

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño Estructural de un Edificio en Acero

Iván David Garrido Garcés

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 7 de diciembre de 2023

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño Estructural de un Edificio en Acero

Iván David Garrido Garcés

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres, Ph.D.

Quito, 7 de diciembre de 2023

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos:	Iván David Garrido Garcés
Código:	212627
Cédula de identidad:	1720131638
Lugar y fecha:	Quito, 7 de diciembre de 2023

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

Este documento es una tesis de grado orientada hacia el diseño estructural de un edificio en acero usando pórticos resistentes a momento, el enfoque de esta tesis es poder comprender cuales son los requisitos y parámetros que debemos cumplir para poder diseñar correctamente un edificio SMF en acero. El edificio que se usó para esta tesis de grado es un multifamiliar de cuatro pisos con dos departamentos, cada uno de dos pisos. Para poder realizar el diseño se partió desde los planos arquitectónicos del edificio, desde ahí se comenzó a elaborar paso a paso como se debe realizar el diseño estructural, comenzando desde el criterio de cargas, la colocación de vigas y columnas tratando de afectar lo menos posible al diseño arquitectónico, el modelado del edificio usando un programa de análisis computacional en este caso ETABS, el diseño detallado de una viga típica del edificio, el diseño detallado de una columna típica del edificio, por último el diseño de una conexión precalificada RBS. El objetivo de realizar este proyecto fue fortalecer y unificar los conocimientos ya aprendidos durante la carrera en las clases de análisis estructural, diseño sismorresistente y estructuras de acero. Además, se aplicó un tema nuevo que no se dicta en la malla de la carrera, sin embargo, es de suma importancia para el buen comportamiento de nuestra estructura, el cual es la conexión precalificada RBS. Esperemos que este documento sea de utilidad a cualquier ingeniero que quiera aprender sobre el correcto diseño de un SMF en acero y una conexión RBS.

Palabras clave:

Pórtico resistente a momento (SMF), conexión de sección reducida de viga (RBS), Resistencia, Momento, Cortante, Axial, DCR

ABSTRACT

This document is a thesis oriented towards the structural design of a steel building using moment resisting frames, the focus of this thesis is to understand what are the requirements and parameters that we must meet to properly design a steel SMF building. The building used for this thesis is a four-story multifamily building with two apartments, each with two floors. In order to perform the design we started from the architectural drawings of the building, from there we began to elaborate step by step how to perform the structural design, starting from the load criteria, the placement of beams and columns trying to affect as little as possible the architectural design, the modeling of the building using a computational analysis program in this case ETABS, the detailed design of a typical beam of the building, the detailed design of a typical column of the building, finally the design of a prequalified RBS connection. The objective of this project was to strengthen and unify the knowledge already learned during the course of structural analysis, seismic-resistant design and steel structures. In addition, we applied a new topic that is not taught in the course curriculum; however, it is of utmost importance for the good behavior of our structure, which is the RBS prequalified connection. Hopefully, this document will be useful to any engineer who wants to learn about the correct design of a steel SMF and an RBS connection.

Keywords:

Moment Resisting Frame (MRF), Reduced Beam Section (RBS) connection, Strength, Moment, Shear, Axial, DCR

TABLA DE CONTENIDO

1. Introducción	10
2. Desarrollo del Tema.....	11
2.1 Visión general	11
2.2 Geometría y cargas del edificio	51
2.2.1 Información Dada	51
2.2.2 Peso de pisos	14
2.3 Cálculo del cortante basal de diseño y combinaciones de carga.....	16
2.3.1 Clasificar el sistema estructural	16
2.3.2 Aceleraciones espectrales de diseño	16
2.3.3 Espectro de respuesta de diseño	16
2.3.4 Irregularidades horizontales.....	17
2.3.5 Irregularidades verticales	17
2.3.6 Procedimiento de fuerza lateral	17
2.3.7 Cortante Basal	17
2.3.8 Combinación de cargas	18
2.4 Distribución de cargas verticales y horizontales	19
2.4.1 Distribución vertical del cortante	19
2.5 Pórtico SMF	21
2.5.1 Diseño SMF	21
2.5.2 Límites de deflexión	21
2.5.3 Coeficiente de estabilidad	21
2.6 Diseño de elementos y conexiones RBS	22
2.6.1 Dimensionamiento de elementos	22
2.6.2 Especificaciones de los materiales y propiedades de resistencia	23
2.6.3 Diseño viga típica	23
2.6.4 Diseño columna típica	29
2.6.5 Limitaciones de la conexión RBS	32
2.6.6 Diseño de conexiones RBS	33
2.7 Detallado de la conexión RBS	50
3. Conclusiones.....	51
4. Referencias bibliográficas	52
5. Anexo A: Detallamiento de conexión RBS	53

ÍNDICE DE TABLAS

2.1 Peso permanente losa.....	14
2.2 Peso propio de la losa	14
2.3 Total carga muerta.....	15
2.4 Total carga viva	15
2.5 Peso típico por piso	15
2.6 Coeficiente de estabilidad dirección X	22
2.7 Coeficiente de estabilidad dirección Y	22
2.8 Momentos y cortantes máximos en la viga	24
2.9 Momentos y cortantes máximos en la columna	29
2.10 Resultado de chequeo por compresión y flexión	31
2.11 Detalle de conexión RBS.....	50

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Piso típico	51
2.2 Elevación eje A.....	13
2.3 Elevación eje 1	51
2.4 Espectro de respuesta de diseño.....	17
2.5 Sismo estático en Y	19
2.6 Sismo estático en X	19
2.7 Sismo dinámico en Y	20
2.8 Sismo dinámico en X	20
2.9 Viga típica del quinto piso entre el eje C y D.....	23
2.10 Viga típica del quinto piso entre el eje C y D	29
2.11 RBS geometría.....	34
2.12 RBS localización rotula plástica	35
2.13 Diagrama de cuerpo libre de la viga ante el momento plástico probable	37
2.14 Diagrama de cuerpo libre entre el centro del RBS a la cara de la columna.....	29
2.15 Fuerzas en la zona del panel.....	44
2.16 Cortante de columna	45
2.17 Demandas viga columna	46
2.18 Diagrama de cuerpo libre para M_{pb}^*	47
2.19 Diagrama de cuerpo libre para M_{pb}	48
2.20 Desarrollo del M_{pc}	49
5.1 Conexión RBS	53
5.2 Conexión RBS.....	54
5.3 Conexión RBS	55
5.4 Conexión RBS	56
5.5 Placa de continuidad.....	57

1. INTRODUCCIÓN

En este documento se va a diseñar un edificio de 4 pisos en estructura de acero, usando pórticos resistentes a momentos (SMF). Para poder realizar este diseño se debió tener en cuenta varios factores que influyen en el cálculo estructural como el criterio de cargas, función de la edificación y ubicación del proyecto, que en este caso está localizado en Ecuador, Quito, sector de Cumbayá, donde se sabe que es una zona sísmica alta y por este motivo se decidió diseñar un sistema SMF y conexiones precalificadas RBS.

Este tema se escogió ya que se quiso unificar los temas tratados en las clases de diseño sismorresistente, análisis estructural y estructuras de acero. Igualmente, la selección del tema también se debió a que por el momento no se dicta el tema de conexiones en ninguna materia de la carrera, sin embargo, este tema es de suma importancia para tener un buen comportamiento en la estructura, sobre todo ante la amenaza de un sismo, que es algo que ocurre con mucha frecuencia aquí en el Ecuador y por ello es muy importante que en estructuras de acero se diseñen buenas conexiones que sean precalificadas, debido al riesgo si tenemos una conexión mal elaborada y un sismo afecta nuestra estructura. el peligro de que se comporte como no deseamos se eleva.

Por este motivo, es importante saber que en una estructura de acero no es solo esencial diseñar correctamente las vigas y columnas de nuestro proyecto, también es muy importante tener una buena conexión precalificada diseñada para que la transmisión de cargas en nuestra estructura sea eficaz y que nuestro pórtico especial a momento pueda resistir una amenaza de sismo y se comporte como deseamos.

2. DESARROLLO DEL TEMA

2.1 Visión general

Los pórticos resistentes a momento suelen estar elaborados por vigas con anchos grandes en los patines y conexiones que sean precalificadas que puedan resistir altas fuerzas internas de momento, cortante y axial. Esto debido a que este elemento debe ser el que resista las cargas de viento y sismo.

Para que en nuestro sistema SMF trabaje como deseamos debemos hacer que todos los elementos de nuestro pórtico se trabajen inelásticamente sobre todo en las conexiones viga columna. Lograr esto requiere una selección de perfiles adecuados y que en general nuestra estructura tenga un largo periodo y con grandes desplazamientos, para que de esta manera pueda absorber toda la carga impuesta por el sismo y que luego pueda disipar la energía y deformarse adecuadamente. Igualmente para conseguir un comportamiento óptimo debemos cumplir con el parametro de viga débil columna fuerte, por si es que un elemento llega a su punto de falla sea la viga la que falle y tenga que fluir y de esta manera la estructura no colapse.

Las normativas que se usan para diseñar conexiones para un sistema SMF son la ASCE/SEI 7, ANSV/AISC 341, ANSI/AISC 358, y ANSI/AISC 360 y la AISC 358, y que incluyen las pruebas que exige la AISC 341. Para nuestro proyecto usamos la AISC 358 para diseñar las conexiones RBS de acero resistentes a carga sísmica.

El diseño que se va a realizar en este proyecto es un edificio de 4 pisos con dos departamentos cada uno de dos pisos, y los elementos que van a resistir la carga sísmica van a ser los pórticos resistentes a momentos y las conexiones que se van a usar son RBS.

2.2 Geometría y cargas del edificio

2.2.1 Información Dada

El edificio que se diseño tiene 4 pisos y su propósito es un multifamiliar de dos departamentos cada uno de dos pisos. La ubicación del proyecto es en Ecuador, Pichincha, Quito, Cumbayá. La zona sísmica según la NEC-SE-DS es V con un valor de Z de 0.40 y con una caracterización del peligro sísmico alta. El tipo de suelo que tenemos en la ubicación del proyecto es tipo D. Las dimensiones del edificio son de 10 metros por 20 metros. Los elementos utilizados en las vigas son W8x40 y en la columna W24x146.

