

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Análisis Comparativo del Comportamiento Estructural entre un
Marco Resistente a Momento y un Marco Arriostrado
Concéntricamente de un Edificio de Acero**

**Brenda Lissette Morales Ushiña
William Alexander Calderón Guerra**

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Quito, 7 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Análisis Comparativo del Comportamiento Estructural entre un Marco Resistente a Momento y un Marco Arriostrado Concéntricamente de un Edificio de Acero

Brenda Lissette Morales Ushiña

William Alexander Calderón Guerra

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Andrés Torres Rodas, Ph.D.

Quito, 7 de diciembre de 2021

© 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:	Brenda Lissette Morales Ushiña y William Alexander Calderón Guerra
Código:	00203396, 00200222
Cédula de identidad:	1722863618, 1719059337
Lugar y fecha:	Quito, 7 de diciembre de 2021

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UNPUBLISHED DOCUMENT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

Los edificios con estructura de acero son importantes en el campo de la construcción actual debido a que tienen una gran resistencia y ductilidad. Por lo tanto, es sustancial conocer y diferenciar los tipos de sistemas sismorresistentes utilizados en edificios de acero estructural como son los marcos resistentes a momento y los marcos arriostrados concéntricamente que son de los más comunes en la construcción.

Por un lado, los marcos resistentes a momento son sistemas estructurales conformados por columnas y vigas unidos por medio de conexiones rígidas dando gran resistencia a las cargas laterales por medio de la flexión de sus elementos. Estos marcos cuentan con respuesta sísmica dúctil y estable desarrollando deformaciones inelásticas mayormente en las vigas, por lo que permite una gran disipación de energía.

Por otra parte, los marcos con arriostramientos concéntricos son aquellos que tienen riostras diagonales para proporcionar una adecuada resistencia ante las cargas de sismo. Las riostras deben ser diseñadas para disipar de manera efectiva la carga sísmica. Cuando sucede un sismo se aspira que estos marcos cedan y disipen energía por medio de la cedencia de las riostras en tensión y el pandeo de las riostras en compresión.

Por esta razón, se realizará el diseño de los dos tipos de sistemas sismorresistentes para analizar las diferencias que se presenten en sus resultados.

Palabras clave: acero, diseño, sismorresistente, resistente a momento, arriostrado concéntricamente, ductilidad.

ABSTRACT

Buildings with a steel frame are important in today's construction field because they have great strength and ductility. Therefore, it is essential to know and differentiate the types of earthquake resistant systems used in structural steel buildings such as moment resisting frames and concentrically braced frames that are the most common in construction.

On the one hand, moment resisting frames are structural systems made up of columns and beams joined by rigid connections, giving great resistance to lateral loads through the bending of their elements. These frames have a ductile and stable seismic response, developing inelastic deformations mainly in the beams that allow a great dissipation of energy.

On the other hand, frames with concentric braces are those that have diagonal braces to provide adequate resistance to seismic loads. The braces must be designed to effectively dissipate the seismic load. When an earthquake occurs, these frames are expected to yield and dissipate energy through the yielding of the braces in tension and the buckling of the braces in compression.

For this reason, the design of the two types of seismic force-resisting systems will be executed to analyze the differences that appear in their results.

Key words: steel, design, seismic force-resisting, moment resisting, concentrically braced, ductility.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	11
Antecedentes	11
Descripción general del proyecto.....	12
Desarrollo del Tema.....	13
Diseño sismorresistente en acero	13
Marcos Resistentes a Momento	17
Análisis sísmico del marco resistente a momento	17
Modelo del marco resistente a momento	17
Cargas del marco resistente a momento.....	20
Diseño de Marcos Resistentes a Momento	28
Comportamiento general y mecanismo plástico de marcos resistentes a momento	28
Filosofía de diseño	29
Filosofía de columna fuerte / viga débil	29
Diseño de vigas de un marco resistente a momento	30
Diseño de columnas de un marco resistente a momento	37
Diseño de conexión de un marco resistente a momento	45
Marcos Arriostrados Concéntricamente	56
Modelo de marco arriostrado concéntricamente.....	56
Análisis sísmico de marcos arriostrados concéntricamente.....	58
Cargas	58
Diseño de marcos arriostrados concéntricamente.....	64
Comportamiento general y mecanismo plástico	64
Filosofía de diseño	65
Diseño de riostras.....	67
Diseño de vigas del marco arriostrado concéntricamente.....	72
Diseño de columnas de marco arriostrado concéntricamente	79
Diseño de la conexión del marco arriostrado concéntricamente	87
Verificación de secciones según el criterio de Demanda-Capacidad	112
Conclusiones	114
Referencias bibliográficas.....	116
Anexo A: Máxima carga axial para secciones W30 para diseño de columnas de marco resistente a momento.....	118
Anexo B: Vista extruída del marco RESISTENTE A MOMENTO.	119
Anexo C: Vista extruída del marco arriostrado concéntricamente.	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	14
Tabla 2: Cálculo de la carga muerta total causada por la losa colaborante.	20
Tabla 3: Carga muerta total de elementos no estructurales.	20
Tabla 4: Carga muerta total de elementos no estructurales más carga muerta de losa colaborante.....	21
Tabla 5: Cargas impuestas sobre la estructura en el programa ETABS.	21
Tabla 6: Combinaciones de cargas utilizadas en el modelo.	22
Tabla 7: Secciones y elementos estructurales utilizados en el marco resistente a momento...22	
Tabla 8: Valores de C_t y α que dependen del tipo de estructura	23
Tabla 9: Comprobación de irregularidad torsional.	25
Tabla 10: Verificación de irregularidad en elevación del marco resistente a momento.	26
Tabla 11: Chequeo de derivas máximas inelásticas de diseño de PRM.	28
Tabla 12: Momentos y cortante de la viga analizada del marco resistente a momento.....	31
Tabla 13: Propiedades de sección del perfil utilizado para la viga del marco resistente a momento.	31
Tabla 14: Momentos, cortante y carga axial de la columna 1B del pórtico resistente a momento	38
Tabla 15: Propiedades de sección del perfil utilizado para la columna del pórtico resistente a momento.	39
Tabla 16: Momentos y cortantes de la conexión analizada del PRM.....	45
Tabla 17: Cargas impuestas en la estructura en el programa ETABS.	58
Tabla 18: Combinaciones de cargas utilizadas en el modelo.	59
Tabla 19: Secciones y elementos estructurales utilizados en el diseño.	59
Tabla 20: Comprobación de irregularidad torsional del PAC.	61
Tabla 21: Irregularidad en elevación de marco arriostrado concéntricamente.	62
Tabla 22: Chequeo de derivas máximas inelásticas de diseño.	64
Tabla 23: Sección de perfil para riostra.	67
Tabla 24: Fuerzas de diseño de riostras del marco A.	68
Tabla 25: Tensión crítica de pandeo de la riostra.	70
Tabla 26: Fuerzas de capacidad de la riostra del piso 2.....	71
Tabla 27: Momentos, cortante y carga axial de la viga.	75
Tabla 28: Propiedades de sección del perfil utilizado para vigas para el PAC.....	75
Tabla 29: Fuerzas sísmicas para columnas utilizando la condición 1.	81
Tabla 30: Fuerzas sísmicas para columnas utilizando la condición 2.	81
Tabla 31: Fuerzas sísmicas de diseño máximas entre Condición 1 y Condición 2.	81
Tabla 32: Fuerzas máximas de diseño entre Condición 1 y Condición 2.....	82
Tabla 33: Fuerzas máximas de diseño con factor de sobrerresistencia.	82
Tabla 34: Fuerzas de diseño para la columna.	83
Tabla 35: Momentos, cortante y carga axial de la columna.	83
Tabla 36: Propiedades de sección del perfil utilizado para columnas para el PAC.....	83
Tabla 37: Resistencias esperadas de las riostras.	88
Tabla 38: Propiedades del material de la cartela.	93
Tabla 39: Geometría de la cartela.	97
Tabla 40: Centroides de las figuras para el cálculo del centroide de la sección compuesta. .	101
Tabla 41: Fuerzas en superficies de contacto últimas.....	104
Tabla 42: Soldadura de la conexión del alma de la viga a la aleta de la columna.	106

Tabla 43: Soldadura de conexión de aleta de viga a aleta de columna.....	107
Tabla 44: Soldadura conexión cartela-viga.....	108
Tabla 45: Soldadura conexión cartela-columna.....	109
Tabla 46: Chequeo de fluencia en el alma de la viga.	110
Tabla 47: Chequeo de fluencia en el alma de la columna.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de Ecuador con zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	13
Figura 2. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	15
Figura 3. Gráfico de espectro de respuesta elástico en aceleraciones a utilizar en el diseño. .	16
Figura 4. Vista isométrica de estructura con marcos resistentes a momento.....	18
Figura 5. Vista en elevación del marco resistente a momento.....	18
Figura 6. Vista en planta del marco resistente a momento.	19
Figura 7. Vista en planta del marco resistente a momento.	19
Figura 8. Desplazamientos de la estructura a causa de cargas sísmicas.	25
Figura 9. Geometría de la conexión RBS	47
Figura 10. Ubicación de la rótula plástica	48
Figura 11. Diagrama de cuerpo libre bajo el momento plástico probable	49
Figura 12. Diagrama de cuerpo libre entre el centro del RBS y la cara de la columna	50
Figura 13. Dimensiones viga-columna	53
Figura 14. Demandas de la viga.....	53
Figura 15. Diagrama de cuerpo libre para M^*_{pb}	54
Figura 16. Desarrollo de M^*_{pc}	55
Figura 17. Conexión RBS utilizada	56
Figura 18. Vista isométrica de la estructura con Pórticos Arriostrados Concéntricamente.....	57
Figura 19. Vista en elevación del Pórtico Arriostrado Concéntricamente del eje A.	57
Figura 20. Vista en planta del Pórtico Arriostrado Concéntricamente.	58
Figura 21. Esquema del comportamiento inelástico de las riostras	65
Figura 22. Curva de histéresis de riostra.....	66
Figura 23. Condición de fuerzas máximas del marco A.	71
Figura 24. Condición de post-pandeo del marco A.	72
Figura 25. Diagrama de cuerpo libre de la viga del piso 2.	74
Figura 26. Diagrama de cuerpo libre del corte de viga del piso 2.	74
Figura 27. Diagrama de cuerpo libre de fuerzas para fuerza columna del piso 2.....	80
Figura 28. Conexión de la cartela con la riostra, viga y columna.....	88
Figura 29. Soldadura de filete	90
Figura 30. Dimensiones del extremo de la riostra a unirse con la cartela	91
Figura 31. Conexión de riostra con franja de fluencia que permite rotación del extremo.....	92
Figura 32. Esquema de dimensiones para desgarramiento de bloque.	95
Figura 33. Sección transversal de la riostra unida a la cartela con el refuerzo	100
Figura 34. Fuerzas en las superficies de contacto.....	103
Figura 35. Resultados de diseño del edificio con marcos resistentes a momento según ETABS.....	112
Figura 36. Resultados de diseño del edificio con marcos arriostrados concéntricamente según ETABS.....	112

INTRODUCCIÓN

Los edificios con estructuras de acero son muy oportunos en la actualidad debido a su versatilidad, resistencia y ductilidad. La resistencia del acero a su vez concede un menor peso. Esta ductilidad va a permitir que la estructura ante un sismo fluya en ciertos puntos para evitar las fallas prematuras y súbitas. Por ello, es importante conocer el comportamiento de los diferentes tipos de estructuras de acero como los marcos resistentes a momento y los marcos arriostrados concéntricamente. Se debe realizar un adecuado diseño a cada estructura para obtener un buen comportamiento en cada sistema.

Antecedentes

Marcos resistentes a momento

Los marcos resistentes a momento tienen sus orígenes en la década de 1880 con el edificio Home Insurance Building de 12 pisos en la ciudad de Chicago, al cual se le acredita como el primer marco de acero de “Construcción Esquelética” (Bruneau et al., 2011). En su inicio, los marcos fueron construidos para soportar las cargas de gravedad debido a que en esa época el diseño sísmico no existía formalmente en ese momento y las columnas eran conectadas a las vigas de modo que producían cierta acción de marco.

Luego del terremoto de San Francisco de 1906, se apreció la efectividad de los marcos resistentes a momentos frente a sismos al permanecer intactos o sin parte de su fachada. Conforme las décadas pasaron, las estructuras de acero evolucionaron junto con el diseño de los marcos resistentes a momento de acero, pero a pesar de eso, no tuvieron los resultados esperados frente al terremoto de Northridge en 1994 y al terremoto de Kobe en 1995; por lo que produjeron fallas en la conexión de viga a columna demostrando que se necesitaba un mayor conocimiento sobre ductilidad de los marcos (Bruneau et al., 2011).

Marcos arriostrados concéntricamente

Los marcos arriostrados concéntricamente aparecieron a inicios del siglo XX para edificios con alturas pequeñas y medianas, construcciones industriales, entre otros (Crisafulli, 2018). Además, se caracterizó en que las riostras cambiaron el comportamiento del sistema volviéndose una estructura reticulada. Es importante considerar que en décadas pasadas los arquitectos preferían los marcos resistentes a momentos debido a que su arquitectura les proporcionaba más espacios abiertos. Sin embargo, con las nuevas regulaciones sísmicas que se dieron en aquella época los marcos arriostrados concéntricamente fueron tomados en cuenta en mayor medida, en especial, en regiones de alta sismicidad, dado que reducía la cantidad de acero en comparación con el sistema resistente a momento, y cumplía de mejor manera los límites de derivas.

Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en realizar los diseños sismorresistentes de dos tipos de marcos de acero que son: el marco resistente a momento y el marco arriostrado concéntricamente. Se realizará el análisis sísmico de cada uno y el diseño abarcará el de las vigas, columnas y conexiones para los dos sistemas, se incluye también el de las riostras para el caso de los marcos arriostrados concéntricamente. La configuración de los edificios para los dos sistemas será muy similar, lo que cambiará será que la una tendrá arriostramientos concéntricos y la otra no, esto se lo hizo así debido a que se los va a comparar. Al terminar los diseños de los dos tipos de marcos, por medio de sus resultados, se podrá comparar las características que difieran.

DESARROLLO DEL TEMA

Diseño sismorresistente en acero

Los dos modelos de marcos a analizar estarán ubicados en la ciudad de Quito, una ciudad de la región Sierra del Ecuador, en la zona del valle interandino, el cual ha sido afectado por múltiples terremotos corticales superficiales de alta intensidad (Naya, 2010).

- Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para analizar la peligrosidad sísmica de esta ciudad, se utilizó la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su versión del año 2015, la cual por medio de métodos probabilistas cuenta con un mapa de zonificación sísmica como resultado de un estudio de peligrosidad sísmica. El mapa de zonificación sísmica de la NEC (2015) proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un evento sísmico con un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años) y divide en 6 zonas sísmicas a Ecuador, estableciendo a cada zona un factor Z, el cual se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad y representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño como se observa en la Figura 1.

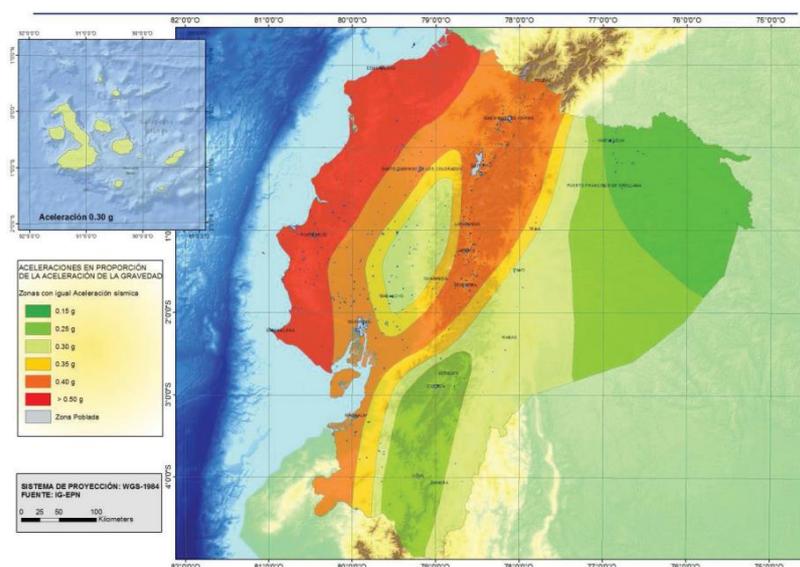


Figura 1. Mapa de Ecuador con zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC-SD-DS (2015).

En base a la Figura 1 y la Tabla 1, la ciudad de Quito se encuentra en una zona sísmica V de peligro sísmico alto, obteniendo un valor de $Z = 0.4$.

Tabla 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.
Fuente: NEC-SD-DS (2015).

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

- Perfil del suelo para el diseño sísmico

Se tomó para el diseño la posibilidad de que la construcción de los dos modelos de marcos se realizará en una zona con un suelo tipo E según la clasificación de la NEC (2015) a los 30 m superiores del perfil del suelo.

- Coeficientes de perfil de suelo

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.

Utilizando para el modelo a realizar el factor $Z = 0.4$ y un tipo de perfil del subsuelo E, se obtienen de las Tablas 3, 4 y 5 de la NEC 2015 los valores de:

$$Fa = 1$$

$$Fd = 1.6$$

$$Fs = 1.9$$

- Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

En base a la NEC (2015) y utilizando la Figura 2, se diseña el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, S_a , que se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad para

el nivel del sismo de diseño, el cual debe ser congruente con: el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s .

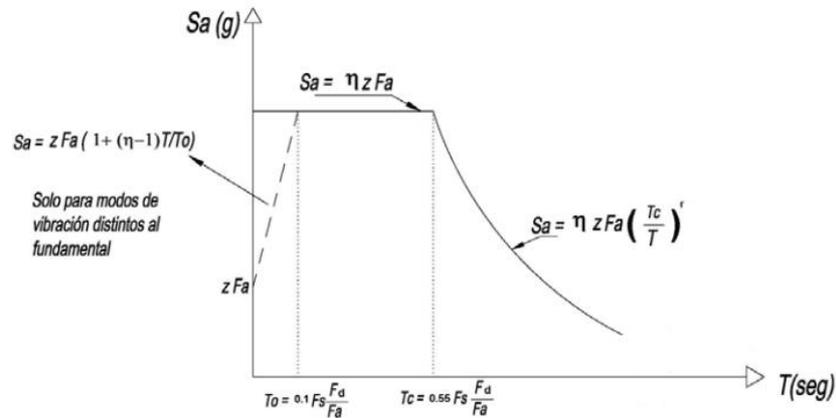


Figura 2. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.
Fuente: NEC-SD-DS (2015).

Para el diseño a realizar, el valor de la amplificación espectral se consideró como $\eta = 2.48$ debido a que el diseño se realizará en la provincia de la Sierra. Se consideró un factor $r = 1$ en base al suelo tipo “E” del diseño. El límite para el periodo de vibración T_o y T_L se calculó usando las siguientes ecuaciones expresadas en la Figura 2:

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.1 (1.9) \frac{1.6}{1} = 0.304$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.55 (1.9) \frac{1.6}{1} = 1.672$$

El espectro de respuesta elástico en aceleraciones (S_a) para diferentes periodos se calcula a partir de las condiciones mostradas en la Figura 2. Como resultado, se muestra el espectro de respuesta elástico en aceleraciones a utilizar en el diseño:

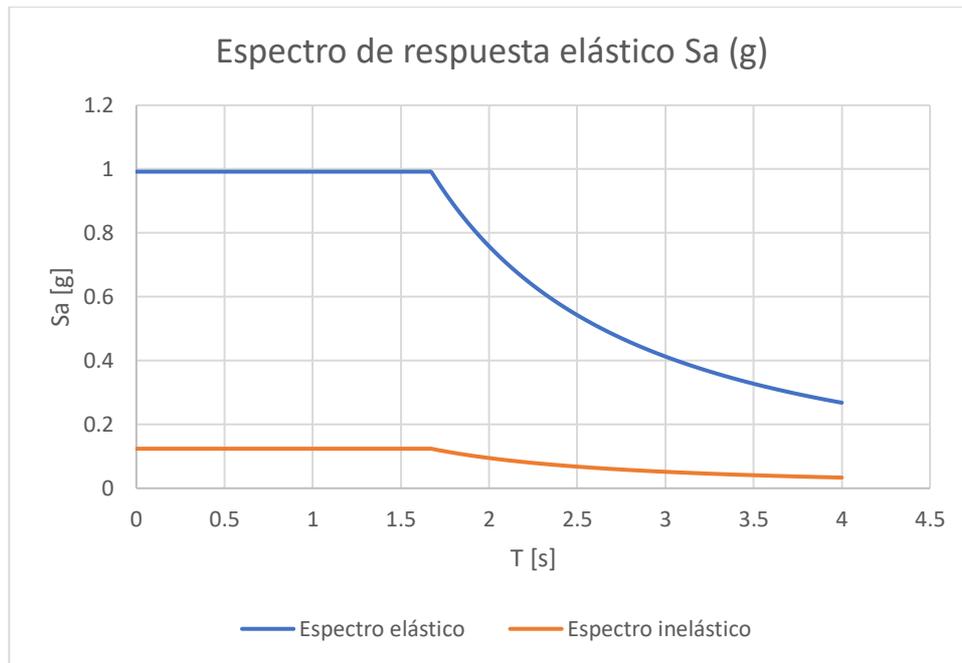


Figura 3. Gráfico de espectro de respuesta elástico en aceleraciones a utilizar en el diseño.

- Filosofía del diseño sismorresistente

Su principal objetivo es comprobar el nivel de seguridad de vida, y adicionalmente, poder minimizar los daños materiales (NEC, 2015). Para ello, el diseño estructural se lo debe hacer con el sismo de diseño, dado que Ecuador se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico. La NEC-SE-DS (2015) indica requerimientos mínimos de diseño para estructuras de ocupación normal, para lo cual su objetivo del diseño es: prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales para terremotos pequeños y frecuentes; prevenir daños estructurales graves ante terremotos moderados; y evitar el colapso cuando sucedan terremotos severos para proteger la vida de los ocupantes.

