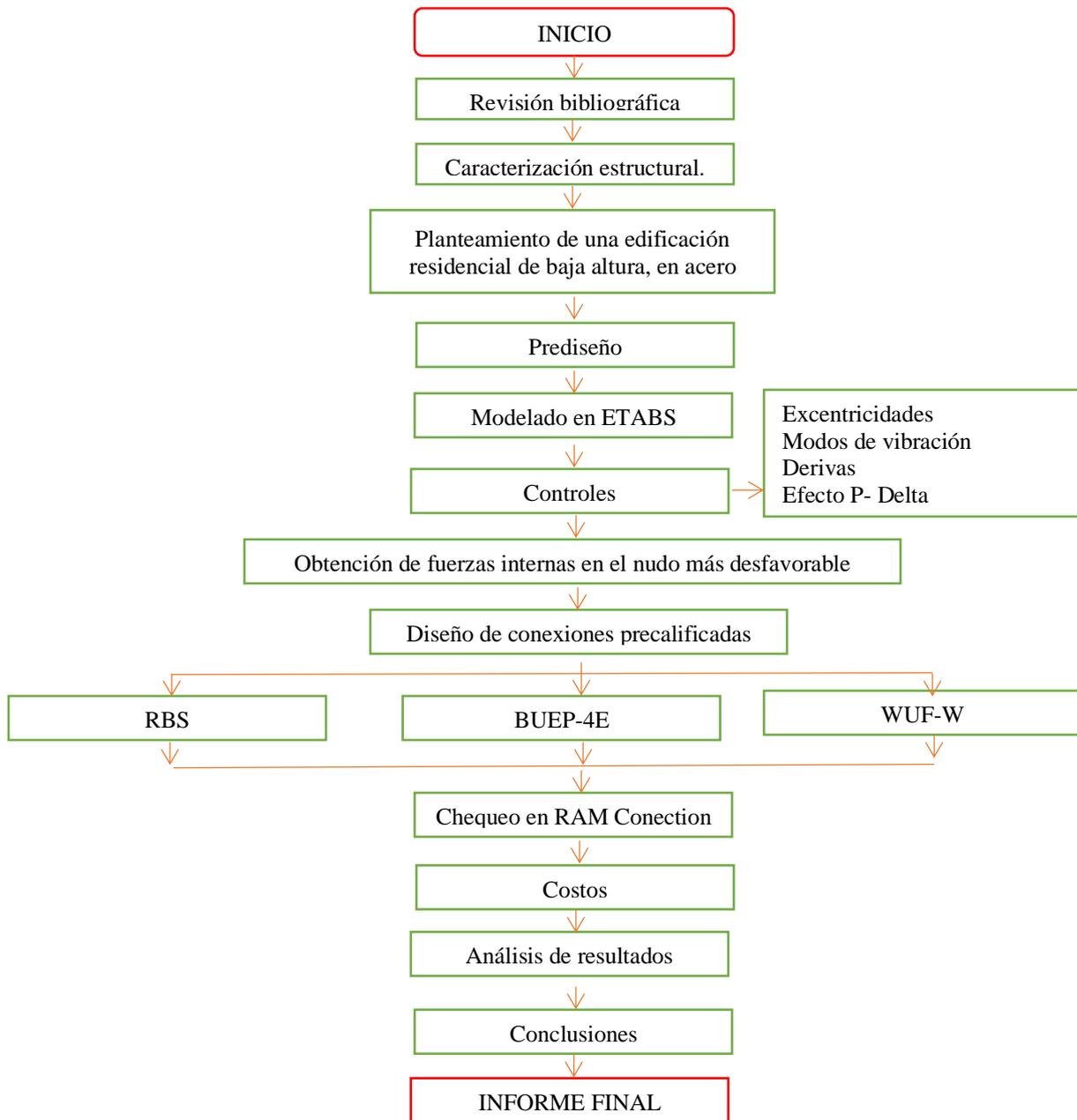


Ilustración 14: Diagrama de procesos de la metodología del proyecto de investigación.

2.3.- Proceso de la metodología.

Esta investigación parte con una revisión bibliográfica profunda en los buscadores electrónicos como: Google Académico, Scopus y Repositorios de Universidades, con el fin de abordar temas relacionados a las conexiones precalificadas, para facilitar el trabajo se fijaron parámetros, como por ejemplo que la búsqueda sea dirigida para nuestro país y de

manera específica en la ciudad de Riobamba y además que las publicaciones sean en esta última década, entre otras.

2.3.1.- Identificación.

Una vez encontrada la suficiente información se realizó un análisis exploratorio poco profundo sobre las estructuras residenciales típicas para la ciudad de Riobamba (Caracterización), esto con la finalidad de identificar las características básicas de un edificio residencial en acero para la ciudad de Riobamba, considerando las siguientes fuentes de información.

1. Trabajos de grado (tesis UNACH)
2. Investigaciones realizadas por docentes universitarios.
3. Aprobación de planos por parte de la municipalidad.

Se ha toma en cuenta las características de las edificaciones realizadas en hormigón, debido a que se toma el criterio de que, con las mismas características que se construyen las edificaciones en hormigón se construirán las edificaciones en acero, además de que son pocas las edificaciones realizadas en acero, pero que si las hay como por ejemplo, el bar comedor de la universidad, el edificio de la cooperativa Mushuk Runa, un edificio residencial que se encuentra en construcción en el norte de ciudad y edificaciones residenciales de baja altura que así mismo se encuentran en construcción en varios sectores de la ciudad.

Basándose en la caracterización, se plantea una estructura residencial en acero de tres niveles, con luces que varía de 3 a 6 metros en ambos sentidos, es decir X y Y, situada sobre un suelo característico para Riobamba tipo D, con una altura de entrepiso característico de 2,88m, esta última característica determinada en una edificación en acero aprobada por la municipalidad, además que cuente con un área de construcción de 200 m² aproximadamente.

2.3.2.- Estructura

En el pre diseño, modelado y diseño de la estructura planteada se sigue el siguiente flujo de trabajo.

1. Se inicia seleccionando el tipo de sistema estructural, se calcula las cargas gravitacionales que actuarán sobre la estructura y de viento, de acuerdo al capítulo NEC-SE-CG.
2. Considerando el peso de la losa deck para la carga muerta y de viva que actuará sobre la estructura se realizó el prediseño de los elementos como viguetas, vigas y columnas, es importante señalar que el método de diseño empleado para este estudio es el LRFD.
3. La estructura se modela y diseña en programa computacional ETABS v16, el procedimiento de diseño que se usó es el basado en fuerzas tal como dictamina la NEC-2015 en el capítulo de Diseño sísmico.

Sismos

- Método estático
- Método dinámico

Análisis modal

- Modos de vibración
- Control torsional
- Periodo fundamental
- Cheque de cortantes dinámicos y estáticos
- Chequeo de derivas

4. Diseño de las secciones

Finalmente, una vez más hay que comprobar que la estructura cumpla con los chequeos normativos y de esta manera se obtendrá las secciones finales.

2.3.3.- Conexiones.

Se ha seleccionado tres diferentes conexiones precalificadas, se realiza el cálculo de manera manual siguiendo el procedimiento que se encuentra estipulado en las normativas internacionales y cumpliendo con los requerimientos sísmicos de cada una de ellas.

Para validar nuestro cálculo se hace uso de un programa computacional especializado en conexiones, para lo cual se necesita previamente las acciones internas en el nudo donde se construirá la conexión, que se obtendrá del programa ETABS.

2.3.4.- Costos.

Con el propósito de conocer el costo que incurre la realización de cada una de las conexiones precalificadas escogidas, en el presupuesto final, se determinaron las actividades a desarrollarse y cantidades, así como también los precios de los materiales, equipos, herramientas y mano de obra, se apoyó en las publicaciones del IPCO, precios de las ferreterías entre otras. Se hará uso de otro programa computacional PUNNIS que nos facilitara el trabajo y que además es muy usado en muchos GADS municipales para fines de presupuestar proyectos similares, finalmente es importante señalar que para este estudio se tomara en cuenta netamente la parte estructural, es decir, viguetas, vigas, columnas, diagonales, placa deck y hormigón en losas, esto con la finalidad de no contraer variación en los resultados.

2.3.5.- Comparación.

Con los resultados obtenidos tanto de la parte técnica (diseño-chequeo de las conexiones y estructura), como de la parte económica (presupuesto), se realizará una comparación de los tres tipos de conexiones propuestas, para aquello se realiza bajo los siguientes criterios: momento probable en la rótula plástica, relación sísmica columna fuerte viga débil, peso, costo y tiempo de ejecución, cada uno de estos criterios con diferentes pesos, 20%, 15%, 15%, 25%, y 25% respectivamente.

Finalmente basándose en los diferentes criterios y tabulándose de manera adecuada, se determinará el tipo de conexión más óptima para la realización de edificaciones residenciales típicas para la ciudad de Riobamba y sus alrededores.

CAPITULO III. - RESULTADOS Y ANÁLISIS.

3.1.- Resultados de la caracterización.

Según la caracterización realizada, para encontrar una tipología estructural típica para la ciudad de Riobamba, se ha identificado las siguientes características para una estructura en acero.

Tabla 8: Datos característicos de una edificación residencial, para la ciudad de Riobamba.

Característica.	Cantidad/Descripción	Unidad
Sistema estructural	SMF - SRCS	-
Niveles	3 + tapa grada	-
Altura de entrepiso	2,88	m
Claros	3 a 6	m
Tipo de suelo	D	-
Sistema de comunicación	Gradas internas	-
Esfuerzo admisible del suelo	19.88	Ton/m2

3.2.- Ejemplo de edificación residencial típica.

Edificación residencial típica que reúna todos estos parámetros. (Ver anexo 4).

3.3.- Cuantificación de cargas.

Para la cuantificación de cargas se debe tomar en cuenta la carga gravitacional y lateral que actuaran sobre la estructura (Ver anexo 5).

Tabla 9: Cuantificación de cargas.

N.- Piso	Dead (kg/m2)	Live (kg/m2)	Observación.
1	328,502	200	Gravitacional
2	328,502	200	Gravitacional
3	123,383	480	Gravitacional
Tapa grada	78,938	70	Gravitacional

La carga muerta que se indica en los resultados, se basa en los planos arquitectónicos y la distribución de ambientes.

Para la carga viva se basó en el uso para el cual está destinada la edificación (residencial) y apoyándonos en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-2015.

3.4.- Predimensionamiento de los elementos estructurales.

En base a la distribución en planta, al tipo de uso que se le va a dar, se establece las dimensiones preliminares de viguetas, vigas, gradas y columnas. Para aquello se elige el vano más representativo (Ver anexo 6).

Tabla 10: Predimensionamiento de los elementos.

Elemento	Descripción	Observación
Vigueta	IPE 200	Nivel 3
Viga Central	IPE 270	Nivel 1-2 y tapa grada
Viga Borde	IPE 220	Nivel 3
Columna	HEB 320	Todos los niveles (centrales)
Escalón	C350X80X4	Escalera
Perfiles extremos	C250X60X4	Escalera
Placa deck	Espesor 65 mm	Todas las losas

3.5.- Materiales a utilizar.

Tabla 11: Materiales utilizados en la modelación y cálculo.

Elemento / Material	Descripción	Normativa
Viguetas, vigas, columna y escaleras.	A36	AISC 360-10
Placa deck	A37	KUBIEC – CONDUIT
Hormigón	210 kg/cm ²	NEC-15
Pernos	A325 clase B	AISC 360-10
Suelda	E60	AISC 360-10

3.6.- Parámetros para el análisis modal espectral

Tabla 12: Parámetros que determinan el espectro de aceleraciones elástico.

Parámetro / Característica	Descripción	Normativa
Región	Sierra	UBICACIÓN
Ciudad	Riobamba	UBICACIÓN
Zona sísmica	V	NEC-SE-DS _ 3.1.1
Factor de zona Z	Z=0,4	NEC-SE-DS _ 3.1.1
Caracterización del peligro sísmico	alta	NEC-SE-DS _ 3.1.1
Perfil de suelo	D	NEC-SE-DS _ 3.2.1
Relación de la amplificación espectral	$\eta=2,48$	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Coefficientes de amplificación de suelo	Fa=1,2 Fd=1,19 Fs=1,28	NEC-SE-DS _ 3.2.2
Factor usado en el espectro de diseño elástico.	r=1	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Importancia de la estructura	I=1	NEC-SE-DS _ 4.1

Coefficiente irregularidad en planta	$\phi_p=1$	NEC-SE-DS _ 5.2.1
Coefficiente irregularidad en elevación	$\phi_e=0,9$	
Factor de reducción de resistencia sísmica	R=8	NEC-SE-DS _ 6.3.4
Periodo límite de vibración	$T_c=0,698$	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Periodo de vibración natural	$T=0,493s$	Estructura
Periodo límite de vibración	$T_o=0,126$	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	$S_a=1,039s$	NEC-SE-DS _ 3.3.1
Coefficiente de cortante basal	V=0,1444	NEC-SE-DS _ 6.3.2
Coefficiente relacionado al periodo de vibración.	K=1	NEC-SE-DS _ 6.3.5

Fuente: NEC 2015 SE_DS.

Debido a que se espera que gran parte de la carga sísmica, sea disipada por la ductilidad de la estructura, en el programa ETABS, se ingresara el espectro inelástico, es decir dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de resistencia sísmica R.

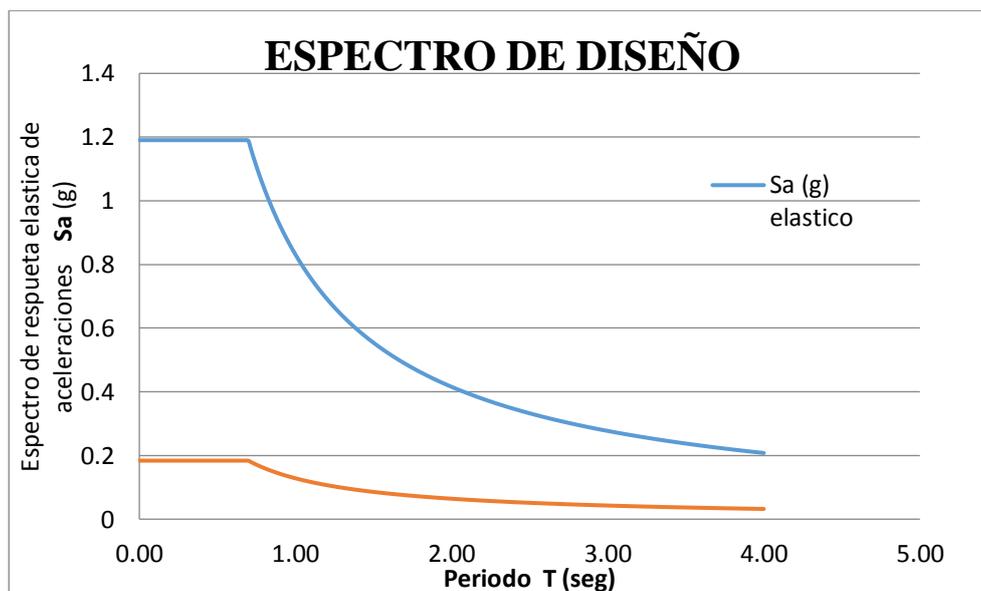


Ilustración 15: Espectro de aceleraciones elástico e inelástico. Fuente: NEC 2015 SE_DS.

3.7.- Análisis de la estructura.

3.7.1.- Control de excentricidad.

Se debe verificar que la excentricidad máxima, no supere el 5% de la distancia en el sentido de análisis.

Tabla 13: Centros de masas y rigideces.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
Story4	D1	0.55376	0.55376	11.4406	10.05	0.55376	0.55376	11.4406	10.05	11.3333	9.9141
Story3	D2	7.08321	7.08321	8.6509	5.7734	7.08321	7.08321	8.6509	5.7734	8.8684	6.2901
Story2	D3	11.01778	11.01778	8.6229	5.7573	11.01778	11.01778	8.6229	5.7573	8.9071	5.925
Story1	D4	9.8592	9.8592	9.4403	5.3042	9.8592	9.8592	9.4403	5.3042	8.7841	5.6081

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

$$e_{max} < 5\%D$$

$$5\% * Dx = 5\% * 17.3 = 0.86m$$

$$5\% * Dy = 5\% * 10.4 = 0.52m$$

Tabla 14: Control de excentricidades.

STORY.	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Centro masas.	Centro rigideces.	e máx.	Control	Centro masas.	Centro rigideces.	e máx.	Control
4	11.440	11.333	0.1073	CUMPLE	10.05	9.914	0.139	CUMPLE
3	8.650	8.868	0.2175	CUMPLE	5.773	6.290	0.516	CUMPLE
2	8.622	8.907	0.2842	CUMPLE	5.757	5.925	0.167	CUMPLE
1	9.440	8.784	0.6562	CUMPLE	5.304	5.608	0.303	CUMPLE

3.7.2.- Control de las derivas de piso.

Según la NEC-SE-DS, establece que se deberá comprobar que la estructura no presente deformaciones inelásticas controlables, para lo cual establece la siguiente expresión (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014c, p.69).

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

El valor resultante de deriva de piso máxima inelástica no debe superar 0.02 para este tipo de estructura.

Sentido x.

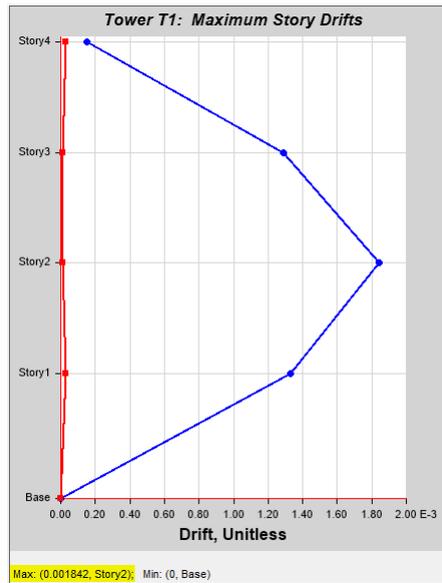


Ilustración 16: Deriva máxima en sentido x. **Fuente:** Software estructural ETABS 2016.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E.$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.001842 = 0.0110$$

$$0.0110 < 0.02 \quad \text{CUMPLE.}$$

Sentido y.

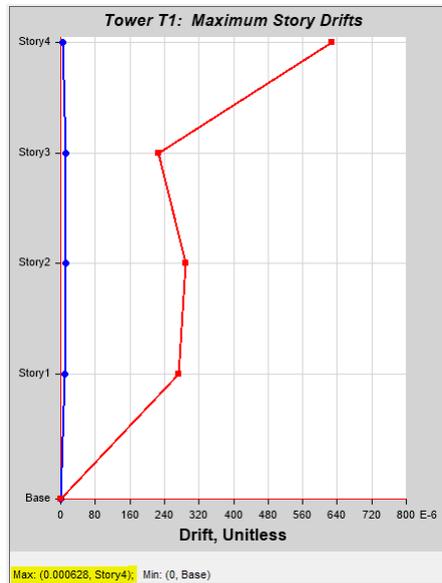


Ilustración 17: Deriva máxima en sentido y. **Fuente:** Software estructural ETABS 2016.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E.$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.000628 = 0.00376$$

$$0.00376 < 0.02 \quad \text{CUMPLE.}$$

3.7.3.- Modos de vibración.

Los modos de vibración es un parámetro muy importante, donde se considera que la estructura trabaje monolíticamente, para aquello se verifica que sus dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercero rotacional.

Tabla 15: Participación modal de la masa.

TABLE: 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	0.492	0.8487	0.000002875	0	0.8487	0.000002875	0	7.782E-07	0.1694	0.0001	7.782E-07	0.1694	0.0001
Modal	2	0.211	0.000002552	0.8548	0	0.8487	0.8548	0	0.1641	5.772E-07	0.00002507	0.1641	0.1694	0.0001
Modal	3	0.151	0.0014	0.0018	0	0.8501	0.8567	0	0.0026	0.0137	0.8482	0.1667	0.1831	0.8483
Modal	4	0.139	0.1169	0.0001	0	0.967	0.8567	0	0.0001	0.7047	0.0053	0.1668	0.8878	0.8535
Modal	5	0.121	0.00001722	0.0438	0	0.967	0.9005	0	0.1467	0.00004573	0.035	0.3135	0.8878	0.8885
Modal	6	0.074	0.0001	0.0749	0	0.9672	0.9755	0	0.5836	0.0003	0.0004	0.8971	0.8882	0.8889
Modal	7	0.072	0.0292	0.0004	0	0.9963	0.9759	0	0.003	0.0727	0.0005	0.9001	0.9609	0.8894
Modal	8	0.056	0.00002952	0.0005	0	0.9964	0.9763	0	0.0022	0.0021	0.0787	0.9023	0.963	0.9681
Modal	9	0.049	0	0.0211	0	0.9964	0.9974	0	0.0841	0.00001697	0.0013	0.9865	0.963	0.9694
Modal	10	0.046	0.00000261	0.0001	0	0.9964	0.9975	0	0.0003	0.0001	0.0032	0.9868	0.963	0.9726
Modal	11	0.041	0.00002832	0.0007	0	0.9964	0.9983	0	0.0044	0.0001	0.0006	0.9912	0.9631	0.9732
Modal	12	0.039	7.705E-07	0.00004357	0	0.9964	0.9983	0	0.0003	0.0002	0.0013	0.9915	0.9633	0.9745

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

$$\%Torsión = \frac{Rz_{modo1}}{Max(Ux, Uy)} \leq 30\%$$

$$Modo 1 = \frac{0,0001}{0,8487} \leq 30\%$$

Modo 1 = 0.01% Traslacional.

$$\%Torsión = \frac{Rz_{modo2}}{Max(Ux, Uy)} \leq 30\%$$

$$Modo 2 = \frac{0,000025}{0,8548} \leq 30\%$$

Modo 1 = 0,00% Traslacional

Primer modo de vibración.

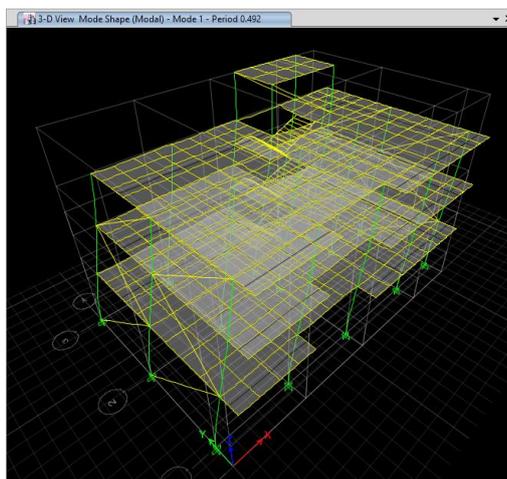


Ilustración 18: Primer modo de vibración (Traslacional). **Fuente:** Software estructural ETABS 2016.