Materiales estructurales:

- Secciones tipo I: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

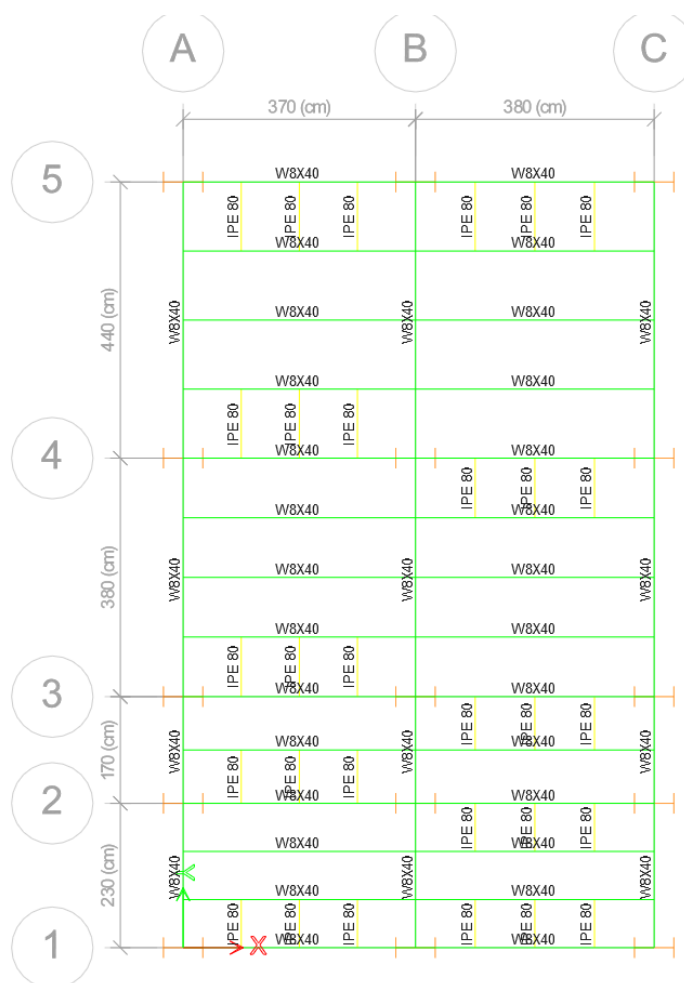


Figura 2.1 Piso típico

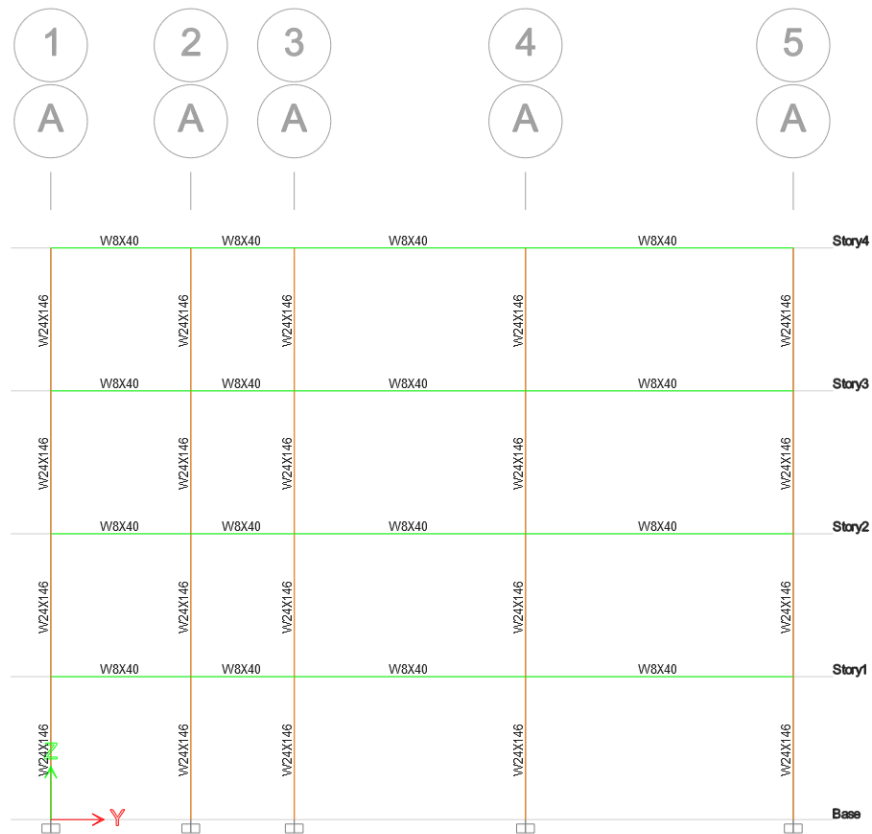


Figura 2.2 Elevación eje A

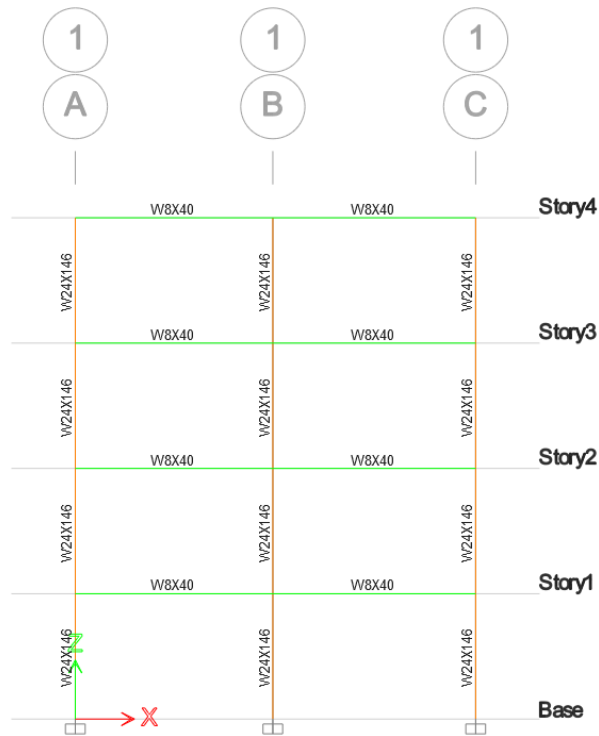


Figura 2.3 Elevación eje 1

2.2.2 Peso de pisos

A continuación, se pondrá las tablas en donde se visualiza el criterio de carga usado.

Para peso permanente de la losa:

Carga Muerta	Carga de gravedad	Peso sísmico efectivo	Unidades
Espesor masillado	0.02	0.02	m
Peso específico mortero	2200	2200	kg/m ³
Enlucido y masillados	44	44	kg/m ²
Espesor recubrimiento	0.02	0.02	m
Peso específico recubrimiento	2200	2200	kg/m ³
Peso recubrimiento sobre piso	44	44	kg/m ²
Peso mampostería	250	250	kg/m ²
Peso cielo falso	20	20	kg/m ²
Peso instalaciones	10	10	kg/m ²
Total	368	368	kg/m ²

Tabla 2.1 Peso permanente losa

Para el peso propio de la losa:

Carga Muerta	Carga de gravedad	Peso sísmico efectivo	Unidades
Peso de placa Deck (e=0,65 mm)	6.38	6.38	kg/m ²
Volumne hormigón/m ²	0.075	0.075	m ³ /m ²
Peso específico hormigón	2400	2400	kg/m ³
Peso del loseta de hormigón (e=5 cm)	180	180	kg/m ²
Total	186.455	186.455	kg/m ²

Tabla 2.2 Peso propio de la losa

Con estos datos podemos sacar valor total de carga muerta que vamos a asignar:

Carga Muerta	Carga de gravedad	Peso sísmico efectivo	Unidades
Total peso propio losa	186	186	kg/m ²
Total peso permanente losa	368	368	kg/m ²
Total Carga Muerta	554	554	kg/m ²

Tabla 2.3 Total carga muerta

Para la carga viva usamos el valor que nos da la NEC-15:

Carga Viva	Carga de gravedad (kg/m ²)	Peso sísmico efectivo (kg/m ²)	Nota
Total Carga Viva	200	200	NEC-15 4.2.1. Residencia multifamiliar

Tabla 2.4 Total carga viva

Por ende, las cargas vivas y muertas que se van a poner son las siguientes en cada piso.

Cabe aclarar que en la cubierta se puso el mismo peso que en cualquier piso, debido a que en el Ecuador es muy común que las cubiertas planas luego de unos años realicen un piso adicional ahí por lo cual por precautelar este suceso se puso la misma carga.

Piso típico				
Carga	Peso (kg/m ²)	Area (m ²)	Peso (kg)	Peso de piso (kg)
Muerta	554.455	91.425	50691.0484	68976.04838
Viva	200	91.425	18285	

Tabla 2.5 Peso típico por piso

2.3 Cálculo del cortante basal de diseño y combinaciones de carga

2.3.1 Clasificar el sistema estructural

Mediante la tabla 15 de la NEC-SE-DS obtenemos el factor de reducción de resistencia sísmica de 8, ya que lo que, vamos a diseñar son pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente por nuestro coeficiente es:

$$R = 8$$

2.3.2 Aceleraciones espectrales de diseño

La aceleración espectral que tenemos se obtuvo usando el espectro de diseño de la NEC-15 y se obtuvo el valor de:

$$S_a = 0.1488g$$

2.3.3 Espectro de respuesta de diseño

El período que se calculó de nuestra estructura se usó usando el método 1 de la NEC-SE-DS que nos da la siguiente fórmula:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Remplazando con los valores del proyecto tenemos lo siguiente:

$$T = 0.072 \cdot 9.4^{0.8}$$

$$T = 0.43 \text{ seg}$$

El espectro se lo modelo en ETABS usando la normativa de la NEC-15 y se obtuvo lo siguiente:

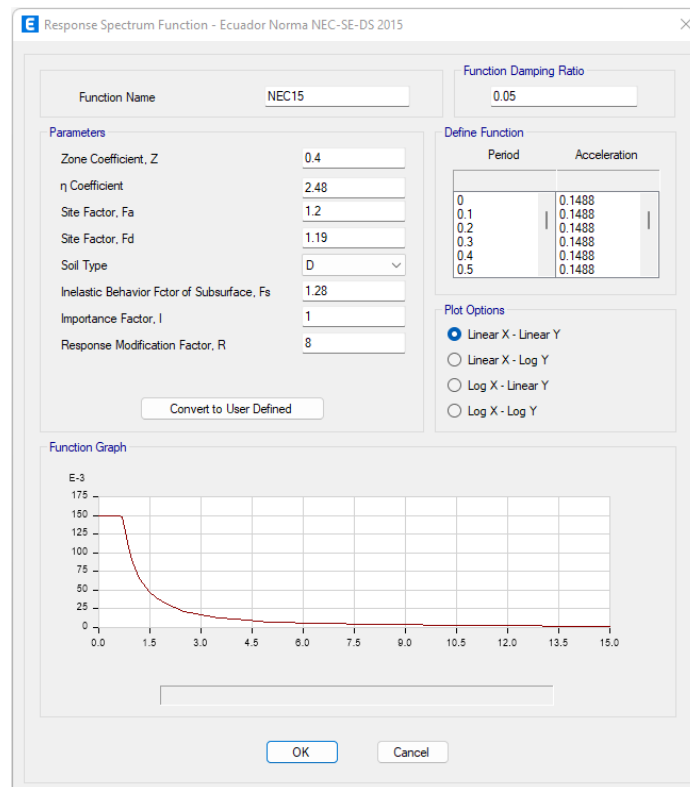


Figura 2.4 Espectro de respuesta de diseño

2.3.4 Irregularidades horizontales

El edificio que se diseñó no tiene irregularidad horizontal según la tabla 13 de la NEC-SE-DS.

2.3.5 Irregularidades verticales

El edificio que se diseñó no tiene irregularidad vertical según la tabla 14 de la NEC-SE-DS.

2.3.6 Procedimiento de fuerza lateral

Para el procedimiento de la fuerza lateral se usó dos métodos el estático a través de la fórmula dada en la NEC-15 y el dinámico el cual a través del espectro insertado en ETABS, el programa mismo distribuye las fuerzas.