Esta filosofía se alcanza al diseñar la estructura para que obtenga la capacidad para poder resistir las fuerzas dadas por la norma, obtener derivas de piso inferiores a las admisibles, y poder disipar la energía de deformación inelástica a través del diseño por capacidad o el uso de dispositivos de control sísmico (NEC, 2015).

- Límites permisibles de las derivas de pisos

La NEC (2015) establece límites de deriva inelástica, para lo cual la deriva máxima de cualquier piso de una estructura no debe sobrepasar. Para las estructuras metálicas a realizar en el diseño, el valor de deriva máxima a utilizar será de $\Delta_M \text{ máxima} = 0.02$.

- Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La NEC (2015) clasifica en categorías a las estructuras dependiendo de sus características de uso e importancia, de manera que se pueda incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras. Según la Tabla 6 de la NEC 2015, la categoría se define como “Otras Estructuras”, por lo tanto, el coeficiente de importancia será de:

$$I = 1.0$$

- Factor de reducción de resistencia sísmica R

“El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas” (NEC-SE-DS, 2015). Este factor va a depender de algunas variables como el tipo de estructura, el tipo de suelo, el periodo de vibración, y factores de ductilidad, sobrerresistencia, entre otros (NEC-SE-DS, 2015).

Marcos Resistentes a Momento

Análisis sísmico del marco resistente a momento

Modelo del marco resistente a momento

La estructura cuenta con cinco pisos distribuidos sobre el nivel del suelo. Todas las plantas cuentan con una altura de entrepiso de 3m lo que permite dar un espacio adecuado para situar

las instalaciones sanitarias, de electricidad, de aire acondicionado, etc. De igual manera, la altura total de la estructura medida desde el nivel de la placa de anclaje es de 15 m. La Figura 4 muestra la estructura en isometría, mientras que la Figura 5 muestra la vista en elevación y la Figura 6 muestra la vista en planta de un piso típico.

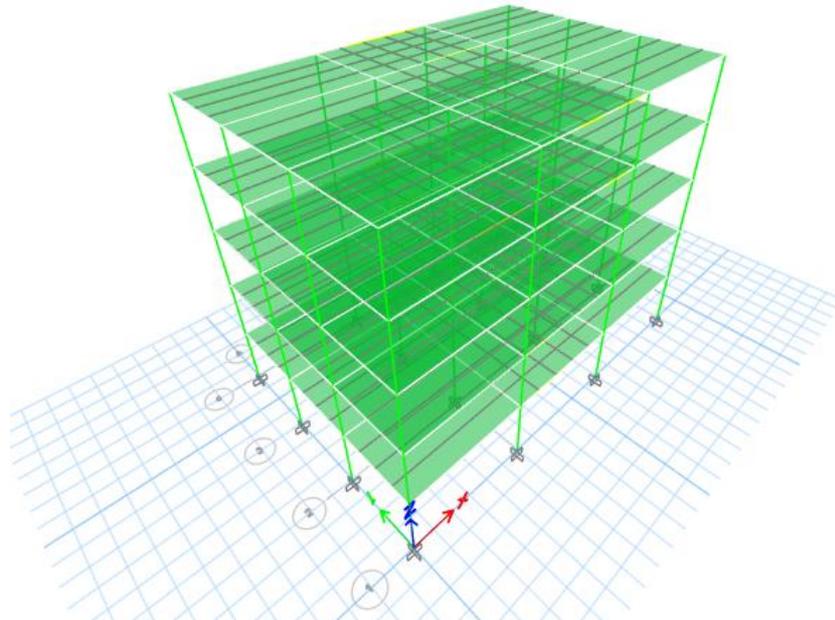


Figura 4. Vista isométrica de estructura con marcos resistentes a momento.



Figura 5. Vista en elevación del marco resistente a momento.

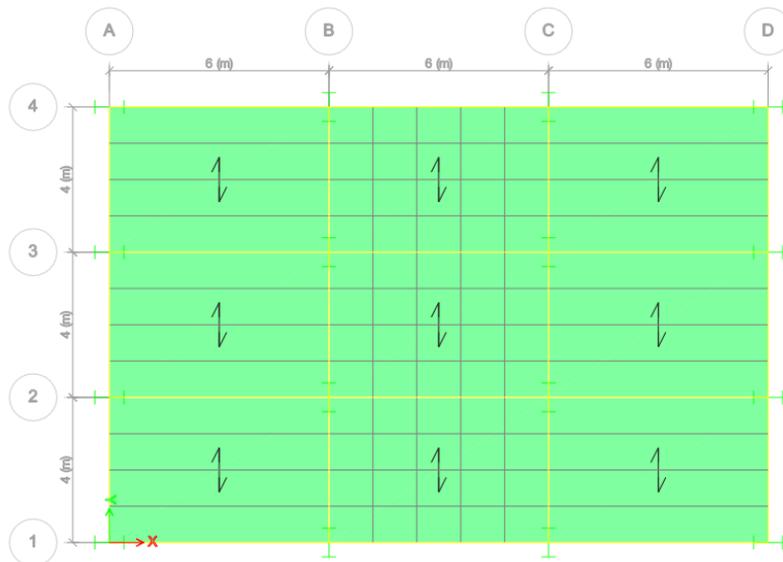


Figura 6. Vista en planta del marco resistente a momento.

En la Figura 7 se puede observar la configuración de los marcos resistentes a momento que van a resistir cargas sísmicas, los cuales son las conexiones de columnas y vigas que no están liberados momentos y se ubican entre los ejes 2A-3A, 2D-3D, 1B-1C y 4B-4C. De igual manera, la distribución de los pórticos es simétrica debido a que se intenta minimizar los fenómenos de torsión accidental.

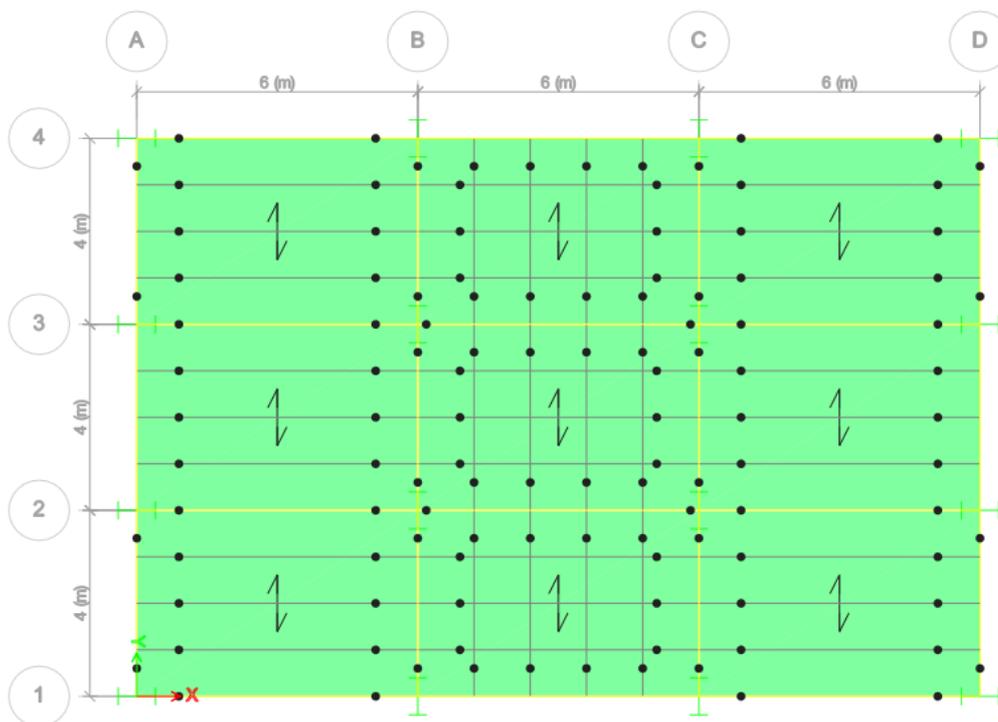


Figura 7. Vista en planta del marco resistente a momento.

- Prediseño de elementos estructurales

Cargas del marco resistente a momento

1. Carga Muerta

1.1. Carga Muerta de losa colaborante

Se utiliza una losa colaborante “Novalosa 55” en todos los pisos de la estructura. Los datos de esta y el cálculo de la carga total muerta de la losa se presentan en la Tabla 2:

Tabla 2: Cálculo de la carga muerta total causada por la losa colaborante.

Carga muerta de Losa Colaborante o Steel Deck	
Steel Deck Utilizado	NOVALOSA 55
Espesor Placa Colaborante [mm]	0.65
Espesor de losa de hormigón [cm]	5
Peso de la Placa Colaborante [kg/m ²]	6.38
Volumen de Hormigón [m ³ /m ²]	0.075
Densidad del Hormigón Utilizado [kg/m ³]	2400
Carga Total de losa de hormigón [kg/m ²]	180
Carga Total de Losa [kg/m ²]	186.38

1.2. Carga Muerta de Elementos No Estructurales

Los elementos no estructurales estarán compuestos por: contrapiso y recubrimiento de 2cm de baldosa de cerámica, con mortero de cemento dando una carga de 0.4 kN/m^2 , cielorraso de yeso sobre listones de madera dando una carga de 0.2 kN/m^2 , paredes divisorias de bloque con una carga de 200 kg/m^2 y muebles, equipos usuales, instalaciones hidráulicas y eléctricas con una carga de 70 kg/m^2 (NEC-SE-DS, 2015). Por lo tanto, la carga muerta total de elementos no estructurales se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3: Carga muerta total de elementos no estructurales.

Carga muerta de Elementos No Estructurales	
Carga Total de Elemen. No Estructurales [kg/m ²]	331.18
Carga Total de Elemen. No Estructurales Cubierta [kg/m ²]	131

La carga muerta total de elementos no estructurales más la carga muerta causada por la losa colaborante se presenta en la Tabla 4 como carga muerta total, se debe tomar en cuenta que la carga muerta para cubierta va a ser menor.

Tabla 4: Carga muerta total de elementos no estructurales más carga muerta de losa colaborante.

Carga Muerta	
Carga muerta total [kg/m ²]	518
Carga muerta para cubierta [kg/m ²]	318

2. Carga Viva

En base a la NEC (2015) se consideró una carga uniforme para residencias de 200 kg/m^2 , mientras que para la cubierta se consideró una carga viva de 70 kg/m^2 .

La carga total que será colocada sobre la estructura en el programa de ETABS para su diseño se presenta en la Tabla 5, tomar en cuenta que esta carga no incluye la de la losa colaborante debido a que el programa ETABS ya lo incluyó al haber definido el “Steel Deck”.

Tabla 5: Cargas impuestas sobre la estructura en el programa ETABS.

Carga muerta [kg/m²]	331.18
Carga muerta cubierta [kg/m²]	131
Carga viva [kg/m²]	200
Carga viva cubierta [kg/m²]	70

3. Combinación de cargas

La Tabla 6 muestra las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo. Para el análisis de columnas y conexiones se multiplicó las cargas sísmicas por un factor de sobrerresistencia.

Tabla 6: Combinaciones de cargas utilizadas en el modelo.

Combinaciones de Carga	
Combinaciones de carga para vigas	
C1:	1.4D
C2:	1.2D+1.6L
C3:	1.2D+1L+1Ex
C4:	1.2D+1L+1Ey
C5:	0.9D+1Ex
C6:	0.9D+1Ey
Envolvente:	Todas
Combinaciones de carga para columnas y conexiones	
C1:	1.4D
C2:	1.2D+1.6L
C3:	1.2D+1L+ Ω Ex
C4:	1.2D+1L+ Ω Ey
C5:	0.9D+ Ω Ex
C6:	0.9D+ Ω Ey
Envolvente:	Todas
Donde:	
Ω	3

- Selección de secciones y elementos estructurales a utilizar en el modelo

El diseño estructural se basó principalmente en el cumplimiento de las derivas máximas. La Tabla 7 muestra las secciones y elementos estructurales que se utilizaron en el modelo.

Tabla 7: Secciones y elementos estructurales utilizados en el marco resistente a momento.

SECCIONES					
MATERIALES		SECCIONES	Fy (kg/cm2)	Fu (kg/cm2)	E (kg/cm2)
LOSA	ASTM A36	Losa h=10.5cm	2530	4078.88	2040000
VIGA	ASTM A572 Gr.50	W24X62	3515	4588.74	2040000
COLUMNA	ASTM A572 Gr.50	W30X235	3515	4588.74	2040000
VIGUETAS	ASTM A572 Gr.50	W8X10	3515	4588.74	2040000

MATERIAL	f'c (MPa)	f'c (kg/cm2)	Ec (GPa)	Ec (MPa)
Espesor losa concreto	21	210	21.54	21538.11

- Análisis sísmico estático basado en la NEC 2015

1. Determinación del periodo de vibración

Basándose en el método 1 de la NEC (2015), se obtuvo un periodo de vibración aproximado utilizando la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura [m]

T_a : Periodo de vibración

Los valores de C_t y α se obtuvieron de la Tabla 8 para una estructura de acero sin arriostramientos.

Tabla 8: Valores de C_t y α que dependen del tipo de estructura.
Fuente: NEC-SD-DS (2015).

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

El periodo aproximado de la estructura basado en la NEC (2015) se calcula a continuación:

$$T_a = C_t h_n^\alpha = (0.072)(15 \text{ m})^{0.8} = 0.63 \text{ [s]}$$

Por medio del método 2 de la NEC 2015, se diseña la estructura en el software ETABS con los datos mencionados anteriormente de configuración de la estructura, cargas impuestas y secciones utilizadas, por lo tanto, se obtuvo un periodo de la estructura de:

$$T_a = 0.80 \text{ [s]}$$

El valor del periodo obtenido por el software ETABS (método 2) no puede ser mayor al 30% del periodo del método 1 calculado en base a la NEC (2015), por lo tanto, el periodo de la estructura será de:

$$T_a = 0.80 [s]$$

- Cortante Basal

1. Factor de reducción de resistencia sísmica R

Se diseñará un pórtico especial sismorresistente de acero laminado en caliente el cual se lo clasifica como un sistema estructural dúctil. En base a la Tabla 15 de la NEC-SE-DS 2015, el valor será de $R = 8$.

2. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

La NEC (2015) penaliza el diseño estructural con irregularidades en planta y elevación al utilizar coeficientes de configuración estructural para poder incrementar el cortante de diseño y contribuir a un adecuado comportamiento frente a un sismo.

2.1. Irregularidad en Planta

Para que la estructura se considere irregular en planta se debe cumplir lo siguiente:

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Donde:

Δ : Máxima deriva de piso de un extremo de la estructura medida perpendicular a un eje.

Δi : Deriva de extremos de estructura con respecto al mismo eje.

Los desplazamientos en la estructura coincidieron que eran los mismos en los extremos como se observa en la Figura 8.

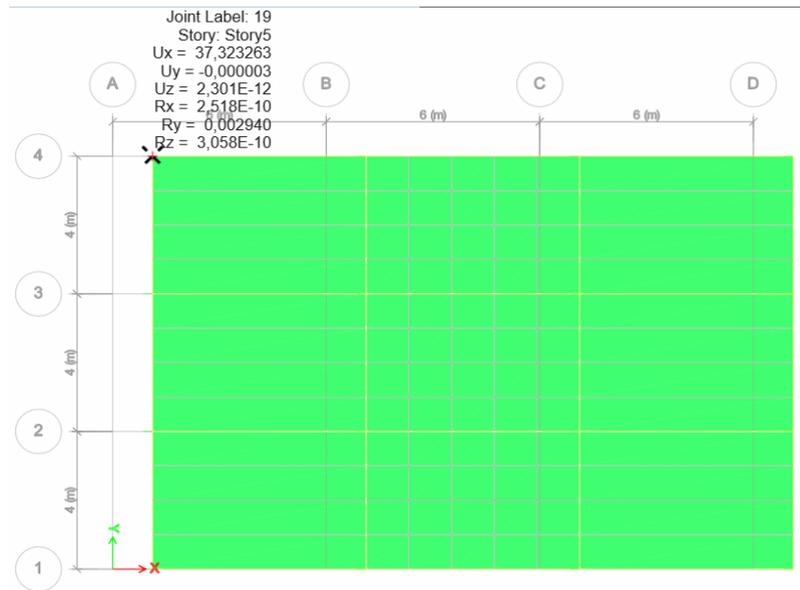


Figura 8. Desplazamientos de la estructura a causa de cargas sísmicas.

A continuación, se verifica si cumplen las condiciones:

Tabla 9: Comprobación de irregularidad torsional.

Δ [mm]		$\Delta 1$ [mm]	$\Delta 2$ [mm]
37.323		37.323	37.323
$\Delta = 37.323$	<	$1.2 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) = 44.788$	

Como se observa en la Tabla 9 no se cumple la condición, por lo tanto, no va a existir irregularidad torsional y el $\varphi_{Pi} = 1$.

2.2. Irregularidad en Elevación

Se calculan las rigideces del piso 1 y 2 utilizando las inercias de las secciones de columnas seleccionadas, las condiciones se presentan en la Tabla 10. Para obtener la rigidez lateral de las columnas se utiliza la siguiente ecuación:

$$t_{col} = \frac{12EI}{L^3}$$

Donde:

t_{col} : Rigidez de columna

E : Módulo de elasticidad de la sección

I : Inercia

L : Longitud del elemento

Para que la estructura se considere irregular en elevación se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$K_c < 0.70t_D$$

$$K_c < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

Tabla 10: Verificación de irregularidad en elevación del marco resistente a momento.

Rigidez piso 1		
tcolx [kg/cm]		4.42E+05
tcoly [kg/cm]		3.23E+04
Rigidez piso 2		
tcolx [kg/cm]		4.42E+05
tcoly [kg/cm]		3.23E+04
Primera Condición		
Piso análisis	Kc [kg/cm]	4.42E+05
Piso,sup	0.7Kd [kg/cm]	3.09E+05
Segunda Condición		
80% Kprom,pisos,sup [kg/cm]		3.53E+05
ØE		1

Se aprecia en la Tabla 10 que no se cumplieron ninguna de las dos condiciones, por lo tanto, la estructura no cuenta con irregularidad en elevación, y el $\phi_{Ei} = 1$.

3. Espectro de diseño en aceleración

Se obtiene de la Figura 3 el valor del espectro de respuesta elástico de aceleraciones que es:

$$S_a(T_a) = 0.992$$

4. Coeficiente sísmico

Se utiliza los datos obtenidos anteriormente y se calcula el coeficiente sísmico utilizando la siguiente ecuación:

$$Coef. Sism. = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} = \frac{(1)(0.992)}{(8)(1)(1)} = 0.124$$

5. Cálculo del cortante basal

Utilizando el software ETABS se obtiene la carga sísmica reactiva (W) proveniente del peso de los elementos estructurales y la carga muerta impuesta sobre la estructura. Para la estructura de análisis la carga sísmica reactiva tiene un valor de $W = 671558.72 \text{ kg}$.

$$V = \text{Coef. Sism.} \times W = 0.124 \times 671558.72 \text{ kg} = 83273.28 \text{ kg}$$

- Análisis sísmico dinámico

Utilizando el software ETABS se realiza un análisis sísmico dinámico obteniendo los siguientes cortantes dinámicos no corregidos:

$$E_{x,sc} = 60512.11 \text{ kg}$$

$$E_{y,sc} = 60729.07 \text{ kg}$$

Según la NEC (2015), el valor del cortante dinámico total en la base que se obtiene por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares. Por lo tanto, se procura realizar nuevamente el análisis dinámico utilizando los siguientes factores de corrección:

$$\text{Factor de corrección, } E_x = \frac{80\% V_{estatico}}{E_{x,sc}} = 1.1$$

$$\text{Factor de corrección, } E_y = \frac{80\% V_{estatico}}{E_{y,sc}} = 1.1$$

Dando como resultado los siguientes cortantes dinámicos:

$$E_{x,corregido} = 66617.78 \text{ kg}$$

$$E_{y,corregido} = 66619.79 \text{ kg}$$

- Chequeo de Derivas

Utilizando el software ETABS se obtienen del diseño las derivas máximas en cada sentido, se calcula la deriva máxima inelástica usando la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

R: Factor de reducción de resistencia.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

En la Tabla 11 se muestra que las derivas máximas inelásticas del diseño son menores al límite permisible de las derivas de piso de la NEC (2015).

Tabla 11: Chequeo de derivas máximas inelásticas de diseño de PRM.

COMPROBACIÓN DE DERIVAS				
Sentido	Deriva ETABS	Deriva Inelástica		
X	0.26%	1.6%	<	2%
Y	0.24%	1.4%	<	2%

Por lo tanto, se va a analizar el marco del eje 1 debido a que al desplazarse en el sentido X se tiene la mayor deriva y, por lo tanto, es más crítico. Se va a analizar en el primer piso el marco entre los ejes 1B-1C según la Figura 5.

Diseño de Marcos Resistentes a Momento

Comportamiento general y mecanismo plástico de marcos resistentes a momento

Los marcos resistentes a momento son un sistema de vigas y columnas que cuenta con una unión rígida entre sus elementos. Su efectividad frente a cargas laterales se debe al desarrollo de momentos flectores y fuerzas cortantes en los miembros del marco y las juntas. El marco a momento no puede desplazarse sin que las vigas y las columnas que lo conforman se flexionen debido a su conexión rígida.

La eficiencia y popularidad de los marcos a momento se debe a su alta ductilidad, aunque esto puede generar un mayor daño no estructural inducido por derivas, y versatilidad arquitectónica proporcionando una mejor utilización del espacio. Se desea que los marcos a momento frente a cargas sísmicas desarrollen un comportamiento dúctil para generar rótulas

plásticas en los extremos de todas las vigas y no en las columnas, produciendo una liberación adecuada de energía (Bruneau et al., 2011).