Segundo modo de vibración.

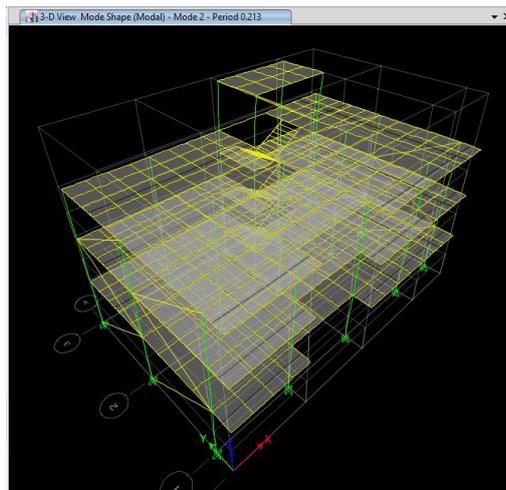


Ilustración 19: Segundo modo de vibración (Traslacional). **Fuente:** Software estructural ETABS 2016.

Tercer modo de vibración.

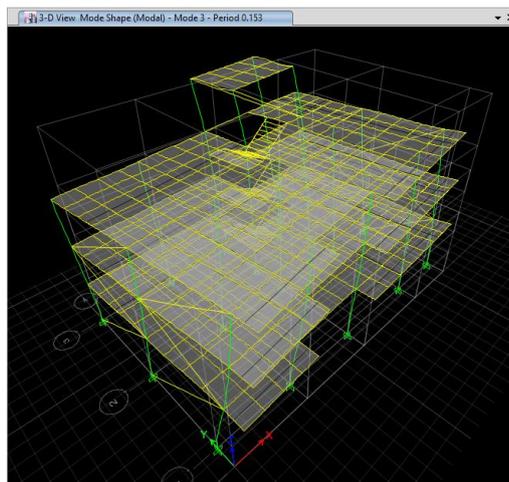


Ilustración 20: Tercer modo de vibración (Torsional). **Fuente:** Software estructural ETABS 2016.

3.7.4.- Periodo fundamental.

El primer periodo de vibración de la estructura es el periodo fundamental, el cual debe estar dentro de un rango, es decir de un periodo T_1 y T_2 , tal como se indica a continuación.

Tabla 16: Periodo fundamental de la estructura.

T1	T fundamental	T2
0,467	0,493	0,607

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

3.7.5.- Ajuste del corte basal estático y dinámico.

Según la NEC-SE-DS, establece que el cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático en estructuras regulares (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014b, p.56).

Sismo estático.

Tabla 17: Sismo estático en sentido x e y.

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
			%						tonf	tonf
SXX	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	Story4	Base	0.1444	1	292.1856	42.1916
SYX	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	Story4	Base	0.1444	1	292.1856	42.1916

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Sismo dinámico.

Tabla 18: Sismo dinámico en sentido x e y.

TABLE: Story Forces									
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
Story1	SDINXX Max	Top	0	41.2872	0.2908	245.9996	1.0156	149.393	
Story1	SDINXX Max	Bottom	0	41.3896	0.3025	246.9551	0.8339	280.9169	
Story1	SDINYY Max	Top	0	0.293	41.3828	370.1626	149.2983	0.7346	
Story1	SDINYY Max	Bottom	0	0.3025	41.5109	371.5505	282.1593	0.8783	

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Sentido x.

$$V_{Est} * 80\% = 33.75 \text{ ton}$$

$$V_{Din} = 41.38 \text{ ton} > 80\% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Sentido y.

$$V_{Est} * 80\% = 33.75 \text{ ton}$$

$$V_{Din} = 41.51 \text{ ton} > 80\% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

3.7.6.- Efecto P-Delta.

Según la NEC-SE-D, establece que los efectos P-Δ o de segundo orden son causados por un incremento de fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, se puede verificar

a través de la expresión del índice de estabilidad Q_i (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014c, p.67).

Derivas de piso.

Tabla 19: Derivas elásticas.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
					m	m	m
Story4	SDINXX Max	X	0.000145	17	14	8.55	11.88
Story4	SDINYY Max	Y	0.000628	16	9	8.55	11.88
Story3	SDINXX Max	X	0.001289	21	17.3	0	9
Story3	SDINYY Max	Y	0.000227	21	17.3	0	9
Story2	SDINXX Max	X	0.001819	21	17.3	0	6.12
Story2	SDINYY Max	Y	0.000288	1	0	11.55	6.12
Story1	SDINXX Max	X	0.001293	5	17.3	11.55	3.24
Story1	SDINYY Max	Y	0.000272	15	17.3	1.15	3.24

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Cortantes sísmicos.

Tabla 20: Cortantes sísmicos.

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story4	SDINXX Max	Top	0	1.2845	0.1109	12.5995	0	0
Story4	SDINXX Max	Bottom	0	1.2845	0.1109	12.5995	0.3193	3.6994
Story4	SDINYY Max	Top	0	0.0732	2.2926	26.0933	0	0
Story4	SDINYY Max	Bottom	0	0.0732	2.2926	26.0933	6.6027	0.2109
Story3	SDINXX Max	Top	0	17.016	0.2576	102.4914	0.3193	3.6994
Story3	SDINXX Max	Bottom	0	17.5991	0.2592	108.2729	0.7893	53.5738
Story3	SDINYY Max	Top	0	0.2674	16.7133	150.1337	6.6027	0.2109
Story3	SDINYY Max	Bottom	0	0.2576	17.2937	156.3373	54.4113	0.8651
Story2	SDINXX Max	Top	0	33.6477	0.1749	201.343	0.7893	53.5738
Story2	SDINXX Max	Bottom	0	34.0026	0.1693	204.8832	1.0156	149.393
Story2	SDINYY Max	Top	0	0.3372	33.0719	293.2208	54.4113	0.8651
Story2	SDINYY Max	Bottom	0	0.3388	33.4481	297.2333	149.2983	0.7346
Story1	SDINXX Max	Top	0	41.2872	0.2908	245.9996	1.0156	149.393
Story1	SDINXX Max	Bottom	0	41.3896	0.3025	246.9551	0.8339	280.9169
Story1	SDINYY Max	Top	0	0.293	41.3828	370.1626	149.2983	0.7346
Story1	SDINYY Max	Bottom	0	0.3025	41.5109	371.5505	282.1593	0.8783

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Carga total vertical sin mayorar.

Tabla 21: Carga vertical sin mayorar.

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story4	D+L	Top	5.6778	0	0	0	57.0617	-65.2945
Story4	D+L	Bottom	7.2832	0	0	0	73.1963	-83.7569
Story3	D+L	Top	160.7	0	0	0	944.1311	-1399.7521
Story3	D+L	Bottom	175.5046	0	0	0	1069.3533	-1548.8853
Story2	D+L	Top	313.2328	0	0	0	1851.3257	-2730.3171
Story2	D+L	Bottom	328.267	0	0	0	1977.9231	-2881.7103
Story1	D+L	Top	453.9382	0	0	0	2651.9857	-4036.0139
Story1	D+L	Bottom	469.8225	0	0	0	2784.0603	-4194.9616

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Cálculo del índice de estabilidad.

Tabla 22: Cálculo del índice de estabilidad.

Stor y	H (m)	Deriva x (m)	Deriva y (m)	Cortante x (ton)	Cortante y (ton)	Carga vertical (T)	Índice inestabilidad x	Índice inestabilidad y
4	2.88	0.000145	0.000628	1.2845	2.2926	7.2832	0.0002854	0.0006927
3	2.88	0.001289	0.000227	17.5991	17.2937	175.5046	0.0044633	0.0007999
2	2.88	0.001819	0.000288	34.0026	33.4481	328.267	0.0060975	0.0009814
1	3.24	0.001293	0.000272	41.3896	41.5109	469.8225	0.0045299	0.0009501

Los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados debido a que el índice de estabilidad

Q_i es menor a 0.1.

3.8.- Diseño de las secciones. (Ver anexo 7).

3.9.- CONEXIONES.

3.9.1.- Diseño de la conexión (RBS). (Ver anexo 8).

3.9.2.- Diseño de la conexión (BUEP-4E). (Ver anexo 9).

3.9.3.- Diseño de la conexión (WUF-W). (Ver anexo 10).

3.10.- Chequeo computarizado de las tres conexiones precalificadas, mediante el software especializado en uniones metálicas.

Recopilación de datos.

Inicialmente es necesario escoger los cortantes, momentos y cargas axiales más críticas, del o los vanos que tienen mayor dimensión, en este caso en particular se trabajará con el vano que se encuentra en el eje B 3-2 y 2-1, quedando de la siguiente manera.

Tabla 23: Momentos, cortantes y carga axial en vigas y columna.

Momentos, cortantes y carga axial en vigas y columnas						
Viga derecha B 3-2)		Viga izquierda (B 2-1)			Columna (B2)	
V2 (T)	M3 (T*m)	V2 (T)	M3 (T*m)	Axial (T)	V2 (T)	M3 (T*m)
5.797	-5.275	-7.278	-6.003	-73.647	2.97	8.182

Fuente: Software estructural ETABS 2016.

Estos datos colocamos para las tres conexiones a analizar, las cargas que se introducen son las de diseño, es decir son el resultado de las combinaciones colocadas en el ETABS 2016.

Beam(s) - Column(s)												
Num	Condition	Right Beam					Column			Left Beam		
		V2	Axial	M33	MMax	MLT	V2	Axial	M33	V2	Axial	M33
1	DL	5.797	0	-5.275	0	0	2.97	-73.647	8.182	-7.278	0	-6.003

Ilustración 21: Ingreso de cargas en Ram Conection. : **Fuente:** Software Ram Conection.

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 HEB320 (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”.

The screenshot shows the 'Joint data' and 'Loads' tabs in a software interface. The 'Joint' is set to 'BCF'. The 'Right Beam' is an IPE 270 prismatic member. The 'Column' is an EN_HE 320 B prismatic member. The 'Seismic design' section indicates it is an RBS connection with specific dimensions and shear values.

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

Ilustración 22: Tipo de unión y datos de elementos a conectar. **Fuente:** Software Ram Conection.

Se procede a asignar la conexión, en este caso se le 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 emperrada al alma de la viga.

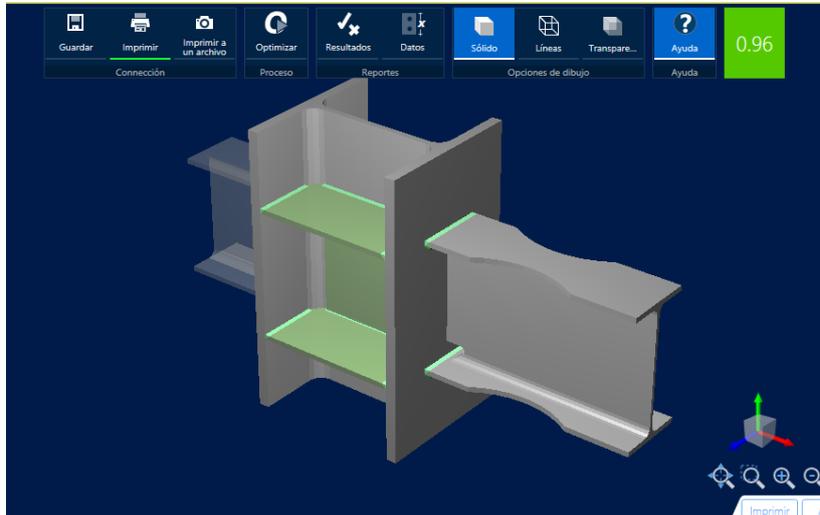


Ilustración 23: Conexión RBS. **Fuente:** Software Ram Conection.

Datos generales y dimensiones de los elementos que compone la conexión.

En esta parte 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.

Datos generales		Viga		Inclinado	
Análisis Cargas: <Cargas> Criterios de diseño: Código de diseño: AISC 2010 LRFD Se consideró estabilidad de pórtico en el análisis: <input checked="" type="checkbox"/> Provisiones sísmicas: <input checked="" type="checkbox"/> Sistema resistente de carga sísmica: SMF		General Sección de viga: IPE 270 Material de viga: A36 Angulo de sesgo horizontal (°): 0 Excentricidad horizontal: 0 cm Articulación plástica Es una conexión RBS: <input checked="" type="checkbox"/> RBSa: Distancia horizontal al inicio del corte RBS: 9.45 cm RBSb: Longitud del corte RBS: 20.25 cm RBSc: Profundidad máxima del corte RBS: 3.11 cm L: Longitud entre soportes: 4.18 m Vgh: Corte debido a cargas de gravedad entre articulaciones plásticas: 7.15 T		bs: Ancho de rigidizadores transversales: 14.43 cm cc: Longitud del recorte de esquina: 2.54 cm cc: Ancho del recorte de esquina: 2.54 cm ts: Espesor de rigidizadores transversales: 1 cm Material: A36 Tipo de soldadura: Penetración completa	
Miembros Configuración: Existe conexión opuesta: <input checked="" type="checkbox"/> Miembros centrados: <input checked="" type="checkbox"/>		Rigidizadores Rigidizadores transversales: Posición: Ambos Extensión completa: <input checked="" type="checkbox"/>		Rigidizadores de la zona panel del alma Tipo de rigidizador: Plancha de refuerzo Posición: Ambos lados Al ras: <input checked="" type="checkbox"/> ts: Espesor del rigidizador: 0.6 cm Material: A36 Tipo de soldadura a las alas de la columna: Penetración completa Soldadura a soporte: E60XX D: Tamaño de soldadura a soporte (1/16 in): 5	

Ilustración 24: Datos generales y dimensiones de los elementos que componen la conexión. **Fuente:** Software Ram Conection.

En la opción de resultados se puede ver si la conexión está fallando o no, además permite controlar el chequeo a través del marcador que se encuentra en la parte superior

derecha, donde 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.



Ilustración 25: Indicador demanda / capacidad. **Fuente:** Software Ram Connection.

Resultados:

En cuanto al diseño de las soldaduras se toma las especificaciones brindadas en el AISC 358, las conexiones resistentes a momento se deberá ejecutar una soldadura de penetración completa, con un espesor del cordón como mínimo de 8mm equivalente en el programa a 5/16". (Ver anexo 11).

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.

Diseño a corte de la conexión RBS.

Se observa que la conexión a corte cumple satisfactoriamente, además realiza otros chequeos adicionales como ruptura en las soldaduras, algo que no se ha realizado en el diseño manual.

Chequeo de la conexión BUEP-4E.

Los datos iniciales son efectivamente los mismos como la carga y secciones, lo que cambia será el tipo de conexión, que para este caso será la conexión BUEP-4E, donde se dará las dimensiones de pernos y placa final calculados de manera manual, las cuales se comprobará con el programa computacional. (Ver anexo 12).

Se puede notar claramente que esta conexión requiere de un espesor mucho mayor en las placas de continuidad y las dobles placas que van adosadas a la alama de la columna en la zona del panel comparado con la conexión anterior.

Chequeo de la conexión WUF-W.

Así mismo 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. (Ver anexo 13).

3.11.- Distribución de esfuerzos.

3.11.1.- Distribución de esfuerzos en la conexión RBS.

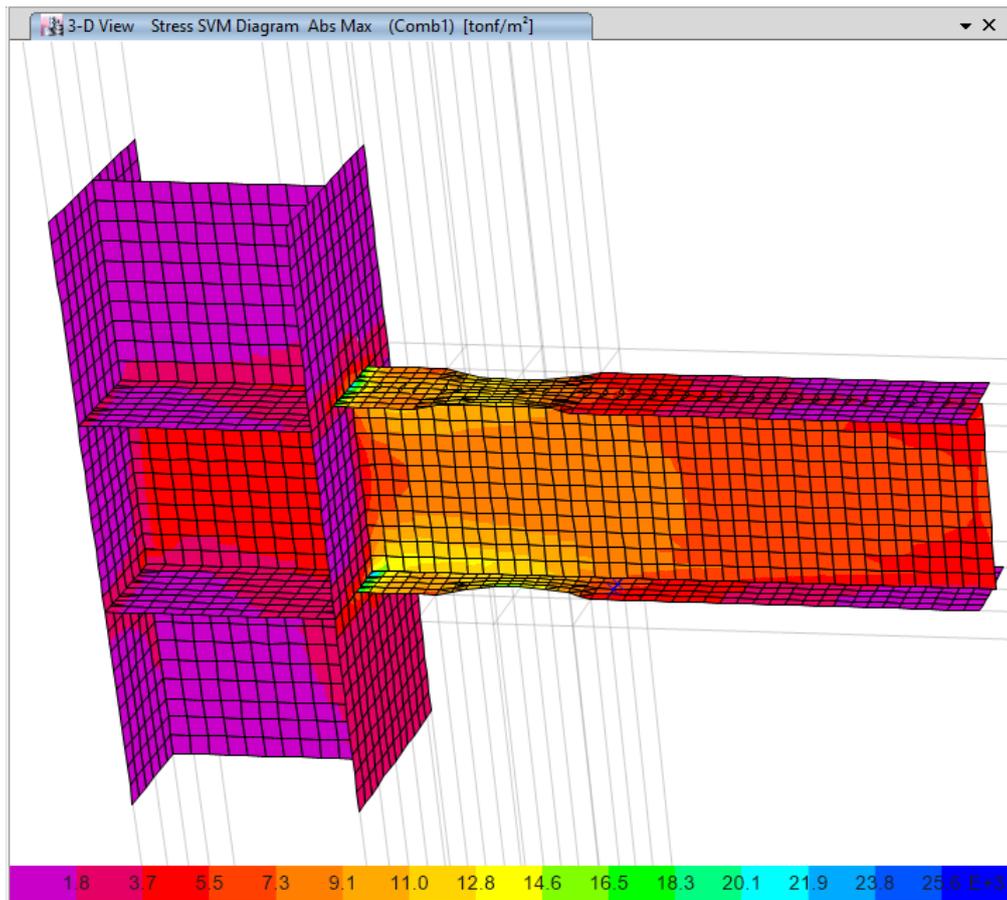


Ilustración 26: Esfuerzos SVM en la conexión RBS, bajo la combinación 1.2D+0.7L. **Fuente:** Autor

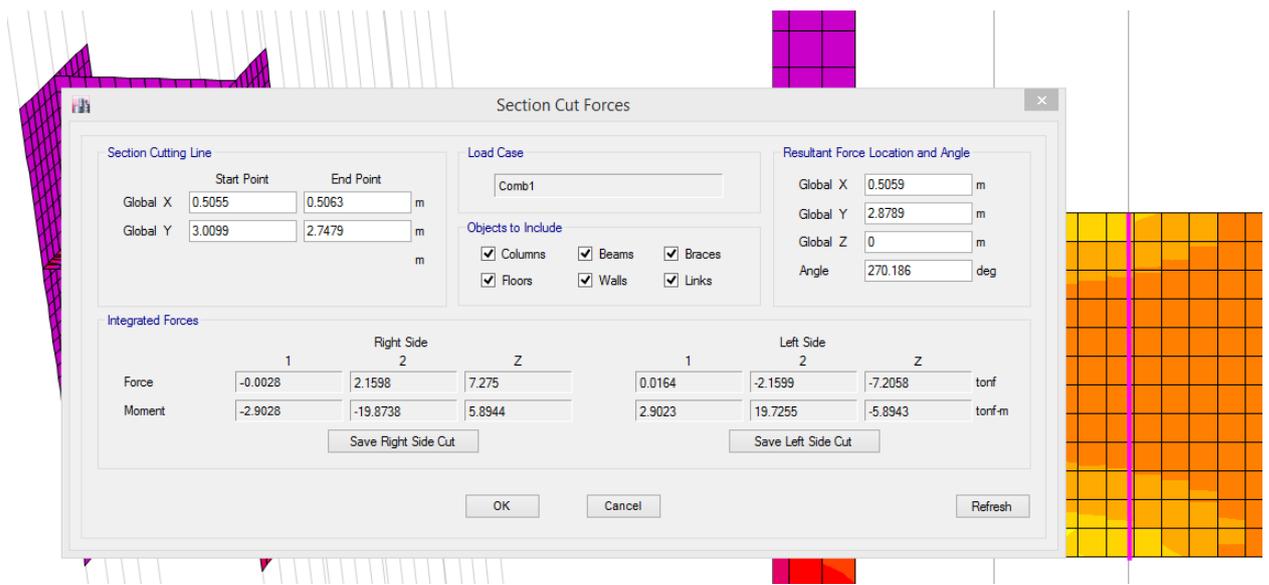


Ilustración 27: Obtención del momento a una distancia sh. **Fuente:** Autor

3.11.2.- Distribución de esfuerzos en la conexión BUEP-4E.

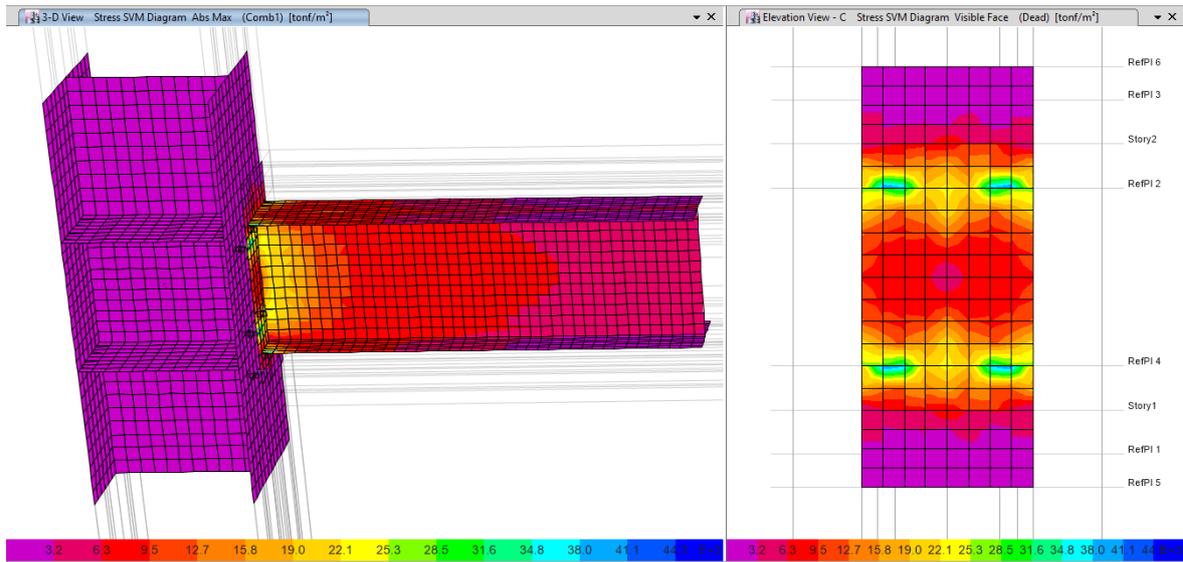


Ilustración 28: Esfuerzos SVM, en la conexión BUEP, bajo la combinación 1.2D+0.7L. **Fuente:** Autor.