2.3.7 Cortante Basal

Para calcular el cortante basal se usó la fórmula de la NEC-SE-DS:

$$V = \frac{\eta \cdot Z \cdot Fa \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

El cual se calculó solo la parte del factor, es decir, sin multiplicar por el peso de la estructura para que de esta manera dicho coeficiente se pueda introducir en el ETABS y poder hacer un análisis sísmico. Entonces se calculó de esta manera el coeficiente:

$$V_f = \frac{\eta \cdot Z \cdot Fa \cdot I}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E}$$

Remplazando:

$$V_f = \frac{2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 \cdot 1}{8 \cdot 1 \cdot 1}$$

$$V_f = 0.1488$$

2.3.8 Combinación de cargas

Las combinaciones de carga que se usó fueron todas las impuestas por la NEC-SE-CG es decir las 7 que son las siguientes.

Combinación 1:

$$1.4D$$

Combinación 2:

$$1.2D + 1.6L + 0.5\max(L_r; S; R)$$

Combinación 3:

$$1.2D + 1.6\max(L_r; S; R) + \max(L; 0.5W)$$

Combinación 4:

$$1.2D + 1.0W + L + 0.5\max(L; S; R)$$

Combinación 5:

$$1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

Combinación 6:

$$0.9D + 1.0W$$

Combinación 7:

$$0.9D + 1.0E$$

2.4 Distribución de cargas verticales y horizontales

La distribución de cargas verticales como horizontales se las introdujo directamente en ETABS. Para lo que son cargas verticales se les introdujo todas como cargas uniformes distribuidas en la losa, asignando cada una a su respectivo patrón. Mientras que las verticales el mismo ETABS fue el que se encarga de distribuir las.

2.4.1 Distribución vertical del cortante

Después de introducir el respectivo coeficiente en ETABS y el espectro de diseño el programa se encarga de la distribución vertical del cortante por piso y a continuación se presentan las capturas de cómo se introdujo al programa los datos.

Sismo estático en Y:

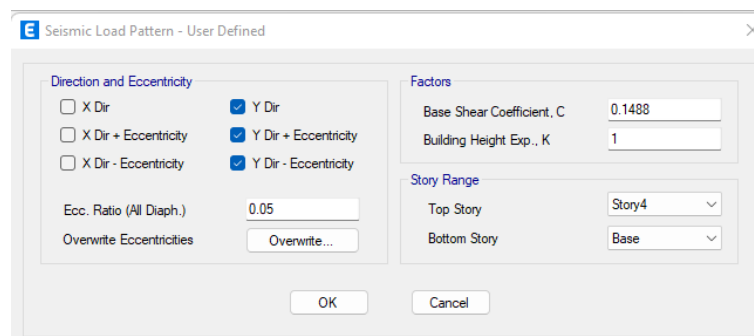


Figura 2.5 Sismo estático en Y

Sismo estático en X:

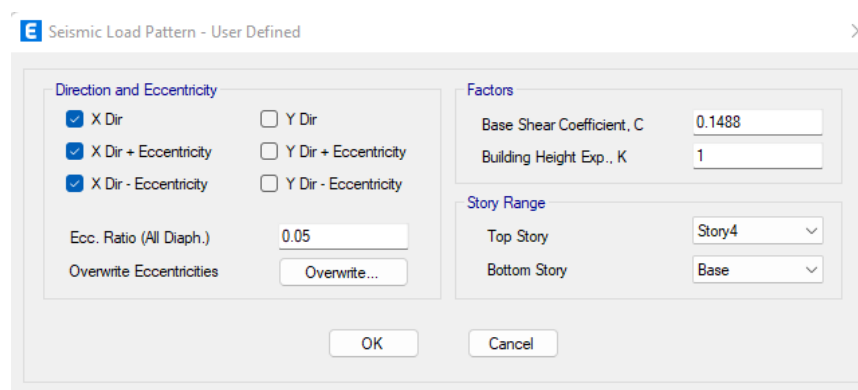


Figura 2.6 Sismo estático en X

Sismo dinámico en Y:

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: SY
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC15	980.67
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura 2.7 Sismo dinámico en Y

Sismo dinámico en X:

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: SX
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC15	1441.58
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura 2.8 Sismo dinámico en X

2.5 Pórtico SMF

2.5.1 Diseño SMF

Para poder diseñar un SMF de manera adecuada debes procurar siempre evitar generar torsión en nuestra estructura a través de generar una estructura equilibrada tanto en peso como en geometría. Para el caso que utilizamos debido a que la estructura es bastante simétrica evitamos tener esta torsión no deseada en nuestros elementos estructurales y por ello nuestros pórticos van a trabajar de la manera adecuada.

2.5.2 Límites de deflexión

Los límites de deflexión se calcularon usando la fórmula de la NEC-SE-DS 6.3.9 la cual nos da el valor de nuestra deriva inelástica máxima en nuestra estructura, este valor no puede superar el valor de 0.02, el cual es el límite de deriva establecido en esta misma normativa.

La fórmula que se utilizó es la siguiente:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Lo cual reemplazado para el caso más crítico que es sismo en la dirección X que es el lado más débil porque tenemos menos pórticos tenemos un valor de:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot 8 \cdot 1.7 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta_M = 0.0102$$

Mientras que para la dirección Y tenemos un valor de:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot 8 \cdot 1.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta_M = 0.009$$

Por ende, la estructura diseñada cumple con los requisitos impuestos por la norma.

2.5.3 Coeficiente de estabilidad

El coeficiente de estabilidad se lo calcula usando la ecuación 12.8-16 del AISC 341-16 que menciona lo siguiente:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{xx} \cdot C_d}$$

Este coeficiente no puede superar:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{C_d} \leq 0.25$$

Analizando esto para la dirección X tenemos los siguientes resultados:

	Elevación	P kgf	P ton	Vx kgf	Vx ton	Deriva	ϵ	ϵmax
Piso 4	235.00	33672.00	33.67	-15027.94	-15.03	1.11E-03	0.12	ok
Piso3	235.00	67344.00	67.34	-27271.52	-27.27	1.28E-03	0.16	ok
Piso 2	235.00	101016.00	101.02	-35433.91	-35.43	1.20E-03	0.17	ok
Piso 1	235.00	134688.00	134.69	-39515.11	-39.52	5.94E-04	0.10	ok

Tabla 2.6 Coeficiente de estabilidad dirección X

Analizando esto para la dirección Y tenemos los siguientes resultados:

	Elevación	P kgf	P ton	Vy kgf	Vy ton	Deriva	ϵ	ϵmax
Piso 4	235.00	33672.00	33.67	-15027.94	-15.03	6.81E-05	0.008	ok
Piso3	235.00	67344.00	67.34	-27271.52	-27.27	8.04E-05	0.010	ok
Piso 2	235.00	101016.00	101.02	-35433.91	-35.43	7.79E-05	0.011	ok
Piso 1	235.00	134688.00	134.69	-39515.11	-39.52	3.87E-05	0.007	ok

Tabla 2.7 Coeficiente de estabilidad dirección Y

Como podemos ver para ambas direcciones si cumple.

2.6 Diseño de elementos y conexiones RBS

2.6.1 Dimensionamiento de elementos

El dimensionamiento de vigas y columnas se realizó de acuerdo con lo estipulado en el ASCE/SEI 7. Estos diseños deben cumplir con ciertos requisitos del AISC 341 debido a que son estructuras sísmicas. Por la cual tiene que cumplir con ciertos requisitos y uno de esos es la conexión RBS.

También debemos saber que los diseños SMF normalmente la deriva es la que rige el diseño y en este caso no fue la excepción. Después debemos verificar que la conexión viga columna se controle de acuerdo con el AISC 358 y AISC 360. Para cumplir estos parámetros y que el

diseño sea lo más eficaz posible se utilizó secciones para ala viga de W8X40 y de columna de W24X146. Las cuales se ilustran en la figura 2.8.

2.6.2 Especificaciones de los materiales y propiedades de resistencia

El material que se va a utilizar para los elementos de vigas W8X40 es acero A36 y sus propiedades son:

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4070 \text{ kg/cm}^2$$

Igualmente, para las columnas W24X146 se va a usar acero A36 y sus propiedades son:

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4070 \text{ kg/cm}^2$$

Se va a usar el R_y estipulado en el AISC 341, tabla A3.1 de:

$$R_y = 1.1$$

2.6.3 Diseño viga típica

La viga que se seleccionó para detallar el diseño fue la que está entre el eje B y C del cuarto piso.

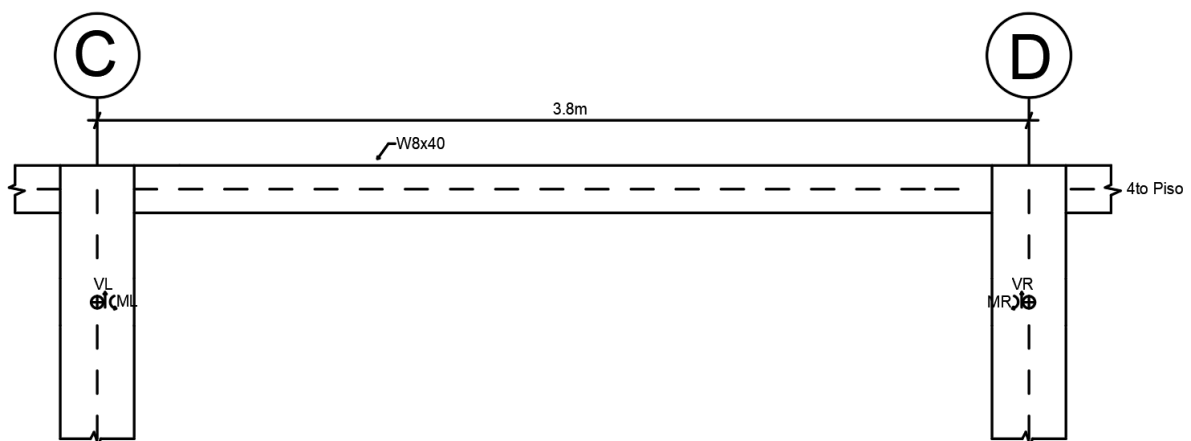


Figura 2.9 Viga típica del quinto piso entre el eje C y D

A continuación, se presentan una tabla con los momentos y cortantes máximos obtenidos en software:

Mdl	46410.37	kg*cm
Mll	13991.57	kg*cm
Msis	235482.85	kg*cm
Vdl	705.39	kg
Vll	211.91	kg
Vsis	1263.37	kg

Tabla 2.8 Momentos y cortantes máximos en la viga

Para cumplir con los requisitos correctos de diseño tenemos que chequear la sección de la viga para que sea altamente dúctil y no falle primero por pandeo local. Entonces tenemos que cumplir que tanto el patín como el alma sean altamente dúctiles y para esto tenemos que revisar los límites dados en el AISC 341, T D1.1.

Primero se revisa la relación ancho espesor del patín de la viga seleccionada:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{20.498 \text{ cm}}{2 \cdot 1.42 \text{ cm}} = 7.21$$

Después se calcula el límite dado por esta fórmula:

$$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2}} = 8.58$$

Como se puede ver:

$$7.21 \leq 8.58$$

Por ende, el patín es altamente dúctil y se puede proceder al chequeo del alma. Donde tenemos que igual revisar la relación ancho espesor, pero primero se calcula el valor de C_a .