Filosofía de diseño

Para el análisis de los marcos resistentes a momento se debe tomar en cuenta distintas consideraciones prácticas como el límite elástico esperado, los efectos de endurecimiento por deformación, las zonas del panel y otras consideraciones. Además, se desea que el desarrollo de rótulas plásticas se produzca a una pequeña distancia de los extremos de las vigas permitiendo el desarrollo del mecanismo plástico deseado (Bruneau et al., 2011).

Filosofía de columna fuerte / viga débil

Las rótulas plásticas, generadas en las vigas, permite a la estructura liberar energía cuando se produce un terremoto debido a la oscilación de la viga, esto genera que las columnas en una estructura no sufran un daño significativo. Para realizar esto se requiere que la suma de las capacidades de momento plástico de las columnas exceda la suma de las capacidades de momento plástico de las vigas, por lo cual se realiza un equilibrio de momento simple en la junta (Bruneau et al., 2011).

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

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{cr} F_{yc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \geq \sum Z_b F_{yb}$$

Donde:

$\sum M_{pc}$: Suma de la resistencia nominal a flexión de las columnas proyectada a la línea central de la viga por encima y por debajo de la unión.

A_g : Área bruta de la columna.

F_{yc} : Límite elástico nominal de la columna.

P_{uc} : Resistencia axial requerida en la columna con la combinación de carga considerada.

Z_c : Módulo de sección plástica de la columna.

Z_{cr} : Módulo plástico reducido tomando en cuenta la presencia de fuerza axial.

$\sum M_{pb}$: Suma de las resistencias a la flexión esperadas de las rótulas plásticas en las vigas proyectada a la línea central de la columna.

Debido a la variación de la relación de los momentos que actúan en las caras superior e inferior de una junta al producirse un terremoto, no se puede evitar por completo las rótulas plásticas en las juntas. Al utilizar la ecuación anterior se limitará el rendimiento de la columna a un nivel no perjudicial, extendiendo lo mayormente posible las rótulas plásticas en la viga.

Diseño de vigas de un marco resistente a momento

Se analiza la viga del primer piso ubicada entre los ejes 1B y 1C que se muestra en la Figura 5, para verificar si puede soportar las cargas que le serán solicitadas. Utilizando las combinaciones de carga descritas anteriormente, se utilizó la envolvente para obtener la máxima fuerza cortante y máximos momentos que se utilizarán como carga dominante para el análisis de la resistencia a cortante, y el chequeo a flexión. Debido a los métodos constructivos y al diseño realizado, no existirán cargas axiales en la viga. Se utilizó el programa ETABS para obtener los momentos y el cortante para la viga a analizar que son los siguientes:

Tabla 12: Momentos y cortante de la viga analizada del marco resistente a momento.

DATOS	
Mux [kg-m]	12436.00
Muy [kg-m]	0
Vu [kg]	7261.15
Pu [kg]	0

El compendio de las propiedades y de la sección transversal que se utilizará en la viga se presenta a continuación:

- Sección de perfil utilizado para la viga: W24X62.

Tabla 13: Propiedades de sección del perfil utilizado para la viga del marco resistente a momento.

Sección de perfil		
Dimensión	Valor	Unidad
Fy	3515	kg/cm ²
Fu	4588.74	kg/cm ²
Ry	1.1	-
E	2040000	kg/cm ²
d	60.20	cm
tw	1.09	cm
bf	17.88	cm
tf	1.50	cm
A	117.42	cm ²
Zx	2507.23	cm ³
Zy	257.28	cm ³
Ix	64515.87	cm ⁴
Iy	1436.00	cm ⁴
rx	23.44	cm
ry	3.51	cm
Sx	2146.71	cm ³
Sy	160.59	cm ³
J	71.18	cm ⁴
h o T	52.71	cm
r _{ts}	4.45	cm
h _o	58.67	cm
h/tw	48.26	-
bf/2tf	5.97	-

Para que las vigas cumplan con los requerimientos de secciones sísmicamente compactas, su relación ancho-espesor en los patines de elementos rigidizados y no rigidizados no deben superar los límites establecidos por la Tabla D1.1 de la AISC 358. Como se utiliza el mismo material que las columnas, según la Tabla A3.1 de la AISC 341 el valor de R_y para el acero ASTM A572 Gr. 50 es de 1.1.

Relación ancho-espesor del patín:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_f = \frac{17.88 \text{ cm}}{2(1.50 \text{ cm})} = 5.96$$

Límite de relación ancho-espesor del patín:

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(1.1) \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}} = 7.35$$

Debido a que $\lambda_f = 5.96 < \lambda_{hd} = 7.35$, los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Para almas de perfiles en forma de W utilizados en vigas a flexión, su relación ancho-espesor en el alma de elementos rigidizados y no rigidizados no deben superar los límites establecidos por la Tabla D1.1 de la AISC 341.

Relación ancho-espesor del alma:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_w = \frac{52.71 \text{ cm}}{1.09 \text{ cm}} = 48.36$$

Límite relación ancho-espesor del alma:

$$C_a = \frac{P_u}{\Phi_c P_y} = \frac{P_u}{\Phi_c F_y A_g} = \frac{0 \frac{kg}{cm^2}}{(0.9) \left(3515 \frac{kg}{cm^2} \right) (117.42 cm^2)} = 0$$

Para $C_a \leq 0.114$:

$$\lambda_{hdw} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

$$\lambda_{hdw} = 2.57 \sqrt{\frac{2040000 \frac{kg}{cm^2}}{(1.1) \left(3515 \frac{kg}{cm^2} \right)}} (1 - 1.04(0)) = 59.03$$

Debido a que $\lambda_w = 48.36 < \lambda_{hdw} = 59.03$, el alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

- Requerimientos previos para conexión de viga reducida según AISC 358-16

Según la norma ASIC 358, Sección 5.3, las vigas deberán cumplir con las siguientes limitaciones:

- El peralte de la sección transversal de una columna laminada se limitará como máximo al de un perfil W36. Esto cumple para la sección utilizada de W24.
- El peso de la viga se limitará a un máximo de $302 \frac{lb}{pie}$ (447 kg/m). Esto cumple para la sección utilizada con un peso de $62 \frac{lb}{pie}$.
- El grosor del patín de la viga se limitará a un máximo de $1 \frac{3}{4} in$, ($44mm$). Esto cumple para la sección utilizada con un $t_f = 1.5 \text{ cm} = 15mm$.

- La relación entre el tramo libre y la profundidad de la viga para sistemas PRM será de 7 o más. Esto cumple para la sección utilizada con una relación entre el tramo libre y la profundidad de la viga de: $\frac{L_{B-c}}{d} = \frac{600 \text{ cm}}{60.20 \text{ cm}} = 9.97 > 7$.

- Arriostramiento Lateral en la Viga

Para el cálculo de la separación máxima de las riostras ($L_{b \text{ max}}$) se basará en la norma AISC 341, Sección D1.2b.

$$L_{b \text{ max}} = \frac{0.095 r_y E}{(R_y f_y)}$$

$$L_{b \text{ max}} = \frac{0.095(3.51 \text{ cm}) \left(2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}{\left((1.1) \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right)} = 175.93 \text{ cm} = 1.76 \text{ m}$$

El arriostramiento mínimo se tomará como la quinta parte del tramo libre (SEAOC, 2020).

$$L_{b \text{ min}} = \frac{L_{(B-c)}}{5} = \frac{6 \text{ m}}{5} = 1.2 \text{ m}$$

Basándose en la AISC 341, la resistencia a la flexión requerida del arriostramiento lateral (M_r) se obtiene a continuación:

$$M_r = R_y Z_x F_y$$

$$M_r = (1.1)(257.28 \text{ cm}^3) \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 9694204.80 \text{ kg.cm}$$

Según la AISC 360, Ec. A-6-7, el valor de $C_d = 1.0$, y en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga, la resistencia requerida de las riostras es:

$$P_{br} = 0.02 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) = 0.02 \left(\frac{M_r C_d}{d - t_f} \right)$$

$$P_{br} = 0.02 \left(\frac{(9694204.80 \text{ kg.cm})(1.0)}{60.20 \text{ cm} - 1.50 \text{ cm}} \right) = 3302.97 \text{ kg}$$

Se supone que la longitud de la riostra será desde la línea central de la viga hasta la línea central de la viga adyacente (SEAOC, 2020).

$$L_{riostra,asum.} = \sqrt{(L_{1,2})^2 + d^2} = \sqrt{(400\text{cm})^2 + (60.20 \text{ cm})^2} = 404.50 \text{ cm}$$

Para las riostras se utilizarán secciones $L2 \frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2} \times \frac{3}{16}$ y utilizando el Manual de Construcción en Acero de la AISC, Tabla 4-11, se obtiene que la resistencia nominal a carga axial de las secciones para las riostras es de:

$$\phi P_n = 7.45 \text{ kips} = 3379.25 \text{ kg}$$

La rigidez requerida de la riostra es obtenida con la norma AISC 360, Ec. A-6-8a:

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

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$L_{br} = L_{riostra,asum.}$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{(0.75)} \left(\frac{10(9694204.80 \text{ kg.cm})(1.0)}{(404.50 \text{ cm})(60.20 \text{ cm} - 1.50 \text{ cm})} \right) = 5443.70 \text{ kg/cm}$$

La rigidez de la riostra (K) se puede calcular de la siguiente forma:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{d}{L_{br}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{(60.2 \text{ cm})}{(404.50 \text{ cm})} \right) = 8.46^\circ$$

$$K = \frac{A_g E}{L_{br}} \cos^2 \theta = \frac{(117.42 \text{ cm}^2) \left(2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}{(404.50 \text{ cm})} \cos^2(8.46^\circ) = 579362.85 \text{ kg/cm}$$

Debido a que la rigidez de la riostra es mayor a la rigidez requerida $K = 579362.85 \frac{kg}{cm} >$

$\beta_{br} = 5443.70 \text{ kg/cm}$ la sección cumple con los requisitos de rigidez.

- Resistencia a flexión

En base a la norma AISC 360-16, capítulo F2, se obtiene la longitud límite lateral no arriostrada para el estado límite de fluencia (L_p).

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

$$L_p = 1.76(3.51 \text{ cm}) \sqrt{\frac{\left(2040000 \frac{kg}{cm^2}\right)}{\left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right)}} = 148.82 \text{ cm}$$

La longitud no arriostrada es la distancia entre riostras en el eje 1, por lo cual se escogerá la distancia no arriostrada mínima calculada anteriormente ($L_{b \text{ min}}$).

$$L_b = 1.20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

Como $L_b < L_p$, la viga puede desarrollar un momento plástico, por lo cual en base a la AISC 360-16, Ec. F2-1, la resistencia nominal a la flexión (M_n) es:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = \left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right) (2507.23 \text{ cm}^3) = 8812913.45 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 88129.13 \text{ kg.m}$$

Por lo cual, la resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi M_n = (0.9)(88129.13 \text{ kg.m}) = 79316.22 \text{ kg.m}$$

Debido a que $\phi M_n = 79316.22 \text{ kg.m} > M_{ux} = 12436 \text{ kg.m}$ el diseño cumple con el análisis a flexión.

- Diseño a corte

El diseño a corte se lo realiza en base a la norma AISC-360-16, capítulo G. Debido a que:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$\frac{52.71 \text{ cm}}{1.09 \text{ cm}} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$48.36 \leq 53.96$$

Entonces:

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

$$C_{v1} = 1.00$$

La resistencia nominal al corte, V_n , se realiza en base a la norma AISC-360-16, ecuación G2-1.

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_{v1} = \phi_v 0.6 F_y (d \times t_w) C_{v1}$$

$$\phi_v V_n = (1.00)(0.6) \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (60.20 \text{ cm} \times 1.09 \text{ cm})(1.00) = 138388.36 \text{ kg}$$

Como la resistencia de diseño a cortante es mayor a la fuerza cortante impuesta en la columna, la columna satisface los requerimientos de resistencia cortante.

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$138388.36 \text{ kg} > 7261.15 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

Diseño de columnas de un marco resistente a momento

Al experimentar un terremoto, las columnas deben permanecer estables evitando cualquier pandeo, por lo cual deben diseñarse bajo fuerzas máximas que generalmente

exceden las estimadas por el análisis sísmico. Para estimar las cargas con cierta tolerancia, tomando en cuenta los efectos de endurecimiento por deformación, se utiliza principios de diseño de capacidad, en particular para edificios de varios pisos, al considerar que las rótulas plásticas no se desarrollan simultáneamente en todos los pisos, sino en unos pocos a la vez. Debido a la complejidad de estimar con exactitud la fuerza axial máxima actuante en la columna durante un terremoto, la AISC 341 utiliza una carga adicional que produce una carga sísmica mayor en el diseño de columnas y, en propósitos específicos, multiplicando las fuerzas sísmicas por un factor de sobrerresistencia $\Omega_o = 3$, para PRM.

Se analiza la columna del eje 1B, del piso 1 que se muestra en la Figura 5 para verificar si puede soportar las cargas que le serán solicitadas.

Se utilizó la envolvente de las combinaciones de carga utilizadas incluyendo el factor de sobrerresistencia en el efecto sísmico para obtener el máximo esfuerzo axial, cortante y momentos que se utilizarán como carga dominante para el análisis. La fuerza axial, los momentos y el cortante que se obtuvieron en la columna a analizar, utilizando el programa ETABS, son los siguientes:

Tabla 14: Momentos, cortante y carga axial de la columna 1B del pórtico resistente a momento.

Fuente: ETABS.

DATOS	
Mux [kg-m]	139556.59
Muy [kg-m]	17828.39
Vu [kg]	20455.02
Pu [kg]	127950.77

El compendio de las propiedades y de la sección transversal que se utilizará en la columna se presenta a continuación:

- Sección de perfil utilizado para la columna: W30X235.

Tabla 15: Propiedades de sección del perfil utilizado para la columna del pórtico resistente a momento.

Sección de Perfil		
Dimensión	Valor	Unidad
Fy	3515	kg/cm ²
Fu	4588.74	kg/cm ²
K	1	
Ry	1.1	
E	2040000	kg/cm ²
k(des)	5.82	cm
d	79.50	cm
tw	2.11	cm
bf	38.35	cm
tf	3.81	cm
A	447.10	cm ²
Zx	13879.84	cm ³
Zy	2867.74	cm ³
Ix	486990.77	cm ⁴
Iy	35587.79	cm ⁴
rx	33.02	cm
ry	8.92	cm
Sx	12257.52	cm ³
h o T	67.31	cm
h/tw	31.90	-
bf/2tf	5.03	-

- Chequeo de esbeltez local de la columna

El material de las columnas será de ASTM A572 Gr. 50, por lo tanto, su resistencia esperada del material será de $R_y F_y$ donde R_y será de 1.1.

Relación ancho-espesor del patín:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_f = \frac{38.35 \text{ cm}}{2(3.81 \text{ cm})} = 5.03$$

Límite de relación ancho-espesor del patín:

$$\lambda_{hdf} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{hdf} = 0.32 \sqrt{\frac{2040000 \frac{kg}{cm^2}}{(1.1) \left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right)}} = 7.35$$

Debido a que $\lambda_f = 5.03 < \lambda_{hdf} = 7.35$ los patines satisfacen los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Para almas de perfiles en forma de W utilizados en columnas a flexo compresión, su relación ancho-espesor en el alma de elementos rigidizados y no rigidizados no deben superar los siguientes límites:

Relación ancho-espesor del alma:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_w = \frac{67.31 \text{ cm}}{2.11 \text{ cm}} = 31.90$$

Límite de relación ancho-espesor del alma:

$$C_a = \frac{P_u}{\Phi_c P_y} = \frac{P_u}{\Phi_c F_y A_g} = \frac{127950.77 \frac{kg}{cm^2}}{(0.9) \left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right) (447.10 \text{ cm}^2)} = 0.090$$

Para $C_a > 0.114$:

$$\lambda_{hdw} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

$$\lambda_{hdw} = 2.57 \sqrt{\frac{2040000 \frac{kg}{cm^2}}{(1.1) \left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right)}} (1 - 1.04(0.09)) = 53.51$$

Debido a que $\lambda_w = 31.90 < \lambda_{hdw} = 51.51$, el alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

- Requerimientos previos para conexión de viga reducida según AISC 358-16

Según la norma ASIC 358 sección 5.3 las columnas deberán cumplir con las siguientes limitaciones:

- El peralte de la sección transversal de una columna laminada se limitará como máximo al de un perfil W36. Esto cumple para la sección utilizada W30.
 - Las relaciones de ancho-espesor de los patines y del alma de las columnas deberán cumplir los requisitos de las Provisiones Sísmicas del AISC. Se verificó que el patín y el alma de la sección son compactas.
- Diseño a compresión

Longitud efectiva:

En base a la NEC-SE-AC, sección 6.2, para el diseño de columnas bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR), el factor de longitud efectiva respecto al eje débil (y) es el siguiente:

$$K = 1$$

La esbeltez global del miembro con respecto al eje débil se calcula utilizando la longitud efectiva L_c .

$$\lambda_{columna} = \frac{L_c}{r_y} = \frac{KL}{r_y} = \frac{(1)(300 \text{ cm})}{8.92 \text{ cm}} = 33.63$$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva

L : Longitud no arriostrada

r : Radio de giro

La tensión crítica de pandeo se determina mediante la AISC 360, Ec. E3-2.

$$\lambda_{\text{límite}} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{\text{límite}} = 4.71 \sqrt{\frac{2040000 \frac{kg}{cm^2}}{3515 \frac{kg}{cm^2}}} = 113.47$$

Debido a que $\lambda_{\text{columna}} = 33.63 < \lambda_{\text{límite}} = 113.47$, la columna tendrá un pandeo inelástico.

La tensión de pandeo elástico, F_e , se determina de acuerdo con la norma AISC 360-16, ecuación E3-4 que es:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \left(2040000 \frac{kg}{cm^2}\right)}{(33.63)^2} = 17802.30 \frac{kg}{cm^2}$$

La tensión crítica de pandeo, F_{cr} , se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\left(\frac{3515 \frac{kg}{cm^2}}{17802.30 \frac{kg}{cm^2}}\right)}\right) 3515 \frac{kg}{cm^2} = 3236.20 \frac{kg}{cm^2}$$

La resistencia a la compresión nominal de la columna, P_n , se determinará en función del estado límite de pandeo por flexión:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (0.90) \left(3236.20 \frac{kg}{cm^2} \right) (447.10 cm^2) = 1302214.52 kg$$

- Diseño a flexión

Se obtienen los valores de L_p y L_r de la sección que se utilizará en las columnas mediante la Tabla 3-6 del Manual de la AISC que se muestra en el Anexo A. Para el perfil utilizado W30X235, los estados límites son los siguientes:

$$L_p = 12.4 ft = 3.78 m$$

$$L_r = 41.0 ft = 12.50 m$$

$$L_b(h, piso) = 3 m$$

Debido a que $L_b = 3 m < L_p = 3.78 m$, el alma y patín del perfil W30X235 son compactos y su resistencia está dada por el momento plástico. Debido a esto, la resistencia a flexión se calcula usando la ecuación F2-1 de la norma AISC-360-16.

$$\phi M_{nx} = \phi M_{px} = \phi F_y Z_x = \frac{(0.9) \left(3515 \frac{kg}{cm^2} \right) (13879.84 cm^3)}{100} = 439088.74 kg.m$$

$$\phi M_{ny} = \phi M_{py} = \phi F_y Z_y = \frac{(0.9) \left(3515 \frac{kg}{cm^2} \right) (2867.74 cm^3)}{100} = 90720.95 kg.m$$

Donde:

Z_x : Módulo de la sección plástico alrededor del eje x.

Z_y : Módulo de la sección plástico alrededor del eje y.

$$\phi = 0.90$$

- Ecuación de interacción

La ecuación de interacción se la calcula mediante la norma AISC 360-16. Se determina la interacción de la fuerza axial adimensional.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{127950.77 \text{ kg}}{1302214.52 \text{ kg}} = 0.098$$

Debido a que $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.098 < 0.2$, se utiliza la ecuación C-H1-2b de la AISC 360-16.

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = \frac{127950.77 \text{ kg}}{(2)(1302214.52 \text{ kg})} + \left(\frac{139556.59 \text{ kg.m}}{439088.74 \text{ kg.m}} + \frac{17828.39 \text{ kg.m}}{90720.95 \text{ kg.m}} \right)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.56$$

La ecuación de interacción al ser menor a 1, satisface el requisito.

- Diseño a corte

El diseño a corte se lo realiza en base a la norma AISC-360-16 como se muestra a continuación:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$\frac{67.31 \text{ cm}}{2.11 \text{ cm}} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$31.90 \leq 53.96$$

Entonces:

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_{v1} = 1.00$$

La resistencia de diseño al corte es:

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_{v1} = \phi_v 0.6 F_y (d \times t_w) C_{v1}$$

$$\phi_v V_n = (1.00)(0.6) \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (79.50 \text{ cm} \times 2.11 \text{ cm})(1.00) = 353774.21 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$353774.21 \text{ kg} > 20455.02 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

Como la resistencia de diseño a cortante es mayor a la fuerza cortante impuesta en la columna, la columna satisface los requerimientos de resistencia cortante.

Diseño de conexión de un marco resistente a momento

Para las conexiones se utilizarán conexiones RBS, las cuales son conexiones precalificadas por la AISC 358 con referencia a AISC 341 y AISC 360. Se analizará la conexión entre la viga del primer piso y la columna del eje 1B de la Figura 5.

Los momentos y el cortante que se obtuvieron en la conexión de la viga y columna a analizar, utilizando el programa ETABS y usando la envolvente de las combinaciones descritas en la NEC son los siguientes:

Tabla 16: Momentos y cortantes de la conexión analizada del pórtico resistente a momento.

DATOS	
Mux [kg-m]	12436
Vu [kg]	7261.15
Vu D+L C2 [kg]	4410.93

- Establecer la ubicación y configuración de rótulas plásticas

El diseño para conexiones RBS procede a mover la rótula plástica alejada de la soldadura entre el patín de la viga con la columna. Para producir este efecto, se reduce la sección de la viga a una distancia del patín de la columna. Se busca que las dimensiones preliminares de la

conexión precalificada con sección reducida cumplan con los lineamientos de la AISC 358, Sección 5.8.