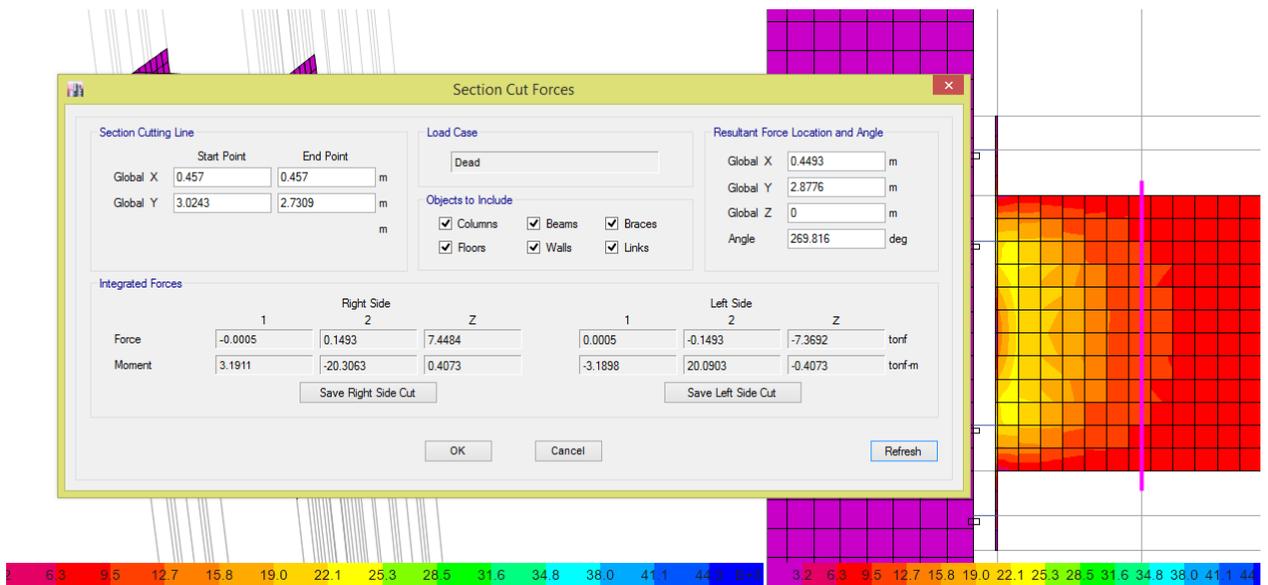


Ilustración 29: Obtención del momento a una distancia sh. **Fuente:** Autor.

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

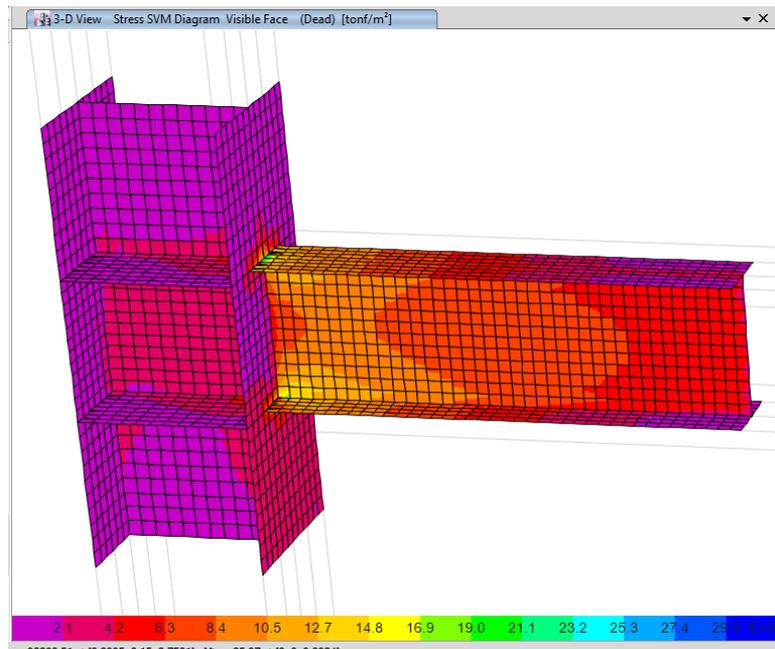


Ilustración 30: Esfuerzo SVM, en la conexión WUF-W, bajo la combinación 1.2D+0.7L. **Fuente:** Autor

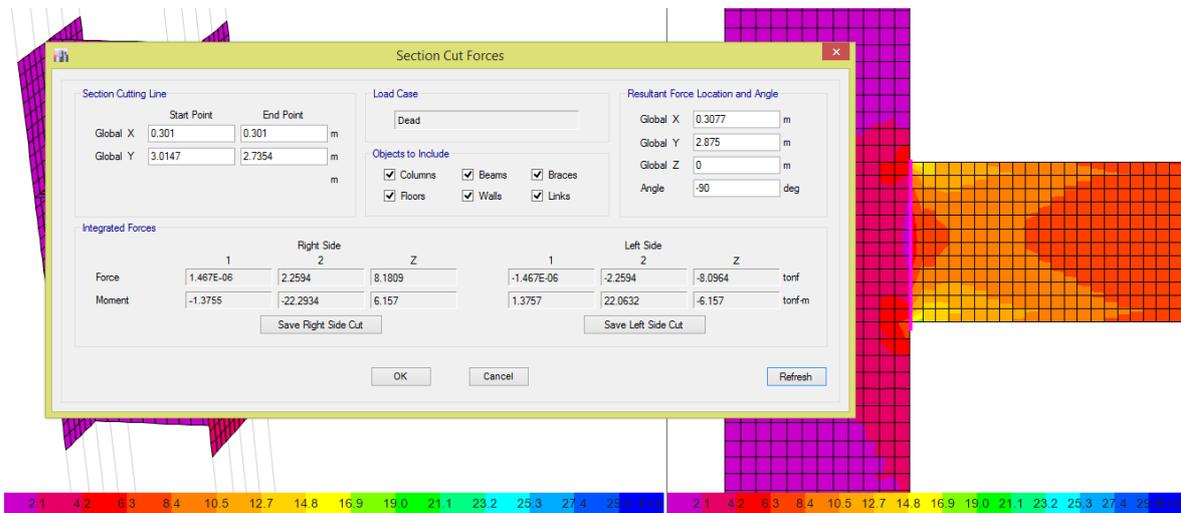


Ilustración 31: Obtención del momento a una distancia sh. **Fuente:** Autor.

Tabla 24: Diferencia de momentos entre los elementos tipo Frame y shell thin en cada conexión.

Conexión	sh (cm)	Momento		Diferencia
		Frame (T*m)	Shell thin (T*m)	
RBS	19.575	3.4831	2.9928	0.4903
BUEP-4E	13.500	3.9133	3.1911	0.7222
WUF-W	0.000	4.853	3.3755	1.4775

Fuente: Autor.

3.12.- COSTOS

Se presentan los rubros, cantidades de obra y duración de actividades que se necesitan para la cada edificación residencial con su respectiva conexión.

3.12.1.- CONEXIÓN RBS. (Ver anexo 14).

3.12.2.- CONEXIÓN BUEP-4E (Ver anexo 15).

3.12.3.- CONEXIÓN WUF-W (Ver anexo 16).

3.13.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión RBS (Ver anexo 17).

3.14.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión BUEP -4E (Ver anexo 18).

3.15.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión WUF-W (Ver anexo 19).

3.16.- Análisis técnico.

3.16.1.- Momento probable en la rótula plástica

Se ha identificado el vano más desfavorable en la estructura donde se ha computado el momento probable en la rótula plástica, para las diferentes conexiones. Observándose distintos valores del momento probable para cada tipo de conexión e incluido para hormigón armado.

Tabla 25: Momento probable en la rótula plástica.

Columna HEB 320 - Viga IPE270				
	RBS	BUEP-4E	WUF-W	H.A
Mpr (T*m)	12.612	19.110	22.295	22.250

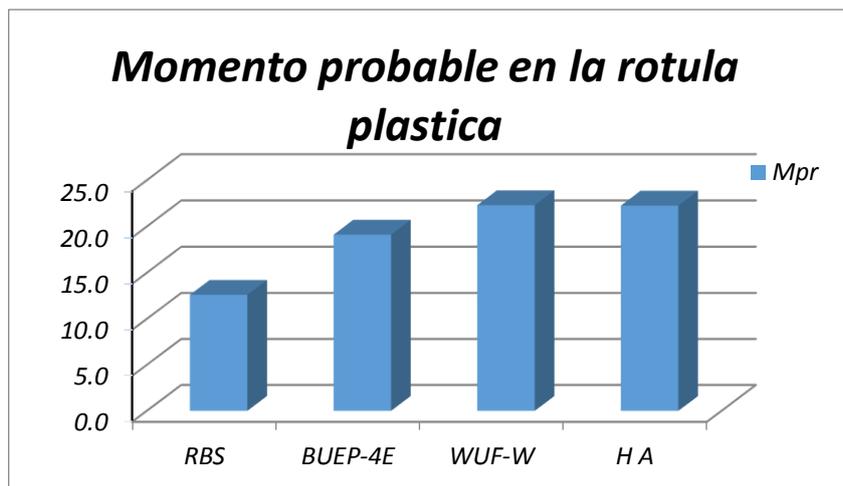


Ilustración 32: Momento probable en la rótula plástica.

Se puede observar que la conexión RBS consta de un Mpr menor comparado con las demás conexiones, esto indica que el elemento fusible (viga reducida), comenzará a plastificarse mucho más antes que las demás conexiones, en cambio para las demás conexiones se necesita un momento mayor para incursionar en el rango plástico, y si esta conexión fuera de hormigón armado notamos que relativamente resulta casi igual a la conexión netamente soldada como la conexión de alas soldadas sin reforzamiento alma soldada (WUF-W). Por lo que la calificación de la conexión RBS será del 100%, seguido de la edificación con la conexión BUEP-4E con una calificación del 51.52% y finalmente la edificación con la conexión 23.22%

3.16.2.- Razón de momentos resistentes columna/viga obtenida para cada conexión.

El cumplimiento del criterio de columna fuerte y viga débil debe satisfacer las relaciones especificadas en el código AISC 341-10.

Tabla 26: Relación de momentos columna fuerte viga débil.

Columna HEB 320 - Viga IPE270						
	RBS		BUEP-4E		WUF-W	
	Columna	Viga	Columna	Viga	Columna	Viga
Momentos (T*m)	92.035	35.133	92.035	49.422	92.035	51.155
Relación de momentos.	2.62		1.86		1.80	

Esta relación indica la cedencia en las vigas antes que, en las columnas, y como se puede observar la conexión RBS brinda la mayor confiabilidad, por lo que se podría pensar en optimizar la sección de la columna.

Debido a una alta relación de momentos, la edificación con la conexión RBS, su calificación es del 100%, seguido la edificación con la conexión BUEP-4E con su calificación del 71% y finalmente la edificación con la conexión WUF-W con una calificación de 68.70%.

3.16.3.- Elementos usados en cada una de las conexiones, expresados en peso.

- **Placas de continuidad.**

Tabla 27: Peso de las placas de continuidad.

P. placas continuidad			
Columna HEB 320 - Viga IPE270			
Número.	Peso esp. (kg/m³)	Largo (cm)	Ancho (cm)
4	7850	27.9	14.425
	RBS	BUEP-4E	WUF-W
Espesor placa (cm)	1	1	1
P. Placa Cont. (kg)	12.64	12.64	12.64

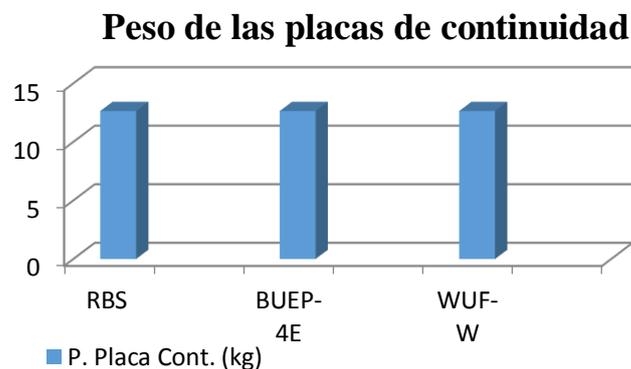


Ilustración 33: Peso de las placas de continuidad.

- **Dobles placas en la zona del panel.**

Tabla 28: Peso de las dobles placas en la zona del panel.

P. doble placas ZP			
Columna HEB 320 - Viga IPE270			
Número.	Peso específico (kg/m³)	Wz (cm)	dz (cm)
2	7850	27.9	24.96
	RBS	BUEP-4E	WUF-W
espesor placa (cm)	0.6	1	1.2
P. Doble placa (kg)	6.56	10.93	13.12

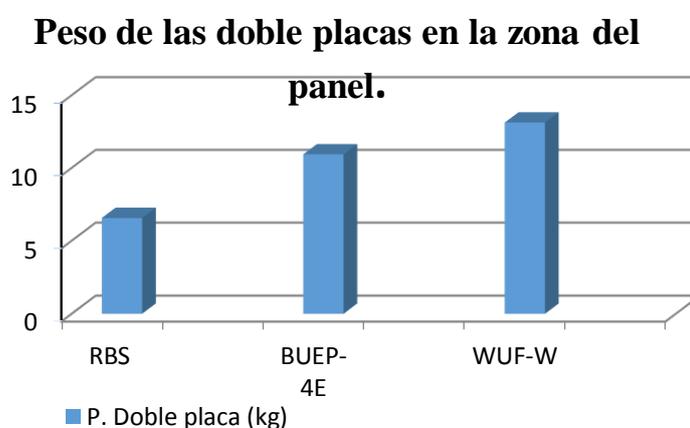


Ilustración 34: Peso de las dobles placas en la zona del panel.

- **Peso de pernos.**

Tabla 29: Peso de pernos A 325.

P. Pernos			
Columna HEB 320 - Viga IPE270			
Número.	Perno (g)	Tuerca (g)	Arandela (g)
8	497	117	40
6	118	32	11
Peso pernos (g)	RBS	BUEP-4E	WUF.W
	966	5232	0.00

Peso de los pernos

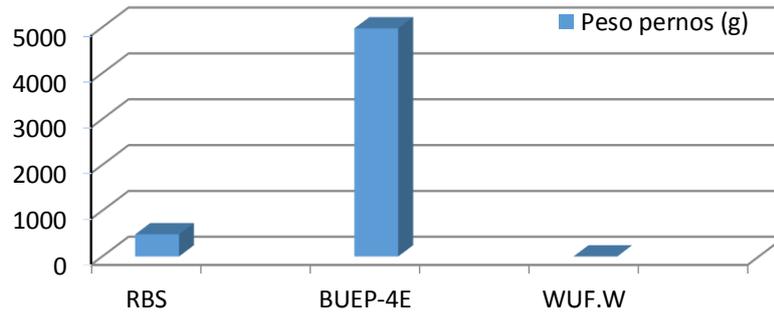


Ilustración 35: Peso de pernos A 325.

- **Peso de las placas de corte y placa final.**

Tabla 30: Peso de las placas de corte y placa final.

P. placa corte y final			
Columna HEB 320 - Viga IPE270			
Número.	Peso específico (kg/m³)	Largo (cm)	Ancho (cm)
2	7850	16.35	8.18
2	7850	41	16.6
	RBS	BUEP-4E	WUF-W
espesor placa (cm)	1.2	2.5	0
P. placa C y F (kg)	2.52	26.71	0.00

Peso de la placa de corte y placa final

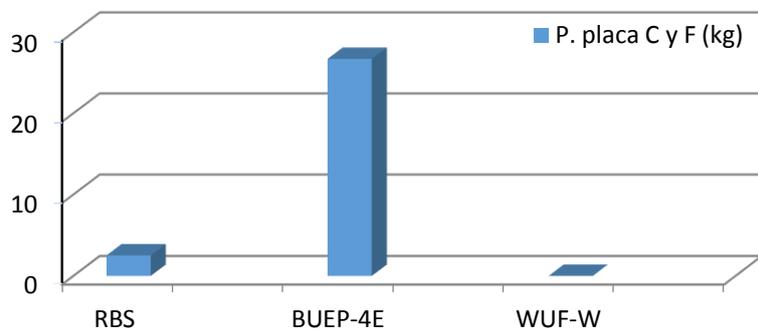


Ilustración 36: Peso de las placas de corte y placa final.

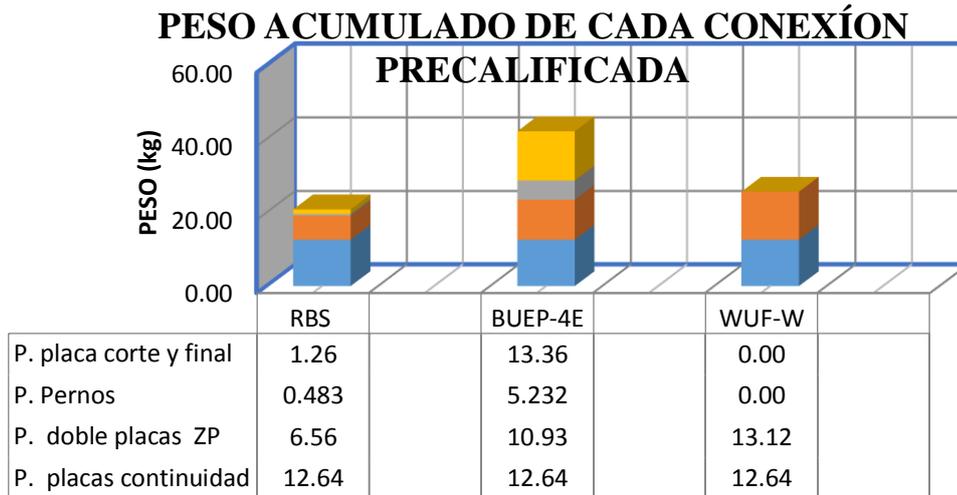


Ilustración 37: Peso final acumulado de cada conexión.

En base a los requerimientos de cada una de las conexiones expresadas en peso se identificó que la conexión BUEP-4E, resulta ser la de mayor peso por ende alto costo, esto se debe principalmente a la adición de una placa final con un espesor considerable y de pernos. Seguidamente la conexión menos pesada resulta ser la conexión WUF-W, su reducción en peso se debe a que no necesita pernos, placa final y placa de corte. En cambio la conexión RBS resultó ser la más liviana, esto es debido a la reducción de sección en alas de la viga a una distancia sh , que protege al nudo, lo cual se traduce a una disminución de los espesores de las partes que constituyen la conexión.

A continuación, se muestra la influencia del peso de cada conexión en la estructura final.

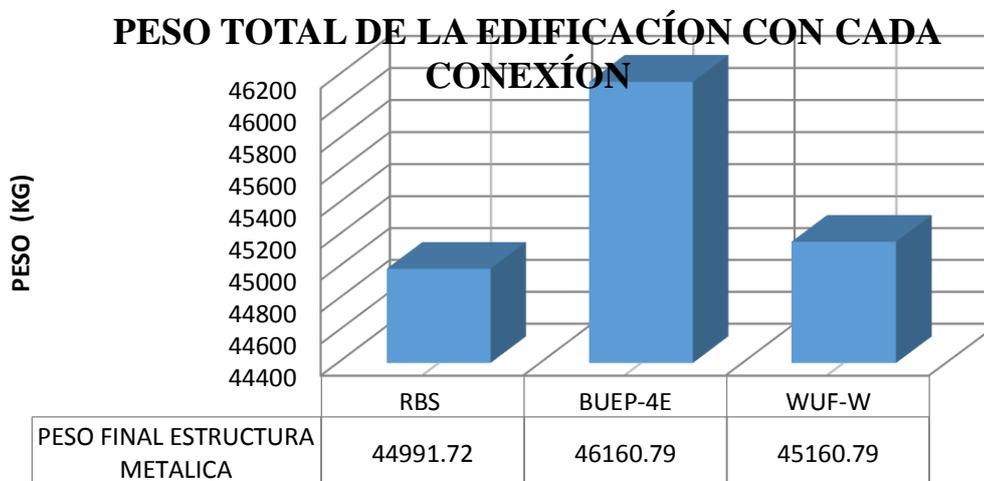


Ilustración 38: Peso total de la edificación, con cada una de las conexiones.

Como se puede observar la edificación con la conexión RBS, resulta ser la de menor peso, con un valor de 44991.72 kg, por ende, su calificación es el 100%, seguido de la edificación con la conexión WUF-W con un peso de 45160.79kg, y con una calificación de 99.62%, finalmente la edificación con la conexión BUEP-4E, con un peso de 46160.79kg, que equivale a una calificación de 97.40%.

3.17.- Análisis económico.

3.17.1.- Costo de cada una de las conexiones.

Se presenta el costo individual de cada conexión considerando únicamente los requerimientos expresados anteriormente en peso.

Tabla 31: Costo individual de cada conexión considerando sus elementos que la componen

	RBS	BUEP-4E	WUF-W
C. Placa continuidad	6.42	6.42	6.42
C. Doble placas	3.524	5.605	6.662
C. Pernos	11.7	28.224	0
C. Pl Corte y final	1.202	12.338	0
COSTO TOTAL	22.85	52.59	13.08

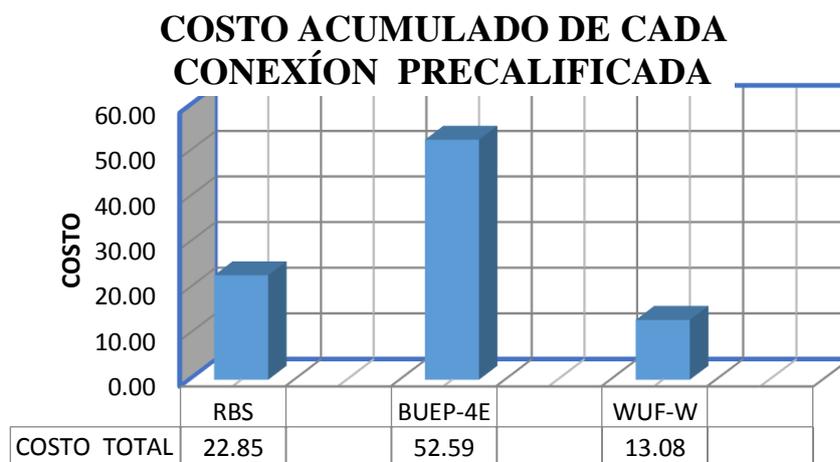


Ilustración 39: Costo individual de cada conexión considerando los elementos que la componen.