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y}$$

Entonces reemplazando:

$$C_a = \frac{5020.69 \text{ kg}}{0.9 \cdot 189444.76 \text{ kg}} = 0.029$$

Como:

$$C_a = 0.029 < 0.144$$

Usamos un valor de C_a de 0. Por lo cual la fórmula del límite es la siguiente:

$$2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 2.57 \cdot \sqrt{\frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2}} = 68.88$$

Y la relación ancho espesor es:

$$\frac{h}{tw} = \frac{18.111 \text{ cm}}{0.914 \text{ cm}} = 19.82$$

Por lo cual:

$$19.82 \leq 68.88$$

El alma es altamente dúctil.

Ahora se chequea 4 requisitos que la viga debe tener según el AISC 358:

- Altura máxima de la viga: W36 > W8 . . . Ok
- Peso máximo de la viga: 4447 kg/m > 59.52 kg/m . . . Ok
- Espesor máximo del patín: 44 mm > 14.22 mm . . . Ok
- Relación entre luz y canto de la viga: $7 < \frac{235 \text{ cm}}{20.955 \text{ cm}} = 11.21 \dots$ Ok

Después de esto revisamos la longitud de arriostramiento requerida para que la viga desarrolle momento plástico, esto se encuentra detallado en AISC 358 sección 5.3.11 (7).

Para ello primero se calcula L_b .

$$L_b = 0.095 \cdot r_y \cdot E \cdot (R_y \cdot F_y)$$

Remplazando:

$$L_b = 0.095 \cdot 2.251 \text{ cm} \cdot 2000000 \text{ kg/cm}^2 \cdot (1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2)$$

$$L_b = 153.62 \text{ cm}$$

Sabiendo esto colocamos arriostramientos cada 92.5 cm. Después se calcula la ecuación siguiente obtenida en el AISC 341 D1.2a y T A3.1:

$$M_r = R_y \cdot Z_x \cdot F_y$$

Remplazando:

$$M_r = 1.1 \cdot 652.2 \text{ cm}^3 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = 1815790.02 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Ahora se procede a calcular el Prb:

$$P_{rb} = 0.02 M_r \cdot C_d / h_o$$

Remplazando:

$$P_{rb} = 0.02 \cdot 1815790.02 \text{ kg} \cdot \text{cm} \cdot 1 / 28.93 \text{ cm}$$

$$P_{rb} = 1255.3 \text{ kg}$$

Después se calcula la distancia L:

$$L = \frac{370 \text{ cm}}{4} = 92.5 \text{ cm}$$

Ese es la distancia que se coloca cada arriostamiento. Sin embargo, además de cumplir con este parámetro AISC 360 estipula que el arriostamiento debe tener una rigidez mínima para que sea adecuado y esto se lo verifica con la ecuación AISC 360, Eq A-6-8.

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \cdot \left(\frac{10 \cdot M_r \cdot C_d}{L_b \cdot h_o} \right)$$

Remplazando tenemos:

$$\beta_{br} = \frac{10 \cdot 1815790.02 \text{ kg} \cdot \text{cm} \cdot 1}{0.75 \cdot 153.62 \text{ cm} \cdot 28.93 \text{ cm}}$$

$$\beta_{br} = 5447.708 \text{ kg/cm}$$

Donde la rigidez del arriostamiento se la calcula así:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{20.955}{92.5} \right) = 12.76^\circ$$

Luego calculamos K:

$$K = \frac{A_g E}{L} \cos^2 \theta$$

Remplazando:

$$K = \frac{74.85 \text{ cm} \cdot 2000000 \text{ kg/cm}^2}{92.5 \text{ cm}} \cdot \cos^2 12.76^\circ$$

$$K = 1555752.406 \text{ kg/cm}$$

Comprobamos que:

$$K > \beta_{br}$$

Entonces:

$$1555752.406 \text{ kg/cm} > 5447.708 \text{ kg/cm}$$

Y como si cumple estamos bien. Después chequeamos el diseño por flexión en donde:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Remplazando:

$$L_p = 1.76 \cdot 1.1 \sqrt{\frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 111.37 \text{ cm}$$

Como:

$$L_p > L$$

$$111.37 \text{ cm} > 92.5 \text{ cm}$$

Si se llega a desarrollar momento plástico en nuestras vigas, por ende, el momento último se

lo calcula de la siguiente forma AISC 360 ecuación F2-5:

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

Y para ser conservadores se le penaliza este valor por un valor ϕ :

$$\phi M_p = \frac{2531 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \cdot 652.2 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_p = 1650718.2 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Por lo cual si calculamos el DCR de flexión y nos queda:

$$DCR = \frac{M_u}{\phi M_p}$$

Reemplazando:

$$DCR = \frac{317344.88 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{148564638 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$DCR = 0.213$$

Como el DCR es menor que uno nos entramos con una sección adecuada y nuestra viga resiste la carga impuesta. Por otro lado, calculamos el DCR de capacidad a cortante y nos queda de la siguiente manera, primero calculamos el ϕV_n :

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Reemplazando:

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 16.55 \text{ cm}^2 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 25138.08 \text{ kg}$$

Con esto cálculos el DCR por cortante:

$$DCR = \frac{V_u}{\phi V_n}$$

Reemplazando:

$$DCR = \frac{2328.76 \text{ kg}}{25138.08 \text{ kg}}$$

$$DCR = 0.09$$

Como el DCR es menor que uno nos entramos con una sección adecuada y nuestra viga resiste la carga impuesta.

2.6.4 Diseño columna típica

La columna que se seleccionó para detallar el diseño fue la que está entre el cuarto y tercer piso en el eje 1 y B.

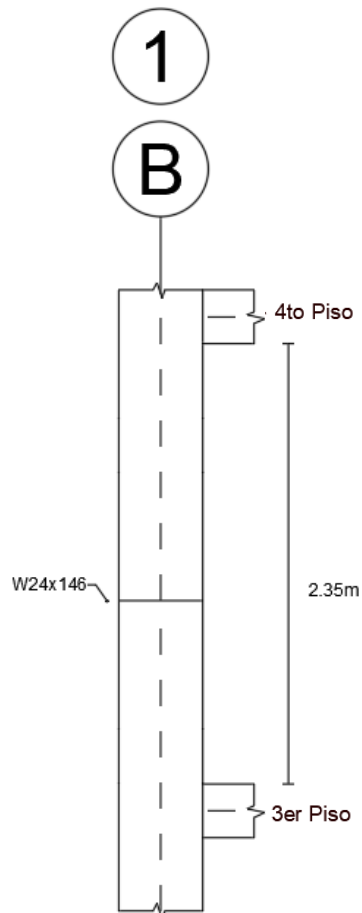


Figura 2.10 Viga típica del quinto piso entre el eje C y D

A continuación, se presentan una tabla con los momentos y cortantes máximos obtenidos en software:

Mdl	4359.21	kg*cm
Mll	1326.65	kg*cm
Msis	456073.67	kg*cm
Vdl	33.76	kg
Vll	10.29	kg
Vsis	2634	kg

Tabla 2.8 Momentos y cortantes máximos en la columna

Para cumplir con los requisitos correctos de diseño tenemos que chequear la sección de la columna para que sea altamente dúctil y no falle primero por pandeo local. Entonces tenemos que cumplir que tanto el patín como el alma sean altamente dúctiles y para esto tenemos que revisar los límites dados en el AISC 341, T D1.1.

Primero se revisa la relación ancho espesor del patín de la viga seleccionada:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{32.766 \text{ cm}}{2 \cdot 2.769 \text{ cm}} = 5.92$$

Después se calcula el límite dado por esta fórmula:

$$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2}} = 8.58$$

Como se puede ver:

$$5.92 \leq 8.58$$

Por ende, el patín es altamente dúctil y se puede proceder al chequeo del alma. Donde tenemos que igual revisar la relación ancho espesor, pero primero se calcula el valor de C_a .

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y}$$

Entonces remplazando:

$$C_a = \frac{5020.69 \text{ kg}}{0.9 \cdot 698291.02 \text{ kg}} = 0.008$$

Como:

$$C_a = 0.008 < 0.144$$

Usamos un valor de C_a de 0. Por lo cual la fórmula del límite es la siguiente:

$$2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 2.57 \cdot \sqrt{\frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2}} = 68.88$$

Y la relación ancho espesor es:

$$\frac{h}{tw} = \frac{57.2 \text{ cm}}{1.651 \text{ cm}} = 34.65$$

Por lo cual:

$$34.65 \leq 68.88$$

El alma es altamente dúctil.

Ahora se chequea 4 requisitos que la viga debe tener según el AISC 358 sección 5.3:

- Profundidad máxima de la columna: W36 > W24 . . . Ok
- Peso máximo de la columna: ilimitado . . . Ok
- Espesor máximo del patín: compacto por AISC 341 . . . Ok

También tenemos que verificar la altura máxima de la columna no arriostrada. Esta distancia se toma desde la parte superior del pórtico hasta la parte de abajo, justo en la mitad de la altura de la viga. Las distancias L_p y L_r se encuentran dadas por el manual AISC T 3-6 y son las siguientes:

$$L_p = 3.87 \text{ m}$$

$$L_r = 11.64 \text{ m}$$

Como la altura H es de:

$$H = 2.24 \text{ m}$$

Tenemos que:

$$L_b = 2.24 \text{ m} < L_p$$

Ahora se calculó los esfuerzos combinados por la más crítica combinación de cargas. Esta ecuación sale del AISC H1-1b, este resultado podemos obtener de ETABS y es el siguiente.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.172 =	0.006 + 0.03 + 0.136

Tabla 2.9 Resultado de chequeo por compresión y flexión

Por último, se calcula el cortante último y el nominal para comprobar que la resistencia de la columna sea mayor que la demanda en ella. Por lo cual calculamos la resistencia a cortante de

la columna con la siguiente fórmula, debido a que $\frac{h}{tw} = 38 < 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 63$. Por ende,

el cortante nominal se lo calcula así:

$$\phi V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Remplazando:

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 94.43 \text{ cm}^2 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 143412.33 \text{ kg}$$

Ahora obtenemos el cortante último en nuestra columna a través de la modelación en ETABS y nos da lo siguiente:

$$V_u = 2684.82 \text{ kg}$$

Por lo cual:

$$\phi V_n > V_u$$

Lo que quiere decir que la columna si resiste las cargas a cortantes impuestas y el diseño de la sección es adecuado. Como tanto viga y columna pasaron los requisitos de diseño ahora si diseñamos la conexión RBS.

2.6.5 Limitaciones de la conexión RBS

Los requisitos que se deben cumplir en las conexiones RBS están establecidos en los capítulos 5.4 y 5.7 de la norma AISC 358. Sin embargo, igual se requiere cumplir con otras normativas como la AISC 360 Y la AISC 341. Todos estos requisitos que se deben cumplir deben estar bien detallados al momento del diseño para poder tener una conexión RBS adecuada.

2.6.6 Diseño de conexiones RBS

La normativa AISC 358 nos da todos los requisitos para poder diseñar una conexión RBS adecuada. Para lograr un diseño adecuado se debe de iterar varias veces para lograr tener la mejor combinación de la sección de viga y columna más óptima y que cumpla con los criterios de viga débil columna fuerte y que tenga la resistencia adecuada. También se debe saber que existen situaciones que, aunque se selecciona una columna eficiente puede que necesitemos aumentar la sección para evitar usar placas adicionales y de esta manera reducir costos. Hay muchas variables que contemplar y por esto este diseño requiere de experiencia y de iterar para poder conseguir la combinación más eficiente. Para este caso se hará una conexión de una viga W8x40 y una columna W24x146 y se detallará el proceso de diseño de la conexión RBS.