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

Donde:

a : Distancia horizontal desde la cara del patín de la columna hasta el inicio de un corte RBS.

b_{bf} : Ancho del patín de la viga.

$$0.5(17.88 \text{ cm}) \leq a \leq 0.75(17.88 \text{ cm})$$

$$8.94 \text{ cm} \leq a \leq 13.41 \text{ cm}$$

Se asume un valor $a = 12 \text{ cm}$.

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

Donde:

b : Longitud del corte RBS

d : Profundidad de la viga

$$0.65(60.20 \text{ cm}) \leq b \leq 0.85(60.20 \text{ cm})$$

$$39.13 \text{ cm} \leq b \leq 51.17 \text{ cm}$$

Se asume un valor $b = 50 \text{ cm}$

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

Donde:

c : Profundidad de corte en el centro de la sección reducida de la viga.

$$0.1(17.88 \text{ cm}) \leq c \leq 0.25(17.88 \text{ cm})$$

$$1.79 \text{ cm} \leq c \leq 4.47 \text{ cm}$$

Para estimar la profundidad de corte c , se puede considerar que esta va a estar entre el 40% y 50% del patín removido. Con esto se limita la proyección de momentos en la cara de la

columna entre el 90% y el 100% de la capacidad plástica de la sección completa de la viga (SEAOC, 2020).

$$0.45 \frac{b_{bf}}{2} = 0.45 \frac{(17.88 \text{ cm})}{2} = 4.02 \text{ cm}$$

Se asume un valor $c = 4 \text{ cm}$

Las dimensiones mencionadas se muestran en la Figura 9.

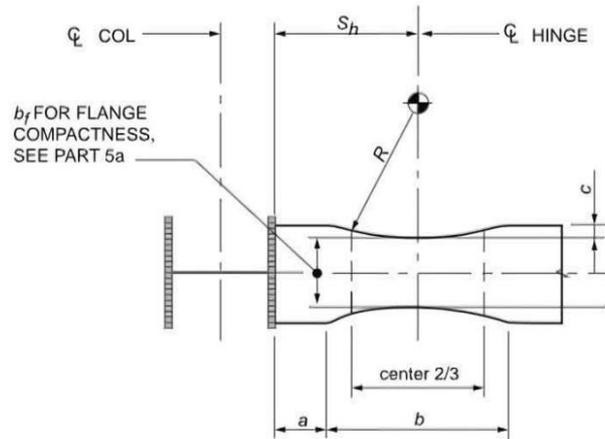


Figura 9. Geometría de la conexión RBS.
Fuente: SEAOC, 2020.

El radio de corte del patín se calcula con la siguiente ecuación:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = \frac{4(4 \text{ cm})^2 + (50 \text{ cm})^2}{8(4 \text{ cm})} = 80.13 \text{ cm}$$

Se asume que la rótula plástica ocurrirá en el centro del corte curvo, por lo tanto:

$$S_h = a + \frac{b}{2} = (12 \text{ cm}) + \frac{(50 \text{ cm})}{2} = 37 \text{ cm}$$

$$L = L_{B-C} = 600 \text{ cm}$$

El valor de L_h , que se muestra en la Figura 10, es la longitud entre las rótulas plásticas y se utiliza para determinar fuerzas en el punto crítico para el análisis de conexiones. Se asume que la columna tendrá el mismo tamaño en cada extremo de la viga, por lo tanto:

$$L_h = L - d_c - 2(S_h) = (600 \text{ cm}) - (0.8 \text{ cm}) - 2(37 \text{ cm}) = 525.21 \text{ cm}$$

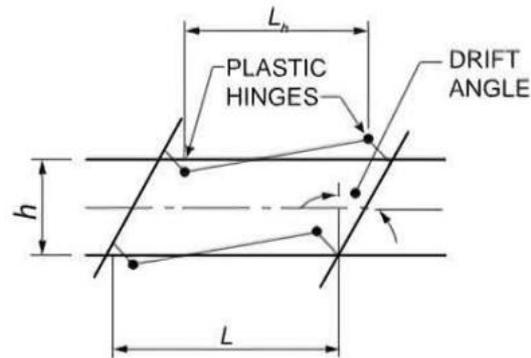


Figura 10. Ubicación de la rótula plástica.
Fuente: SEAOC, 2020.

- Determinar el módulo de sección plástica de la sección de viga reducida

Basándose en la AISC 358, Sección 5.8, se calcula el módulo de sección plástica en el centro de la viga reducida (Z_{RBS}).

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

Donde:

t_{bf} : Ancho del patín de la viga.

Z_x : Módulo de sección plástica alrededor del eje x.

$$Z_{RBS} = 2507.23 \text{ cm}^3 - 2(4 \text{ cm})(1.5 \text{ cm})(60.20 \text{ cm} - 1.5 \text{ cm}) = 1802.83 \text{ cm}^3$$

- Determinar el máximo momento probable de la sección reducida

El máximo momento de la rótula plástica se calcula en base a la AISC 358, Sección 2.4:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS}$$

Donde:

C_{pr} : Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluido el endurecimiento por deformación, la restricción local, el refuerzo adicional y otras condiciones de conexión. Al menos que se indique específicamente lo contrario en la norma AISC 358, el valor de C_{pr} será:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

Por lo tanto,

$$C_{pr} = \frac{\left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right) + \left(4588.74 \frac{kg}{cm^2}\right)}{2 \left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right)} = 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = (1.15)(1.1) \left(3515 \frac{kg}{cm^2}\right) (1802.83 cm^3) = 8016238.52 kg.cm$$

- Determinar la fuerza cortante en el centro de cada RBS

En base a la AISC 358, Sección 5.8, se requiere que la fuerza cortante en el centro de la viga reducida sea determinada por un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre los centros de la sección de viga reducida, asumiendo que el momento en el centro de cada RBS es M_{pr} , además debe incluir las cargas gravitacionales que actúan en la viga basado en una combinación de carga C2 (1.2D + 1.6L).

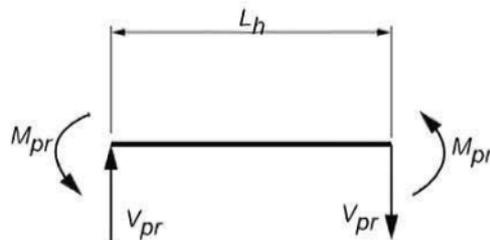


Figura 11. Diagrama de cuerpo libre bajo el momento plástico probable.

Fuente: SEAOC, 2020.

$$V_{pr} = \frac{(2)(M_{pr})}{L_h}$$

Donde:

V_{pr} : Cortante de la porción entre los centros de la viga reducida bajo el momento probable.

$$V_{pr} = \frac{(2)(8016238.52 kg.cm)}{525.21 cm} = 30525.84 kg$$

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

Donde:

V_p : Cortante de la porción entre los centros de la viga reducida causado por carga viva y muerta.

$$V_p = (4410.93 \text{ kg}) \left(\frac{525.21 \text{ cm}}{600 \text{ cm}} \right) = 3861.11 \text{ kg}$$

$$V_{RBS} = V_{pr} + V_p = 30525.84 \text{ kg} + 3861.11 \text{ kg} = 34386.95 \text{ kg}$$

$$V'_{RBS} = V_{pr} - V_p = 30525.84 \text{ kg} - 3861.11 \text{ kg} = 26664.73 \text{ kg}$$

Donde:

V_{RBS} : Mayor de los dos valores de fuerza cortante en el centro de la sección reducida de la viga en cada extremo de la viga.

- Cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna

En base a la AISC 358, Sección 5.8, el momento en la cara de la columna se calculará a partir de un diagrama de cuerpo libre del segmento de la viga entre el centro de la sección reducida de la viga y la cara de la columna. En base a este diagrama de cuerpo libre mostrado en la Figura 12, el momento en la cara de la columna se calcula de la siguiente manera:

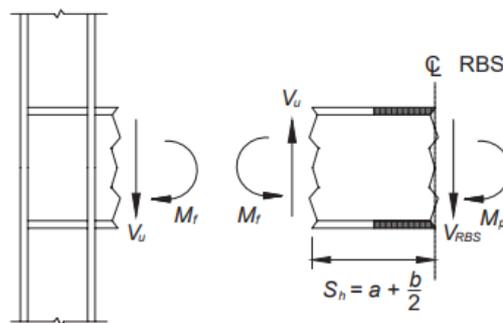


Figura 12. Diagrama de cuerpo libre entre el centro del RBS y la cara de la columna.

Fuente: AISC 358.

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

Donde:

M_f : Momento máximo probable en la cara de la columna.

$$M_f = (8016238.52 \text{ kg cm}) + (34386.95 \text{ kg})(37 \text{ cm}) = 9288555.67 \text{ kg cm}$$

$$M'_f = -M_{pr} + V'_{RBS}S_h$$

$$M'_f = (-8016238.52 \text{ kg cm}) + (26664.73 \text{ kg})(37 \text{ cm}) = -7029643.51 \text{ kg cm}$$

Debido a que el momento atribuible a la carga de gravedad aplicada entre la rótula plástica y la cara del patín de la columna es insignificante (<0,5%), se omite y solo se considera brevemente al comparar M_{pc} a M_f .

- Cálculo del momento plástico esperado de la viga

En base a la AISC 358, Sección 5.8, se calcula el momento plástico de la viga en base al límite elástico esperado:

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

$$M_{pe} = (1.1) \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (2507.23 \text{ cm}^3) = 9694204.80 \text{ kg cm}$$

- Verificación de la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna

En base a la AISC 358, Sección 5.8, se verifica la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna:

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

$$9288555.67 \text{ kg cm} \leq 9694204.80 \text{ kg cm} \text{ "Cumple"}$$

Si no se satisface esta verificación, se debe volver a realizar todo el análisis de diseño de conexiones RBS ajustando los valores de c, a y b, o ajustar el tamaño de la sección.

- Determinar la fuerza cortante requerida

En base a la AISC 358, Sección 5.8, se determina la resistencia a cortante requerida (V_u) de la viga y la conexión entre el alma y la columna de la viga a partir de:

$$V_u = \frac{(2)(M_{pr})}{L_h} + V_{D+L}$$

$$V_u = \frac{(2)(8016238.52 \text{ kg cm})}{525.21 \text{ cm}} + (4410.93 \text{ kg}) = 34936.77 \text{ kg}$$

- Diseño de la conexión del alma de la viga conectado a la columna

Por medio de la norma AISC 358, Sección 5.6, se determina la fuerza de la conexión del alma de la viga conectada a la columna. Además, esta norma indica un único detallamiento permisible para la conexión del alma de la viga con la columna. Este detallamiento explica que para sistemas PRM, el alma de la viga se conectará al ala de la columna mediante una soldadura CJP. Además, se permite que una conexión de corte de placa única se utilice como respaldo para la soldadura de ranura CJP. El espesor de la placa debe ser al menos de 3/8" (10 mm). Tomar en cuenta que no se requieren lengüetas de soldadura en los extremos de la soldadura de la ranura CJP en el alma de la viga. Asimismo, se permiten orificios para pernos en el alma de la viga con el propósito de montaje.

- Comprobación de requerimiento de placa de continuidad

Esta comprobación se basa en la norma AISC 341, E3.6f, cumpliendo de igual forma con lo descrito en la norma AISC 360, J10, para estados locales límites. De ser necesario placas de continuidad, esta sección cuenta con requerimientos de dimensiones mínimas y de soldadura. Según la norma AISC 341-16, Sección E.3.6f.1, cuando el patín de la viga se suelda al patín de una columna en forma de W, el espesor límite del ala de la columna es:

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} = \frac{(17.88 \text{ cm})}{6} = 2.98 \text{ cm}$$

$$t_{cf} \geq t_{lim}$$

$$3.81 \text{ cm} \geq 2.98 \text{ cm} \text{ "Cumple"}$$

Debido a que $t_{cf} \geq t_{lim}$, no son requeridas placas de continuidad.

- Verificación de la relación de momentos

Se tiene que M^*_{pc} se define como la proyección de las resistencias nominales a la flexión de las columnas, que se tienen por encima y por debajo de la junta con la línea central de la viga, considerando una reducción de la fuerza axial en la columna (AISC 341).

Para la verificación de la relación de momento se debe poner atención al definir M^*_{pc} y el proceso para obtener la suma de las resistencias a flexión nominales de vigas y columnas. M_{pc} se proyecta a la línea central de la viga para calcular M^*_{pc} . La diferencia entre M_{pc} y M^*_{pc} es el cortante de la columna multiplicado por la distancia desde el ala de la viga hasta la línea central de la viga que se muestra en la Figura 16. El cruciforme se define por el supuesto punto de inflexión en las columnas y el centro de las vigas RBS que se muestra en la Figura 13 (SEAOC, 2020).

$$Sh + \frac{d_{columna}}{2} = 37cm + \frac{79.5cm}{2} = 76.75 cm$$

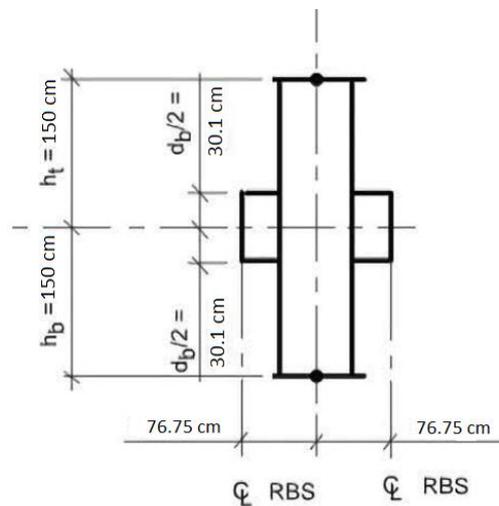


Figura 13. Dimensiones viga-columna.
Fuente: SEAOC, 2020.

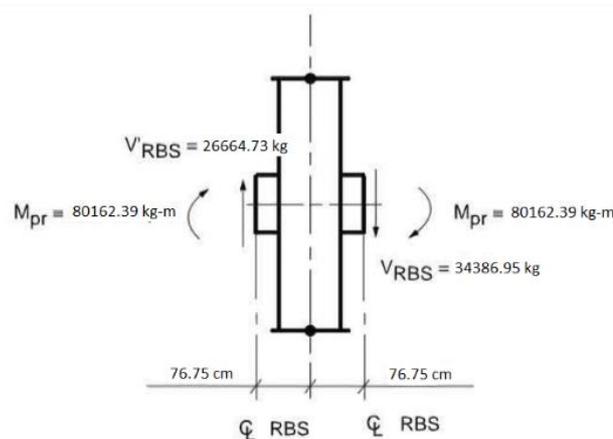


Figura 14. Demandas de la viga.
Fuente: SEAOC, 2020.

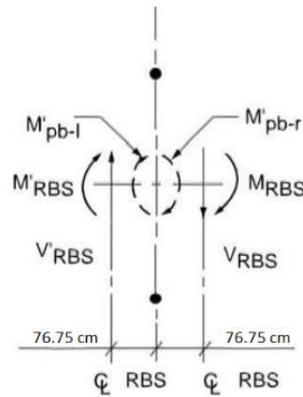


Figura 15. Diagrama de cuerpo libre para M^*_{pb} .

Fuente: SEAOC, 2020.

Por lo tanto, en base a un análisis de la Figura 14 y la Figura 15 se tiene lo siguiente:

$$M^*_{pb-l} = M_{pr} + (V'_{RBS}) \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M^*_{pb-l} = 80162.39 \text{ kg m} + \frac{(26664.73 \text{ kg}) \left(37 \text{ cm} + \frac{79.5 \text{ cm}}{2} \right)}{100} = 100627.57 \text{ kg.m}$$

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

$$M^*_{pb-r} = 80162.39 \text{ kg m} + \frac{(34386.95 \text{ kg}) \left(37 \text{ cm} + \frac{79.5 \text{ cm}}{2} \right)}{100} = 106554.37 \text{ kg.m}$$

$$\sum M^*_{pb} = 100627.57 \text{ kg.m} + 106554.37 \text{ kg.m} = 207181.93 \text{ kg.m}$$

$$V_{col-t} = \frac{M_{pc-t}}{h_t - \frac{d_b}{2}}$$

$$V_{col-b} = \frac{M_{pc-b}}{h_b - \frac{d_b}{2}}$$

$$M^*_{pc-t} = M_{pc-t} + V_{col-t} \left(\frac{d_b}{2} \right) = M_{pc-t} + \left(\frac{M_{pc-t}}{h_t - \frac{d_b}{2}} \right) \left(\frac{d_b}{2} \right)$$

$$M^*_{pc-b} = M_{pc-b} + V_{col-b} \left(\frac{d_b}{2} \right) = M_{pc-b} + \left(\frac{M_{pc-b}}{h_b - \frac{d_b}{2}} \right) \left(\frac{d_b}{2} \right)$$

$$\sum M^*_{pc} = M^*_{pc-t} + M^*_{pc-b} = 2M_{pc} \left(\frac{H}{H - d_b} \right)$$

$$\frac{P_{uc}}{A_b} = \frac{127950.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{447.10 \text{ cm}^2} = 286.18 \text{ kg}$$

$$M_{pc} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_b} \right) = 13879.84 \text{ cm}^3 \left(3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 286.18 \text{ kg} \right) = 448155.05 \text{ kg.m}$$

$$\sum M^*_{pc} = 2(448155.05 \text{ kg.m}) \left(\frac{3 \text{ m}}{(3 \text{ m}) - (0.602 \text{ m})} \right) = 1121322.06 \text{ kg.m}$$

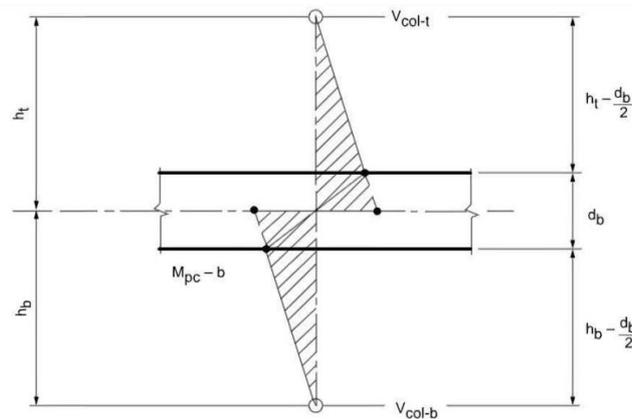


Figura 16. Desarrollo de M^*_{pc}
Fuente: SEAOC, 2020.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} = \frac{1121322.06 \text{ kg.m}}{207181.93 \text{ kg.m}} = 5.4 \text{ "Cumple"}$$

- Evaluar el arriostramiento lateral de las columnas

Según la AISC 358, Sección 5.3.2, el arriostramiento lateral de las columnas debe ajustarse a los requisitos de la AISC 341. El pandeo lateral torsional se puede evitar utilizando un arriostramiento del patín de la columna. La columna W30X235 cuenta con una viga perpendicular conectada en cada nivel, lo que proporciona una restricción de la junta fuera del plano. En el patín superior de la viga, la losa de concreto proporciona un refuerzo eficaz para el patín de la columna, por lo tanto, los patines de la columna deben estar arriostrados lateralmente en el patín inferior de la viga solo si no se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 2.0$$

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} = \frac{1121322.06 \text{ kg.m}}{207181.93 \text{ kg.m}} = 5.4 \text{ "No se necesitan arriostramientos laterales"}$$

Por lo tanto, los patines de la columna no necesitan arriostramientos laterales en el patín inferior de la viga. En la Figura 17 se muestra un esquema de la conexión RBS utilizada.

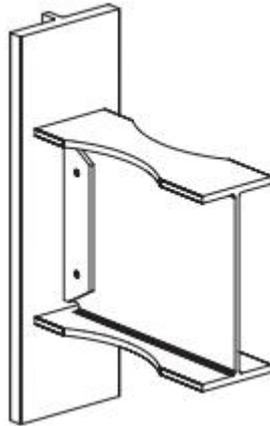


Figura 17. Conexión RBS utilizada.

Fuente: Canadian Institute of Steel Construction. (2016). Ductile Moment Connections.

Marcos Arriostrados Concéntricamente

Modelo de marco arriostrado concéntricamente

La configuración en planta es la misma que el marco resistente a momento. En cuanto a la elevación la estructura cuenta igual con 5 pisos distribuidos sobre el nivel del suelo, pero se le añadieron las riostras en V y V invertida alternadas en los tramos centrales de los pórticos ubicados en los vanos exteriores del plano como se muestra a en la Figura 19. La altura total de la estructura medida desde el nivel de la placa de anclaje es de 15 m. Con esta configuración, las demandas de flexión de la viga pueden verse limitadas para la condición post-pandeo. La Figura 18 muestra la estructura en vista isométrica.

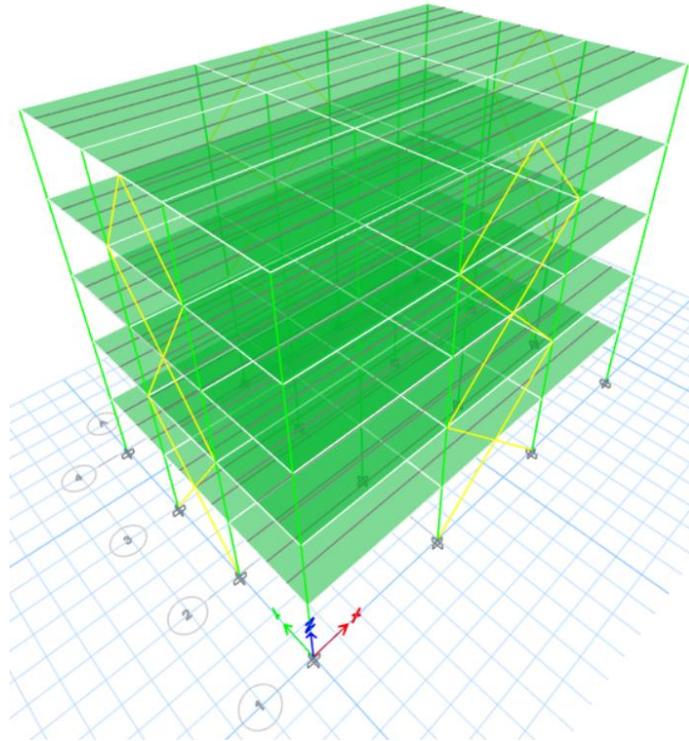


Figura 18. Vista isométrica de la estructura con Pórticos Arriostrados Concéntricamente.