Es posible notar que resulta más económica la realización de la conexión WUF-W, esto a pesar que es la conexión que requiere un espesor mucho mayor en las doble placas

Se realiza el diseño de la edificación con cada una de las conexiones, donde se han obtenido los metrados necesarios, para todos los casos. A continuación, se presenta la influencia del costo de cada conexión en la estructura final.

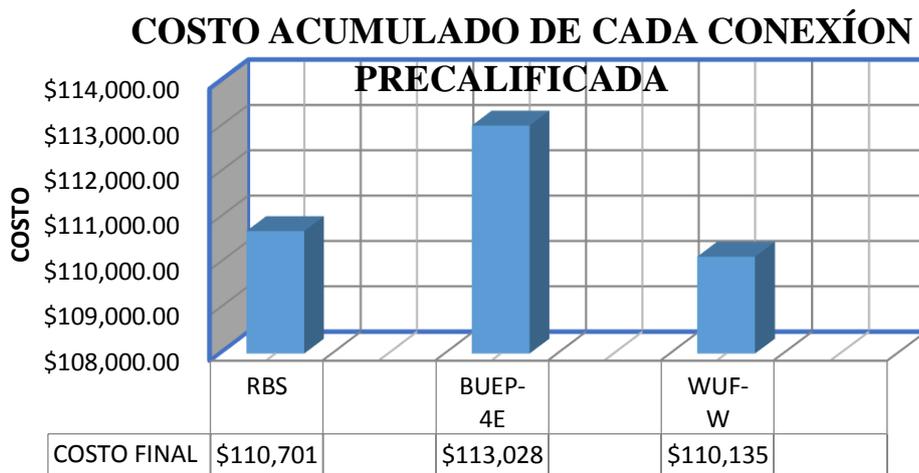


Ilustración 40: Costo final de cada edificación, con cada una de las conexiones.

Considerando el presupuesto referencial, resulta ser más económica la estructura con la conexión WUF-W con un costo de \$110135.2, precio ligeramente menor comparado con la estructura con la conexión RBS, por lo que la calificación que se le asignara es del 100%, seguidamente la edificación con la conexión RBS con un costo de \$110 701.9 que equivale a una calificación de 99.48% y finalmente la edificación con la conexión BUEP-4E con un costo de \$113028.4 que equivale al 97.37%.

3.17.2.- TIEMPO DE EJECUCIÓN.

En esta parte se realizó la comparación de los tiempos de ejecución de la edificación planteada con los tres tipos de conexiones precalificadas, con el fin de determinar cuál conexión a construirse lleva el menor tiempo al construirse.

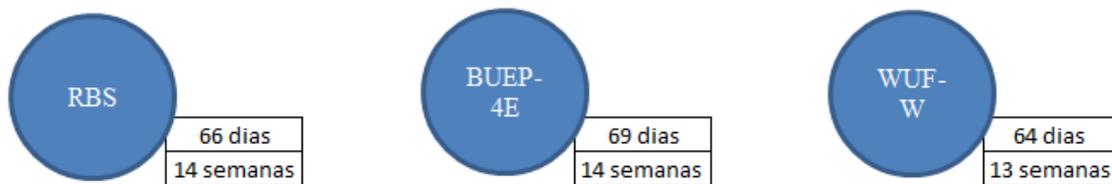


Ilustración 41: Tiempos de duración.

Para este tipo de edificios residenciales de baja altura, a simple vista no existe una diferencia muy significativa en los tiempos de ejecución comparado con el tiempo de ejecución de una edificación de hormigón armado. Pero sin embargo para la edificación realizada con la conexión BUEP-4E tiene una duración adicional de 5 días respecto a la WUF-W, presentando un incremento de un 7.81%, que equivale a una semana más de trabajo representando el aumento de costos.

La edificación con la conexión WUF-W, tiene un tiempo de ejecución menor por lo que su calificación será de 100%, seguido de la edificación con la conexión RBS con una calificación de 96.87% y finalmente la edificación con la conexión BUEP-4E con una calificación de 92.18%.

3.18.- ANÁLISIS TÉCNICO FINANCIERO.

Se presenta la calificación final en porcentaje de la edificación con cada una de las conexiones propuestas. Para esto se asignará un porcentaje de evolución a cada uno de los parámetros, los porcentajes asignados serán.

- Momento probable en la rótula plástica 20%.
- Relación de momentos columna fuerte /viga débil 15%.
- Peso total de la estructura (perfilaría y conexiones) 15%.
- Costo 25%.
- Tiempo de construcción 25%.

Tabla 32: Análisis técnico - económico.

PESO	RBS			BUEP-4E			WUF-W		
	Valor	Calificación	Calif. Final	Valor	Calificación	Calif. Final	Valor	Calificación	Calif. Final
20%	12.612	100	20.00%	19.110	51.52	10.30%	22.295	23.22	4.64%
15%	2.62	100	15.00%	1.86	71	10.65%	1.80	68.7	10.31%
15%	44991.72	100	15.00%	46160.79	97.4	14.61%	45160.79	99.62	14.94%
25%	110701.9	99.48	24.87%	113028.4	97.37	24.34%	110135.2	100	25.00%
25%	66	96.87	24.22%	69	92.18	23.05%	64	100	25.00%
		suma	99.09%		suma	82.95%		suma	79.89%

De esta manera podemos enunciar las respectivas conclusiones de esta tesis.

CAPITULO IV. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1.- Conclusiones. -

Las edificaciones residenciales de baja altura en acero y mixtas tienen de una altura de entrepiso superior a una estructura de hormigón, en un 20 % aproximadamente. Esto se debe a que es necesario colocar algún tipo de acabado en el techo que ayude a disminuir la altura libre en el piso, además el sistema de comunicación es a través de gradas internas que van desde la parte inferior hasta su piso final.

Los perfiles tipo W, que se usan como columnas en la configuración de pórticos especiales a momento (SMF) conocido también en nuestro país como pórticos resistentes a carga sísmica (SRCS), tienen un comportamiento ineficiente debido a la diferencia de rigideces en sus dos sentidos, por lo que se prefiere perfiles que ofrezcan iguales o parecidas rigideces en sus direcciones de análisis X e Y como las secciones cuadradas huecas.

Analizando las conexiones RBS, BUEP-4E y WUF-W, se pueden observar dos aspectos importantes. El primero, que las tres requieren de un mismo espesor de 1 cm para las placas de continuidad, pero los espesores de las doble placas que van junto al alma de la columna en la zona del panel son 0.6 cm, 1 cm y 1.2 cm respectivamente. Nótese que la conexión WUF-W requiere de un mayor espesor comparado con las otras dos debido a la formación de las rótulas plásticas en la cara de la columna a una distancia $sh = 0$, donde la zona del panel se ve muy afectada, lo que a su vez incrementa el peso final de cada conexión. En segundo lugar, según el cumplimiento de la relación sísmica columna fuerte/viga débil con el uso de la fórmula $\sum \left(\frac{M_{pc}}{M_{pb}} \right) \geq 1$, se obtienen los siguientes resultados: 2.62, 1.86 y 1.80 respectivamente. Por lo tanto, se puede afirmar 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, además debido a su alta relación de esbeltez se podría pensar en optimizar secciones, caso contrario lo que sucedería en las conexiones BUEP-4E y WUF-W, de manera especial en esta última conexión.

Una vez identificado los costos directos para cada una de las edificaciones con las diferentes conexiones y computado, se aprecia que la edificación con la conexión BUEP-4E al poseer más aditamentos que las otras dos conexiones (pernos y placa final), resulta ser la más costosa, provocando que se requiere un mayor trabajo (suelda y apriete), por consiguiente, una disminución de su rendimiento, incrementando el tiempo de ejecución y peso respectivamente.

Se determinó técnica y económicamente que la conexión precalificada Viga de Sección Reducida RBS, ofrece la mayor confiabilidad para la disipación de energía, menor peso y costo seguidamente de la Placa de Extremo Extendida Apornada BUEP-4E, por lo que se recomienda usar en edificaciones residenciales bajas de acero, claro está que a criterio del diseñador es la elección de la conexión que mejor convenga para su proyecto.

4.2.- Recomendaciones. -

Se recomienda analizar el comportamiento de estos tres tipos de conexiones con perfiles HSS para columnas, perfiles tipo W para vigas y verificar como varia la relación de momentos.

Se recomienda verificar el aumento de la deriva elástica cuando se usa la conexión viga de sección reducida RBS, que según FEMA 350, recomienda considerar un aumento de la deriva del 9% para las reducciones de ala de la viga que van al 50% del ancho del ala de la viga por el efecto de la reducción de la viga.

5.- Bibliografía.

- AISC. (2010). *Especificación ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero* (Asociacion). Santiago de Chile.
- Altos Hornos de México -AHMSA. (2004). *Normas y características a las que se sujetan los aceros fabricados por Altos Hornos de México. Journal of Clinical Oncology* (Vol. 22). <https://doi.org/10.1200/JCO.2004.06.906>
- American, A., & Standard, N. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, Illinois 60601-1802: January 5, 2011.
- Anilema, B. (2017). *Análisis estructural y economico comparativo entre sistemas constructivos de hormigón armado, acero y mixto (hormigón armado y acero) para edificaciones de 3 y 5 pisos con luces de 4 y 6 metros*. Universidad Nacional de Chimborazo.
- Barahona, D. (2007). *Evaluación de la ductilidad de los sistemas estructurales utilizados para la construcción de edificaciones de hormigón armado en la ciudad de riobamba*. Riobamba.
- Benito, P. (2012). *Implementación de conexiones calificadas viga-columna en pórticos no arriostrados especiales de acero resistentes a momento en el Ecuador*. Universidad San Francisco De Quito.
- Cardoso, L., & Quishpe, E. (2014). *Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para porticos resistentes a momento*. Escuela Superior Politecnica de Chimborazo.
- Carphio, E., & Estrada, P. (2017). *Análisis comparativo técnico-económico entre el sistema de acero estructural y hormigón armado, caso de estudio: Proyecto Inmobiliario «UKUMARY»*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

- Cevallos, K. (2017). *Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (Acero - Concreto)*. Universidad Nacional de Chimborazo.
- Crisafulli, F. J. (2012). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
- Jack C, M., & Stephen F, C. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (Quinta Edi). México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C. V., México.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014a). *Cargas (no sísmicas)*. (MIDUVI, Ed.). Quito: Diciembre, 2014.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014b). *Estructuras de acero*. (MIDUVI, Ed.). Quito, Ecuador.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014c). *Peligro sísmico* (MIDUVI). Quito.
- Pillajo, H. (2017). *Evaluación de la conexión precalificada: viga de sección reducida-columna cajón relleno, para porticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas*. Escuela Politécnica Nacional.
- SAC Joint Venture. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. EE UU: SAC Joint Venture.
- Torres, F. C. T. (2014). *Evaluación técnico-financiera entre sistemas constructivos para edificios con estructura de hormigón armado, de acero y mixta en Quito*. Universidad Central del Ecuador.
- Vallejo, R. (2016). *Método aproximado unificado de evaluación estructural para edificaciones aporticadas de concreto reforzado de la ciudad de Riobamba, provincia de Chimborazo*. Universidad Nacional De Chimborazo.

6.- Apéndices y anexos.

Anexo 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 de la ala de la viga, de acuerdo con lo siguiente:(American & Standard, 2016, p.9.2-18).

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

Límites:

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

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

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

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-18).

$$ZRBS = Zx - 2 * c * tbf * (dc - tbf)$$

En donde:

ZRBS = Módulo de sección plástica en el centro de la sección reducida

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

tbf = Espesor del ala de la vida

Paso 3. Cálculo de momento máximo probable M_{pr} , en el centro de la sección reducida (American & Standard, 2016, p.9.2-19).

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

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-19).

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.

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

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 M_f (American & Standard, 2016, p.9.2-19).

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

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-20).

$$M_{pe} = R_y * F_y * Z_x$$

Paso 7. Verificar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna (American & Standard, 2016, p.9.2-20).

$$M_f \leq \phi_d * M_{pe}$$

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 V_u , en la viga y la conexión entre el alma de la viga y la columna (American & Standard, 2016, p.9.2-20).

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

En donde:

L_h = Distancia entre rótulas plásticas

$V_{gravity}$ = 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).

V_u = 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-20).

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 (Krawinkler et al., 1975):

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 $Pr > 0.75Pc$

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w} \right) * \left(1.9 - \frac{1.2 * Pr}{P_c} \right)$$

En donde:

0.6*F_y = representa la tensión de fluencia por corte

b_{cf} = ancho del ala de la columna

d_c = altura de la columna

t_w = espesor del alma de la columna

Pr = es la carga axial requerida,

P_c = 0.6 P_y (ASD)

P_c = P_y (LRFD)

P_y = F_y*A_g. Resistencia axial de fluencia de la columna

A_g = área bruta de la sección de la columna.

t_{cf} = espesor del ala de la columna

t_p = es el espesor total del panel nodal, incluyendo placas de refuerzo (caso contrario t_p = t_w).

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 (Cardoso & Quishpe, 2014, p.31).

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

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 (American & Standard, 2016, p.40).

(b) Para los sistemas del FMI, la relación de momento de haz de columna se ajustará a los requisitos de las Disposiciones sísmicas AISC (American & Standard, 2016, Sect 5.8).

Anexo 2.- Procedimiento de cálculo de la conexión (BUEP-4E)

1.- 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 (SAC Joint Venture, 2000, p.3-52).

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)	$\frac{5}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{5}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{9}{16}$ (14)
b_{df}	$9\frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12\frac{3}{4}$ (311)	$7\frac{1}{2}$ (190)
d	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2\frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
b_p	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{1}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{1}{4}$ (44)	2 (51)	$1\frac{5}{8}$ (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_{fi} = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{fo} = 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)

Ilustración 42: Limitaciones en las columnas. **Fuente:** Prequalified connections for special and intermediate Steel moment frames for seismic applications.

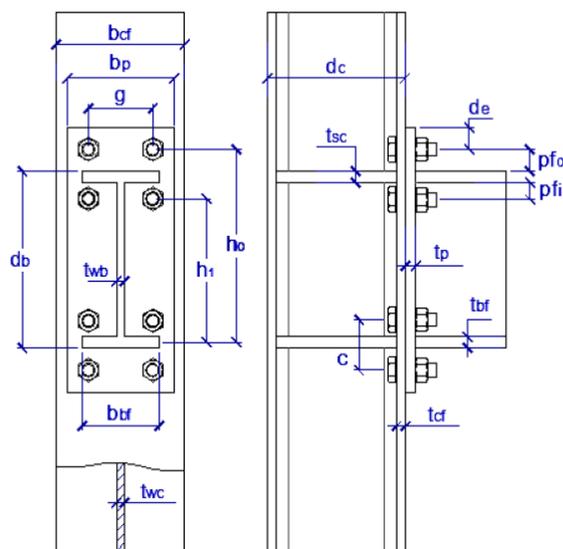


Ilustración 43: Partes de la conexión placa de extremo de cuatro pernos sin rigidizador. **Fuente:** Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento.

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)

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

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-29).

Paso 3. Determine el diámetro del perno requerido, db_{req} , usando una de las siguientes expresiones (American & Standard, 2016, p.9.2-29).

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-30).

Paso 5. Determine el espesor requerido de la placa final, tp_{req} (American & Standard, 2016, p.9.2-30).

$$t_{p, req} = \sqrt{\frac{1.11 * M_f}{\phi d * F_{yp} * Y_p}}$$

En donde

F_{yp} = esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material de la placa final, ksi (MPa)

Y_p = 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, *t_p*, que no sea inferior al valor requerido (American & Standard, 2016, p.9.2-30).

Paso 7. Calcule *F_{fu}*, la fuerza del ala de la viga factorizada (American & Standard, 2016, p.9.2-30).

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}}$$

Paso 8. Verifique el rendimiento de corte de la porción extendida de la placa de extremo sin refuerzo extendida de cuatro pernos (4E):(American & Standard, 2016, p.9.2-30).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi d * R_n = \phi d * (0.6) * F_{yp} * b_p * t_p$$

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):(American & Standard, 2016, p.9.2-31).

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

En donde

An = área neta de la placa final

= tp [pb - 2 (db + 8)] cuando se usan orificios estándar, in²

= tp [pb - 2 (db + 3)] cuando se usan orificios estándar, mm²

Fup = tensión de tracción mínima especificada de la placa final, ksi (MPa)

db = 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-33).

$$Vu \leq \phi n * Rn = \phi n * nb * Fnv * Ab$$

En donde

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

Fnv = resistencia nominal al corte del perno de la especificación AISC, ksi (MPa)

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

nb = 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-34).

$$Vu \leq \phi n * Rn = \phi n * (ni)rni + \phi n * (no) * rno$$

En donde

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

Lc = 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)

db = diámetro del perno, pulg. (mm)

ni = número de tornillos interiores

= 2 para conexiones 4E y 4ES

= 4 para conexiones 8ES

no = número de tornillos exteriores

= 2 para conexiones 4E y 4ES

= 4 para conexiones 8ES

rni = $1.2 LctFu < 2.4dbtFu$ para cada tornillo interno

rno = $1.2 LctFu < 2.4dbtFu$ para cada tornillo externo

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

2. Diseño conexión con la columna

Paso 1. Compruebe el ala de la columna para el rendimiento de flexión: (American & Standard, 2016, p.9.2-34).

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

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-34).

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

$$\phi d * M_{cf} = \phi d * F_{yc} * Y_c * t_{cf}^2$$

En donde

Y_c 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

$$\phi d * R_n = \frac{\phi d * M_{cf}}{(d - t_{bf})}$$

Usando $\phi d R_n$, 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-37).

Requisito de fuerza:

$$F_{fu} \leq \phi d * R_n$$

$$R_n = C_t * (6k_c + t_{bf} + 2t_p) * F_{yc} * t_{cw}$$

En donde

C_t = 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

F_{yc} = tensión de rendimiento mínima especificada del material de la columna, ksi (MPa)

k_c = 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-37).

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(American & Standard, 2016, p.9.2-37).

Requisito de fuerza:

$$Ffu \leq \phi * Rn$$

En donde: $\phi = 0.75$.

(a) Cuando F_{fu} se aplica a una distancia mayor o igual a $d_c / 2$ desde el final de la columna

$$R_n = 0.8 * t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * F_{yc} * t_{cf}}{t_{cw}}}$$

(b) Cuando se aplica F_{fu} a una distancia menor que $d_c / 2$ desde el final de la columna

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

$$R_n = 0.4 * t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * F_{yc} * t_{cf}}{t_{cw}}}$$

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

$$R_n = 0.4 * t_{cw}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * F_{yc} * t_{cf}}{t_{cw}}}$$

Dónde:

$N = b_f + 2w + 2t_p$, in. (mm)

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

t_p = 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-38).

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\phi R_n)$$

En donde $\min(\phi R_n)$ 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.

Anexo 3.- 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-49).

- **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, $S_h = 0$ (American & Standard, 2016, p.9.2-50).

Paso 3. Calcule la fuerza de corte, V_h , en la ubicación de la bisagra de plástico en cada extremo de la viga (American & Standard, 2016, p.9.2-50).

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 $1.2D + f1L + 0.2S$

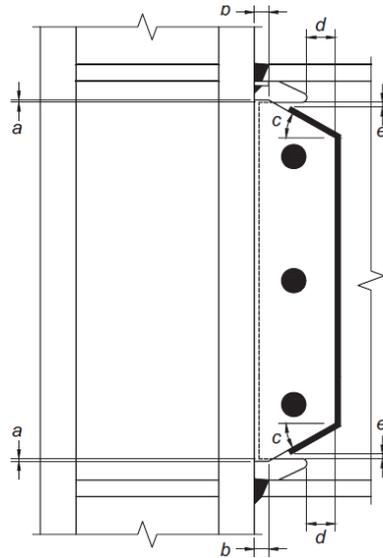


Ilustración 44: Detalles de la parte superior e inferior de la conexión a corte. **Fuente:** Prequalified connections for special and intermediate Steel moment frames for seismic applications.

$a = 1/4$ 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 (American & Standard, 2016, p.9.2-50).

(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: (American & Standard, 2016, p.9.2-51).

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 (American & Standard, 2016, p.9.2-51).

Anexo 4.- Propuesta de diseño.