El principal objetivo del diseño de una conexión RBS es alejar la rótula plástica de la soldadura del ala de la viga y el ala de la columna. Esta recolocación de la rótula plástica se logra a través de escoger una zona definida de la viga donde se le reduzca su sección, la cual se la realiza a una distancia determinada alejada del ala de la columna

El AISC 358 impuso ciertas limitaciones para las dimensiones relacionadas con el radio de corte de la sección reducida, estas son las siguientes AISC 358 5.8-1, AISC 358 5.8-2 y AISC 358 5.8-3:

$$0.50b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

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

$$0.10b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

Que para la sección W8x40 tenemos lo siguiente respectivamente:

$$10.25 \leq 15 \leq 15.37$$

$$13.62 \leq 15 \leq 17.81$$

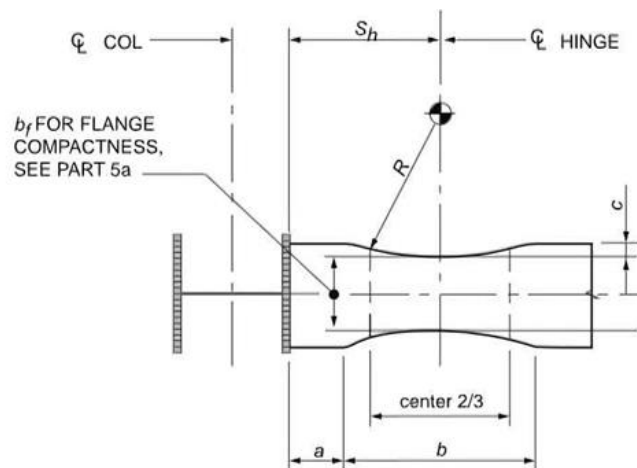
$$2.05 \leq 5 \leq 5.12$$

Después se calculó R que es el radio del ala cortada:

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

$$R = \frac{4 \cdot 5^2 + 15^2}{8 \cdot 5} = 8.13 \text{ cm}$$

Se puede observar la geometría de la sección reducida en la siguiente figura:



Nota. Geometría RBS. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.11 RBS geometría

La rótula plástica se asume que va a ocurrir en el centro de la sección curva cortada por lo cual:

$$S_h = a + b/2$$

Remplazando:

$$S_h = 15 + \frac{15}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Sabiendo que:

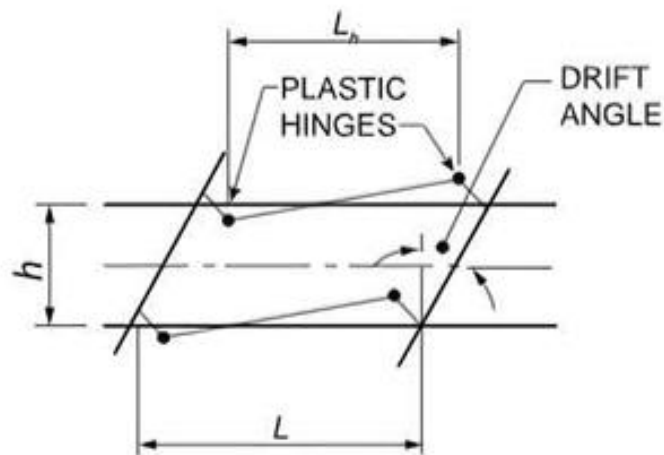
$$L_b = 3.07 \text{ m}$$

$$L_h = L_b - \frac{(2 \cdot S_h)}{100}$$

$$L_h = 3.07 - \frac{(2 \cdot 22.5)}{100}$$

$$L_h = 2.62 \text{ m}$$

Por lo cual la distancia entre las rotulas plásticas es L_h y esta se la emplea para determinar fuerzas en la sección critica para el análisis de conexión. Esta distancia se la puede observar en la siguiente figura.



Nota. Localización de la rótula plástica. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.12 RBS localización rotula plástica

Lo siguiente es calcular el módulo de sección plástica al centro de RBS:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

Remplazando:

$$Z_{RBS} = 652.21 \text{ cm}^3 - 2 \cdot 5 \text{ cm} \cdot 1.42 \text{ cm} (20.96 \text{ cm} - 1.42 \text{ cm})$$

$$Z_{RBS} = 374.37 \text{ cm}^3$$

De igual manera debemos calcular el factor C_{pr} que se relaciona con la resistencia máxima de la conexión:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{F_y} \leq 1.2$$

Reemplazando:

$$C_{pr} = \frac{2531 \text{ kg/cm}^2 + 4070 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.2$$

Por lo cual:

$$C_{pr} = 1.2$$

Ahora calculamos el momento probable en la sección reducida y se lo hace con la ecuación AISC 358 2.4-1, 5. 8-5:

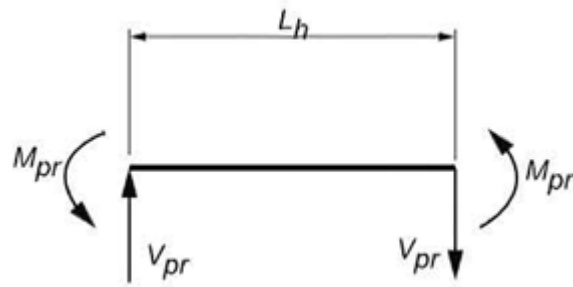
$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{RFS}$$

Reemplazando:

$$M_{pr} = 1.2 \cdot 1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 374.37 \text{ cm}^3$$

$$M_{pr} = 12500 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ahora vamos a determinar la fuerza cortante en el centro de la conexión RBS en la parte final de cada viga, para esto según normativa del AISC 358 debemos realizar un diagrama de cuerpo libre del tamaño de la viga entre los centros de la sección reducida y asumiendo que el momento en el centro de la viga es M_{pr} . y se deben incluir cargas gravitacionales actuantes en la viga y según su combinación de carga, como muestra la figura a continuación.



Nota Diagrama de cuerpo libre de la viga ante el momento plástico probable. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.13 Diagrama de cuerpo libre de la viga ante el momento plástico probable

Primero calculamos V_{pr} :

$$V_{pr} = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_b}$$

Reemplazando:

$$V_{pr} = \frac{2 \cdot 12500 \text{ kg} \cdot \text{m}}{3.07 \text{ m}}$$

$$V_{pr} = 9530 \text{ kg}$$

Ahora se determina el V_p :

$$V_p = V_{D+L}(L_h/L)$$

Reemplazando:

$$V_p = 11630 \text{ kg}(2.62/3.07)$$

$$V_p = 11630 \text{ kg}(2.62 \text{ m}/3.07 \text{ m})$$

$$V_p = 8240 \text{ kg}$$

Después calculamos el V_{RBS} :

$$V_{RBS} = V_{pr} + V_p$$

Reemplazando;

$$V_{RBS} = 9530 \text{ kg} + 8240 \text{ kg}$$

$$V_{RBS} = 17780 \text{ kg}$$

De igual manera hallamos el V'_{RBS} :

$$V'_{RBS} = V_{pr} - V_p$$

Reemplazando:

$$V'_{RBS} = 9530 \text{ kg} - 8240 \text{ kg}$$

$$V'_{RBS} = 1290 \text{ kg}$$

Con esto ya podemos calcular el máximo momento probable positivo y negativo en la cara de la columna. Para el positivo:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}(S_h)$$

Reemplazando:

$$M_f = 12500 \text{ kg} \cdot m + 17780 \text{ kg} \left(\frac{22.5 \text{ cm}}{100} \right)$$

$$M_f = 16500 \text{ kg} \cdot m$$

Mientras que para el negativo:

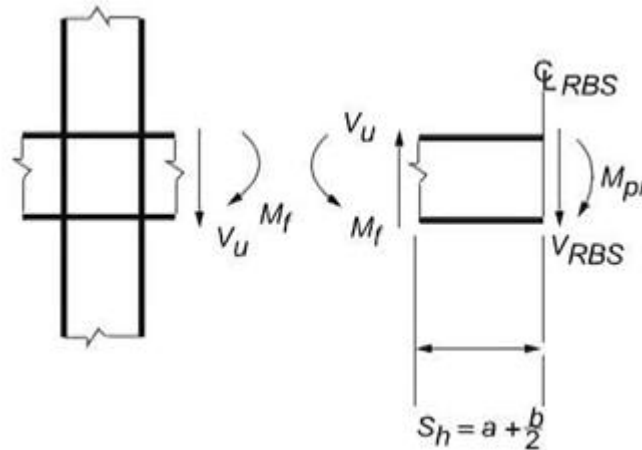
$$M'_f = -M_{pr} + V_{RBS}(S_h)$$

Reemplazando:

$$M'_f = -12500 \text{ kg} \cdot m + 17780 \text{ kg} \left(\frac{22.5 \text{ cm}}{100} \right)$$

$$M'_f = -8500 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

En la siguiente figura se observa de manera ilustrativa lo que se calculó:



Nota. Diagrama de cuerpo libre entre el centro del RBS a la cara de la columna. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.14 Diagrama de cuerpo libre entre el centro del RBS a la cara de la columna

Ahora calculamos el momento plástico de la viga con la ecuación del AISC 358 5.8-7:

$$M_{pe} = Z_b \cdot R_y \cdot F_y$$

Remplazando:

$$M_{pe} = 652.21 \text{ cm}^3 \cdot 1.1 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pe} = 18150 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Tenemos que verificar según la ecuación AISC 358 5.8-8 que:

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

Remplazando:

$$16500 \text{ kg} \cdot \text{m} \leq 1 \cdot 18150 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Como se puede ver si cumplimos con el chequeo. Luego se debe verificar el cortante nominal requerido para soportar el cortante de demanda que lo calculamos a continuación:

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

Remplazando para la viga tenemos:

$$V_u = 21170 \text{ kg}$$

Remplazando para la columna tenemos:

$$V_u = 29090 \text{ kg}$$

Y ahora si calculamos el cortante nominal de la viga:

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Remplazando

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 19.16 \text{ cm}^2 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 29090 \text{ kg}$$

Calculamos de igual manera el cortante nominal de la columna:

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Remplazando

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 103.58 \text{ cm}^2 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 157240 \text{ kg}$$

Como se puede ver en ambos chequeos tanto de viga como columna cumplimos que:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Ahora vamos a diseñar la conexión del alma de la viga a la columna de acuerdo con AISC 358. En la que se menciona en la sección 5.6 que la fuerza en la conexión del alma de la viga y la columna está dada de acuerdo con la ecuación 5.8-9. Donde se menciona que la única conexión entre el alma de la viga y el patín de la columna es a través de una ranura CJP soldada que se extiende entre los orificios de acceso a la soldadura y el espesor de la placa debe ser de al menos 10mm. Como la conexión este hecho por ranura CJP soldada la resistencia a corte de la suelda es mayor o igual que la de la viga, por ende, no se necesitan más chequeos.