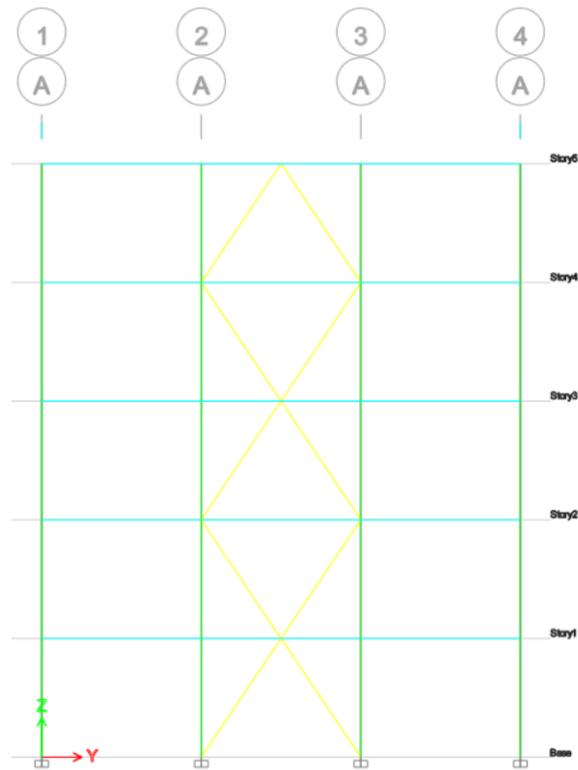


Figura 19. Vista en elevación del Pórtico Arriostrado Concéntricamente del eje A.

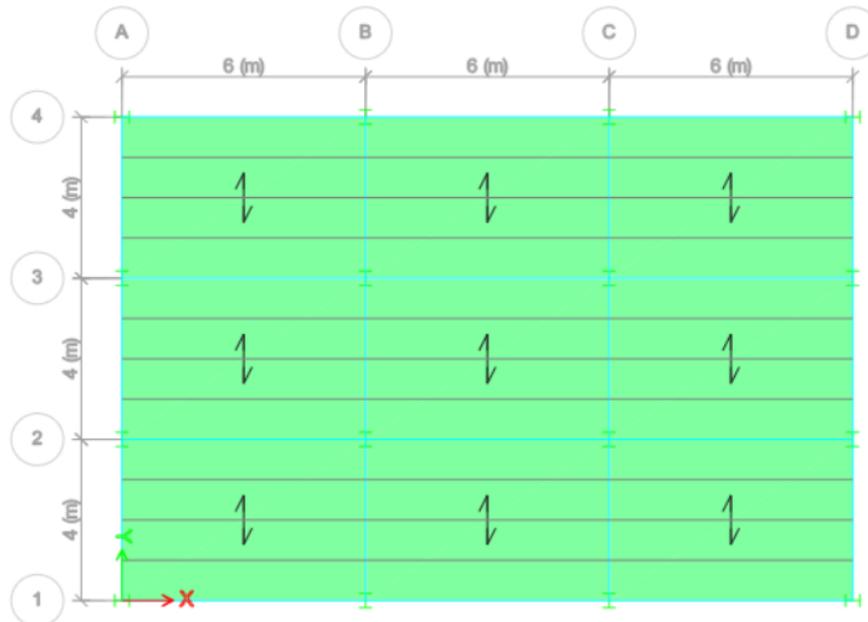


Figura 20. Vista en planta del Pórtico Arriostrado Concéntricamente.

Análisis sísmico de marcos arriostrados concéntricamente

- Prediseño de elementos estructurales

Cargas

1. Cargas muertas y vivas

Las cargas muertas y vivas de la estructura (sin contar la carga muerta de los elementos estructurales) serán las mismas que las que se le aplicaron en el marco resistente a momento para el diseño, que son las que se presentan en la Tabla 17. Se debe tomar en cuenta que las cargas muertas que se indican no toman en cuenta el peso de la losa colaborante ni de los elementos estructurales debido a que se les modeló en el programa ETABS, y este ya considera estos pesos.

Tabla 17: Cargas impuestas en la estructura en el programa ETABS.

Carga muerta [kg/m²]	331.18
Carga muerta cubierta [kg/m²]	131
Carga viva [kg/m²]	200
Carga viva cubierta [kg/m²]	70

2. Combinaciones de cargas

La Tabla 18 muestra las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo, que para el diseño se utilizó la envolvente correspondiente. Para los demás elementos que no sean las riostras, se le impone un factor de sobrerresistencia (Ω_0) de 2 para marcos arriostrados concéntricamente.

Tabla 18: Combinaciones de cargas utilizadas en el modelo.

Combinaciones de Carga	
Combinaciones de carga para riostras	
C1:	1.4D
C2:	1.2D+1.6L
C3:	1.2D+1L+1Ex
C4:	1.2D+1L+1Ey
C5:	0.9D+1Ex
C6:	0.9D+1Ey
Envolvente:	Todas
Combinaciones de carga para vigas, columnas y conexiones	
C1:	1.4D
C2:	1.2D+1.6L
C3:	1.2D+1L+ Ω Ex
C4:	1.2D+1L+ Ω Ey
C5:	0.9D+ Ω Ex
C6:	0.9D+ Ω Ey
Envolvente:	Todas
Donde:	
Ω	2

- Selección de secciones y elementos estructurales a utilizar en el modelo.

El diseño estructural se basó principalmente en el cumplimiento de las derivas máximas. La Tabla 19 muestra las secciones y materiales de los elementos estructurales que se utilizaron en el modelo.

Tabla 19: Secciones y elementos estructurales utilizados en el diseño.

SECCIONES					
MATERIALES		SECCIONES	Fy (kg/cm²)	Fu (kg/cm²)	E (kg/cm²)
LOSA	ASTM A36	Losa h=10.5cm	2530	4078.88	2040000
VIGA	ASTM A572 Gr.50	W14X68	3515	4588.74	2040000
COLUMNA	ASTM A572 Gr.50	W12X170	3515	4588.74	2040000
RIOSTRA	ASTM A572 Gr.50	HSS5.563X0.375	3515	4588.74	2040000
VIGUETAS	ASTM A572 Gr.50	W8X10	3515	4588.74	2040000

MATERIAL	f'c (MPa)	f'c (kg/cm2)	Ec (GPa)	Ec (MPa)
Espesor losa concreto	21	210	21.54	21538.11

- Análisis sísmico estático basado en la NEC 2015

1. Determinación del periodo de vibración

Basándose en el método 1 de la NEC (2015) se obtuvo un periodo de vibración aproximado utilizando la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Los valores de C_t y α se obtuvieron de la Tabla 8 para una estructura de acero con arriostramientos. El periodo aproximado de la estructura basado en la NEC (2015) se calcula a continuación:

$$T_a = C_t h_n^\alpha = (0.073)(15 \text{ m})^{0.75} = 0.56 \text{ [s]}$$

Por medio del método 2 de la NEC 2015, se diseña la estructura en el software ETABS con los datos mencionados anteriormente de configuración de la estructura, cargas impuestas y secciones utilizadas, por lo tanto, se obtuvo un periodo de la estructura de:

$$T_a = 0.56 \text{ [s]}$$

El valor del periodo obtenido por el software ETABS no puede ser mayor al 30% del periodo del método 1 calculado en base a la NEC (2015), en este caso, los dos periodos coinciden en el valor, por lo tanto, el periodo será:

$$T_a = 0.56 \text{ [s]}$$

- Cortante Basal

1. Factor de reducción de resistencia sísmica R

Se diseñará un pórtico especial sismorresistente de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadores concéntricas, el cual se lo clasifica como un sistema estructural dúctil según la Tabla 15 de la NEC-SE-DS 2015, el valor será de $R = 8$.

2. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

2.1. Irregularidad en planta

Para que la estructura se considere irregular en planta se debe cumplir lo siguiente:

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Donde:

Δ : Máxima deriva de piso de un extremo de la estructura medida perpendicular a un eje.

Δi : Deriva de extremos de estructura con respecto al mismo eje.

El desplazamiento en la estructura coincidió en que eran las mismas en los extremos como se aprecia en la Tabla 20.

Tabla 20: Comprobación de irregularidad torsional del Marco Arriostrado Concéntricamente.

Δ [mm]		$\Delta 1$ [mm]	$\Delta 2$ [mm]
16.688		16.688	16.688
$\Delta = 16.688$	<	$1.2 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) = 20.026$	

Como se observa en la Tabla 20 no se cumple la condición, por lo tanto, no va a existir irregularidad torsional y el $\varphi_{Pi} = 1$.

2.2. Irregularidad en elevación

Se calculan las rigideces del piso 1 y 2 utilizando las inercias de las secciones de columnas, las condiciones se presentan en la Tabla 21. Para obtener la rigidez lateral de las secciones se utiliza la siguiente ecuación:

$$t_{col} = \frac{12EI}{L^3}$$

Para que la estructura se considere irregular en elevación se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$K_c < 0.70t_D$$

$$K_c < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

Tabla 21: Irregularidad en elevación de marco arriostrado concéntricamente.

Rigidez piso 1		
tcolx [kg/cm]		6.23E+04
tcoly [kg/cm]		1.95E+04
Rigidez piso 2		
tcolx [kg/cm]		6.23E+04
tcoly [kg/cm]		1.95E+04
Primera Condición		
Piso análisis	kc [kg/cm]	6.23E+04
Piso,sup	70% kd [kg/cm]	4.36E+04
Segunda Condición		
80% kprom,pisos,sup [kg/cm]		4.98E+04
ØE		1

Se aprecia en la Tabla 21 que no se cumplieron ninguna de las dos condiciones, por lo tanto, la estructura no cuenta con irregularidad en elevación, y el $\phi_{Ei} = 1$.

3. Espectro de diseño en aceleración

Se obtiene de la Figura 3 el valor del espectro de respuesta elástico de aceleraciones que es:

$$S_a(T_a) = 0.992$$

4. Coeficiente sísmico

En base a la NEC (2015) y utilizando los datos obtenidos anteriormente, se calcula el coeficiente sísmico utilizando la siguiente ecuación.

$$Coef. Sism. = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} = \frac{(1)(0.992)}{(8)(1)(1)} = 0.124$$

5. Cálculo de cortante basal de diseño

Utilizando el software ETABS se obtiene la carga sísmica reactiva (W) proveniente del peso de los elementos estructurales y la carga muerta impuesta sobre la estructura. Para la estructura de análisis la carga sísmica reactiva tiene un valor de $W = 656553.21 \text{ kg}$. Por lo tanto, el cortante basal de diseño es:

$$V = \text{Coef. Sism.} \times W = 0.124 \times 656553.21 \text{ kg} = 81412.6 \text{ kg}$$

- Análisis sísmico dinámico

Se realiza un análisis sísmico dinámico por medio del software ETABS obteniendo los siguientes cortantes dinámicos no corregidos.

$$E_{x,sc} = 66989.97 \text{ kg}$$

$$E_{y,sc} = 64496.73 \text{ kg}$$

Según la NEC (2015) el valor del cortante dinámico total en la base que se obtiene por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares. Por lo tanto, se procura realizar nuevamente el análisis dinámico utilizando los siguientes factores de corrección:

$$\text{Factor de corrección, } E_x = \frac{80\% V_{estatico}}{E_{x,sc}} = 0.97$$

$$\text{Factor de corrección, } E_y = \frac{80\% V_{estatico}}{E_{y,sc}} = 1.01$$

Dando como resultado los siguientes cortantes dinámicos:

$$E_{x,corregido} = 65114.25 \text{ kg}$$

$$E_{y,corregido} = 65115.9 \text{ kg}$$

- Chequeo de Derivas

Utilizando el software ETABS, se obtienen del diseño las derivas máximas en cada sentido, se calcula la deriva máxima inelástica usando la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

En la Tabla 22 se muestra que las derivas máximas inelásticas del diseño son menores al límite permisible de las derivas de piso que es del 2%.

Tabla 22: Chequeo de derivas máximas inelásticas de diseño.

CHEQUEO DERIVAS				
Sentido	Deriva ETABS	Deriva Inelástica		
X	0.08%	0.5%	<	2%
Y	0.11%	0.7%	<	2%

Por lo tanto, se va a analizar el marco del eje A debido a que al desplazarse en el sentido Y se tiene la mayor deriva y, por lo tanto, es más crítico. Se va a analizar en el segundo piso entre los ejes 2A-3A debido a que se conectan las riostras con las vigas y las columnas para un mejor análisis.

Diseño de marcos arriostrados concéntricamente

Este sistema tiene una gran resistencia a la fuerza sísmica al utilizar las riostras para proporcionar rigidez y resistencia ante un terremoto permitiendo disipar la energía. Esto le permitirá controlar de manera adecuada los desplazamientos laterales y a su vez cumplir con los requisitos de diseño. Se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros que lo componen se cortan en un punto, por lo que forman una estructura reticulada, por lo tanto, las fuerzas sísmicas producen esfuerzos axiales en los miembros del marco (Crisafulli, 2018).

Comportamiento general y mecanismo plástico

Cuando sucedan los terremotos se aspira que los marcos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) cedan y disipen energía por medio de la cedencia de las riostras en tensión y el pandeo de las riostras en compresión (Bruneau et al., 2011). Entonces, para que la estructura pueda soportar un sismo, las riostras deben ser capaces de proveer una gran capacidad de deformación inelástica, pero sin perder mucha resistencia, ni rigidez. Se puede alcanzar la deriva por medio del pandeo de las riostras en compresión, seguido de la cedencia

de las riostras en tensión, para una dirección, y al tener cargas cíclicas, se producirá de manera inversa para la dirección en el otro sentido, esto se puede observar en la Figura 21.

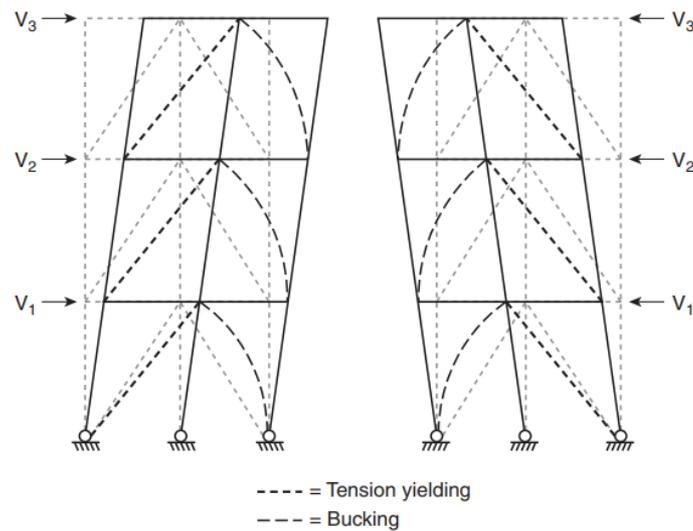


Figura 21. Esquema del comportamiento inelástico de las riostras.
Fuente: Bruneau, et al. (2011). Ductile Design of Steel Structures.

Filosofía de diseño

El sistema debe ser diseñado para obtener una respuesta dúctil y una adecuada resistencia, por lo tanto, las riostras diagonales deben ser diseñadas para soportar las deformaciones plásticas y poder disipar la energía de histéresis adecuadamente con ciclos de cedencia en tensión y pandeo en compresión (Bruneau et al., 2011). Se pretende que las deformaciones plásticas ocurran únicamente en las riostras sin afectar a las columnas, ni a las vigas. De igual manera, al ocurrir un gran terremoto, este sistema lo podrá resistir y podrá seguir soportando las cargas gravitacionales.

Es importante conocer que la riostra se flexionará cuando se pandee a compresión, produciendo una rótula plástica en la mitad de la longitud de la riostra, donde se desarrolla el momento máximo (Bruneau et al., 2011). Esto permitirá disipar la energía en un terremoto. Al analizar el comportamiento de este tipo de estructura, se debe considerar una redistribución de fuerzas del sistema debido a que las riostras se pandean en compresión,

ceden en tensión, y pierden resistencia a la compresión por las derivas significativas y sus cargas cíclicas. Por lo tanto, la respuesta de histéresis que pueden producir las riostras es disminuir la fuerza de compresión y la rigidez negativa cuando se da el pandeo y después de ello, como se observa en la Figura 22 (Mojiri et al., 2019).

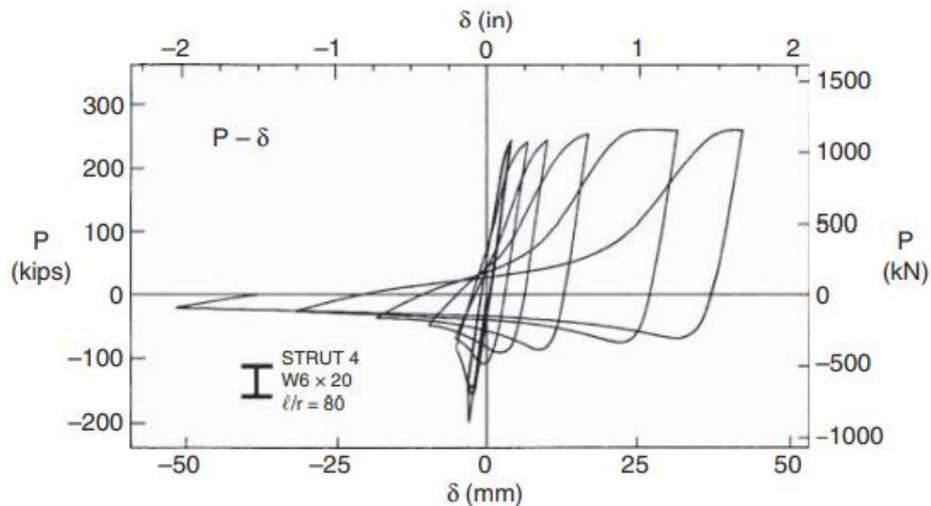


Figura 22. Curva de histéresis de riostra.

Fuente: Bruneau, et al. (2011). Ductile Design of Steel Structures.

Por otra parte, los pórticos arriostrados concéntricamente se dividen en dos categorías que son: los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) y los pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente (POAC). Los PEAC poseen un mejor rendimiento inelástico, mientras que los POAC tienen una menor demanda inelástica. En este caso, se analizará un pórtico especial arriostrado concéntricamente (PEAC).

Los PEAC deben permitir que las riostras se adapten a grandes demandas de pandeo debido a la compresión, al igual que verificar la resistencia y rigidez de las riostras a tensión cuando estas disminuyan su capacidad a compresión (SEAOC, 2020). Por consiguiente, existirá un cambio en la distribución elástica de fuerzas debido al comportamiento post-elástico del sistema.

Se debe considerar el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , que para marcos arriostrados concéntricamente es 2 según la ASCE 7-16, debido a que permite concretar que la disipación

de energía debido a la deformación plástica se produzca en los elementos estructurales que uno desee con criterio, para que no se produzcan en elementos no deseables que afecten a la estructura (NEC, 2015). En este caso, este factor se aplicará al efecto producido por el sismo (E) en las combinaciones de carga para dimensionar a los elementos los cuales no se desee tener deformaciones plásticas como son: las columnas, las vigas y las conexiones, dado que se desea que las riostras se deformen de manera dúctil.

Se hace énfasis de que el diseño se va a basar en métodos específicos del Código Internacional de Construcción, de las Provisiones Sísmicas de Edificios Estructurales de Acero (AISC 341) y la Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Acero de la NEC 2015.

Diseño de riostras

Se conoce que los arriostramientos con esbeltez baja $\frac{KL}{r}$ producen un mejor desempeño sísmico, de igual forma, las relaciones ancho-espesor $\frac{b}{t}$ bajas ayudan a no tener fallas por fragilidad debido al pandeo local en el momento que se producen las rótulas plásticas. Es importante prevenir el pandeo local ya que se desarrollan las rótulas plásticas en las riostras al producirse la flexión en el pandeo.

- Sección de perfil utilizado para la riostra: HSS 5.563X0.375

Tabla 23: Sección de perfil para riostra.

Sección de perfil		
Dimensión	Valor	Unidad
Fy	3515	kg/cm ²
Fu	4588.74	kg/cm ²
Ry	1.1	-
E	2040000	kg/cm ²
A	36.90	cm ²
D	14.13	cm
I.D	12.36	cm
t (nom)	0.9525	cm
Ix=Iy	811.65	cm ⁴
r	4.70	cm

- Dimensionamiento de riostras

La riostra que se va a diseñar es la que está en la izquierda del tramo central del piso 2 como se muestra en la Figura 19. Se tiene que convertir el cortante del marco en un cortante de la riostra, tomando en cuenta el ángulo de la riostra respecto a la horizontal y las riostras que se intersequen, por lo que las fuerzas de diseño de las riostras se muestran en la Tabla 24.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{3}{2} \right) = 56.31^\circ$$

Tabla 24: Fuerzas de diseño de riostras del marco A.

Piso	Pu [kg]
5	9718.83
4	14183.64
3	23735.43
2	23565.09
1	22734.47

- Selección de sección

Para la longitud efectiva, se asume la longitud real de la riostra de 3.61 m menos cierta distancia en cada extremo debido al tamaño de la conexión. Por lo tanto, se ha asumido que la longitud efectiva es:

$$L_c = KL = 3m$$

Es necesario cumplir con el límite de esbeltez de la riostra, por lo tanto, el radio mínimo de giro según la AISC 341-16 se obtiene de

$$\frac{L_c}{r} \leq 200$$

Donde:

L_c : Longitud efectiva de la riostra (KL)

r : Radio de giro

$$r_{min} = \frac{L_c}{200} = 1.5 \text{ cm} < 4.70 \text{ cm} = r \text{ "Cumple"}$$

Este tipo de sección HSS debe cumplir con los requisitos de la AISC 341 para miembros de alta ductilidad, por lo tanto, se utiliza la Tabla D1.1 de esta norma.