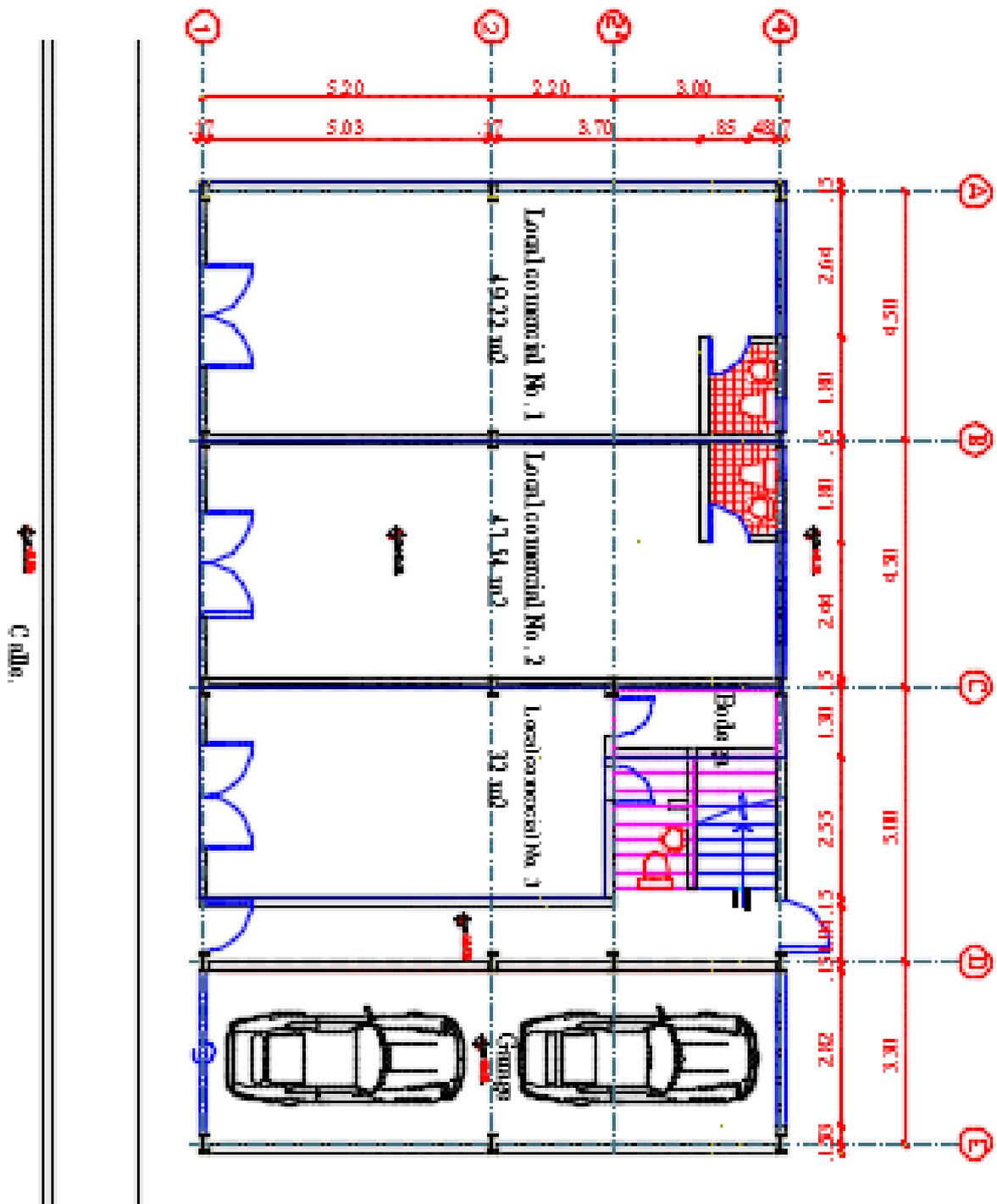


Ilustración 45: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 1

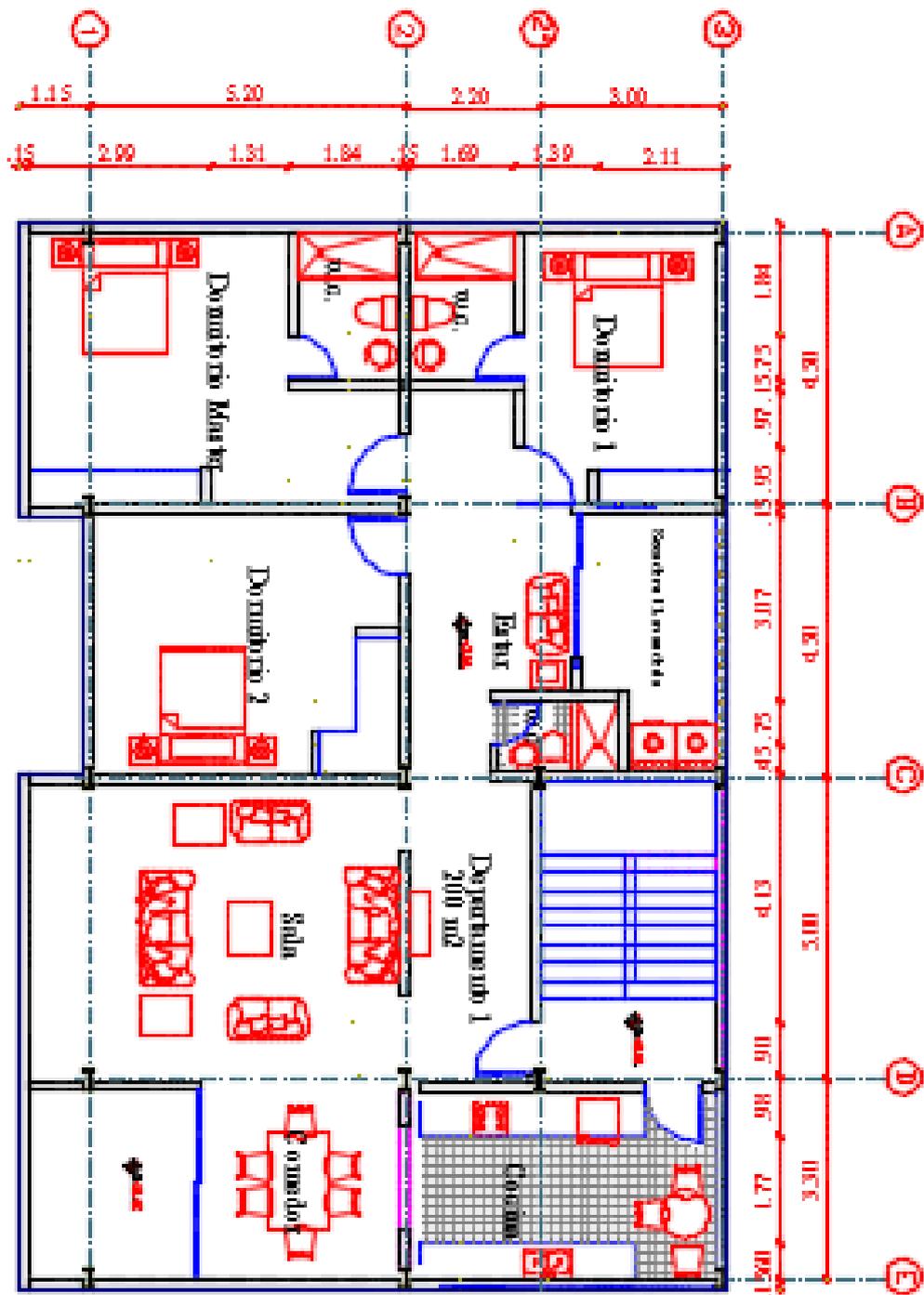


Ilustración 46: Ejemplo de la edificación residencial - Piso 2,3.

Anexo 5.- Cuantificación de cargas.

Cuantificación de cargas.

Se debe tener en cuenta que la carga gravitacional está actuando sobre cada piso e ingresar al programa ETABS 2016.

Piso 1 y 2.

Peso de la placa (e=65mm).	6.37kg/m ²
Peso del concreto	166.8kg/m ²
Peso total de la losa:	173.17kg/m²

Carga permanente sobre la losa.

Peso de masillado	44kg/m ²
Peso de instalaciones	10kg/m ²
Peso de cielorraso	20kg/m ²
Peso de acabados	20kg/m ²
Peso de mampostería	221.25kg/m ²
Carga muerta:	315.25kg/m²
Carga viva:	200kg/m²

Piso 3

Peso de la placa (e=65mm).	6.37kg/m ²
Peso del concreto	166.8kg/m ²
Peso total de la losa:	173.17kg/m²

Carga permanente sobre la losa.

Peso de masillado	44kg/m ²
Peso de instalaciones	10kg/m ²
Peso de cielorraso	20kg/m ²
Peso de mampostería	46.6/m ²
Carga muerta:	120.60kg/m²
Carga viva:	480kg/m²

Tapa grada

Peso de la placa (e=65mm).	6.37kg/m ²
Peso del concreto	166.8kg/m ²
Peso total de la losa:	173.17kg/m²

Carga permanente sobre la losa.

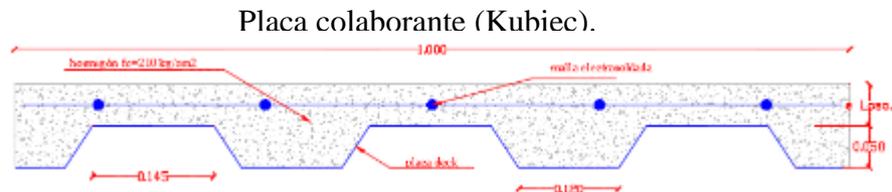
Peso de masillado	44kg/m ²
Peso de instalaciones	10kg/m ²
Peso de cielorraso	20kg/m ²
Peso de mampostería	4.66/m ²
Carga muerta:	78.66kg/m²
Carga viva:	70kg/m²

Anexo 6.- Predimensionamiento de elementos estructurales.

Pre diseño de los elementos estructurales.

Pre diseño de la placa colaborante

Las losas están formadas por placas colaborante (deck), el predimensionado de estos elementos se realiza de acuerdo a la separación entre elementos sobre los cuales se apoya el deck.



Propiedades del panel.

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPESOR	PESO	Is (+)	Is (-)	Ss (+)	Ss (-)
(mm)	(Kg/m ²)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54
0.70	6.85	32.29	31.83	10.72	15.71
0.76	7.44	35.97	35.47	12.10	17.13

Espesor
 $e := 0.65 \text{ mm}$

Peso deck
 $P := 6.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Volumen del hormigón.

VOLUMEN HORMIGON /m ²		
	*ESPESOR DE LOSA(cm)	HORMIGON (m ³ /m ²)
* Hormigón sobre la cresta	5	0.06950
	6	0.07954
	7	0.08954
	8	0.09954
	10	0.11954
	12	0.13954

$\gamma := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$e := 5 \text{ cm}$

$H := 0.0695 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$

$qH := \gamma \cdot H = 166.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Pre dimensionamiento de vigas secundarias.

Se realiza el pre diseño de la viga secundaria que se encuentra en el eje A-B, con una longitud de 5m y un ancho colaborante de 1.30m.

Cargas:

Carga muerta.

$D := 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Carga viva.

$L := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Se utiliza la combinación de carga número 2 (LRFD), establecida en la NEC-2015.

$W := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 906.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Se multiplica la carga por el ancho colaborante.

Ancho colaborante.

$$a := 1.3 \text{ m}$$

$$W_u := W \cdot a = 1177.935 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Aplicando las fórmulas del análisis estructural se determina el momento máximo positivo y las reacciones.

Luz:

$$l := 5 \text{ m}$$

$$M_u := \frac{W_u \cdot l^2}{8} = 3681.048 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_u := \frac{W_u \cdot l}{2} = 2944.838 \text{ kg}$$

Cálculo del módulo plástico Z_x

Esfuerzo de fluencia del acero A36.

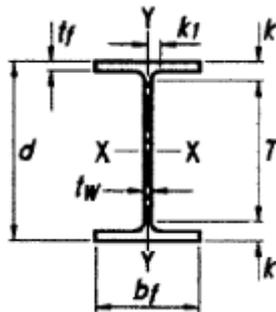
$$F_y := 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi := 0.9$$

$$Z_x := \frac{M_u}{\phi \cdot F_y} = 161.595 \text{ cm}^3$$

Se elige un perfil laminado en caliente de los catálogos de DIPAC, que posea un módulo plástico igual o mayor al calculado.



IPE 180

$$A_g := 23.95 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 1316.96 \text{ cm}^4$$

$$d := 180 \text{ mm}$$

$$Z_x := 166.41 \text{ cm}^3$$

$$t_w := 5.3 \text{ mm}$$

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

$$b_f := 91 \text{ mm}$$

Control de la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} := \frac{l}{360} = 1.389 \text{ cm}$$

Carga distribuida

$$q_l := L \cdot a = 260 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Módulo de elasticidad

$$E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta := \frac{5 \cdot q_l \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.765 \text{ cm}$$

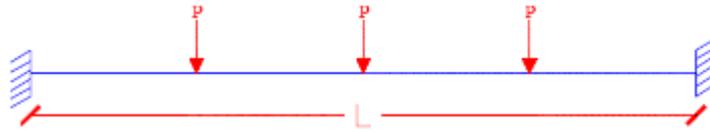
$$\left\| \text{if}(\Delta < \Delta_{max}, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Pre dimensionamiento de las vigas principales.

Viga Central.

Las vigas secundarias se consideran simplemente apoyadas en las vigas principales de tal manera que transmiten una carga puntual.

En las tablas de cargas concentradas equivalentes se obtiene los coeficientes, para determinar el momento máximo negativo en el empotramiento.



Coefficiente para cargas concentradas equivalentes (Cevallos, 2017, p.326).

$$a := 0.1875$$

$$b := 0.3125$$

$$c := 0.0$$

$$d := 1.5$$

$$e := 0.0104$$

Carga puntual

$$P := 2 \cdot Ru = 5889.676 \text{ kg}$$

Longitud de la viga

$$L := 5.2 \text{ m}$$

Momento máximo positivo.

$$M_{max1} := a \cdot P \cdot L = 5742.434 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento máximo negativo.

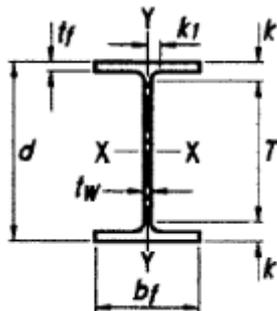
$$M_{max2} := b \cdot P \cdot L = 9570.724 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu := \left| \max(M_{max1}, M_{max2}) \right| = 9570.724 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del módulo plástico Z_x .

$$Z_x := \frac{Mu}{\phi \cdot F_y} = 420.147 \text{ cm}^3$$

Sección elegida.



IPE 270

$$A_g := 45.95 \text{ cm}^2$$

$$Z_x := 484 \text{ cm}^3$$

$$d := 270 \text{ mm}$$

$$I_x := 5789.78 \text{ cm}^4$$

$$t_w := 6.6 \text{ mm}$$

$$b_f := 135 \text{ mm}$$

Control de la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 1.444 \text{ cm}$$

Carga distribuida.

$$ql = 260 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$RL := \frac{ql \cdot L}{2} = 676 \text{ kg}$$

$$PL := 2 \cdot RL = 1352 \text{ kg}$$

$$\Delta := \frac{e \cdot PL \cdot L^3}{E \cdot I_x} = 0.163 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(\Delta < \Delta_{max}, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Viga central de borde.

Se toma los mismos coeficientes anteriormente citados.

Carga puntual.

$$P := Ru = 2944.838 \text{ kg}$$

Máximo momento positivo.

$$M_{max1} := a \cdot P \cdot L = 2871.217 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Máximo momento negativo.

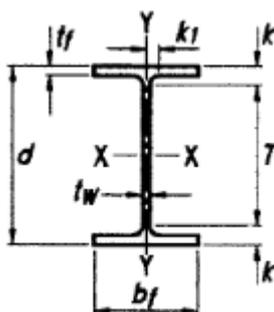
$$M_{max2} := b \cdot P \cdot L = 4785.362 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu := \left\| \max(M_{max1}, M_{max2}) \right\| = 4785.362 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del módulo de sección plástica

$$Z_x := \frac{Mu}{\phi \cdot F_y} = 210.074 \text{ cm}^3$$

Sección elegida.



IPE 220

$$Ag := 33.37 \text{ cm}^2$$

$$Z_x := 285.41 \text{ cm}^3$$

$$d := 220 \text{ mm}$$

$$I_x := 2771.84 \text{ cm}^4$$

$$tw := 5.9 \text{ mm}$$

$$bf := 110 \text{ mm}$$

Control de la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} := \frac{L}{360} = 1.444 \text{ cm}$$

Carga distribuida.

$$ql = 260 \frac{kg}{m}$$

Reacción en los apoyos.

$$RL := \frac{ql \cdot L}{2} = 676 \text{ kg}$$

$$PL := 2 \cdot RL = 1352 \text{ kg}$$

$$\Delta := \frac{e \cdot PL \cdot L^3}{E \cdot I_x} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\left\| \text{if}(\Delta < \Delta_{max}, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Pre dimensionamiento de columnas.

Se analiza la columna C-2, que es la más cargada.

Piso 1-2

A la carga muerta se le adiciona un 30% más, debido al peso de vigas, viguetas y columnas.

Carga muerta = $488.42 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.3 = 634.946 \text{ kg/m}^2$.

$$D := 634.946 \frac{kg}{m^2}$$

Carga viva.

$$L := 200 \frac{kg}{m^2}$$

Combinación de carga.

$$Wu := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1081.935 \frac{kg}{m^2}$$

Área colaborante.

$$A := 24.7 \text{ m}^2$$

Número de pisos

$$N := 2$$

Carga ultima de los pisos 1-2.

$$Pu1 := Wu \cdot A \cdot N = 53447.599 \text{ kg}$$

Piso 3.

A la carga muerta se le adiciona un 30% más, debido al peso de vigas, viguetas y columnas.

Carga muerta = $293.77/\text{m}^2 \cdot 1.3 = 381.901 \text{ kg/m}^2$.

$$D := 381.901 \frac{kg}{m^2}$$

Carga viva.

$$L := 480 \frac{kg}{m^2}$$

Combinación de carga.

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1226.281 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Área colaborante.

$$A := 24.7 \text{ m}^2$$

Número de pisos

$$N := 1$$

Carga última del piso 3.

$$P_{u2} := W_u \cdot A \cdot N = 30289.146 \text{ kg}$$

$$P_u := P_{u1} + P_{u2} = 83736.745 \text{ kg}$$

Factor de mayoración por sismo.

$$F := 1.5$$

$$P_n := P_u \cdot F = 125605.117 \text{ kg}$$

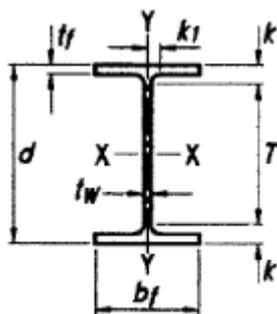
Para el pre diseño se toma el valor de $KL/r=100$ y se obtiene el valor del esfuerzo crítico en compresión para el acero A36.

$$\phi F_{cr} := 1344.462271 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del área de la sección.

$$A_g := \frac{P_n}{\phi F_{cr}} = 93.424 \text{ cm}^2$$

Sección elegida.



HEB 320

$$A_g := 161 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 30820 \text{ cm}^4$$

$$d := 320 \text{ mm}$$

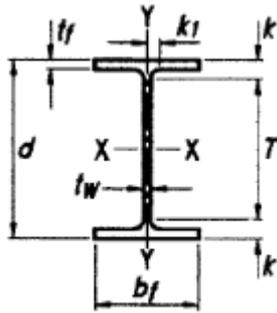
$$t_w := 20.5 \text{ mm}$$

$$b_f := 300 \text{ mm}$$

Anexo 7.- Diseño de elementos estructurales.

Diseño de elementos estructurales.

Propiedades del perfil de columna.



HEB 320

$$A_{gc} := 161 \text{ cm}^2$$

$$I_{yc} := 9240 \text{ cm}^4$$

Módulo de corte elástico del acero

$$d_c := 320 \text{ mm}$$

$$r_c := 27 \text{ mm}$$

$$G_c := 788375.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t_{wc} := 11.5 \text{ mm}$$

$$t_{fc} := 20.5 \text{ mm}$$

$$b_{fc} := 300 \text{ mm}$$

$$I_{xc} := 30820 \text{ cm}^4$$

Radio de giro en x.

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_{gc}}} = 13.836 \text{ cm}$$

Radio de giro en y.

$$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_{gc}}} = 7.576 \text{ cm}$$

Espesor del ala con curvatura.

$$e_c := t_{fc} + r_c = 4.75 \text{ cm}$$

Altura libre del alma

$$T_c := d_c - 2 \cdot e_c = 22.5 \text{ cm}$$

Distancia entre centroides al ala

$$h_c := d_c - t_{fc} = 29.95 \text{ cm}$$

Modulo plástico en "X"

$$Z_{xc} := b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot (d_c - t_{fc}) + t_{wc} \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{fc}\right)^2 + 0.8584 \cdot r_c^2 \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{fc} - 0.2234 \cdot r_c\right) = 2149.239 \text{ cm}^3$$

Propiedades Torsionales.

Constante de torsión de alabeo.

$$C_{wc} := t_{fc} \cdot h_c^2 \cdot \frac{b_{fc}^3}{24} = 2068712.016 \text{ cm}^6$$

Constante torsional de St, Venant.

$$D_c := \frac{\left(t_{fc}^2 + \frac{t_{wc}^2}{4} + 0.2929 \cdot r_c \cdot (t_{wc} + 2 \cdot t_{fc}) + 0.1716 \cdot r_c^2\right)}{t_{fc} + 0.2929 \cdot r_c} = 3.498 \text{ cm}$$

$$\chi := \left(0.15 + 0.10 \cdot \frac{r_c}{t_{fc}}\right) \cdot \frac{t_{wc}}{t_{fc}} = 0.158$$

$$J_c := 2 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^3 \cdot \left(\frac{1}{3} - 0.21 \cdot t_{fc} \cdot \frac{\left(1 - \frac{t_{fc}^4}{12 \cdot b_{fc}^4}\right)}{b_{fc}}\right) + (d_c - 2 \cdot t_{fc}) \cdot \frac{t_{wc}^3}{3} + 2 \cdot \chi \cdot D_c^4 = 226.325 \text{ cm}^4$$

1.- Cheque a tensión.

1.1.- fluencia en la sección bruta.

$$\Phi \cdot P_n \geq P_u$$

Factor de reducción de resistencia $\phi := 0.90$

Esfuerzo de fluencia. $F_y := 2531.05 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia nominal a tensión.

$$P_n := A_{gc} \cdot F_y = 407499.05 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot P_n = 366749.145 \text{ kg}$$

$$P_u := 73647.5 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot P_n \geq P_u, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Pandeo General.

2.- Compresión

Resistencia nominal a la compresión

$$\Phi \cdot P_n \geq P_u$$

Altura de entrepiso $h := 2.88 \text{ m}$

Módulo de elasticidad $E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}$

$$K := 1$$

b1. Pandeo flexionante alrededor del eje x.

$$\frac{K \cdot h}{r_{xc}} = 20.816$$

b2. Pandeo flexionante alrededor del eje y.

$$\frac{K \cdot h}{r_{yc}} = 38.016$$

b3. Pandeo por torsión alrededor del eje z.

$$k_z := 1$$

$$I_o := I_{xc} + I_{yc} = 40060 \text{ cm}^4$$

$$r_o := \sqrt{\frac{I_o}{A_{gc}}} = 15.774 \text{ cm}$$

$$F_{ez} := \frac{1}{A_{gc} \cdot (r_{xc}^2 + r_{yc}^2)} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_{wc}}{(k_z \cdot h)^2} + G_c \cdot J_c \right) = 17358.021 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{K \cdot h}{r_{yz}} \text{ equivalente} \quad \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ez}}} = 34.555$$

$$\lambda := \max\left(\frac{K \cdot h}{r_{xc}}, \frac{K \cdot h}{r_{yc}}, \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ez}}}\right) = 38.016 \quad \lambda_{critico} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.669$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_{critico}, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"}) \right\| = \text{"rango inelastico"}$$

Fe= Tención de pandeo elástico.