Ahora verificamos si se necesita placas de continuidad usando la ecuación de la AISC 341 E3-8:

$$t \geq (d_z + w_z)/90$$

Remplazando.

$$1.651 \text{ cm} \geq (18.11 \text{ cm} + 6 \text{ cm})/90$$

$$1.651 \text{ cm} \geq 0.27 \text{ cm}$$

Por lo cual no se necesitan placas dobles. Después de realizar este chequeo revisamos los estados limites locales según AISC 360 J10:

$$P_f = \frac{0.85 \cdot M_f}{(d - t_f) \cdot 100}$$

Remplazando:

$$P_f = \frac{0.85 \cdot 16500 \text{ kg} \cdot \text{m}}{(0.2096\text{m} - 0.0142 \text{ m})}$$

$$P_f = 71820 \text{ kg}$$

Revisamos la fluencia local del alma según la ecuación AISC 360 J10-2:

$$\phi R_n = \phi(5k + t_{bf}) \cdot F_y \cdot t_w$$

Remplazando:

$$\phi R_n = 1(5 \cdot 4.04 \text{ cm} + 1.42 \text{ cm}) \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1.65 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 90290 \text{ kg}$$

Después verificamos alabeo en el alma según AISC 360 ecuación J10-4:

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y \cdot t_f}{t_w}}$$

Remplazando:

$$\phi R_n$$

$$= 0.75 \cdot 0.80$$

$$\cdot (1.65 \text{ cm})^2 \left[1 + 3 \left(\frac{1.42 \text{ cm}}{62.74 \text{ cm}} \right) \left(\frac{1.65 \text{ cm}}{2.77 \text{ cm}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2.77 \text{ cm}}{1.65 \text{ cm}}}$$

$$\phi R_n = 155370 \text{ kg}$$

Por último, verificamos pandeo local del patín:

$$\phi R_n = \phi 6.25 \cdot t_{cf}^2 \cdot F_y$$

Remplazando:

$$\phi R_n = 0.9 \cdot 6.25 \cdot (2.77 \text{ cm})^2 \cdot 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi R_n = 109080 \text{ kg}$$

De estos tres chequeos seleccionamos el menor que en este caso es el de fluencia local del alma y verificamos:

$$P_f \leq \phi R_n$$

Reemplazamos:

$$71820 \leq 80290 \text{ kgf}$$

Cumplimos lo requerido. Por lo cual ahora vemos si se necesitan placas de continuidad con esta ecuación de AISC 341 E3.6f:

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Reemplazando:

$$2.77 \text{ cm} \geq \frac{20.50 \text{ cm}}{6} = 3.42 \text{ cm}$$

Por lo cual si se necesitan placas de continuidad. Y se deben cumplir los siguientes requisitos:

Ancho mínimo el máximo entre estas dos ecuaciones.

Primera ecuación

$$\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2}$$

$$\frac{20.50 \text{ cm}}{2} - \frac{1.65 \text{ cm}}{2} = 9.425 \text{ cm}$$

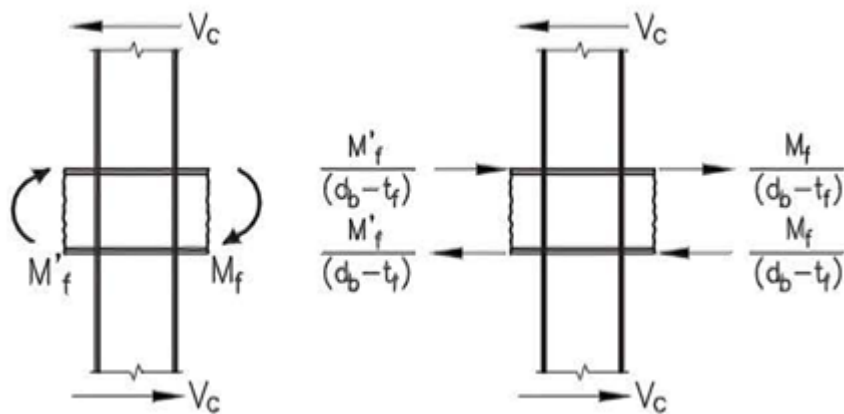
Segunda ecuación

$$\frac{b_f - t_w}{2}$$

$$\frac{32.77 \text{ cm} - 1.65 \text{ cm}}{2} = 15.56 \text{ cm}$$

Por lo cual el que rige es el mayor que en este caso es 15.56 cm. Después se calculó el espesor mínimo el cual se calcula con el máximo de algunas ecuaciones que en este caso nos dio un valor de 15.37 cm. Cabe mencionar que el tipo de soldadura que se debe usar es CJP.

Lo que debemos hacer siguiente es chequear panel de zona de la columna de acuerdo con el AISC 341.



Nota. Fuerzas en la zona del panel. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.15 Fuerzas en la zona del panel

$$\Sigma M_f = M_f + M'_f$$

Remplazando:

$$\Sigma M_f = 16500 \text{ kg} \cdot \text{m} + 8500 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_f = 25000 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Después se calcula V_c :

$$V_c = \frac{\Sigma M_f}{h_b + h_c}$$

$$V_c = \frac{25000 \text{ kg} \cdot \text{m}}{3.65 \text{ m} + 2.35 \text{ m}}$$

$$V_c = 8340 \text{ kg}$$

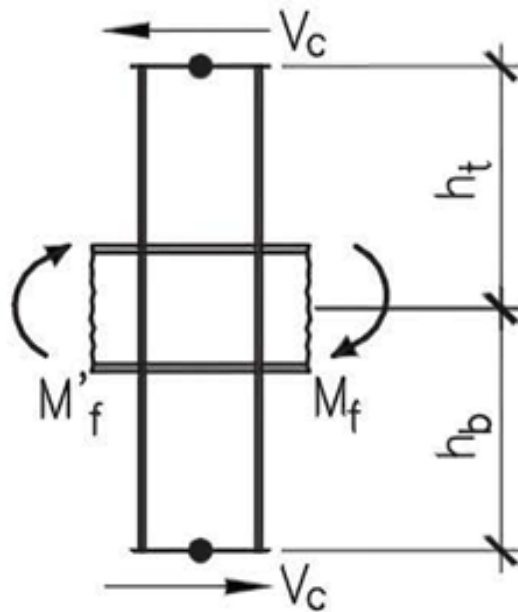
Calculamos el R_u

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b + t_{bf}} - V_c$$

Reemplazando:

$$R_u = \frac{25000 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0.2096 \text{ m} + 0.0142 \text{ m}} - 8340 \text{ kg}$$

$$R_u = 128020 \text{ kg}$$



Nota. Cortante de columna. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.16 Cortante de columna

Calculamos ϕR_y :

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

Remplazamos:

$$\phi R_y = 1 \cdot 0.6 \cdot 2531 \text{ kg/cm}^2 \cdot 62.74 \text{ cm} \cdot 1.65 \text{ cm} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 32.77 \text{ cm} \cdot (2.77 \text{ cm})^2}{20.96 \text{ cm} \cdot 62.74 \text{ cm} \cdot 1.65 \text{ cm}} \right)$$

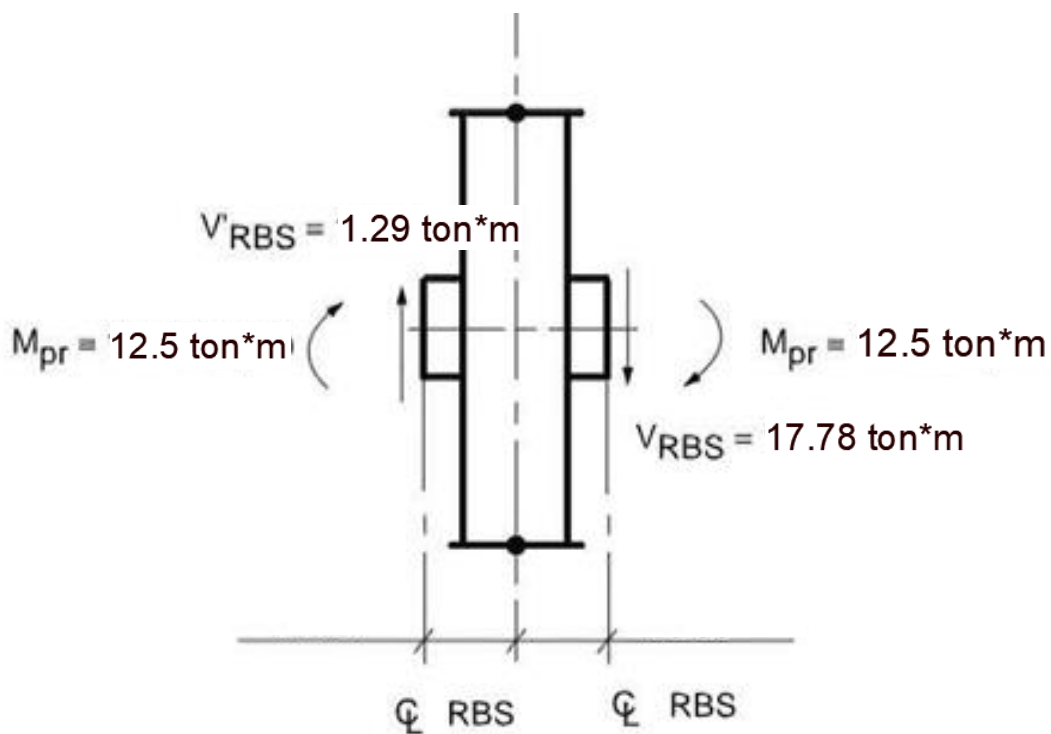
$$\phi R_y = 211820 \text{ kg}$$

Como:

$$\phi R_y \geq R_u$$

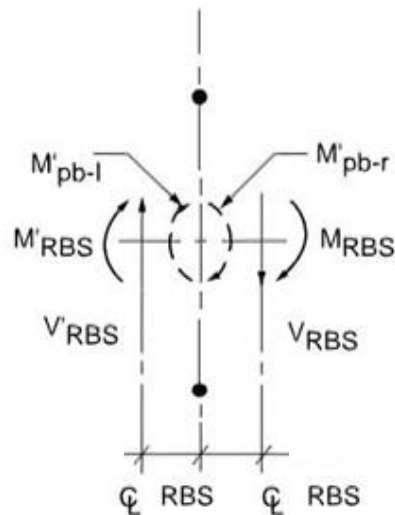
$$211820 \text{ kg} \geq 128020 \text{ kg}$$

No se necesitan placas dobles ni más espesor en el alma de la columna. Las figuras a continuación van a mostrar las dimensiones de la sección viga columna y sus demandas.