La relación ancho-espesor es:

$$\frac{D}{t} = 14.83$$

El límite de la relación ancho-espesor para miembros altamente dúctiles es:

$$0.053 \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 27.96$$

$$14.83 \leq 27.96 \text{ "Cumple"}$$

Entonces, es una sección no esbelta y compacta.

- Verificación de diseño a compresión de la riostra

Se verifica si la riostra es adecuada ante un análisis a compresión. La fuerza axial última de la riostra de análisis obtenida del programa es:

$$P_U = 23565.09 \text{ kg}$$

Entonces, la tensión crítica de pandeo se calculará con la siguiente condición, donde los valores se muestran en la Tabla 25.

$$\lambda_{riostra} \leq \lambda_{límite}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

La tensión elástica de pandeo se la calcula con la siguiente fórmula, y en la Tabla 25 se observa el valor de la tensión crítica de pandeo según la condición.

$$F_e = \pi^2 \frac{E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

Tabla 25: Tensión crítica de pandeo de la riostra.

Tensión crítica de pandeo (Fcr)	
λ , limite	113.47
λ , riostra	63.84
Pandeo Inelástico	
Fe [kg/cm ²]	4939.67
Fcr [kg/cm ²]	2786.35

Por lo tanto, la resistencia de diseño a compresión de la riostra será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$$

$$\phi P_n = 0.9 * 2786.35 \frac{kg}{cm^2} * 36.90 cm^2$$

$$\phi P_n = 92542.54 kg \geq 23565.09 kg \text{ "Cumple"}$$

- Análisis de mecanismo plástico

Se procede a calcular las demandas máximas de las riostras para el resto del sistema, donde se van a tomar en cuenta dos condiciones: las fuerzas máximas que pueden entregar las riostras, ya sea en tensión o compresión, y la condición post-pandeo de las riostras (SEAOC, 2020). Por lo tanto, se calcula lo siguiente:

La resistencia a la tensión esperada: $R_y F_y A_g$

La resistencia a la compresión esperada: $1.14 F_{cre} A_g$

La resistencia post-pandeo: $0.342 F_{cre} A_g$

Donde:

R_y : Factor de esfuerzo de fluencia probable que es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada

F_{cre} : Tensión crítica de pandeo

Los valores de estas fuerzas de la riostra se muestran en la Tabla 26.

Tabla 26: Fuerzas de capacidad de la riostra del piso 2.

Fuerzas de Capacidad de la Riostra			
Sección de Riostra	Resistencia a tensión esperada [kg]	Resistencia a compresión esperada [kg]	Resistencia post-pandeo [kg]
HSS5.563X0.375	142686.04	117246.34	35173.90

A continuación, se muestran las dos condiciones mencionadas anteriormente.

La condición 1 indica que se producirán las fuerzas máximas de tensión y compresión, por lo tanto, las riostras que estén en tensión podrán alcanzar su total resistencia a la tensión esperada, del mismo modo, las riostras en compresión alcanzarán su total resistencia a la compresión esperada, se puede observar en la Figura 23 (SEAOC, 2020). Además, se debe tomar en cuenta que se analiza como si la fuerza lateral se direccionara hacia la derecha, es por ello, que en los pisos 1, 3 y 5, las riostras de la izquierda se encuentran en tensión y las de la derecha en compresión, mientras que en los pisos 2 y 4, las riostras de la izquierda se encuentran en compresión y las de la derecha en tensión.

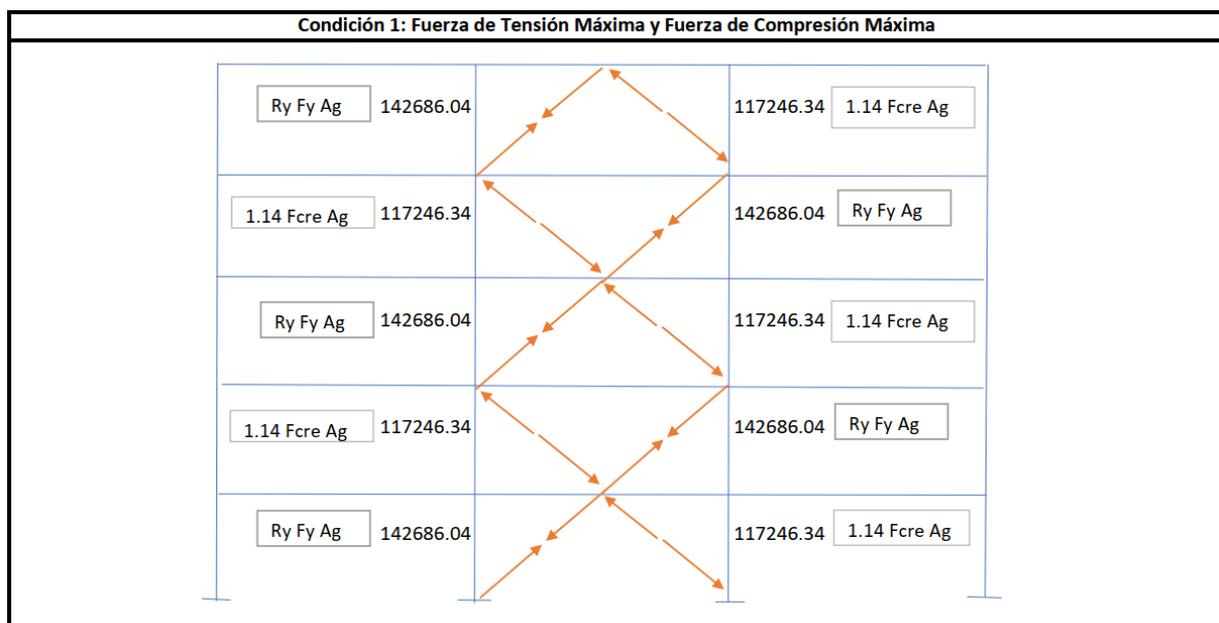


Figura 23. Condición de fuerzas máximas del marco A.

Por otro lado, para la condición 2 se supondrá un pandeo posterior donde las riostras en tensión podrán llegar a su resistencia esperada, mientras que aquellas que estén a compresión se supondrá que han disminuido a su resistencia nominal de post-pandeo (SEAO, 2020). Se puede observar las fuerzas en la Figura 24.

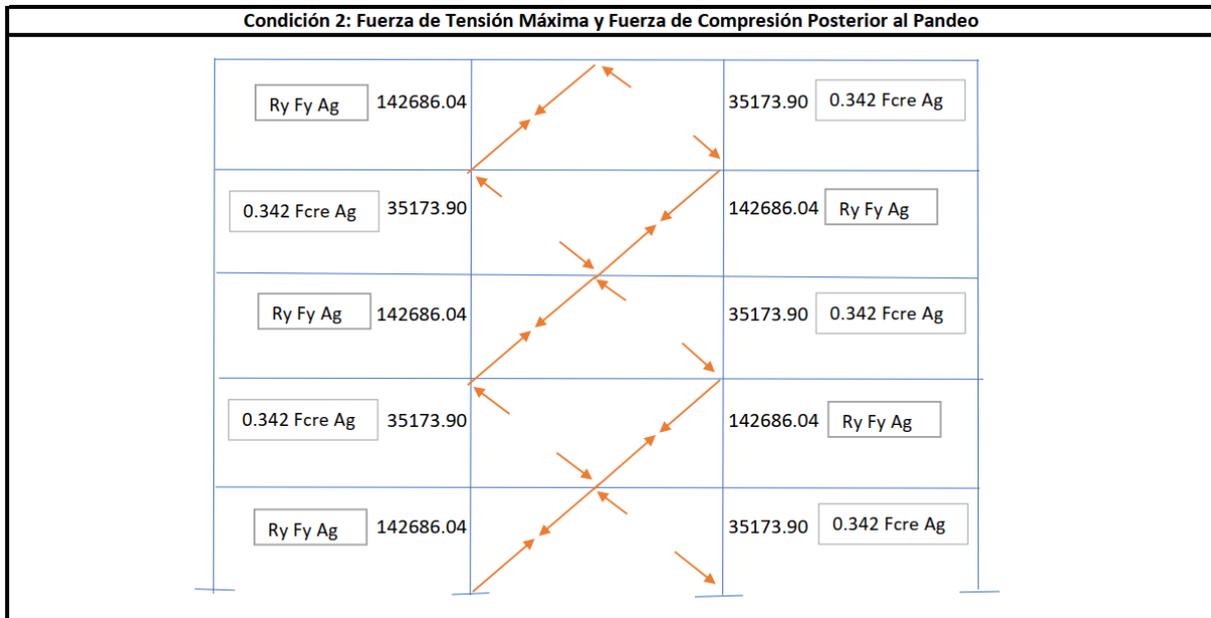


Figura 24. Condición de post-pandeo del marco A.

Diseño de vigas del marco arriostrado concéntricamente

Se tiene un efecto de redistribución de carga por el pandeo y cedencia que se produce en la riostra, por lo tanto, esto se debe tomar en cuenta para el diseño en los tramos que estén arriostrados (Bruneau et al., 2011). Es necesario obtener una respuesta de marco dúctil, por lo que se usa los principios de diseño por capacidad para los tramos arriostrados. Según la AISC 341-16, las vigas requieren tener una resistencia suficiente para soportar las fuerzas correspondientes a dos condiciones diferentes: las fuerzas máximas que puede resistir el marco y la condición post-pandeo. Las fuerzas máximas que puede resistir el marco hacen referencia a las fuerzas de las riostras que alcanzan su resistencia al pandeo esperado y la resistencia a la tensión esperada. Mientras que la condición post-pandeo hace referencia a las

fuerzas de las riostras que alcanzan una resistencia post-pandeo estimada baja y a la tensión esperada.

- Fuerzas sísmicas de la viga

El diseño de vigas se lo realiza para la viga del piso 2, como se mostró en la Figura 19. A continuación, se muestra el diagrama de cuerpo libre de la viga en la Figura 25 para realizar el equilibrio externo de la misma, y calcular la fuerza axial de la viga, se observa que con los pares de riostras no se obtiene reacción horizontal. En este caso, se analiza para la condición 2 porque es la que gobierna.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$F_2 = (R_y \cdot F_y \cdot A_g + 0.342 \cdot F_{cr} \cdot A_g)_1 \cos(\theta_1) - (R_y \cdot F_y \cdot A_g + 0.342 \cdot F_{cre} \cdot A_g)_2 \cos(\theta_2)$$

Donde:

$$T = 142686.04 \text{ kg}$$

$$C = 35173.90 \text{ kg}$$

$$\theta_1 = \theta_2 = 56.31^\circ$$

Entonces, se obtiene lo siguiente:

$$F_2 = 0$$

Este valor nulo también se debe a que se utilizaron los mismos perfiles estructurales para las riostras en todos los pisos.

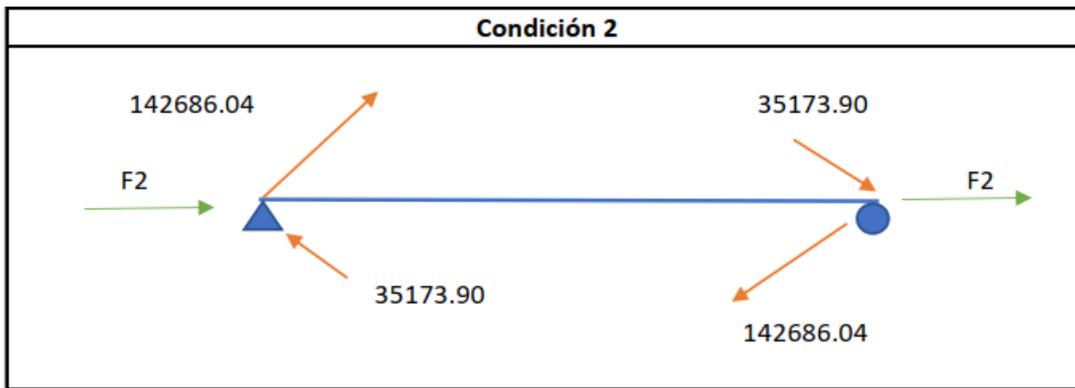


Figura 25. Diagrama de cuerpo libre de la viga del piso 2.

Ahora, se realiza el equilibrio interno de la viga, donde se le hace un corte para obtener la fuerza axial de la viga, como se muestra en la Figura 26.

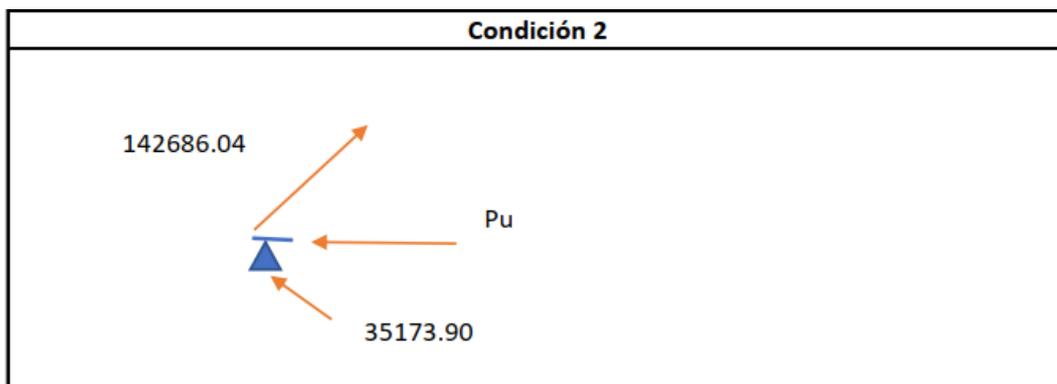


Figura 26. Diagrama de cuerpo libre del corte de viga del piso 2.

La fuerza axial de la viga es:

$$P_U = (R_y \cdot F_y \cdot A_g)_1 \cos(\theta_1) - (0.342 \cdot F_{cre} \cdot A_g)_2 \cos(\theta_2)$$

$$P_U = 142686.04 \cos(56.31) - 35173.90 \cos(56.31)$$

$$P_U = 59637.00 \text{ kg}$$

A continuación, se realizará el diseño de vigas y se utilizará la fuerza axial obtenida anteriormente, y los momentos y cortante del programa ETABS. Como datos se tienen los siguientes:

Tabla 27: Momentos, cortante y carga axial de la viga.

Datos	
Mux [kg-m]	10316.37
Muy [kg-m]	0
Vu [kg]	8387.48
Pu [kg]	59637.00

Se usó la envolvente de diseño, es decir, se utilizó las combinaciones de carga que produzcan un peor efecto en el sistema.

- Sección de perfil utilizado para la viga: W14X68

Tabla 28: Propiedades de sección del perfil utilizado para vigas para el PAC.

Sección de perfil		
Dimensión	Valor	Unidad
Fy	3515	kg/cm ²
Fu	4588.74	kg/cm ²
Ry	1.1	-
E	2040000	kg/cm ²
d	35.56	cm
tw	1.05	cm
bf	25.40	cm
tf	1.83	cm
A	129.03	cm ²
Zx	1884.52	cm ³
Zy	604.68	cm ³
Ix	30051.91	cm ⁴
Iy	5036.40	cm ⁴
h/tw	26.20	-
bf/2tf	6.94	-

- Chequeo de esbeltez local en viga

Es importante que los elementos que forman la viga sean compactos de manera sísmica como se muestra.

Relación ancho-espesor del patín:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.94$$

Verificación de cumplimiento con límite de relación ancho-espesor del patín:

$$\lambda_{hdf} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.35 > 6.94 \text{ "Cumple"}$$

Relación ancho-espesor del alma:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 26.20$$

$$c_a = \frac{P_u}{\phi \cdot P_y} = 0.13$$

$$c_a > 0.114$$

Verificación de cumplimiento con límite de relación ancho-espesor del alma:

$$\lambda_{hdw} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} (2.68 - C_a) = 51.49 > 26.20 \text{ "Cumple"}$$

- Resistencia a flexión

La longitud no arriostrada es la distancia entre viguetas en el eje A del modelo de ETABS mostrado en la Figura 20.

$$L_b = 1 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.65 \text{ m}$$

Como $L_b < L_p$ la viga puede desarrollar un momento plástico.

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = 66240.75 \text{ kg.m}$$

Entonces, la resistencia de diseño a flexión es:

$$\phi M_n = 59616.68 \text{ kg.m} > M_{ux} = 10316.37 \text{ kg.m}$$

- Resistencia a compresión

Se considera la restricción dada en el patín superior debido a la losa, por lo tanto, se realiza el cálculo de pandeo por flexo-torsión del eje restringido para la viga restringida en el patín superior.

La tensión de pandeo elástico torsional según el Manual de Diseño Sísmico de la AISC es

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E \left(C_w + I_y \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right)}{(K_z L)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y + \left(\frac{d}{2} \right)^2 A_g}$$

Donde:

G : Módulo de cortante $\left[\frac{kg}{cm^2} \right] = 789100 \frac{kg}{cm^2}$

J : Constante torsional $[cm^4]$

K_z : Factor de longitud efectiva para pandeo torsional

C_w : Constante torsional de alabeo $[cm^6]$

I_x, I_y : Momentos de inercia respecto a los ejes principales $[cm^4]$

A_g : Área de la sección transversal $[cm^2]$

$$F_e = 10256.39 \frac{kg}{cm^2}$$

Para calcular la tensión crítica se determina con la siguiente condición, según la AISC 360-16 del capítulo H de diseño de miembros para fuerzas combinadas y torsión.

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.34 < 2.25$$

Se tiene un pandeo inelástico, por lo tanto, la tensión crítica es:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 3045.29 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, la resistencia de diseño a compresión de la viga es:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g = 0.9 (3045.29 \text{ kg/cm}^2)(129.03 \text{ cm}^2) = 353646.12 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se verifica la siguiente condición:

$$\phi P_n > P_u$$

$$353646.12 \text{ kg} > 59637.00 \text{ kg}$$

Debido a que $\phi P_n = 353646.12 \text{ kg} > P_u = 59637.00 \text{ kg}$ cumple con los requisitos a compresión.

- Chequeo de ecuación de interacción

Para determinar si cumple el chequeo por flexo-compresión, se utiliza la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.17 < 0.2$$

Por lo tanto, se usa la siguiente ecuación de interacción de flexión y compresión para miembros doblemente simétricos.

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) \leq 1.0$$

$$0.26 \leq 1.0 \text{ "Cumple"}$$

- Resistencia a corte

La resistencia a corte de la viga se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1}$$

Donde:

A_w : Área del alma

C_{v1} : Factor de reducción de la resistencia al corte después del pandeo

$$V_n = 79053.33 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 1 * 79053.33 = 79053.33 \text{ kg} > V_u = 8387.48 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

Debido a que $\phi V_n = 79053.33 \text{ kg} > V_u = 8387.48 \text{ kg}$ se satisface los requerimientos de resistencia cortante.

Diseño de columnas de marco arriostrado concéntricamente

Se utiliza un enfoque de diseño por capacidad debido a que es seguro. Además, al igual que en el diseño de vigas, se deben incluir las fuerzas proporcionadas por las riostras, donde están aquellas que pueden lograr las resistencias a la tensión esperada y a la compresión esperada, o a la tensión esperada y post-pandeo. Esto permite obtener las mayores fuerzas de las columnas.

- Fuerzas sísmicas de la columna

Estas fuerzas se obtienen al tomar en cuenta las fuerzas de las riostras de sus componentes verticales, se pueden observar las fuerzas debido a la Condición 1 en la Tabla 29 y la Condición 2 en la Tabla 30. Hay que tomar en cuenta que las fuerzas en compresión se las muestra positivas y las fuerzas en tensión se muestran negativas en la Tabla 29 y la Tabla 30, y que la fuerza lateral asumida está direccionada de izquierda a derecha. Para el cálculo de fuerzas sísmicas de la columna se realizó un diagrama de cuerpo libre, en este caso se lo muestra para la columna del piso 2, del eje 2 en la Figura 27.

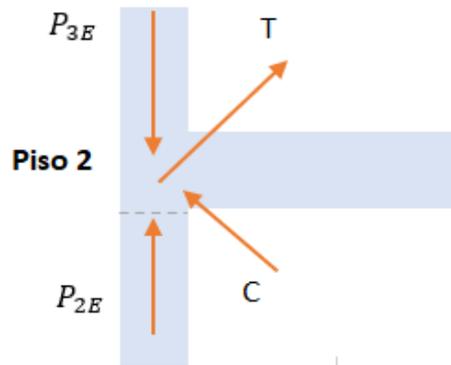


Figura 27. Diagrama de cuerpo libre de fuerzas para fuerza columna del piso 2.

El cálculo de la fuerza sísmica de la columna para la condición 1 del piso 2 del eje A2 que se presenta en la Tabla 29, se lo hizo mediante equilibrio de fuerzas como se muestra a continuación:

$$P_{2,E} = P_{3,E} + (-T - C) * \text{seno}(\theta)$$

Donde:

T: Resistencia a la tensión esperada de la riostra

C: Resistencia a la compresión esperada de la riostra

$P_{3,E}$: Fuerza sísmica de la columna 3

θ : Ángulo de la riostra respecto al eje horizontal = 56.31°

$$P_{2,E} = 421970.07 \text{ kg}$$

Se lo hace de la misma manera para la Condición 2 pero con C igual a la resistencia Post-Pandeo, se muestra en la Tabla 30, por lo que da una fuerza sísmica de:

$$P_{2,E} = 251249.08 \text{ kg}$$

Tabla 29: Fuerzas sísmicas para columnas utilizando la condición 1.

a) Condición 1: Fuerza de Tensión Máxima y Fuerza de Compresión Máxima				
Nivel	Fuerza de Col A1 [kg]	Fuerza de Col A2 [kg]	Fuerza de Col A3 [kg]	Fuerza de Col A4 [kg]
5	-	10583.55	10583.55	-
4	-	-205693.26	226860.37	-
3	-	-205693.26	226860.37	-
2	-	-421970.07	443137.18	-
1	-	-421970.07	443137.18	-
Base	-	-540692.03	540692.03	-

Tabla 30: Fuerzas sísmicas para columnas utilizando la condición 2.

b) Condición 2: Fuerza de Tensión Máxima y Fuerza de Compresión Posterior al Pandeo				
Nivel	Fuerza de Col A1 [kg]	Fuerza de Col A2 [kg]	Fuerza de Col A3 [kg]	Fuerza de Col A4 [kg]
5	-	44727.75	44727.75	-
4	-	-103260.66	192716.17	-
3	-	-103260.66	192716.17	-
2	-	-251249.08	340704.58	-
1	-	-251249.08	340704.58	-
Base	-	-369971.04	369971.04	-

A continuación, se muestran las fuerzas sísmicas de diseño máximas entre la Condición 1 y la Condición 2 en la Tabla 31.