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 14341.024 \frac{kg}{cm^2}$$

Fcr= Esfuerzo crítico.

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2350.82 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia nominal a la compresión.

$$P_{nc} := F_{cr} \cdot A_{gc} = 378482.021 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(P_{nc} \cdot \phi \geq P_u, \text{"pasa"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"pasa"}$$

Pandeo local

Factor Q: Factor de reducción neta, toma en cuenta todos los elementos esbeltos a compresión.

Qs = Elementos no arriostrados (ala).

a.- Laminados

$$\frac{\frac{b_{fc}}{2}}{t_{fc}} = 7.317 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$

$$Q_s := \left\| \text{if}\left(\frac{\frac{b_{fc}}{2}}{t_{fc}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 1, \text{"riostras"}\right) \right\| = 1$$

Qa = Elementos arriostrados (alma).

Cálculo de f con:

$$Q := 1$$

$$\lambda = 38.016 \quad \lambda_r := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 135.669$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_r, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"}) \right\| = \text{"rango inelastico"}$$

Fe = tención critica de pandeo elástico.

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 14341.024 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo crítico.

$$F_{cr} := Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 2350.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f := F_{cr}$$

a.- todos excepto cuadrados.

$$\frac{dc}{twc} = 27.826 \qquad 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} = 44.533$$

Ancho efectivo.

$$b_e := 1.92 \cdot twc \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \cdot \left(1 - \frac{0.34}{\frac{dc}{twc}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right) = 418.927 \text{ mm}$$

$$b := dc$$

$$b_e < b$$

$$b - b_e = -98.927 \text{ mm}$$

$$A_e := A_{gc} - 98.927 \text{ mm} \cdot twc = 149.623 \text{ cm}^2$$

$$Q_a := \frac{A_e}{A_{gc}} = 0.929$$

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 0.929$$

$$\lambda = 38.016$$

$$\lambda_{critico} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 140.732$$

|| if($\lambda \leq \lambda_{critico}$, "rango inelastico", "rango elastico") || = "rango inelastico"

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 14341.024 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 2196.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

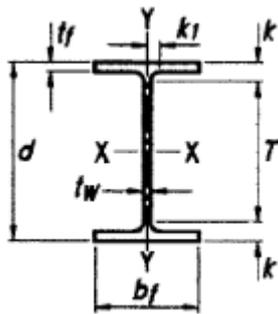
Resistencia de diseño.

$$P_n := F_{cr} \cdot A_{gc} = (3.536 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

|| if($\phi \cdot P_n \geq P_u$, "perfil satisfactorio", "no satisfactorio") || = "perfil satisfactorio"

Flexión.

Propiedades del perfil de la viga.



HEB 270

$Ag := 45.95 \text{ cm}^2$	$Iy := 426.45 \text{ cm}^4$	Módulo de corte elástico del acero
$d := 270 \text{ mm}$	$r := 15 \text{ mm}$	
$tw := 6.6 \text{ mm}$	$tf := 10.2 \text{ mm}$	$G := 788375.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$bf := 135 \text{ mm}$	$Sx := 429 \text{ cm}^3$	
$Ix := 5789.78 \text{ cm}^4$		

Radio de giro en x.

$$rx := \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = 11.225 \text{ cm}$$

Radio de giro en y.

$$ry := \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = 3.046 \text{ cm}$$

Espesor del ala con curvatura.

$$e := tf + r = 2.52 \text{ cm}$$

Altura libre del alma

$$T := d - 2 \cdot e = 21.96 \text{ cm}$$

Distancia entre centroides al ala

$$h := d - tf = 25.98 \text{ cm}$$

Modulo plástico en "X"

$$Zx := bf \cdot tf \cdot (d - tf) + tw \cdot \left(\frac{d}{2} - tf\right)^2 + 0.8584 \cdot r^2 \cdot \left(\frac{d}{2} - tf - 0.2234 \cdot r\right) = 483.997 \text{ cm}^3$$

Propiedades Torsionales.

Constante de torsión de alabeo.

$$Cw := tf \cdot h^2 \cdot \frac{bf^3}{24} = 70577.867 \text{ cm}^6$$

Constante torsional de St, Venant.

$$D := \frac{\left(tf^2 + \frac{tw^2}{4} + 0.2929 \cdot r \cdot (tw + 2 \cdot tf) + 0.1716 \cdot r^2\right)}{tf + 0.2929 \cdot r} = 1.865 \text{ cm}$$

$$\chi := \left(0.15 + 0.10 \cdot \frac{r}{tf}\right) \cdot \frac{tw}{tf} = 0.192$$

$$J := 2 \cdot bf \cdot tf^3 \cdot \left(\frac{1}{3} - 0.21 \cdot tf \cdot \frac{\left(1 - \frac{tf^4}{12 \cdot bf^4}\right)}{bf}\right) + (d - 2 \cdot tf) \cdot \frac{tw^3}{3} + 2 \cdot \chi \cdot D^4 = 16.139 \text{ cm}^4$$

Patín.

Pandeo local.

$$\lambda := \frac{bf}{tf} = 6.618$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946$$

$$\lambda_r := 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.804$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{if}(\lambda \leq \lambda_r, \text{"no compacta"}, \text{"esbelta"})) \right\| = \text{"compacta"}$$

Alma.

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

$$\lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164.185$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{if}(\lambda \leq \lambda_r, \text{"no compacta"}, \text{"esbelta"})) \right\| = \text{"compacta"}$$

Pandeo lateral torsional.

$$rts := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 3.576 \text{ cm}$$

Para secciones I con simetría doble.

$$c := 1$$

Lb = Longitud sin soporte lateral del patín en compresión.

$$Lb := 1.3 \text{ m}$$

$$ho := d - tf$$

Longitudes límites.

$$Lp := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.544 \text{ m}$$

$$Lr := 1.95 \cdot rts \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot ho} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot ho}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 5.277 \text{ m}$$

$$\left\| \text{if}(Lb \leq Lp, \text{"rango plastico"}, \text{if}(Lb \leq Lr, \text{"rango inelastico"}, \text{"rango elastico"})) \right\| = \text{"rango plastico"}$$

a. - Rango plástico.

$$Mp := F_y \cdot Z_x$$

$$Mn := Mp$$

$$\phi \cdot Mn = 11025.175 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mu := 4714.3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Mn \geq Mu, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Resistencia a corte.

Área del alma (A_w).

$$A_w := T \cdot tw = 14.494 \text{ cm}^2$$

$$h := d - tf = 0.26 \text{ m}$$

K_v = Coeficiente de pandeo por corte del alma.

1.- Alma sin rigidizado res.

$$\frac{h}{tw} = 39.364 \quad \text{menor igual} \quad 260$$

$$k_v := \left\| \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 260, 5.34, \text{"revisar"}\right) \right\| = 5.34$$

C_u = Coeficiente de corte del alma.

a). - Miembros laminados H o I.

$$\frac{h}{tw} = 39.364 \quad \text{menor igual} \quad 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.522$$

$$C_u := \left\| \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 1, \text{"no aplica"}\right) \right\| = 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_u = 22010.416 \text{ kg}$$

$$V_u := 8038 \text{ kg}$$

Factor de reducción de resistencia LRFD.

$$\phi := 1$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot V_n \geq V_u, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Anexo 8.- Diseño de la conexión (RBS).

Diseño de la conexión Viga de Sección Reducida (RBS).

Limitaciones en vigas.

Altura de la sección (Hs). $d = 27 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(d < 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso de la sección (Ps).

$$\gamma := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad A_g = 45.95 \text{ cm}^2$$

$$Peso := (A_g \cdot 1 \text{ m}) \cdot \gamma = 36.071 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(Peso \leq 447 \text{ kg}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Espesor en las alas (tf). $tf = 1.02 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(tf \leq 44.5 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Relación luz libre / Peralte.

Luz libre $Le := 5.2 \text{ m} - dc = 4.88 \text{ m}$

Peralte de la viga $d = 27 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}\left(\frac{Le}{dc} \geq 7, \text{"SMF"}, \text{"IMF"}\right) \right\| = \text{"SMF"}$$

Relaciones de esbeltez ala (b/tf).

$$\lambda := \frac{bf}{tf} = 6.618 \quad \lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.641$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/tw).

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273 \quad \lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.571$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Limitaciones en columnas.

Altura de la sección (dc). $dc = 0.32 \text{ m}$

$$\left\| \text{if}(dc \leq 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso máximo. No hay limitación.

Espesor máximo del ala (tf) No hay limitación.

Relaciones de esbeltez ala (b/tfc).

$$\lambda := \frac{bfc}{tfc} = 7.317 \qquad \lambda_p := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/twc).

$$\lambda := \frac{Tc}{twc} = 19.565 \qquad \lambda_p := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Procedimiento de diseño.

Paso 1.- Determinar la ubicación y dimensiones de la reducción en las alas de la viga (American & Standard, 2016).

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

- a.- distancia comprendida entre la cara de columna hasta el inicio de la reducción en las alas de la viga.
- b.- ancho de la reducción en el ala de la viga.
- c.- Profundidad del corte

bbf.- ancho del ala de la viga

$$bbf := bf$$

d.- peralte de la viga

$$d = 0.27 \text{ m}$$

$$a := 0.7 \cdot bbf$$

$$b := 0.75 \cdot d$$

$$c := 0.23 \cdot bbf$$

Radio de corte R.

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

Pasó 2.- Calculo del módulo plástico en la sección reducida (American & Standard, 2016).

Zx.- Modulo seccional plástico de la viga.

Ze.- Modulo plástico en el centro de la sección reducida.

tbf.- Espesor del ala de la viga.

$$tbf := tf$$

$$Ze := Zx - 2 \cdot c \cdot tbf \cdot (d - tbf) = 319.434 \text{ cm}^3$$

Paso 3.- Calculo de momento probable en el centro de la reducción (American & Standard, 2016).

Cpr. - Factor para estimar la fuerza máxima en la conexión ≤ 1.2

$$F_u := 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_y = 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.306$$

$$C_{pr} := \left\| \text{if}(C_{pr} \leq 1.2, C_{pr}, 1.2) \right\| = 1.2$$

Ry = Factor de fluencia probable del acero (NEC).

$$R_y := 1.3$$

Mpr = Máximo momento probable en el centro de la reducción en la viga.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 12612.654 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paso 4.- Calculo de la fuerza cortante en el centro de la sección reducida de la viga.

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

La carga gravitacional (W) que actuara sobre la viga está en función de la siguiente combinación $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$, el factor f_1 para la carga viva está en un rango de (0.5 a 0.7), pero no debe ser menor a 0.5.

La carga de nieve S, se ha tomado igual a cero, debido a que en nuestro país la temporada de nieve es muy rara.

Carga muerta.

Carga viva.

$$D := 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$L := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación elegida

$$W_u := 1.2 \cdot D + 0.7 \cdot L$$

Ancho colaborante

$$B := 5.2 \text{ m}$$

Distancia a la rótula plástica (sh).

$$sh := a + \frac{b}{2}$$

Tramo de viga comprendida entre rotulas plásticas.

Le = Longitud de eje a eje.

$$L_e := 4.5 \text{ m}$$

dc = Peralte de la columna

$$d_c := 0.32 \text{ m}$$

$$L_h := L_e - 2 \cdot \frac{d_c}{2} = 4.18 \text{ m}$$

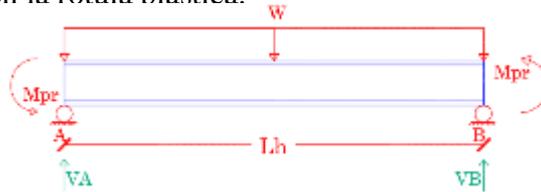
Área colaborante

$$A := B \cdot L_h$$

Carga distribuida.

$$W := \frac{A \cdot Wu}{Lh} = 3775.741 \frac{kg}{m}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica.



$$VRBS := \frac{2 \cdot M_{pr}}{Lh} + \frac{W \cdot Lh}{2} = 13926.061 \text{ kg}$$

Paso 5.- Calculo del momento máximo en la cara de la columna (American & Standard, 2016).

$$M_f := M_{pr} + VRBS \cdot sh = 15338.68 \text{ kg} \cdot m$$

Paso 6.- Calculo del momento plástico en la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado (American & Standard, 2016).

$$M_{pe} := R_y \cdot F_y \cdot Z_x = 15925.252 \text{ kg} \cdot m$$

Paso 7.- Verificación de la capacidad en flexión de la viga en la cara de la columna (American & Standard, 2016).

$$M_f \leq \phi_d \cdot M_{pe}$$

ϕ_d para estados limites dúctiles

$$\phi_d := 1$$

$$\left\| \text{if}(M_f \leq \phi_d \cdot M_{pe}, \text{"ok"}, \text{"no satisfice"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Nota: So no satisfice, revisar las dimensiones a, b, c y los pasos del 1-7.

Paso 8.- Calculo de la capacidad a corte requerida en la viga y en la conexión (American & Standard, 2016).

$$V_{gravity} := W \cdot \frac{Lh}{2} = 7891.298 \text{ kg}$$

$$V_u := \frac{2 \cdot M_{pr}}{Lh} + V_{gravity} = 13926.061 \text{ kg}$$

Se compara la resistencia a corte nominal determinado a partir de las expresiones que se encuentran en el AISC 360 -10 capitulo G.

Área del alma de la viga

$$A_w := T \cdot tw$$

Coficiente de pandeo por corte del alma \$k_v\$.

$$\frac{h}{tw} \text{ menor igual } 260$$

$$k_v := \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 260, 5.34, \text{"revisar"}\right) = 5.34$$

Coficiente de corte del alma \$C_v\$.

a). - Para almas de miembros laminados de sección H.

$$\frac{h}{tw} \quad \text{menor igual} \quad 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Cv := \text{if}\left(\frac{h}{tw} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}, 1, \text{"revisar"}\right) = 1$$

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv$$

Coefficientes de reducción por cortante. $\phi := 0.75$

$$\left\| \text{if}(Vu \leq \phi \cdot Vn, \text{"ok"}, \text{"no pasa"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Paso 9.- Diseño de la conexión del alma de la viga a la columna (American & Standard, 2016).

Material $Fy = 25310500 \frac{kg}{m^2}$ $Fu = 4080 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia a corte de los pernos.

Material de pernos A 325

Esfuerzo nominal a corte del perno. $Fnv := 3800 \frac{kg}{cm^2}$ AISC 360. TABLA J3.2

Cantidad de pernos $np := 3$

Dímetro del perno $dp := \frac{5}{8} \text{ in}$

Área bruta de la sección.

$$Ab := np \cdot \frac{\pi \cdot dp^2}{4} = 5.938 \text{ cm}^2$$

Coefficientes de reducción por cortante. $\phi := 0.75$

Resistencia nominal por cortante del perno.

$$Rn := Fnv \cdot Ab$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos. AISC 360. J3.10.

La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado, Rn , es determinada de la siguiente manera.

a). - Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, sobre medidas y de ranura corta independiente de la dirección de carga, o en perforaciones de ranura larga.

i). - Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño.

F_u = Resistencia última del material conectado.

d_p = Diámetro nominal del perno.

l_c = Distancia entre el borde de la perforación a borde de la perforación adyacente o borde del material. tabla AISC J3.4

$$l_c := 1.25 \text{ in}$$

t = Espesor del material conectado.

$$t := 12 \text{ mm}$$

Factor de reducción al aplastamiento.

$$\phi_n := 0.75$$

$$R_{n2} := 2.4 \cdot d_p \cdot t \cdot F_u$$

$$R_{n1} := 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u$$

$$R_n := \min(R_{n1}, R_{n2}) = 18653.76 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi_n \cdot R_n \geq V_u, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Resistencia de la plancha a corte. AISC 360. J4.2

La resistencia a corte disponible en los elementos involucrados y elementos conectores a corte deben elegir el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y ruptura.

a). - Fluencia en corte del elemento.

A_{gv} = Área bruta solicitada a corte.

Factor de reducción de resistencia a fluencia

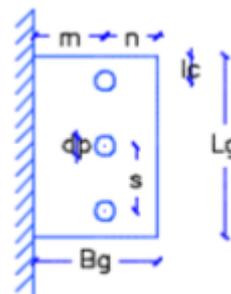
$$\phi_f := 1$$

$$m := 5 \text{ cm}$$

$$n := l_c = 3.175 \text{ cm}$$

$$s := 5 \text{ cm}$$

$$t = 1.2 \text{ cm}$$



$$L_g := 2 \cdot l_c + 2 \cdot s$$

$$A_{gv} := L_g \cdot t = 19.62 \text{ cm}^2$$

$$R_{nf} := 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 29795.521 \text{ kg}$$

$$\phi_f \cdot R_{nf} = 29795.521 \text{ kg}$$

b). - Ruptura en tracción de los elementos conectores.

A_e = Área neta efectiva.

Factor de reducción a la ruptura.

$$\phi_r := 0.75$$

$$A_e := A_{gv} - n_p \cdot \left(d_p + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot t = 12.762 \text{ cm}^2$$

$$Rnr := 0.60 \cdot Fu \cdot Ae = 31241.376 \text{ kg}$$

$$\phi r \cdot Rnr = 23431.032 \text{ kg}$$

Se elige la menor resistencia.

$$\min(\phi f \cdot Rnf, \phi r \cdot Rnr) = 23431.032 \text{ kg}$$

$$\text{if}(\min(\phi f \cdot Rnf, \phi r \cdot Rnr) \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 10.- Verificación del requerimiento de placas de continuidad.

Las conexiones resistentes a momento, en la zona del panel deben ser provistas de placas de continuidad que atraviesen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de la columna sea menor a una de las siguientes expresiones.

tcf = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.

$$bf = \text{Ancho del ala de la viga} \quad bf = 0.135 \text{ m}$$

$$tfc = \text{Espesor del ala de la viga} \quad tfc := tf$$

$$Ryb = \text{Relación de esfuerzo de fluencia.} \quad Ryb := Ry \quad Ryc := Ry$$

$$Fyb = \text{Esfuerzo de fluencia de la viga.} \quad Fyb := Fy$$

$$Fyc = \text{Esfuerzo de fluencia de la columna.} \quad Fyc := Fy$$

$$tcf1 := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot bf \cdot tfc \cdot \frac{Fyb \cdot Ryb}{Fyc \cdot Ryc}} = 1.991 \text{ cm}$$

$$tcf2 := \frac{bf}{6} = 2.25 \text{ cm}$$

$$\| \text{if}(tf < \min(tcf1, tcf2), \text{"placas continuidad"}, \text{"no necesita"}) \| = \text{"placas cont"}$$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

$$e := \frac{tfc}{2} = 5.1 \text{ mm}$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga.

$$e := tfc = 10.2 \text{ mm}$$

Paso 11.- Resistencia a corte en la zona del panel (American & Standard, 2016).

Se debe verificar que la unión viga columna se mantenga rígida, la resistencia nominal en la zona del panel, para el estado límite de fluencia en corte se debe calcular de la siguiente manera.

Pr = Resistencia axial máxima que se la obtiene del ETABS 2016.

TABLE: Column Forces													
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m	
Story1	C7	Z9	1.2D+1.6L	0	-73.6475	-0.3382	-0.2677	0.00001193	-0.348	-0.0858	Z9	0	
Story1	C7	Z9	ENVEXX Min	0	-73.6475	-3.3942	-0.3473	-0.0001	-0.4409	-8.1826	Z9	0	
Story1	C7	Z9	ENVEYY Min	0	-73.6475	-0.3382	-0.6404	-0.0001	-1.0553	-0.0991	Z9	0	
Story1	C7	Z9	1.2D+1.6L	1.485	-73.4223	-0.3382	-0.2677	0.00001193	0.0496	0.4163	Z9	1.485	

$$Pr := 73647.5 \text{ kg}$$

Py = Resistencia axial de fluencia de la columna.

$$Py := Fy \cdot Agc = 407499.05 \text{ kg}$$

Pc = Py (LRFD)

$$Pc := Py$$

bcf = Ancho del ala de la columna.

$$bcf := bfc$$

tcf = Espesor del ala de la columna.

$$tcf := tfc$$

db = Altura de la viga.

$$db := d$$

Factor de reducción de resistencia

$$\phi := 0.90$$

a). - Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona del panel en la estabilidad del pórtico.

i).- Para $Pr \leq 0.4 \cdot Pc$

$$Rn1 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc = 55885.584 \text{ kg}$$

ii).- Para $Pr > 0.4 \cdot Pc$

$$Rn2 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1.4 - \frac{Pr}{Pc} \right) = 68139.589 \text{ kg}$$

$$Rn := \text{if}(Pr \leq 0.4 \cdot Pc, Rn1, Rn2) = 55885.584 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot Rn = 50297.026 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

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

i).- Para $Pr \leq 0.75 \cdot Pc$

$$Rn1 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot bcf \cdot tcf^2}{db \cdot dc \cdot twc} \right) = 61152.193 \text{ kg}$$

ii).- Para $Pr > 0.75 \cdot Pc$

$$Rn2 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1 - \frac{3 \cdot bcf \cdot tcf^2}{db \cdot dc \cdot twc}\right) \cdot \left(1.9 - \frac{1.2 \cdot Pr}{Pc}\right) = 85197.983 \text{ kg}$$

$$Rn := \text{if}(Pr \leq 0.75 \cdot Pc, Rn1, Rn2) = 61152.193 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot Rn = 55036.974 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Espesor de la zona nodal.

dz = Ancho de la zona del panel entre placas de continuidad.

$$dz := d - 2 \cdot tf$$

Wz = Peralte de la zona del panel entre alas de la columna.

$$Wz := dc - 2 \cdot tfc$$

$$tp := \frac{dz + Wz}{90} = 6.102 \text{ mm}$$

Comprobación de la relación viga columna.

1.- La zona del panel deberán cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

2.- Las relaciones de momento viga columna se limitará de la siguiente manera.

a). - Para los sistemas SMF, el valor de ΣM^*_{pb} se tomará igual a la $\Sigma(M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al procedimiento anterior y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta la línea central de la columna.

Se permite calcular como $V_h \cdot (dc/2)$, donde V_h es el cortante en la rótula plástica, y dc es la profundidad de la columna.