Nota. Viga columna demandas. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.16 Demandas viga columna



Nota. Diagrama de cuerpo libre para M_{pb} . Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.17 Diagrama de cuerpo libre para M_{pb}^*

Primero calculamos M_{pb-1}^*

$$M_{pb-1}^* = M_{pr} + (V_{RBS})S_h + \frac{d_c}{2}$$

Remplazamos:

$$M_{pb-1}^* = 12500 \text{ kg} \cdot \text{m} + (17780 \text{ kg}) \cdot 0.225\text{m} + \frac{0.6274\text{cm}}{2}$$

$$M_{pb-1}^* = 22080\text{kg} \cdot \text{m}$$

Después calculamos M_{pb-2}^*

$$M_{pb-2}^* = M_{pr} + (V_{RBS})S_h + \frac{d_c}{2}$$

Remplazamos:

$$M_{pb-2}^* = 12500 \text{ kg} \cdot \text{m} + (1290\text{kg}) \cdot 0.225\text{m} + \frac{0.6274\text{cm}}{2}$$

$$M_{pb-2}^* = 13200 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Ahora si podemos realizar la sumatoria:

$$\Sigma M_{pb}^* = 22080\text{kg} \cdot \text{m} + 13200 \text{ kg} \cdot \text{m} = 35280 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

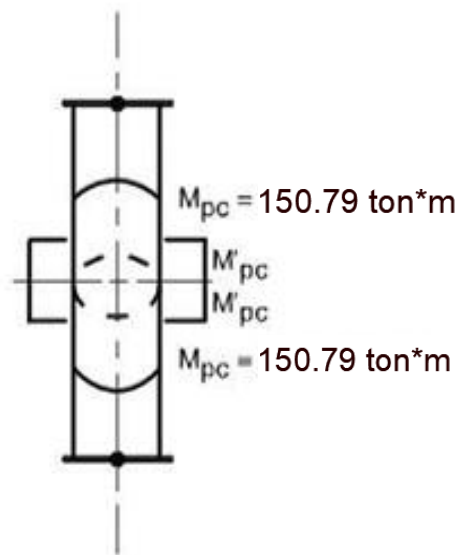
Por el otro la calcular M_{pc}^* usamos esta fórmula:

$$M_{pc}^* = Z_x \cdot \left(F_y - \frac{P_r}{A_g} \right)$$

Remplazando:

$$M_{pc}^* = 6849.79 \text{ cm}^3 \cdot \left(2531 \text{ kg/cm}^2 - \frac{91170 \text{ kg}}{277.42 \text{ cm}^2} \right)$$

$$M_{pc}^* = 150790 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Nota. Diagrama de cuerpo libre para M_{pb} . Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.18 Diagrama de cuerpo libre para M_{pb}

Para calcular ΣM_{pc}^* :

$$\Sigma M_{pc}^* = 2 \cdot M_{pc}^* \cdot \left[\left(\frac{h_{sup} + h_{inf}}{2} \right) \div \left(\frac{h_{sup} + h_{inf}}{2 - d_v} \right) \right]$$

Remplazando:

$$\Sigma M_{pc}^* = 2 \cdot 150790 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot \left[\left(\frac{3.65\text{m} + 2.35\text{m}}{2} \right) \div \left(\frac{3.65\text{m} + 2.35\text{m}}{2 - 0.2096\text{m}} \right) \right]$$

$$\Sigma M_{pc}^* = 324230 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

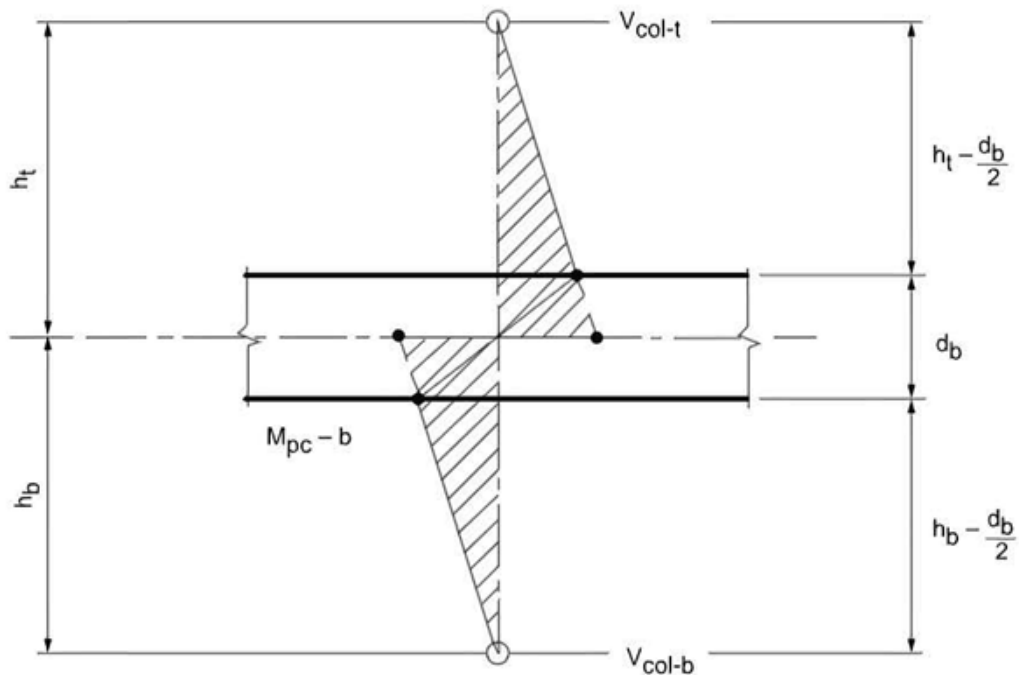


Figure 1-17. Development of M_{pc}^*

Nota. Desarrollo del M_{pc} . Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 2.20 Desarrollo del M_{pc}

Verificamos si:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1$$

$$\frac{324230 \text{ kg} \cdot \text{m}}{35280 \text{ kg} \cdot \text{m}} > 2$$

$$9.19 > 2 \dots ok$$

Por último, evaluamos el arriostamiento lateral en columnas para esto usamos la normativa

AISC 358 5.3.2 donde debemos verificar que:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 2$$

Como

$$\frac{324230 \text{ kg} \cdot \text{m}}{35280 \text{ kg} \cdot \text{m}} > 2$$

$$9.19 > 2$$

No se necesita arrojamiento lateral de columnas.

2.7 Detallado de la conexión RBS

Dimensiones RBS		
a	[cm]	15.00
b	[cm]	15.00
c	[cm]	5.00
R	[cm]	8.13

Tabla 2.9 Detalle de conexión RBS

Si se desea ver con más claridad como son las conexiones RBS y la placa de continuidad se colocó en el anexo A unas figuras del libro IBC structural/seismic design manual que detallan visualmente como se vería.

3. CONCLUSIONES

En conclusión, el proceso de diseño estructural de un edificio en acero se revela como una iteración que demanda considerable experiencia para lograr la máxima eficiencia en los elementos seleccionados. Al abordar el diseño de vigas y columnas, es evidente que las derivas dictan las pautas, y la elección de perfiles está condicionada por límites que buscan conferir alta ductilidad a las secciones. No obstante, al llevar a cabo este trabajo, se constata que cumplir con estos parámetros implica espesores considerables, planteando un desafío en el contexto ecuatoriano, donde la disponibilidad limitada de perfiles comerciales que satisfacen estos requisitos complica el cumplimiento normativo.

Por otro lado, la conexión RBS emerge como un elemento crucial, ya que su diseño influye directamente en el comportamiento integral de la estructura. En particular, en el caso de un SMF, la correcta concepción de la conexión adquiere un carácter crítico, dado que es clave para resistir adecuadamente las cargas verticales. Los cálculos revelan la multiplicidad de requisitos necesarios para lograr un diseño óptimo de la conexión RBS, subrayando su condición de zona crítica en la estructura de acero. Un diseño defectuoso en esta área comprometería el rendimiento deseado de la estructura, invalidando todo el esfuerzo invertido. En consecuencia, se destaca la importancia de aplicar la máxima rigurosidad en el diseño estructural de vigas, columnas y conexiones para garantizar que la estructura se comporte según las expectativas establecidas.

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Institute of Steel Construction. (2016). Seismic provisions for structural steel buildings. Obtenido el 7 diciembre 2023 de <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf>

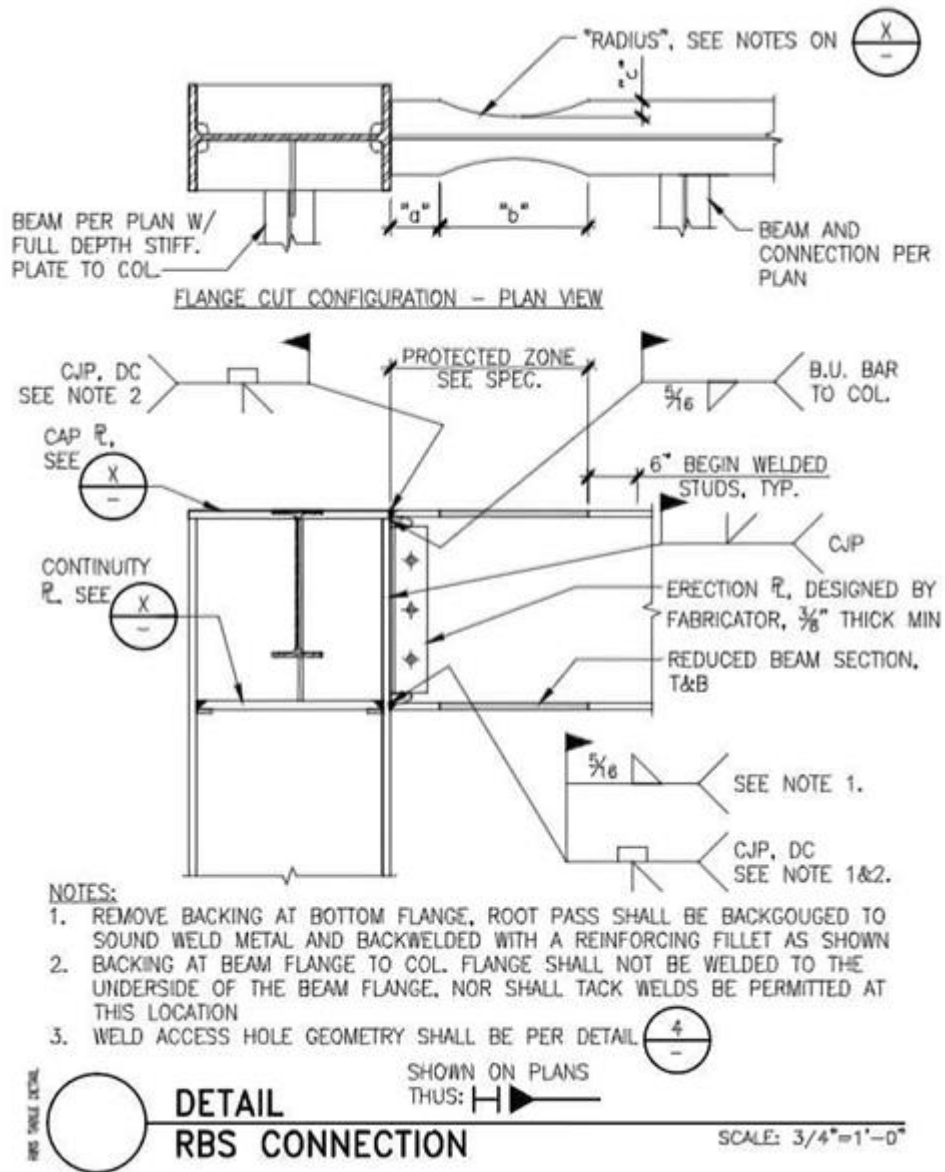
American National Standard. (2022). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Approved by the Committee on Specifications. Obtenido el 7 diciembre 2023 de <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a358-22w.pdf>

American Institute of Steel Construction. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Obtenido el 7 diciembre 2023 de <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf>