Tabla 31: Fuerzas sísmicas de diseño máximas entre Condición 1 y Condición 2.

Fuerzas sísmicas de diseño máximas entre Condición 1 y Condición 2				
Nivel	Fuerza de Col A1 [kg]	Fuerza de Col A2 [kg]	Fuerza de Col A3 [kg]	Fuerza de Col A4 [kg]
5	-	44727.75	44727.75	-
4	-	-205693.26	226860.37	-
3	-	-205693.26	226860.37	-
2	-	-421970.07	443137.18	-
1	-	-421970.07	443137.18	-
Base	-	-540692.03	540692.03	-

Utilizando estas fuerzas sísmicas máximas de diseño, se obtendrán las fuerzas axiales máximas de diseño incluyendo la carga muerta y viva por medio de la envolvente, se indican en la Tabla 32.

Tabla 32: Fuerzas máximas de diseño entre Condición 1 y Condición 2.

Fuerzas máximas de diseño entre Condición 1 y Condición 2				
Nivel	Fuerza de Col A1 [kg]	Fuerza de Col A2 [kg]	Fuerza de Col A3 [kg]	Fuerza de Col A4 [kg]
5	-	38501.81	38501.81	-
4	-	-224696.09	207857.53	-
3	-	-234328.10	198225.53	-
2	-	-463426.24	401681.01	-
1	-	-472991.51	392115.74	-

- Factor de sobrerresistencia

Es importante considerar también el factor de sobrerresistencia de $\Omega_0 = 2$ para las fuerzas sísmicas. Por lo tanto, se muestran las fuerzas máximas de diseño para las columnas utilizando el factor de sobrerresistencia con la envolvente utilizando el programa ETABS, con las fuerzas sísmicas de la columna que no consideran las dos condiciones de las riostras de mecanismo plástico que se mostrarán en la Tabla 33.

Tabla 33: Fuerzas máximas de diseño con factor de sobrerresistencia.

Fuerzas máximas de diseño con factor de sobrerresistencia Ω				
Nivel	Fuerza de Col A1 [kg]	Fuerza de Col A2 [kg]	Fuerza de Col A3 [kg]	Fuerza de Col A4 [kg]
5	-	-7431.17	-7431.17	-
4	-	-58664.97	-58664.97	-
3	-	-71698.06	-71698.06	-
2	-	-157173.74	-157173.74	-
1	-	-171105.48	-171105.48	-

- Fuerzas de diseño para las columnas

Las columnas se deben diseñar con las fuerzas máximas entre la Condición 1, la Condición 2 y las fuerzas que consideren el factor de sobrerresistencia (SEAOC, 2020). Por lo tanto, las fuerzas de diseño se muestran en la Tabla 34.

Tabla 34: Fuerzas de diseño para la columna.

Fuerzas de diseño para la columna				
Nivel	Fuerza de Col A1 [kg]	Fuerza de Col A2 [kg]	Fuerza de Col A3 [kg]	Fuerza de Col A4 [kg]
5	-	38501.81	38501.81	-
4	-	-224696.09	207857.53	-
3	-	-234328.10	198225.53	-
2	-	-463426.24	401681.01	-
1	-	-472991.51	392115.74	-

Ahora se realizará el diseño de la columna utilizando las fuerzas axiales obtenidas de la Tabla 34 para el diseño a compresión, mientras que los momentos y cortantes serán obtenidos de la envolvente del programa ETABS que se muestran en la Tabla 35. El diseño se lo va a realizar para la columna del piso 2 del eje 2 como se muestra en la Figura 19.

Tabla 35: Momentos, cortante y carga axial de la columna.

Datos	
Mux [kg-m]	8062.14
Muy [kg-m]	534.71
Vu [kg]	4876.61
Pu [kg]	463426.24

- Sección de perfil utilizado para la columna: W12X170

Tabla 36: Propiedades de sección del perfil utilizado para columnas para el PAC.

Dimensión	Valor	Unidad
Fy	3515	kg/cm ²
Fu	4588.74	kg/cm ²
K	1	-
Ry	1.1	-
E	2040000	kg/cm ²
k(des)	5.49	cm
d	35.56	cm
tw	2.44	cm
bf	32.00	cm
tf	3.96	cm
A	322.58	cm ²
Zx	4506.44	cm ³
Zy	2064.77	cm ³
rx	14.58	cm
ry	8.18	cm
h o T	23.18	cm

- Chequeo de esbeltez local en la columna

Se utilizan los requerimientos para elementos altamente dúctiles según la AISC 341.

Relación ancho-espesor del patín

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 4.04$$

$$\lambda_{hd,f} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35$$

$$\lambda_f = 4.04 \leq 7.35 = \lambda_{hd,f} \text{ "Cumple"}$$

Debido a que $\lambda_f = 4.04 < \lambda_{hd,f} = 7.35$ el patín satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

Relación ancho-espesor del alma

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 9.51$$

$$C_a = \frac{P_u}{\Phi_c P_y} = \frac{P_u}{\Phi_c R_y F_y A_g} = 0.41$$

Como $C_a > 0.114$

$$\lambda_{hd,w} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) = 45.83$$

$$\lambda_w = 9.51 \leq 45.83 = \lambda_{hd,w} \text{ "Cumple"}$$

Debido a que $\lambda_w = 9.51 < \lambda_{hd,w} = 45.83$ el alma satisface los requerimientos para elementos altamente dúctiles.

- Diseño a compresión

Se calcula la tensión crítica de pandeo F_{cr} .

Longitud efectiva:

$$L_c = K.L = 1 * 300 \text{ cm} = 300 \text{ cm}$$

La esbeltez de la columna es:

$$\lambda_{columna} = \frac{KL}{r_y} = \frac{(1)(300 \text{ cm})}{8.18 \text{ cm}} = 36.68$$

La esbeltez límite es:

$$\lambda_{límite} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.47$$

Debido a que $\lambda_{columna} = 36.68 < \lambda_{límite} = 113.47$, la columna tendrá un pandeo inelástico.

La tensión de pandeo elástico será:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = 14964.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como se produce un pandeo inelástico, la tensión crítica de pandeo será:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 3185.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño a compresión de la columna será:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (0.90) \left(3185.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (322.58 \text{ cm}^2) = 924930.12 \text{ kg}$$

- Diseño a flexión

Espaciamiento del arriostramiento lateral:

La longitud no arriostrada L_b es la altura de la columna que es 3m, mientras que las longitudes L_p y L_r fueron obtenidas del Manual de la AISC de la Tabla 3-6.

$$L_p = 3.47m$$

$$L_r = 23.93m$$

$$L_b(\text{hpiso}) = 3 m$$

$$L_b < L_p$$

Por lo tanto, no se necesita arriostramiento lateral, y la resistencia a flexión está dada por el momento plástico.

$$\phi M_{nx} = \phi M_{px} = \phi F_y Z_x = 142561.31 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_{ny} = \phi M_{py} = \phi F_y Z_y = 65319.00 \text{ kg.m}$$

- Chequeo de la ecuación de interacción

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.50 > 0.2$$

Entonces, se utiliza la siguiente ecuación utilizando los valores de las demandas que se encuentran en la Tabla 35.

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = \frac{463426.24 \text{ kg}}{2 * 0.9 * 1027700.14 \text{ kg}} + \left(\frac{8062.14 \text{ kg.m}}{142561.31 \text{ kg.m}} + \frac{534.71 \text{ kg.m}}{65319.00 \text{ kg.m}} \right)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.56 < 1 \text{ "Cumple"}$$

Por lo tanto, la sección de columna cumple con el diseño a flexo-compresión.

- Diseño a Corte

Para calcular la resistencia al cortante, se tiene que el alma de la sección W cumple la siguiente condición:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$9.51 \leq 53.96$$

Por lo tanto, para la resistencia a cortante se usará:

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_{v1} = 1.00$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_{v1} = \phi_v 0.6 F_y (d \times t_w) C_{v1}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$182870.34 \text{ kg} \geq 4876.61 \text{ kg "Cumple"}$$

Como la resistencia de diseño al corte es mayor a la fuerza cortante impuesta en la columna, la columna satisface los requerimientos de resistencia cortante.

Diseño de la conexión del marco arriostrado concéntricamente

El detalle de la conexión es fundamental para que se adapte a las demandas de ductilidad y a las derivas del edificio. Se puede acomodar tal deriva al tomar en cuenta el efecto de la conexión de la cartela o también llamada “Placa de Gusset” con la viga y la columna, además, de que la conexión debe ser rígida para permitir una capacidad de rotación adecuada (SEAOC, 2020).

El tipo de conexión que se va a utilizar será la conexión de la riostra con la viga y la columna por medio de una cartela como se muestra en la Figura 28. Se debe conocer que el comportamiento de las cartelas que son soldadas para las conexiones de las riostras con el

sistema es de gran importancia para el funcionamiento de la estructura. En este tipo de conexión, las riostras se pueden pandear fuera del plano de la cartela. Por lo tanto, es necesario realizar un detallamiento que permita acomodar las rotaciones de la riostra (AISC, 341).

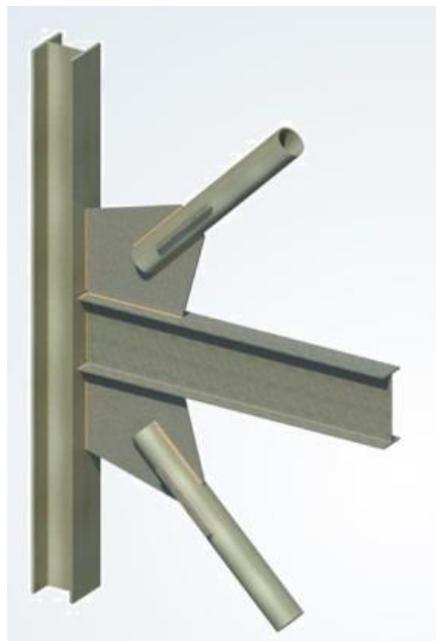


Figura 28. Conexión de la cartela con la riostra, viga y columna.

Fuente: Peralta, M. (2015). *Ejemplos de Diseños Sísmicos de Conexiones PRM y PAC*. V Congreso Internacional de la Construcción con Acero, Medellín.

- Resistencias esperadas

Se van a utilizar las resistencias esperadas de las riostras obtenidas de la sección de Diseño de Riostras del presente documento que son las siguientes:

Tabla 37: Resistencias esperadas de las riostras.

Resistencia esperada a tensión de la riostra	
Ru1 [kg]	142686.04
Resistencia esperada a compresión de la riostra	
Ru2 [kg]	117246.34
Resistencia esperada a post-pandeo de la riostra	
Ru3 [kg]	35173.90

Por lo tanto, van a existir 2 casos, el uno cuando la riostra se encuentre en tensión y el otro caso cuando la riostra se encuentre en compresión o post-pandeo.

- Diseño de conexión riostra-cartela

La resistencia que se utiliza en este caso es la que se requiere a tensión de la conexión que está dada por la riostra:

$$P_{u,t} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$P_{u,t} = 142686.04 \text{ kg}$$

- Tamaño de soldadura entre la riostra y la cartela

Se van a tener cuatro cordones de soldadura de filete, este tipo de soldadura se ilustra en la Figura 29 para una mejor comprensión de su concepto. Por lo tanto, la longitud de la soldadura se obtiene de la siguiente manera según el Manual de la AISC Ec.8-1 es:

$$L = \frac{P_{u,t}}{4 * \phi * 0.6 F_{EXX} * 0.707 * w}$$

Donde:

$P_{u,t}$: Resistencia requerida a tensión de la conexión

F_{EXX} : Resistencia por clasificación del metal base, en este caso, se tomó de $4921.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (70ksi)

w : Tamaño de soldadura

ϕ : 0.75

Se asume que el tamaño de la soldadura w será de $\frac{3}{8} \text{ in}$ (1cm). Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$L = 23.92 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

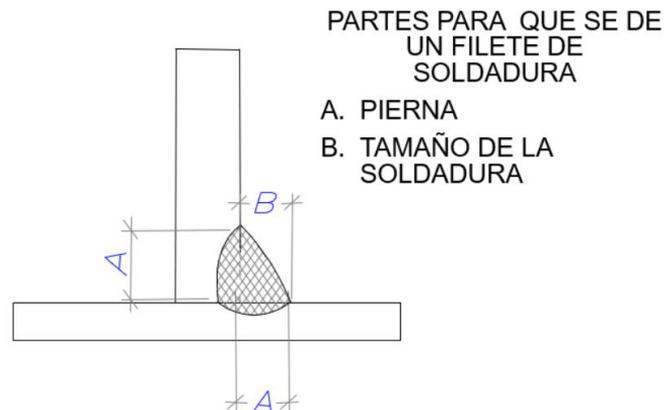


Figura 29. Soldadura de filete.
Fuente: Dcad Ingeniería y Diseño. (2021).

- Determinación de la longitud de traslapo requerida de riostra-cartela

Para determinar la longitud mínima necesaria de traslapo de la riostra-cartela es necesario calcular el estado límite de rotura debido al cortante en la pared de la riostra. La rotura por cortante de este elemento según la AISC 360-16, Ecuación J4-4, se calcula de la siguiente manera:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

Donde:

A_{nv} : Área neta sujeta a cortante

F_u : Resistencia a la tensión mínima especificada del material conectado (se va a utilizar acero

A36 para la cartela) = $4078.88 \frac{kg}{cm^2}$

El A_{nv} se lo puede tomar como el área de la sección transversal de las cuatro paredes de la riostra que tiene un espesor, t , como se observa en la Figura 30.

$$A_{nv} = 4. L. t$$

Entonces, se tiene:

$$\phi R_n = \phi. 0.60 F_u (4. L. t) \leq P_{u,t}$$

$$L_{min} \geq \frac{P_{u,t}}{\phi \cdot 0.60 F_u (4 \cdot t)}$$

$$L_{min} \geq \frac{142686.04 \text{ kg}}{0.75 * 0.60 * 4078.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (4 * 0.95 \text{ cm})}$$

$$L_{min} \geq 20.4 \text{ cm}$$

Como la longitud de soldadura de filete era de 25 cm, entonces cumple con la longitud mínima y va a controlar la longitud requerida para el traslape de riostra-cartela que son los 25 cm.

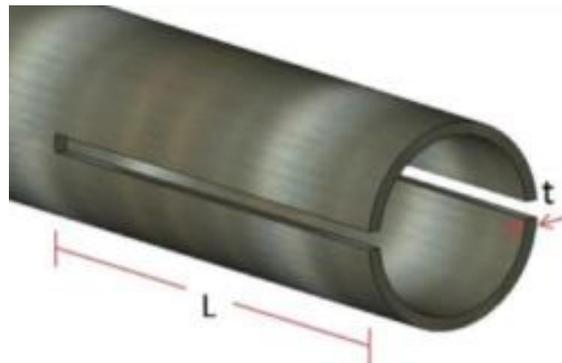


Figura 30. Dimensiones del extremo de la riostra a unirse con la cartela.

Fuente: Peralta, M. (2015). *Ejemplos de Diseños Sísmicos de Conexiones PRM y PAC*. V Congreso Internacional de la Construcción con Acero, Medellín.

- Verificación de que la conexión del arriostramiento pueda acomodarse al pandeo de la riostra

La sección F2.6c(3) de la AISC 341 menciona que se espera que las riostras puedan sufrir pandeo cíclico debido a fuertes movimientos del suelo, por lo que se pueden formar rótulas plásticas en sus extremos y en el centro, por lo tanto, para que estas riostras no se fracturen debido a las rotaciones, es necesario que las conexiones de las riostras tengan suficiente ductilidad para poder acomodarse a las rotaciones de los extremos de la riostra.

En el caso de esta conexión, para tener un buen desempeño se debe proporcionar la capacidad de rotación al dejar una longitud mínima de dos veces el espesor de la cartela ($2t$) desde el extremo de la riostra y la línea de influencia, también conocida como la Sección de Whitmore

(AISC, 341). Esto a su vez permite tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño. La conexión se la puede observar en la Figura 31.

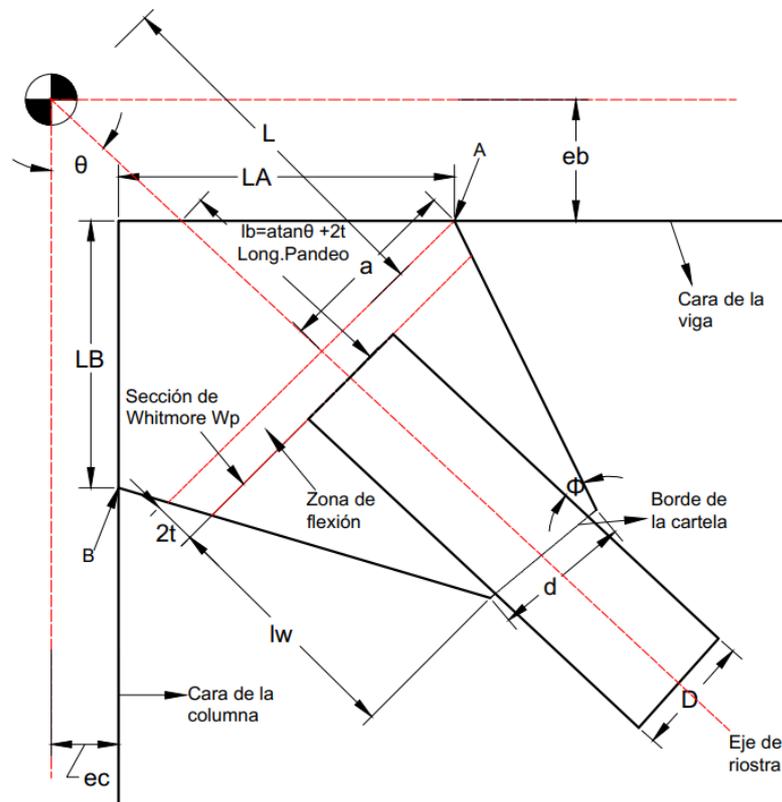


Figura 31. Conexión de riostra con franja de fluencia que permite rotación del extremo.

A continuación, se muestra el procedimiento para esta verificación:

- Determinación del espesor de la cartela para el estado límite de fluencia a tensión en la sección de Whitmore

El ángulo para poder determinar la sección de Whitmore es de $\phi = 30^\circ$ debido a que al calcular el ancho efectivo se asume que la tensión se extiende por medio de la cartela (Dowswell, 2006). Para el extremo de la riostra, la longitud de la cartela W_p en una sección de Whitmore como se muestra en la Figura 31 es:

$$W_p = D_{riostra} + 2L_w \tan\phi$$

Donde:

$D_{riostra}$: Diámetro exterior de la riostra

L_w : Longitud de extremo de riostra a extremo de cartela

\emptyset : Ángulo para determinar sección de Whitmore

$$W_p = 14.13cm + 2 * 25cm * \tan(30^\circ)$$

$$W_p = 43 \text{ cm}$$

Ahora, se determina el espesor de la cartela debido al estado límite de fluencia a tensión, según la AISC 360, Ec. J4-1.

$$R_n = F_y \cdot A_g$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_g = W_p * t_p$$

$$R_n = F_y \cdot W_p \cdot t_p$$

Donde:

t_p : Espesor de la cartela

W_p : Longitud de cartela en sección de Whitmore

$$t_p \geq \frac{P_u}{\phi F_y W_p}$$

$$t_p \geq \frac{142686.04kg}{0.9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 43cm}$$

$$t_p \geq 1.46 \text{ cm}$$

$$t_p \approx 3/4" = 1.91 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se va a utilizar un espesor de $t_p = 3/4"$ que será de acero A36, en la Tabla 38 se muestran las propiedades del material de la cartela o placa Gusset.

Tabla 38: Propiedades del material de la cartela.

Nomenclatura	Fy [kg/cm ²]	Fu [kg/cm ²]
A36	2530	4078.88

- Resistencia al desgarramiento en el bloque

La resistencia debido a este estado límite se puede producir a lo largo de la falla de cortante que es en la superposición de la riostra en la cartela.

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

U_{bs} : Factor de retraso de cortante =1 debido a que el esfuerzo a tensión es uniforme

A_{nt} : Área neta sujeta a tensión

A_{nv} : Área neta sujeta a cortante

A_{gv} : Área bruta sujeta a cortante

$$A_{nt} = t_p \cdot D$$

$$A_{nt} = 1.91 \text{ cm} * 14.13 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = 26.92 \text{ cm}^2$$

Se tiene que:

$$A_{gv} = A_{nv}$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 * t_p * l_w$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 * 1.91 \text{ cm} * 25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 95.25 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones se pueden observar en la Figura 32. Por lo tanto, la resistencia al desgarramiento del bloque de cortante es:

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 257\,176.51 \text{ kg}$$

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 254\,383.52 \text{ kg}$$

Se seleccionó el menor valor de R_n que es: $R_n = 254\,383.52\text{ kg}$.

Por lo tanto,

$$\varphi R_n = 190\,787.64\text{ kg} > 142\,686.04\text{ kg} = P_{u,t} \text{ "Cumple"}$$

Cumple con el estado límite de desgarramiento en bloque.