V_h = Cortante en la rótula plástica.

$$V_h := VRBS$$

M_{uv} = Momento en el eje de la columna.

$$M_{uv} := V_h \cdot \left(sh + \frac{dc}{2} \right) = 4954.196 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos en las vigas.

$$\Sigma M_{pb} := (M_{pr} + M_{uv}) \cdot 2 = 35133.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

P_{uc} = Carga axial ultima

$$P_{uc1} := P_r \qquad P_{uc2} := 51909.4 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right)$$

$$\Sigma M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right)$$

$$\Sigma M_{pc} := \Sigma M_{pc1} + \Sigma M_{pc2} = 92035.636 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Relación viga columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} \geq 1$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 2.62$$

Anexo 9.- Diseño de la conexión (BUEP-4E).

Diseño de la conexión Placa de Extremo Extendida Aternada sin Rigidizador (BUEP-4E).

Limitaciones en vigas.

Altura de la sección (Hs). $d = 27 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(d < 1400 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso de la sección (Ps). No hay límite.

Espesor en las alas (tf). $tf = 1.02 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(tf \leq 235 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Relación luz libre / Peralte.

Luz libre $Le = 4.5 \text{ m}$

Peralte de la viga $dc = 32 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}\left(\frac{Le}{dc} \geq 7, \text{"SMF"}, \text{"IMF"}\right) \right\| = \text{"SMF"}$$

Relaciones de esbeltez ala (b/tf).

$$\lambda := \frac{bf}{tf} = 6.618 \quad \lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.641$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/tw).

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273 \quad \lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.571$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Limitaciones en columnas.

Altura de la sección (dc). $dc = 0.32 \text{ m}$

$$\left\| \text{if}(dc \leq 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso máximo. No hay limitación.

Espesor máximo del ala (tf) No hay limitación.

Relaciones de esbeltez ala (b/tfc).

$$\lambda := \frac{bfc}{tfc} = 14.706 \qquad \lambda_p := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/twc).

$$\lambda := \frac{Tc}{twc} = 19.565 \qquad \lambda_p := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Paso 1.- Diseño de la placa final y perno (American & Standard, 2016).

Z_e = Modulo plástico de la sección. $Z_e := Z_x = 483.997 \text{ cm}^3$

R_y = Relación de esfuerzos de fluencia esperado. $R_y = 1.3$

C_{pr} = Factor para estimar la fuerza máxima de la conexión. $C_{pr} = 1.2$

Momento probable máximo.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 19110.303 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la fuerza de corte en la viga.

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

La carga gravitacional (W) que actuara sobre la viga está en función de la siguiente combinación $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$, el factor f_1 para la carga viva está en un rango de (0.5 a 0.7), pero no debe ser menor a 0.5.

La carga de nieve S, se ha tomado igual a cero, debido a que en nuestro país la temporada de nieve es muy rara.

Carga muerta.

$$D = 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva.

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación elegida

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 906.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ancho colaborante

$$B = 5.2 \text{ m}$$

Distancia a la rótula plástica (sh).

d = Peralte de la viga

$$d = 0.27 \text{ m}$$

$$sh1 := \frac{d}{2} = 0.135 \text{ m}$$

bbf = Ancho del ala de la viga.

$$bbf := bf = 0.135 \text{ m}$$

Distancia vertical desde el interior del ala en tensión hasta la fila de pernos interior más cercano.

$$pfi := 38 \text{ mm}$$

Distancia vertical desde el interior del ala en tensión hasta la fila de pernos exterior más cercano.

$$pfo := 38 \text{ mm}$$

Ancho de la placa final.

$$bp := g + 2 \cdot Leh = 162 \text{ mm}$$

$$\text{if}(bp \geq bbf, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 3.- Determinación del diámetro de perno requerido (American & Standard, 2016).

Grupo de pernos.	A325
Característica	Rosca excluida del plano de corte.
Esfuerzo nominal en corte del perno.	$Fnt := 6320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ AISC 360 J3.2

Distancias para la conexión de cuatro pernos (4E)

Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno.

$$h1 := d - 1.5 \cdot tbf - pfi = 0.217 \text{ m}$$

Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila de pernos exterior.

$$ho := db - \frac{tbf}{2} + pfo = 0.303 \text{ m}$$

Factor de reducción de resistencia para el estado limite no dúctil. $\phi n := 0.9$

Diámetro del perno requerido.

$$dreq := \sqrt{\frac{2 \cdot Mf}{\pi \cdot \phi n \cdot Fnt \cdot (ho + h1)}} = 0.851 \text{ in}$$

Paso 4.- Seleccionar el diámetro del perno, no menor al requerido (American & Standard, 2016).

$$dper := 1 \text{ in}$$

Paso 5.- Determinar el espesor requerido de la placa final (American & Standard, 2016).

$$\text{Parámetro. } s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{bp \cdot g} = 0.064 \text{ m}$$

$$s := \text{if}(pfi > s, pfi, s) = 0.064 \text{ m}$$

Parámetro del mecanismo de la línea de rendimiento de la placa final.

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (p_{fi} + s)) \right) = 1.775 \text{ m}$$

Esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material de la placa final.

$$F_{yp} := F_y = 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_d := 1$$

Espesor requerido de la placa final.

$$t_{req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 23.142 \text{ mm}$$

Paso 6.- Seleccionar un grosor de la placa final, t_p , que no sea menor al requerido (American & Standard, 2016).

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

Paso 7.- Calculo de la fuerza en el ala de la viga factor izada (American & Standard, 2016).

$$F_{fu} := \frac{M_f}{d - t_{bf}} = 83423.734 \text{ kg}$$

Paso 8.- Verificación del rendimiento de corte de la porción de placa extendida sin refuerzo de cuatro pernos (4E) (American & Standard, 2016).

$$R_n := 0.6 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p = 61504.515 \text{ kg}$$

$$\phi_d \cdot R_n = 61504.515 \text{ kg}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 41711.867 \text{ kg}$$

$$\text{if} \left(\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_n, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"} \right) = \text{"ok"}$$

Nota: Si no cumple, aumente el grosor de la placa final o aumente la tensión de rendimiento del material de la placa final,

Paso 9.- Verificación de la ruptura de corte en la placa de extremo extendida sin refuerzo de cuatro pernos (American & Standard, 2016).

F_{up} = Tensión de tracción mínima especificada de la placa final.

$$F_{up} := F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

An = Área neta de la placa final.

$$An := tp \cdot \left(bp - 2 \cdot \left(dper + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 4.063 \text{ in}^2$$

Factor de reducción de resistencia para el estado limite no dúctil. $\phi n := 0.9$

$$Rn := 0.6 \cdot Fup \cdot An = 64168.2 \text{ kg}$$

$$\phi n \cdot Rn = 57751.38 \text{ kg}$$

$$\frac{Ffu}{2} = 41711.867 \text{ kg}$$

$$\text{if} \left(\frac{Ffu}{2} \leq \phi n \cdot Rn, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"} \right) = \text{"ok"}$$

Nota: Si no cumple, aumente el grosor de la placa final o aumente la tensión de rendimiento del material de la placa final,

Paso 11.- Resistencia a la ruptura por corte del perno de la conexión, proporcionada por los pernos ubicados en el ala a compresión (American & Standard, 2016).

Ab = Área bruta nominal del tornillo. $Ab := \frac{\pi \cdot dper^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$

Fnv = Esfuerzo nominal en corte del perno. AISC 360 J3.2

$$Fnv := Fnt = 6320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

nb = Numero de tornillos en el ala a compresión. $nb := 4$

$$Rn := nb \cdot Fnv \cdot Ab = 128095.651 \text{ kg}$$

$$\phi n \cdot Rn = 115286.086 \text{ kg}$$

$$\text{if} (\phi n \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 12.- Comprobación de la falla de los cojinetes / desgarros de la placa de extremo y el ala de la columna (American & Standard, 2016).

Fu = Resistencia a la tracción mínima especificada del material del ala de la placa final o de la columna.

$$Fu = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

de = Distancia (Primer caso) $de \leq s$

$$de := s$$

Lc = Distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del orificio y el borde del orificio o borde adyacente del material.

Para pernos interiores. $Lci := pfo + pfi - \left(dper + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 4.743 \text{ cm}$

Para pernos exteriores. $Lco := de - \left(0.5 \cdot dper + \frac{1}{8} in\right) = 4.84 \text{ cm}$

ni = Numero de pernos interiores, 2 para conexiones 4E. $ni := 2$

no = Numero de pernos exteriores, 2 para conexiones 4E. $no := 2$

Grosor de la placa final o ala de la columna. $t = 0.012 \text{ m}$

Para cada tornillo interno.

$$2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu = 29846.016 \text{ kg}$$

$$rni1 := 1.2 \cdot Lci \cdot t \cdot Fu = 27863.136 \text{ kg}$$

$$rni := \text{if}(rni1 \leq 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu, rni1, 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu) = 27863.136 \text{ kg}$$

Para cada tornillo externo.

$$rno1 := 1.2 \cdot Lco \cdot t \cdot Fu = 28434.708 \text{ kg}$$

$$rno := \text{if}(rno1 \leq 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu, rno1, 2.4 \cdot dper \cdot t \cdot Fu) = 28434.708 \text{ kg}$$

Resistencia nominal

$$Rn := ni \cdot rni + no \cdot rno = 112595.689 \text{ kg}$$

$$\phi n \cdot Rn = (1.013 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\text{if}(\phi n \cdot Rn \geq Vu, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 13.- Diseño de la soldadura del ala y alma de la viga a la placa (American & Standard, 2016).

- 1.- No se debe usar orificios de acceso de soldadura.
- 2.- La junta del ala de la viga a la placa se debe realizar utilizando una soldadura de ranura CJP, sin respaldo.
- 3.- La cara interior del ala debe tener una soldadura de filete de 5/16 pulgada (8mm).

Diseño de la conexión con la columna.

Paso 1.- Comprobación del ala de la columna para el rendimiento a flexión (American & Standard, 2016).

Fyc = Esfuerzo de rendimiento mínimo especificado del material del ala de la columna.

$$Fyc := Fy = 2531.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

c = Distancia centro a centro entre pernos interiores y exteriores.

$$c := pfi + pfo + tbf = 8.62 \text{ cm}$$

bcf = Ancho del ala de la columna. $bcf := bfc = 0.3 \text{ m}$

Parámetro:

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{bcf \cdot g} = 0.087 \text{ m}$$

Yc = Parámetro del rendimiento del ala de la columna sin refuerzo.

$$Yc := \frac{bcf}{2} \cdot \left(h1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + ho \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + ho \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2} = 2.309 \text{ m}$$

Factor de reducción de resistencia. $\phi d := 1$

tcf = Espesor del ala de la columna.

$$tcf := \sqrt{\frac{1.11 \cdot Mf}{\phi d \cdot Fyc \cdot Yc}} = 2.029 \text{ cm}$$

tfc = Espesor del ala de la columna.

$$tfc = 1.02 \text{ cm}$$

if(tfc ≥ tcf, “no placas continuidad”, “placas continuidad”) = “placas continuidad”

Paso 2.- En caso de necesitar placas de continuidad para el rendimiento en flexión del ala de la columna, determine la fuerza del refuerzo requerido (American & Standard, 2016).

Mcf = Resistencia de diseño a la flexión del ala de la columna.

$$Mcf := Fyc \cdot Yc \cdot tfc^2 = 6079.641 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi d \cdot Mcf = 6079.641 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Rn = Fuerza de diseño del ala de la columna equivalente.

$$\phi d Rn := \frac{\phi d \cdot Mcf}{d - tbf} = 23401.237 \text{ kg}$$

Paso 3.- Calculo de la resistencia a fluencia de la columna sin Rigidizador. resistencia requerida (American & Standard, 2016).

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.

$$Ct := 0.5$$

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

$$Kc := 150 \text{ mm}$$

tcw = Espesor del alma de la columna. $tcw := twc = 1.15 \text{ cm}$

tp = Espesor de la placa extrema. $tp = 0.025 \text{ m}$

tbf = Espesor del ala de la viga. $tbf := tf = 1.02 \text{ cm}$

$$Rn := Ct \cdot (6 \cdot Kc + tbf + 2 \cdot tp) \cdot Fyc \cdot tcw = 139743.067 \text{ kg}$$

$$\phi d \cdot Rn = 139743.067 \text{ kg}$$

Ffu = Fuerza del ala de la viga factor izada. $Ffu = 83423.734 \text{ kg}$

$$\text{if}(Ffu \leq \phi d \cdot Rn, \text{"ok"}, \text{"placa de continuidad"}) = \text{"ok"}$$

Paso 4.- Verifique la resistencia de pandeo de la columna sin refuerzo en el ala a compresión de la viga (American & Standard, 2016).

dc = Peralte de la columna $dc = 0.32 \text{ m}$

sh = Distancia al centro de la rótula plástica. $sh = 0.135 \text{ m}$

h = Distancia libre entre las alas menos el filete. $h := Tc = 0.225 \text{ m}$

tew = Espesor del alma. $tcw := twc = 1.15 \text{ cm}$

Parámetro:

$$\frac{dc}{2} = 0.16 \text{ m}$$

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

$$Rna := \frac{24 \cdot tcw^3 \cdot \sqrt{E \cdot Fyc}}{h} = 118272.085 \text{ kg}$$

b). - Cuando Ffu se aplica a una distancia menor a dc/2, desde el final de la columna.

$$Rnb := \frac{12 \cdot tcw^3 \cdot \sqrt{E \cdot Fyc}}{h} = 59136.043 \text{ kg}$$

$$Rn := \text{if}\left(sh \leq \frac{dc}{2}, Rnb, Rna\right) = 59136.043 \text{ kg}$$

Factor de reducción de resistencia. $\phi := 0.75$

$$\phi \cdot Rn = 44352.032 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if}(\phi \cdot Rn \geq Ffu, \text{"ok"}, \text{"placas continuidad"}) \right\| = \text{"placas continuidad"}$$

Paso 5.- Verificación de la resistencia del alma de la columna sin refuerzo (American & Standard, 2016).

$$tcf = \text{Espesor del ala de la columna.} \quad tcf := tfc = 0.01 \text{ m}$$

$$bf = \text{Ancho del ala de la columna.} \quad bf := bfc = 0.3 \text{ m}$$

$$w = \text{Tamaño de la soldadura de} \quad w := 8 \text{ mm}$$

$$tp = \text{Espesor de la placa final.} \quad tp = 0.025 \text{ m}$$

$$N := bf + 2 \cdot w + 2 \cdot tp = 0.366 \text{ m}$$

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

$$Rna := 0.8 \cdot tcw^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{dc} \right) \cdot \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Fy \cdot tcf}{tcw}}$$

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

i). - Para $N/dc \leq 0.2$

$$Rnb1 := 0.4 \cdot tcw^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{dc} \right) \cdot \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Fy \cdot tcf}{tcw}}$$

ii). - Para $N/dc > 0.2$

$$Rnb2 := 0.4 \cdot tcw^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{4 \cdot N}{dc} - 0.2 \right) \cdot \left(\frac{tcw}{tcf} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Fy \cdot tcf}{tcw}} = (2.266 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$Rn := \left\| \text{if} \left(sh \geq \frac{dc}{2}, Rna, \text{if} \left(\frac{N}{dc} \leq 0.2, Rnb1, Rnb2 \right) \right) \right\| = 226557.188 \text{ kg}$$

$$\text{Factor de reducción de resistencia.} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi \cdot Rn = 169917.891 \text{ kg}$$

$$\left\| \text{if} (\phi \cdot Rn \geq Ffu, \text{"ok"}, \text{"placas de continuidad"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Paso 6.- Si se requieren placas de refuerzo para cualquiera de los estados límites de la columna (American & Standard, 2016).

El valor de la resistencia de diseño mínimo será, Paso 2 (flexión del ala de la columna), Paso 3 (rendimiento del ala de la columna), Paso 4 (pandeo del alma de la columna) y Paso 5 (resistencia del alma de la columna sin refuerzo).

$$\text{Paso 2.-} \quad \phi Rn2 := 94524.895 \text{ kg}$$

$$\text{Paso 3.-} \quad \phi Rn3 := 139743.067 \text{ kg}$$

Paso 4.- $\phi Rn4 := 44352.032 \text{ kg}$

Paso 5.- $\phi Rn5 := 109609.645 \text{ kg}$

$$\phi Rn := \min(\phi Rn2, \phi Rn3, \phi Rn4, \phi Rn5) = 44352.032 \text{ kg}$$

Ffu = Fuerza del ala de la viga factor izada. $Ffu = 83423.734 \text{ kg}$

Fsu = Fuerza requerida.

$$Fsu := Ffu - \phi Rn = 39071.702 \text{ kg}$$

Paso 7.- Verificación del requerimiento de placas de continuidad (American & Standard, 2016).

Las conexiones resistentes a momento, en la zona del panel deben ser provistas de placas de continuidad que atraviesen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de la columna sea menor a una de las siguientes expresiones.

tcf = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.

bf = Ancho del ala de la viga $bf = 0.3 \text{ m}$

tfc = Espesor del ala de la viga $tfc := tf = 1.02 \text{ cm}$

Ryb = Relación de esfuerzo de fluencia. $Ryb = 1.3$

Fyb = Esfuerzo de fluencia de la viga. $Fyb = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Fyc = Esfuerzo de fluencia de la columna. $Fyc = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$tcf1 := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot bf \cdot tfc \cdot \frac{Fyb \cdot Ryb}{Fyc \cdot Ryb}} = 2.969 \text{ cm}$$

$$tcf2 := \frac{bf}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$\| \text{if}(tf < \min(tcf1, tcf2), \text{"placa continuidad"}, \text{"no necesita"}) \| = \text{"placa continuidad"}$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

$$e := \frac{tf}{2} = 0.51 \text{ cm}$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga.

$$e := tf = 1.02 \text{ cm}$$

Espesor de la zona del panel.

dz = Ancho de la zona del panel entre placas de continuidad.

$$dz := d - 2 \cdot tf = 0.25 \text{ m}$$

Wz = Alto de la zona del panel entre alas de la columna.

$$Wz := dc - 2 \cdot tfc = 0.3 \text{ m}$$

$$t := \frac{dz + Wz}{90} = 6.102 \text{ mm}$$

Comprobación de la relación viga columna.

1.- La zona del panel deberán cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

2.- Las relaciones de momento viga columna se limitará de la siguiente manera.

a). - Para los sistemas SMF, el valor de ΣM^*_{pb} se tomará igual a la $\Sigma (M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al procedimiento anterior y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta la línea central de la columna.

Se permite calcular como $V_h \cdot (dc/2)$, donde V_h es el cortante en la rótula plástica, y dc es la profundidad de la columna.

V_h = Cortante en la rótula plástica. $V_h := VBUEP = 18986.544 \text{ kg}$

M_{uv} = Momento en el eje de la columna.

$$M_{uv} := V_h \cdot \left(sh + \frac{dc}{2} \right) = 5601.031 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

M_{pr} = Momento probable resistente. $M_{pr} = 19110.303 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Sumatoria de momentos en la viga.

$$\Sigma M_{pb} := (M_{pr} + M_{uv}) \cdot 2 = 49422.666 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Z_{xc} = Modulo seccional plástico de la columna. $Z_{xc} = 2149.239 \text{ cm}^3$

P_{uc} = Carga axil ultima.

$$P_{uc1} := Pr = 73647.5 \text{ kg} \quad P_{uc2} := 51894.8 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right) = 44566.875 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right) = 47470.71 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc} := \Sigma M_{pc1} + \Sigma M_{pc2} = 92037.585 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Relación viga columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} \geq 1$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 1.862$$

Anexo 10.- Diseño de la conexión (WUF-W).

Diseño de la conexión Ala Soldada sin Refuerzo Alma Soldada (WUF-W).

Limitaciones en vigas.

Altura de la sección (Hs). $d = 27 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(d < 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso de la sección (Ps).

$$\gamma = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad Ag = 45.95 \text{ cm}^2$$
$$Peso = 36.071 \text{ kg}$$

$$\text{if}(Peso \leq 224 \text{ kg}, \text{"ok"}, \text{"no"}) = \text{"ok"}$$

Espesor en las alas (tf). $tf = 1.02 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}(tf \leq 235 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Relación luz libre / Peralte.

Luz libre $Le = 4.5 \text{ m}$

Peralte de la viga $dc = 32 \text{ cm}$

$$\left\| \text{if}\left(\frac{Le}{dc} \geq 7, \text{"SMF"}, \text{"IMF"}\right) \right\| = \text{"SMF"}$$

Relaciones de esbeltez ala (b/tf).

$$\lambda := \frac{bf}{tf} = 14.706 \quad \lambda_p := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.641$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"no compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/tw).

$$\lambda := \frac{T}{tw} = 33.273 \quad \lambda_p := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.571$$

$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Limitaciones en columnas.

Altura de la sección (dc). $dc = 0.32 \text{ m}$

$$\left\| \text{if}(dc \leq 920 \text{ mm}, \text{"ok"}, \text{"no"}) \right\| = \text{"ok"}$$

Peso máximo. No hay limitación.

Espesor máximo del ala (tf) No hay limitación.

Relaciones de esbeltez ala (b/tfc).

$$\lambda := \frac{bfc}{2} = 14.706 \qquad \lambda_p := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.13$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Relaciones de esbeltez alma (b/twc).

$$\lambda := \frac{T_c}{twc} = 19.565 \qquad \lambda_p := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$
$$\left\| \text{if}(\lambda \leq \lambda_p, \text{"compacta"}, \text{"no compacta"}) \right\| = \text{"compacta"}$$

Paso 1.- Calculo del momento probable (American & Standard, 2016).

Modulo plástico de la sección. $Z_e := Z_x = 483.997 \text{ cm}^3$

Relación de esfuerzos de fluencia esperado mínimo. $R_y = 1.3$

Factor para estimar la fuerza máxima de la conexión.

$$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.306$$

$$C_{pr} := 1.4$$

Momento probable máximo.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 22295.353 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paso 2.- Ubicación de la rótula plástica. $sh := 0 \text{ m}$

Paso 3.- Calculo de la fuerza cortante (American & Standard, 2016).

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

La carga gravitacional (W) que actuara sobre la viga está en función de la siguiente combinación $1.2 \cdot D + f_1 \cdot L + 0.2 \cdot S$, el factor f_1 para la carga viva está en un rango de (0.5 a 0.7), pero no debe ser menor a 0.5.

La carga de nieve S, se ha tomado igual a cero, debido a que en nuestro país la temporada de nieve es muy rara.