American Society of Civil Engineers. (2016). Minimum Design Loads for buildings and Other Structures. Obtenido el 7 diciembre 2023 de <file:///C:/Users/david/Downloads/Codigo%20ASCE%207-16.pdf>

Structural Engineer Association of California. (2020). STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL

5. ANEXO A: DETALLE DE CONEXIÓN RBS Y PLACA DE CONTINUIDAD



Nota. Conexión RBS. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 5.1 Conexión RBS

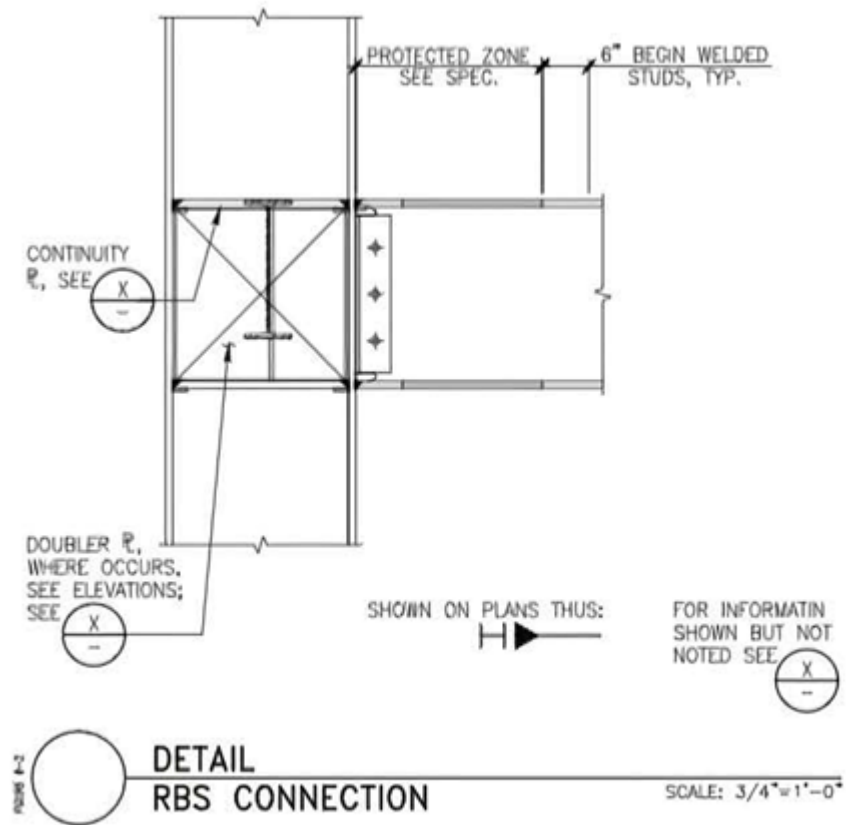
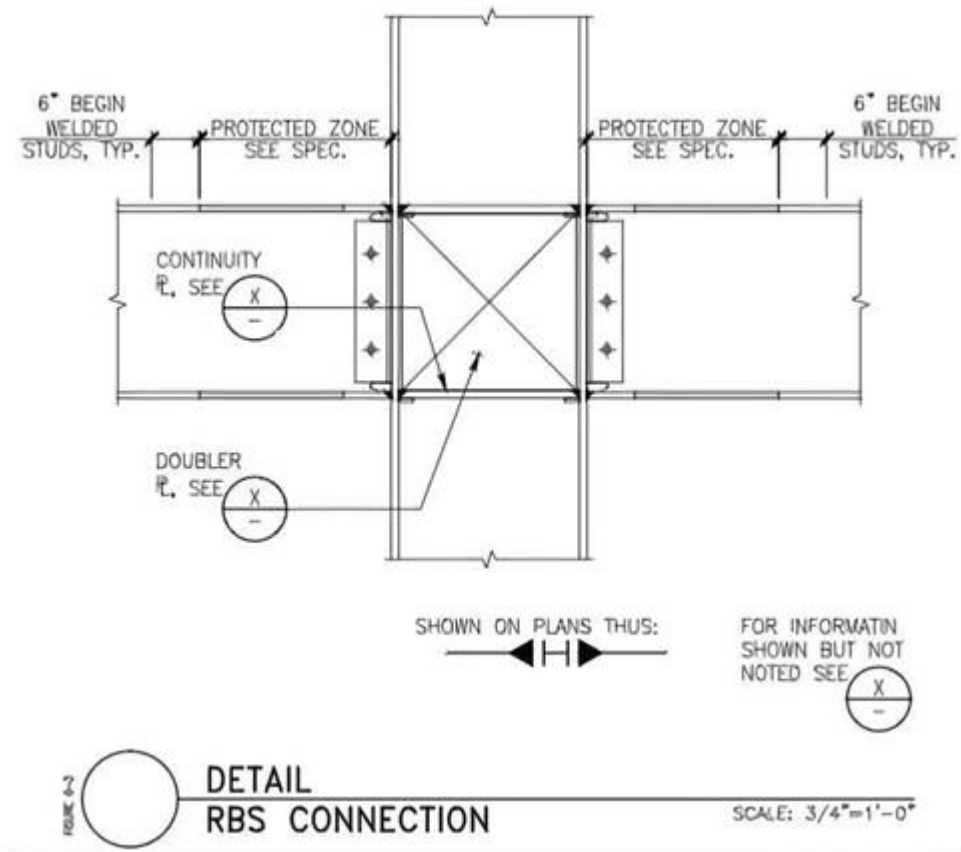


Figure 1-19. RBS connection

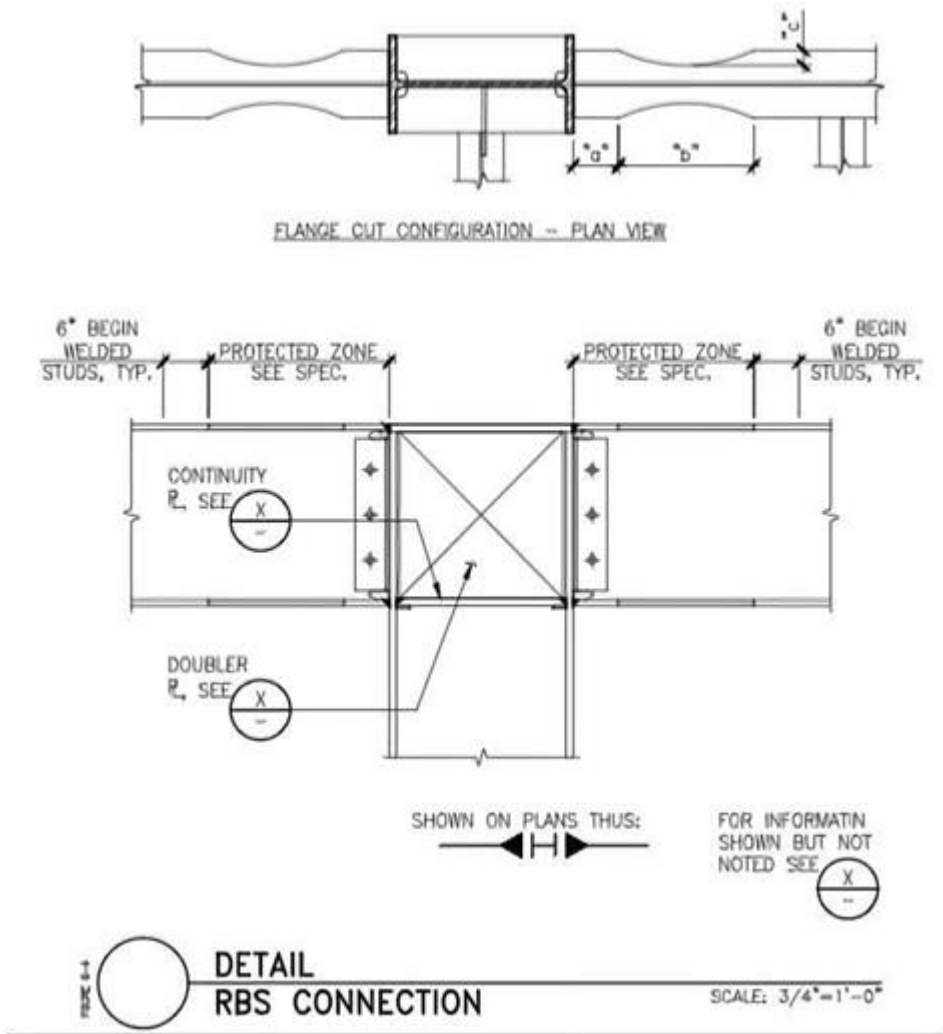
Nota. Conexión RBS. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 5.2 Conexión RBS



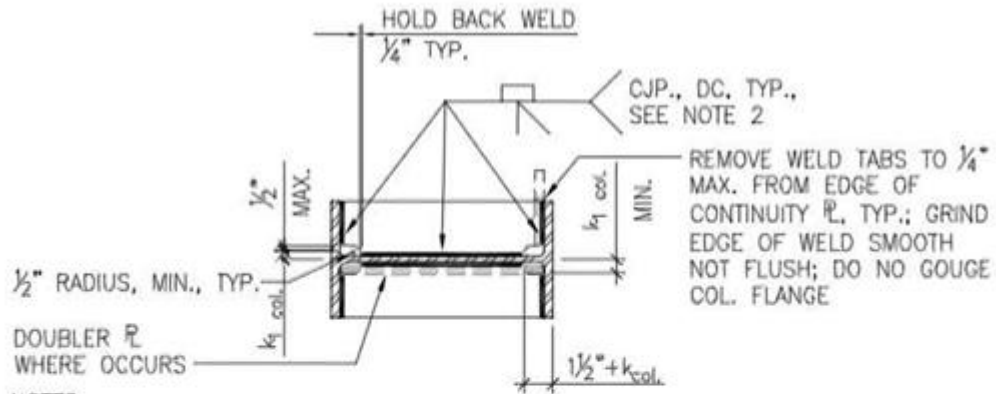
Nota. Conexión RBS. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 5.3 Conexión RBS



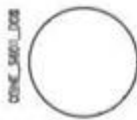
Nota. Conexión RBS. Tomado de (SEAO, 2018).

Figura 5.4 Conexión RBS



NOTES:

1. CONTINUITY PLATES SHALL BE $\frac{1}{8}''$ THICKER THAN THE THICKNESS OF THE THICKEST MOMENT FRAME BEAM FLANGE FRAMING INTO THE COLUMN BUT NOT LESS THAN $\frac{5}{16}''$.
2. STEEL BACKING AT CONTINUITY PLATES NEED NOT BE REMOVED EXCEPT FOR INSTALLATION OF DOUBLER PLATES, BACKING LEFT IN PLACE SHALL BE WELDED TO COLUMN FLANGE USING A CONTINUOUS $\frac{5}{16}''$ FILLET WELD ON THE EDGE BELOW THE CJP GROOVE WELD.
3. REFER TO TABLES IN THE AISC MANUAL FOR VALUES OF $k_{col.}$ AND K_1 col.



DETAIL
CONTINUITY PLATE

SCALE: $\frac{3}{4}'' = 1' - 0''$

Nota. Conexión RBS. Tomado de (SEAOC, 2018).

Figura 5.5 Placa de continuidad