Carga Muerta

Carga viva.

$$D = 488.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación usada.

$$W_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 906.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Longitud libre entre rotulas plásticas.

$$L_e = \text{Longitud de eje a eje.} \quad L_e = 4.5 \text{ m}$$

$$L_h := L_e - d_c - 2 \cdot s_h = 4.18 \text{ m}$$

Área colaborante.

$$B = \text{Ancho colaborante.} \quad B = 5.2 \text{ m}$$

$$A := B \cdot L_h = 21.736 \text{ m}^2$$

Carga distribuida.

$$W := \frac{A \cdot W_u}{L_h} = 4711.741 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza cortante en la rótula plástica.

$$V_{WUF} := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + \frac{W \cdot L_h}{2} = 20515.171 \text{ kg}$$

Paso 4.- Comprobar las limitaciones para la relación viga columna (American & Standard,

1.- La zona del panel deberán cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

2.- Las relaciones de momento viga columna se limitará de la siguiente manera.

a). - Para los sistemas SMF, el valor de ΣM^*_{pb} se tomará igual a la $\Sigma (M_{pr} + M_{uv})$, donde M_{pr} se calcula de acuerdo al procedimiento anterior y M_{uv} es el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la rótula plástica hasta la línea central de la columna.

Se permite calcular como $V_h \cdot (d_c/2)$, donde V_h es el cortante en la rótula plástica, y d_c es la profundidad de la columna.

$$V_h = \text{Cortante en la rótula plástica.} \quad V_h := V_{WUF} = 20515.171 \text{ kg}$$

M_{uv} = Momento en el eje de la columna.

$$M_{uv} := V_h \cdot \left(s_h + \frac{d_c}{2} \right) = 3282.427 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

M_{pr} = Momento probable resistente.

$$M_{pr} = 22295.353 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos probables en las vigas.

$$\Sigma M_{pb} := (M_{pr} + M_{uv}) \cdot 2 = 51155.561 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Z_{xc} = Modulo seccional plástico de la columna. $Z_{xc} = 2149.239 \text{ cm}^3$

P_{uc} = Carga axil ultima.

$$P_{uc1} := P_r = 73647.5 \text{ kg} \quad P_{uc2} = 51894.8 \text{ kg}$$

A_{gc} = Área bruta de la sección (columna). $A_{gc} = 161 \text{ cm}^2$

$$\Sigma M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right) = (4.457 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right) = (4.747 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_{pc} := \Sigma M_{pc1} + \Sigma M_{pc2} = (9.204 \cdot 10^4) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Relación viga columna.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} \geq 1$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 1.799$$

Paso 5.- Verificación de la resistencia a corte (American & Standard, 2016).

V_u = Cortante ultimo $V_u := V_{WUF} = 20515.171 \text{ kg}$

A_w = Área del alma de la viga. $A_w := T \cdot t_w = 14.494 \text{ cm}^2$

C_v = Coeficiente de corte en el alma.

h = Altura libre comprendido entre las alas de la sección. $h := T = 0.22 \text{ m}$

a). - Para alamas de miembros laminados de sección H con:

$$\frac{h}{t_w} = 33.273 \quad \text{menor igual} \quad 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.522$$

$$C_v := \text{if} \left(\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 1, \text{"revisar"} \right) = 1$$

Resistencia nominal.

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 22010.416 \text{ kg}$$

Factor de reducción de resistencia. $\phi := 1$

$$\phi \cdot V_n = 22010.416 \text{ kg}$$

$$\text{if}(\phi \cdot V_n \geq V_u, \text{"ok"}, \text{"insuficiente"}) = \text{"ok"}$$

Paso 6.- Verificar los requisitos de las placas de continuidad (American & Standard, 2016).

Las conexiones resistentes a momento, en la zona del panel deben ser provistas de placas de continuidad que atraviesen el alma de la columna, cuando el espesor del ala de la columna sea menor a una de las siguientes expresiones.

t_{cf} = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.

b_f = Ancho del ala de la viga $b_f = 0.3 \text{ m}$

t_{fc} = Espesor del ala de la viga $t_{fc} = 1.02 \text{ cm}$

R_{yb} = Relación de esfuerzo de fluencia. $R_{yb} = 1.3$

F_{yb} = Esfuerzo de fluencia de la viga. $F_{yb} = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia de la columna. $F_{yc} = (2.531 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$t_{cf1} := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_f \cdot t_{fc} \cdot \frac{F_{yb} \cdot R_{yb}}{F_{yc} \cdot R_{yc}}} = 2.969 \text{ cm}$$

$$t_{cf2} := \frac{b_f}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{if}(t_f < \min(t_{cf1}, t_{cf2}), \text{"placas continuidad"}, \text{"no necesita"}) = \text{"placas continuidad"}$$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

$$e := \frac{t_f}{2} = 0.005 \text{ m}$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga.

$$e := t_f = 0.01 \text{ m}$$

Espesor del panel nodal.

d_z = Ancho de la zona del panel entre placas de continuidad.

$$d_z := d - 2 \cdot t_{fc} = 0.25 \text{ m}$$

W_z = Alto de la zona del panel entre alas de la columna.

$$W_z := dc - 2 \cdot t_{fc} = 0.3 \text{ m}$$

$$t := \frac{dz + W_z}{90} = 0.61 \text{ cm}$$

Anexo 11.- Resultado del software Ram Connection – conexión RBS

Resultados.



Current Date: 18/12/2019 10:39

Units system: Metric

File name: C:\Users\MARCITECH\Documents\ING CIVL SEMESTRES CURZADOS\TESIS\RAM CONNECTION\CONEXIONES PRECALIFICADAS\RBS\RBS.cnx\

Steel connections

Results

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

Viga Descripción [Ton]	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

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 29.7 [cm]

Current Date: 18/12/2019 11:37

Units system: Metric

File name: C:\Users\MARCITECH\Documents\ING CIVL SEMESTRES CURZADOS\TESIS\RAM CONECTION\CONEXIONES PRECALIFICADAS\RBS\RBS.cnx\

Steel connections

Results

Connection name : SP BCF
Connection ID : 2V

Family: Viga - Ala de columna (BCF)
 Type: Single plate
 Description: RBS
 Código de diseño: AISC 360-10 LRFD

SOLICITACIONES

Descripción	Viga		Columna			Tipo de carga
	Ru [Ton]	Pu [Ton]	Pu [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 <u>Soporte</u>	[Ton]	27.06	6.04	DL	0.22		Eq. J4-3
Rotura en las soldaduras	[Ton/m]	501.57	24.63	DL	0.05		p. 9-5
Relación de resistencia crítica global		0.43					

Anexo 12.- Resultado del software Ram Connection - conexión BUEEP



Current Date: 18/12/2019 11:57

Units system: Metric

File name: C:\Users\MARCITECH\Documents\ING CIVL SEMESTRES CURZADOS\TESIS\RAM CONNECTION\CONEXIONES PRECALIFICADAS\BUEP\BUEP.cnx

Steel connections

Results

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
<u>Placa de extremo extendida</u>						
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
<u>Viga</u>						
Alma	[1/16in]	5	3	--	✓	table J2.4
<u>Soporte</u>						
Distancia horizontal al borde	[cm]	9.90	3.17	15.24	✓	Sec. J3.5

<u>Rigidizadores transversales</u>						
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
<u>Rigidizadores paralelos al alma</u>						
Espesor recomendado por biselado y soldadura	[cm]	1.00	0.32	--	✓	Sec. G2.1
REQUERIMIENTOS DE LAS PRE-CALIFICACIONES SISMICAS (ANSI/AISC 358-10)						
<u>Viga</u>						
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	✗	
<u>Soporte</u>						
Canto de columna	[cm]	32.00	--	108.20	✓	AISC 358-10
Sect 6.5.2						
<u>Placa de extremo extendida</u>						
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/COLUMNA

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 0.97

Anexo 13.- Resultado del software Ram Connection - conexión WUF-W



Current Date: 18/12/2019 13:57

Units system: Metric

File name: C:\Users\MARCI\Documents\ING CIVL SEMESTRES CURZADOS\ITESIS\RAM CONNECTION\CONEXIONES PRECALIFICADAS\WUF-W\WUF-W.cnx\

Steel connections

Results

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

Zona de protección a partir de la cara de la columna = 0 [cm]
Relación de resistencia crítica global **0.90**

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Pandeo a compresión del alma	[Ton]	3488.31	22.86	DL	0.01	Eq. J10-8
Corte de panel en el alma	[Ton]	174.41	156.75	DL	0.90	Sec. J10-6, Eq. J10-11
<u>Soporte - lado izquierdo</u>						
Flexión local de alas superior	[Ton]	113.98	24.51	DL	0.22	Eq. J10-1
Fluencia local del alma	[Ton]	282.73	24.51	DL	0.09	Eq. J10-2
<u>Soporte - lado derecho</u>						
Flexión local de alas superior	[Ton]	113.98	22.86	DL	0.20	Eq. J10-1
Fluencia local del alma	[Ton]	282.73	22.86	DL	0.08	Eq. J10-2
<u>Rigidizadores transversales - superior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	60.16	0.00	DL	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	48.88	0.00	DL	0.00	Sec. J4.4
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	85.08	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	37.24	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
<u>Rigidizadores transversales - inferior</u>						
Fluencia por fuerza axial	[Ton]	60.16	0.00	DL	0.00	Eq. J4-1
Compresión	[Ton]	48.88	0.00	DL	0.00	Sec. J4.4
Resistencia de la soldadura al ala	[Ton]	85.08	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
Resistencia de la soldadura al alma	[Ton]	37.24	0.00	DL	0.00	Eq. J2-4
<u>Cargas sísmicas</u>						
Mpr: Momento probable pico en articulación plástica	[Ton*m]	22.05				AISC 358-05 Eq. 2
Mc: Momento probable máximo en eje de columna	[Ton*m]	22.05				AISC 358-05 Eq. 2
Vp: Fuerza de corte en articulación plástica	[Ton]	10.55				AISC 358-05 Eq. 2
Mf: Momento probable máximo en la cara de la colu...	[Ton*m]	20.36				AISC 358-05 Eq. 2

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

Anexo 14.- Costos de la conexión RBS.

Tabla 33: Rubros, cantidades, rendimiento y duración, para la edificación con la conexión RBS.

Código	Rubro	Unidad	Cantidad	Rendimiento		Duración	Duración días	Duración días real
				u/jor.	h/u	horas		
1	Excavación a máquina en plintos	m3	55.728	100	0.0800	4.46	0.56	1
2	Relleno compactado de suelo natural	m3	23.205	10	0.8000	18.56	2.32	3
3	Desalojo de material	m3	32.524	150	0.0533	1.73	0.22	1
4	Replanto fc=180kg/cm2	m3	2.322	12	0.6667	1.55	0.19	1
5	Hormigón en zapatas fc=210kg/cm2	m3	11.610	9	0.8889	10.32	1.29	2
6	Acero en zapatas fy=4200kg/cm2	kg	415.764	380	0.0211	8.75	1.09	2
7	Hormigón en cadenas fc=210kg/cm2	m3	6.433	9	0.8889	5.72	0.71	1
8	Acero en cadenas fy=4200kg/cm2	kg	538.442	380	0.0211	11.34	1.42	2
9	Encofrado y desencofrado en cadenas	m2	91.900	24	0.3333	30.63	3.83	4
10	Hormigón para cuello de columnas fc=210kg/cm2	m3	3.825	8	1.0000	3.83	0.48	1
11	Acero en cuello de columnas fy=4200kg/cm2	kg	262.630	380	0.0211	5.53	0.69	1
12	Encofrado y desencofrado en cuello de columnas	m2	18.700	16	0.5000	9.35	1.17	2
13	Hormigón para contra piso fc=210kg/cm2	m3	20.030	12	0.6667	13.35	1.67	2
14	Malla electro soldada sobre losa deck d=5mm y aberturas de 10x10 cm	m2	616.137	280	0.0286	17.60	2.20	3
15	Suministro, fabricación y montaje estructura metálica (conex. RBS)	kg	44991.720	1250	0.0064	287.95	35.99	36
16	hormigón sobre losa deck fc=210kg/cm2	m3	42.820	10	0.8000	34.26	4.28	5
17	Lamina deck metálica e=0.65mm	m2	616.137	250	0.0320	19.72	2.46	3

Anexo 15.- Costos de la conexión BUEP-4E

Tabla 34: Rubros, cantidades, rendimiento y duración para la edificación con la conexión BUEP-4E.

Código	rubro	unidad	cantidad	rendimiento		duración	duración	duración
				u/jor.	h/u	horas	días	días real
1	Excavación a máquina en plintos	m3	55.728	100	0.0800	4.46	0.56	1
2	Relleno compactado de suelo natural	m3	23.205	10	0.8000	18.56	2.32	3
3	Desalojo de material	m3	32.524	150	0.0533	1.73	0.22	1
4	Replanto fc=180kg/cm2	m3	2.322	12	0.6667	1.55	0.19	1
5	hormigón en zapatas fc=210kg/cm2	m3	11.610	9	0.8889	10.32	1.29	2
6	Acero en zapatas fy=4200kg/cm2	kg	415.764	380	0.0211	8.75	1.09	2
7	hormigón en cadenas fc=210kg/cm2	m3	6.433	9	0.8889	5.72	0.71	1
8	Acero en cadenas fy=4200kg/cm2	kg	538.442	380	0.0211	11.34	1.42	2
9	Encofrado y desencofrado en cadenas	ml	91.900	24	0.3333	30.63	3.83	4
10	hormigón para cuello de columnas fc=210kg/cm2	m3	3.825	8	1.0000	3.83	0.48	1
11	Acero en cuello de columnas fy=4200kg/cm2	kg	262.630	380	0.0211	5.53	0.69	1
12	Encofrado y desencofrado en cuello de columnas	ml	18.700	16	0.5000	9.35	1.17	2
13	hormigón para contra piso fc=210kg/cm2	m3	20.030	12	0.6667	13.35	1.67	2
14	Malla electro soldada sobre losa deck d=5mm y aberturas de 10x10 cm	m2	616.137	280	0.0286	17.60	2.20	3
15	Suministro, fabricación y montaje estructura metálica (conex. BUEP-4E)	kg	46160.790	1200	0.0067	307.74	38.47	39
16	hormigón sobre losa deck fc=210kg/cm2	m3	42.820	10	0.8000	34.26	4.28	5
17	Lamina deck metálica e=0.65mm	m2	616.137	250	0.0320	19.72	2.46	3

Fuente: Autor.

Anexo 16.- Costos de la conexión WUF-W.

Tabla 35: Rubros, cantidades, rendimiento y duración para la edificación con la conexión WUF-W.

Código	Rubro	Unidad	Cantidad	Rendimiento		Duración	Duración	Duración
				u/jor.	h/u	horas	días	días real
1	Excavación a máquina en plintos	m3	55.728	100	0.0800	4.46	0.56	1
2	Relleno compactado de suelo natural	m3	23.205	10	0.8000	18.56	2.32	3
3	Desalojo de material	m3	32.524	150	0.0533	1.73	0.22	1
4	Replanteo fc=180kg/cm2	m3	2.322	12	0.6667	1.55	0.19	1
5	Hormigón en zapatas fc=210kg/cm2	m3	11.610	9	0.8889	10.32	1.29	2
6	Acero en zapatas fy=4200kg/cm2	kg	415.764	380	0.0211	8.75	1.09	2
7	Hormigón en cadenas fc=210kg/cm2	m3	6.433	9	0.8889	5.72	0.71	1
8	Acero en cadenas fy=4200kg/cm2	kg	538.442	380	0.0211	11.34	1.42	2
9	Encofrado y desencofrado en cadenas	ml	91.900	24	0.3333	30.63	3.83	4
10	Hormigón para cuello de columnas fc=210kg/cm2	m3	3.825	8	1.0000	3.83	0.48	1
11	Acero en cuello de columnas fy=4200kg/cm2	kg	262.630	380	0.0211	5.53	0.69	1
12	Encofrado y desencofrado en cuello de columnas	ml	18.700	16	0.5000	9.35	1.17	2
13	Hormigón para contra piso fc=210kg/cm2	m3	20.030	12	0.6667	13.35	1.67	2
14	Malla electro soldada sobre losa deck d=5mm y aberturas de 10x10 cm	m2	616.137	280	0.0286	17.60	2.20	3
15	Suministro, fabricación y montaje estructura metálica (conex. WUF-W)	kg	45160.790	1350	0.0059	267.62	33.45	34
16	Hormigón sobre losa deck fc=210kg/cm2	m3	42.820	10	0.8000	34.26	4.28	5
17	Lamina deck metálica e=0.65mm	m2	616.137	250	0.0320	19.72	2.46	3

Fuente: Autor.

Anexo 17.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión RBS.

Tabla 36: Descripción de rubros, unidades, cantidades y presupuesto referencial de la edificación con la conexión RBS.

TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS						
<u>No.</u>	<u>Rubro / Descripción</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario</u>	<u>Precio global</u>	
1	Excavación a máquina en plintos	m3	55.73	2.42	134.87	
2	Relleno compactado con suelo natural	m3	23.20	12.45	288.84	
3	Desalojo de material	m3	32.52	2.61	84.88	
4	Replanteo fc=180kg/cm2	m3	2.32	84.21	195.37	
5	Hormigón en zapatas fc=210kg/cm2	m3	11.61	101.39	1,177.14	
6	Acero en zapatas fy=4200kg/cm2	kg	415.76	1.19	494.75	
7	Hormigón en cadenas fc=210kg/cm2	m3	6.43	101.39	651.94	
8	Acero en cadenas fy=4200kg/cm2	kg	538.44	1.19	640.74	
9	Encofrado y desencofrado en cadenas	ml	91.90	14.20	1,304.98	
10	Hormigón para cuello de columnas fc=210kg/cm2	m3	3.83	104.21	399.12	
11	Acero en cuello de columnas fy=4200kg/cm2	kg	262.63	1.19	312.53	
12	Encofrado y desencofrado en cuello de columnas	ml	18.70	43.20	807.84	
13	Hormigón para contra piso fc=210kg/cm2	m3	20.03	110.91	2,221.53	
14	Malla electro soldada d=5mm y aberturas de 10x10cm	m2	616.13	3.64	2,242.71	
15	Suministro, fabricación y montaje estruc. Metálica (conex. RBS)	kg	44,991.72	1.99	89,533.52	
16	Hormigón sobre losa deck fc=210kg/cm2	m3	42.82	108.68	4,653.68	
17	Lamina deck metálica e=65mm (kubilosa) con conectores a corte 12mm	m2	616.13	9.02	5,557.49	
TOTAL:					110,701.93	

Fuente: Autor.

Anexo 18.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión BUEP-4E

Tabla 37: Descripción de rubros, unidades, cantidades y presupuesto referencial de la edificación con la conexión BUEP-4E.

TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
<u>No.</u>	<u>Rubro / Descripción</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario</u>	<u>Precio global</u>
1	Excavación a máquina en plintos	m3	55.73	2.42	134.87
2	Relleno compactado con suelo natural	m3	23.20	12.45	288.84
3	Desalojo de material	m3	32.52	2.61	84.88
4	Replanto fc=180kg/cm2	m3	2.32	84.21	195.37
5	Hormigón en zapatas fc=210kg/cm2	m3	11.61	101.39	1,177.14
6	Acero en zapatas fy=4200kg/cm2	kg	415.76	1.19	494.75
7	Hormigón en cadenas fc=210kg/cm2	m3	6.43	101.39	651.94
8	Acero en cadenas fy=4200kg/cm2	kg	538.44	1.19	640.74
9	Encofrado y desencofrado en cadenas	ml	91.90	14.20	1,304.98
10	Hormigón para cuello de columnas fc=210kg/cm2	m3	3.83	104.21	399.12
11	Acero en cuello de columnas fy=4200kg/cm2	kg	262.63	1.19	312.53
12	Encofrado y desencofrado en cuello de columnas	ml	18.70	43.20	807.84
13	Hormigón para contra piso fc=210kg/cm2	m3	20.03	110.91	2,221.53
14	Malla electro soldada d=5mm y aberturas de 10x10cm	m2	616.13	3.64	2,242.71
15	Suministro, fabricación y montaje estruc. Metálica (conex. BUEP-4E)	kg	46,160.79	2.04	94,168.01
16	Hormigón sobre losa deck fc=210kg/cm2	m3	42.82	108.68	4,653.68
17	Lamina deck metálica e=65mm (kubilosa) con conectores a corte 12mm	m2	616.13	9.02	5,557.49
				TOTAL:	115,336.42

Fuente: Autor.

Anexo 19.- Presupuesto referencial de la edificación con la conexión WUF-W.

Tabla 38: Descripción de rubros, unidades, cantidades y presupuesto referencial de la edificación con la conexión WUF-W.

TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS					
<u>No.</u>	<u>Rubro / Descripción</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario</u>	<u>Precio global</u>
1	Excavación a máquina en plintos	m3	55.73	2.42	134.87
2	Relleno compactado con suelo natural	m3	23.20	12.45	288.84
3	Desalojo de material	m3	32.52	2.61	84.88
4	Replanteo fc=180kg/cm2	m3	2.32	84.21	195.37
5	Hormigón en zapatas fc=210kg/cm2	m3	11.61	101.39	1,177.14
6	Acero en zapatas fy=4200kg/cm2	kg	415.76	1.19	494.75
7	Hormigón en cadenas fc=210kg/cm2	m3	6.43	101.39	651.94
8	Acero en cadenas fy=4200kg/cm2	kg	538.44	1.19	640.74
9	Encofrado y desencofrado en cadenas	ml	91.90	14.20	1,304.98
10	Hormigón para cuello de columnas fc=210kg/cm2	m3	3.83	104.21	399.12
11	Acero en cuello de columnas fy=4200kg/cm2	kg	262.63	1.19	312.53
12	Encofrado y desencofrado en cuello de columnas	ml	18.70	43.20	807.84
13	Hormigón para contra piso fc=210kg/cm2	m3	20.03	110.91	2,221.53
14	Malla electro soldada d=5mm y aberturas de 10x10cm	m2	616.13	3.64	2,242.71
15	Suministro, fabricación y montaje estruc. Metálica (conex. WUF-W)	kg	45,160.79	1.97	88,966.76
16	Hormigón sobre losa deck fc=210kg/cm2	m3	42.82	108.68	4,653.68
17	Lámina deck metálica e=65mm (kubilosa) con conectores a corte 12mm	m2	616.13	9.02	5,557.49
				TOTAL:	110,135.17

Fuente: Autor.