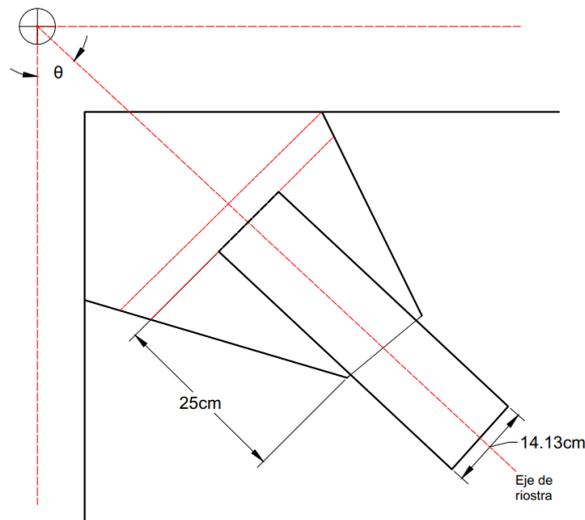


Figura 32. Esquema de dimensiones para desgarramiento de bloque.

- Geometría de la cartela

Se procede a calcular las dimensiones de la Figura 31 con las siguientes ecuaciones:

$$L = \sqrt{(e_b \tan \theta + a \sin \theta \tan \theta)^2 + (e_b + a \sin \theta)^2}$$

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2t) \tan \phi$$

$$L_A = \frac{a}{\cos \theta} + e_b \tan \theta - e_c$$

$$L_B = (L + l_w + 2t) \cos \theta + \frac{d}{2} \sin \theta - e_b - \left[(L + l_w + 2t) \sin \theta - \frac{d}{2} \cos \theta - e_c \right] \tan (90^\circ - \theta - \phi)$$

$$l_b = a \tan \theta + 2t$$

Es necesario dejar un espacio entre la riostra y la esquina de la cartela, también llamado tamaño de la esquina recortada de la cartela, por lo que se le dejó un espacio de 1" a cada lado, es decir, 2". Por lo tanto, el ancho del borde de la cartela d es:

$$d = 14.13cm + 2 * 2.54cm = 19.21 cm$$

$$e_c = \frac{d_{col}}{2} = \frac{35.56}{2} = 17.78 cm$$

$$e_b = \frac{d_{viga}}{2} = \frac{35.56}{2} = 17.78 cm$$

El ángulo de la riostra respecto a eje de columna es:

$$\theta = 33.69^\circ$$

El ángulo para determinar la sección de Whitmore es:

$$\phi = 30^\circ$$

Como la conexión va a proporcionar capacidad de rotación, se le deja una distancia mínima entre el extremo de la riostra y la línea de influencia de $2t$ que se observa en la Figura 31. Por lo tanto, se tiene:

$$t_p = 1.91cm$$

$$2t_p = 3.81cm \approx 4cm$$

Por lo tanto, los valores de la geometría de la cartela se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 39: Geometría de la cartela.

Geometría de la Cartela	
d [cm]	19.21
ec [cm]	17.78
eb [cm]	17.78
θ [°]	33.69
\emptyset [°]	30
t, cartela [cm]	1.91
2t, cartela aprox [cm]	3.81
2t, cartela [cm]	4
a [cm]	26.35
L, aprox [cm]	38.93
L [cm]	40
L,A [cm]	25.74
L,B [cm]	38.78
l,b [cm]	21.57

- Chequeo de esfuerzo de fluencia de la sección de Whitmore

$$W_p = 43 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.9 F_y W_p t_p$$

$$\phi R_n = 0.9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 43 \text{ cm} * 1.91 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 186\,509.76 \text{ kg} \geq 142\,686.04 \text{ kg}$$

- Chequeo de pandeo por flexo-compresión en la sección de Whitmore

Se tiene un espesor crítico denominado t_β , si el actual espesor de la cartela t_p excede t_β , la cartela va a ceder antes de que se pandee, y el estado límite de pandeo por flexión no se aplicaría según la AISC Design Guide 29. Por lo tanto, se calcula la resistencia a compresión de la riostra:

$$L' = l_w + 2t_p = 25 \text{ cm} + 2 * 1.91 \text{ cm} = 28.81 \text{ cm}$$

$$c = l_b \cos \theta - \frac{d}{2} \sin \theta = 14.02 \text{ cm}$$

$$t_{\beta} = 1.5 \sqrt{\frac{F_y c^3}{E_s l_b}} = 1.5 \sqrt{\frac{2530 \frac{kg}{cm^2} (14.02cm)^3}{2040000 \frac{kg}{cm^2} * 21.57cm}}$$

$$t_{\beta} = 0.60cm$$

$$t_p = 1.91cm$$

Como $t_{\beta} \leq t_p$, entonces la cartela es compacta y va a ceder antes de que se pandee la cartela.

Ahora se chequea su resistencia, Dowswell (2006) recomienda usar un $K=0.6$ debido a que le denomina a esta cartela como extendida.

$$\frac{KL_b}{r} = \frac{0.6 * 21.57cm}{\frac{1.91cm}{\sqrt{12}}} = 23.53$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2040000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 133.74$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 2040000 \frac{kg}{cm^2}}{(23.53)^2} = 36\,368 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y = 2\,457.40 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\varphi P_n = \varphi F_{cr} A_w = 0.9 * 2457.40 \frac{kg}{cm^2} * 43cm * 1.91cm = 181\,157.42 kg$$

$$\varphi P_n = 181\,157.42 kg > 117\,246.34 kg = P_{uc}$$

$$\varphi P_n > P_{uc} \text{ "Cumple"}$$

- Chequeo del área neta efectiva de la riostra

Es recomendable que el área neta efectiva sea mayor al área bruta, por ende, el área neta es:

$$A_n = A_g - 2[t_p + 2.s]t_{riostra}$$

Donde:

t_p : Espesor de la cartela.

s : Es el espacio que se va a dejar en cada lado de la riostra para proporcionar un espacio libre para el montaje, en este caso, se ha escogido de 1.6 mm.

$$A_n = 36.90cm^2 - 2(1.91cm + 2 * 0.16cm)0.95cm = 32.66 cm^2$$

La geometría se puede observar en la Figura 33.

Para obtener el factor de retraso de cortante U se obtuvo la ecuación de la AISC 360-16 de la Tabla D3.1, el caso 5 de perfiles HSS:

$$l_w \geq 1.3 * D$$

$$25 cm \geq 1.3 * 14.13 cm = 18.37 cm$$

Como $l_w \geq 1.3 * D$, entonces $U=1$.

$$A_e = U . A_n = 1 * (32.66cm^2) = 32.66cm^2$$

Como se tiene que $A_e < A_g$, donde $A_g = 36.90cm^2$, esto quiere decir que se va a necesitar un refuerzo adicional. Entonces, el área de reforzamiento se puede obtener de lo siguiente:

$$(A_n + A_{rn})U \geq A_g$$

Donde:

A_n : Área neta

A_{rn} : Área aproximada de refuerzo requerido (área removida)

U : Factor de retraso de cortante, se asume =0.80 debido a que se reducirá por la posición del refuerzo.

$$A_{rn} = \frac{A_g}{0.80} - A_n = \frac{36.90\text{cm}^2}{0.80} - 32.66\text{cm}^2 = 13.46\text{cm}^2$$

Con esta área se estima que se van a utilizar 2 barras de forma cuadrada de ancho $a=2.80\text{cm}$, que tiene un área de 7.84cm^2 , y como son 2 barras el área total de refuerzo será de 15.68cm^2 , y su material será de ASTM A572 Gr. 50. Por lo tanto, se procede a determinar el centroide de la sección compuesta:

$$r_1 = \frac{D}{2} - \frac{t}{2} = \frac{14.13\text{cm}}{2} - \frac{0.95\text{cm}}{2} = 6.59\text{cm}$$

$$r_2 = \frac{D}{2} + \frac{a_{\text{refuerzo}}}{2} = \frac{14.13\text{cm}}{2} + \frac{2.80}{2} = 8.47\text{cm}$$

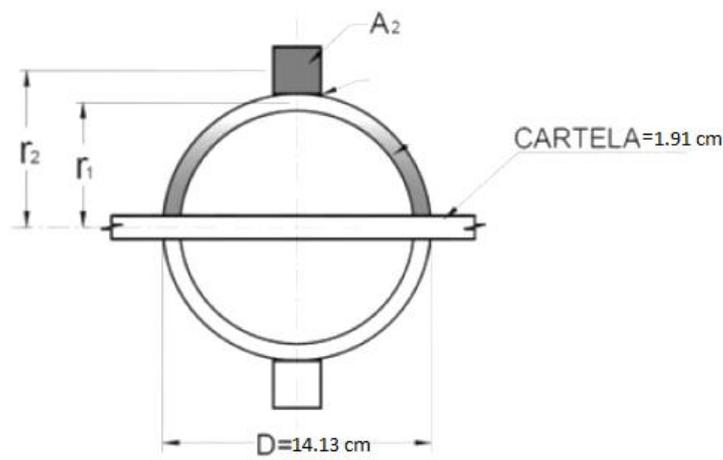


Figura 33. Sección transversal de la riostra unida a la cartela con el refuerzo.
Fuente: Peralta, M. (2015). *Ejemplos de Diseños Sísmicos de Conexiones PRM y PAC*. V Congreso Internacional de la Construcción con Acero, Medellín.

Entonces, la distancia al centroide de la riostra es:

$$\bar{x}_{\text{riostra}} = \frac{2r}{\pi} = 2 * \frac{6.59}{\pi} = 4.19\text{cm}$$

Se muestra el centroide de la sección compuesta:

Tabla 40: Centroides de las figuras para el cálculo del centroide de la sección compuesta.

Figura	\bar{x} [cm]	A [cm ²]	$\bar{x} * A$ [cm ³]
1	4.19	36.90	154.791559
2	8.47	7.84	66.3656784
Total	-	44.74	221.16

$$\bar{x} = \frac{221.16}{44.74} = 4.94 \text{ cm}$$

Esto permite calcular el factor de retraso de cortante:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{4.94 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 0.80$$

Como la sección está reforzada, el área neta efectiva de la riostra debe ser más grande que el área bruta de la sección, para prevenir la rotura por tensión en la sección neta antes de una gran ductilidad (AISC, 341).

$$A_{n,total} = A_n + A_{rn} = 15.68 + 32.66 = 48.34 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 0.80 * 48.34 \text{ cm}^2 = 38.79 \text{ cm}^2 > 36.90 \text{ cm}^2$$

$$A_e > A_g \text{ "Cumple"}$$

- Diseño de la soldadura de conexión entre la riostra y las barras de refuerzo

La unión de las barras de refuerzo a la riostra tiene que desarrollar la resistencia a la tensión esperada en cada lado de la sección reducida según la AISC 341.

$$A_{refuerzo} = 7.84 \text{ cm}^2$$

$$P_{u,r} = R_y \cdot F_y \cdot A_r = 1.1 * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 7.84 \text{ cm}^2 = 30\,313.36 \text{ kg}$$

Por lo tanto, para la longitud de la soldadura se van a utilizar dos cordones de $\frac{1}{4}$ ", que son 0.64cm.

$$L = \frac{P_{u,r}}{2 * \phi * 0.6 F_{EXX} * 0.707 * w}$$

$$L = \frac{30313.36}{2 * 0.75 * 0.6 * 4921.49 * 0.707 * 0.64}$$

$$L = 15.24cm \approx 16cm$$

- Determinar las fuerzas en las superficies de contacto (cartela-viga-columna)

Se utiliza la notación del Manual de Construcción de Acero de la AISC para calcular los siguientes parámetros que permitirán calcular las fuerzas, se pueden visualizar en la Figura 34.

$\bar{\alpha}$: Distancia desde la cara del ala de la columna hasta el centroide de la unión cartela-viga

$\bar{\beta}$: Distancia desde la cara del ala de la viga hasta el centroide de la conexión cartela-columna

e_b : Mitad de la profundidad de la viga

e_c : Mitad de la profundidad de la columna

Se va a asumir que $\alpha = \bar{\alpha}$ debido a que esta longitud de la conexión es más pequeña que β , y esto provocará que no haya momento allí porque será más flexible (AISC Design Guide 29, 2014).

$$\alpha = \bar{\alpha} = \frac{L_A - clip}{2} + clip$$

La dimensión de L_A fue obtenida de la geometría de la cartela de la Tabla 39, para el caso de

$\bar{\beta}$ se utiliza L_B , y el clip es el tamaño de la esquina recortada de la cartela de $1'' = 2.54cm$.

$$\alpha = \bar{\alpha} = \frac{25.74cm - 2.54cm}{2} + 2.54cm = 14.14 cm$$

$$\bar{\beta} = \frac{38.78cm - 2.54cm}{2} + 2.54cm = 20.66 cm$$

Se verifica si $\beta = \bar{\beta}$ con la siguiente ecuación del Manual de la AISC, Ec. 13-1.

$$\alpha - \beta \tan\theta = e_b \tan\theta - e_c$$

Donde e_b y e_c fueron obtenidos de la geometría de la cartela anteriormente que son los siguientes:

$$e_b = 17.78 \text{ cm}$$

$$e_c = 17.78 \text{ cm}$$

Se puede observar que coinciden los valores e_b y e_c debido a que tienen la misma profundidad “d” las secciones de vigas y columnas a pesar de ser diferentes secciones. Por lo tanto, se tiene:

$$\beta = 30.10 \text{ cm}$$

Como $\beta \neq \bar{\beta}$, va a existir momento en la conexión cartela-columna.

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 57.54 \text{ cm}$$

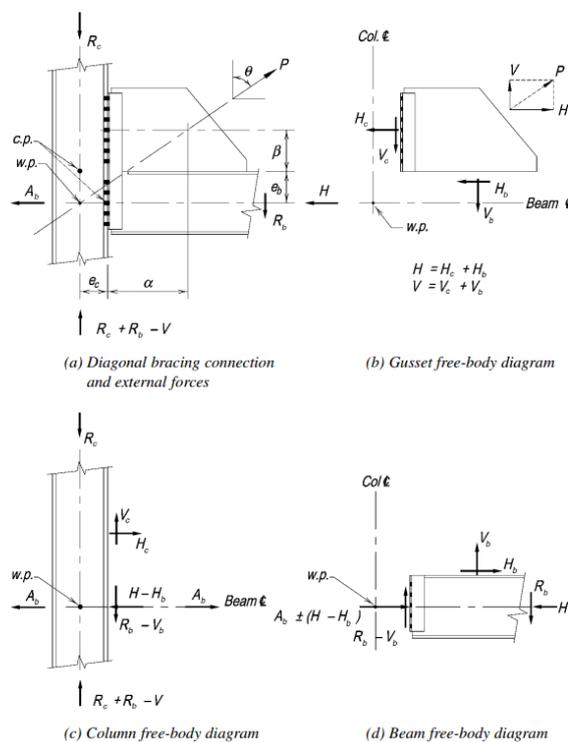


Figura 34. Fuerzas en las superficies de contacto.

Fuente: American Institute of Steel Construction. (2011). Steel Construction Manual.

Una vez ya se hayan obtenido α y β , se pueden calcular las fuerzas axiales y cortantes en las superficies de contacto que se pueden observar en la Figura 34, al igual que el momento que se va a producir en la conexión cartela-columna.

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u$$

$$M_{uc} = H_{uc}(\beta - \bar{\beta})$$

Donde:

H_{uc} : Es la fuerza axial requerida en la conexión cartela-columna

H_{ub} : Es la fuerza cortante requerida en la conexión cartela-viga

V_{uc} : Es la fuerza cortante requerida en la conexión cartela-columna

V_{ub} : Es la fuerza axial requerida en la conexión cartela-viga

Las fuerzas se muestran en la Tabla 41.

Tabla 41: Fuerzas en superficies de contacto últimas.

Fuerzas en superficies de contacto	
Pu [kg]	142686.04
Huc [kg]	44086.89
Hub [kg]	35061.09
Vuc [kg]	74635.07
Vub [kg]	44086.89
Muc [kg-cm]	416230.07

Ahora, se va a verificar que la sumatoria de las fuerzas verticales sea igual a la componente vertical de la fuerza de la riostra, y de igual manera con la componente horizontal.

$$V_{uc} + V_{ub} = P_u \sin \theta$$

$$74635.07 \text{ kg} + 44086.89 \text{ kg} = 142686.04 \text{ kg} * \sin (33.69)$$

$$118 721.96 \text{ kg} = 118 721.96 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

$$H_{uc} + H_{ub} = P_u \cos \theta$$

$$44086.89 \text{ kg} + 35061.09 \text{ kg} = 142686.04 \text{ kg} \cos (33.69)$$

$$79 147.97 \text{ kg} = 79 147.97 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

- Diseño de soldaduras
- Soldadura de la conexión del alma de la viga a la aleta de la columna

Área de aleta de viga:

$$A_f = t_f b_f$$

Área del alma de viga:

$$A_w = A_g - 2A_f$$

$$N_{uf} = \frac{A_f}{A_g} * H_{ub}$$

$$N_{uw} = \frac{A_w}{A_g} * H_{ub}$$

$$F_R = \sqrt{V_u^2 + N_{uw}^2}$$

Donde:

N_{uf} : Fuerza normal de la aleta de la viga a la columna

N_{uw} : Fuerza normal del alma de la viga a la columna

V_u : Es la suma del cortante de la viga y V_{ub}

$$\theta = \tan^{-1}(N_{uw}/V_u)$$

Como la fuerza tendrá un ángulo, el tamaño de la soldadura se calcula con un incremento del esfuerzo direccional:

$$Increm_{esf,dir} = 1 + 0.5sen^{1.5}\theta$$

$$w = \frac{F_r}{2 * 0.75 * 0.6 F_{EXX} * Increm_{esf,dir} * 0.707 * L}$$

Tabla 42: Soldadura de la conexión del alma de la viga a la aleta de la columna.

A,f [cm2]	46.45
A,w [cm2]	36.13
Ag, viga [cm2]	129.03
N,uf [kg]	12621.99
N,uw [kg]	9817.10
Vu [kg]	52474.37
Fr=ΦRn [kg]	53384.78
Ángulo [°]	10.60
Increm,esf, direccional [kg]	1.04
L [cm]	27.62
w [cm]	0.59
w [in],aprox	0.23
w [in]	1/4

En la Tabla 42 se puede observar que se va a soldar con 2 cordones de soldadura de filete de ¼” al alma de la viga con la aleta de la columna.

- Soldadura de la conexión de la aleta de la viga a la aleta de la columna

De la viga se obtiene:

$$L = b_f * 2 - t_w$$

$$P_u = N_{uf}$$

$$w = \frac{P_u}{0.75 * 0.6 F_{EXX} * 0.707 * L}$$

Tabla 43: Soldadura de conexión de aleta de viga a aleta de columna.

ΦR_n [kg]	12621.99
L [cm]	49.75
w [cm]	0.16
w [in],aprox	0.06
w [in]	1/8

Por lo tanto, la soldadura de filete será de 1/8" para soldar la aleta de la viga con la aleta de la columna.

- Soldadura de la conexión cartela-viga

$$V_{ub} = 44086.89 \text{ kg}$$

$$H_{ub} = 35061.09 \text{ kg}$$

$$F_R = \sqrt{V_{ub}^2 + H_{ub}^2}$$

Se le multiplica por un factor de 1.25 al F_R para la ductilidad de la soldadura. De igual forma, se utiliza el incremento de esfuerzo direccional:

$$Incr_{esf,dir} = 1 + 0.5 \text{sen}^{1.5} \theta$$

$$L = l_{bv} = L_A - clip$$

El clip es el tamaño de la esquina recortada de la cartela de 1" = 2.54cm.

$$w = \frac{F_r * 1.25}{2 * 0.75 * 0.6 F_{EXX} * Incr_{esf,dir} * 0.707 * L}$$

Entonces, en la Tabla 44 se observa la soldadura obtenida:

Tabla 44: Soldadura conexión cartela-viga.

l_{bv} [cm]	23.20
Vub [kg]	44086.89
Hub [kg]	35061.09
Fr [kg]	56328.80
Fr*1.25 [kg]	70411.00
Ángulo [°]	38.49
Incremento,esf, direccional [kg]	1.25
w [cm]	0.78
w [in],aprox	0.31
w [in]	3/8

Por lo tanto, se usarán 2 cordones de soldadura de filete de 3/8" para soldar la cartela a la viga.

- Soldadura de la conexión cartela-columna

$$F_{n,equiv} = H_{uc} + \frac{2M_{uc}}{L}$$

$$F_R = \sqrt{V_{uc}^2 + F_{n,equiv}^2}$$

De igual forma, se utiliza el incremento de esfuerzo direccional:

$$Incr_{esf,dir} = 1 + 0.5\text{sen}^{1.5}\theta$$

$$L = l_{bc} = L_B - clip$$

De igual forma, que la anterior soldadura se le multiplica por un factor de 1.25 al F_R debido a la ductilidad de la soldadura.

$$w = \frac{F_r * 1.25}{2 * 0.75 * 0.6 F_{EXX} * Incr_{esf,dir} * 0.707 * L}$$

Entonces, en la Tabla 45 se observa la soldadura obtenida:

Tabla 45: Soldadura conexión cartela-columna.

V,uc [kg]	74635.07
Fn,equiv [kg]	90031.47
Fr= Φ Rn [kg]	116944.69
Ángulo [°]	50.34
Increm,esf, direccional [kg]	1.34
l,bc [cm]	36.24
w [cm]	0.96
w [in],aprox	0.38
w [in]	1/2

Por lo tanto, se usarán 2 cordones de soldadura de filete de 1/2" para soldar la cartela a la columna.

- Chequeo de fluencia en el alma de la viga

Según la AISC 360, la resistencia para este estado límite se determina de la siguiente manera:

Si la distancia de la fuerza concentrada que es aplicada a una distancia del extremo del miembro (d_{fuerza}) es mayor a la profundidad de la viga (d), entonces se utiliza esta ecuación:

$$R_n = F_{yw}t_w(5k + l_b)$$

Pero si la distancia de la fuerza concentrada que es aplicada a una distancia del extremo del miembro (d_{fuerza}) es menor o igual a la profundidad de la viga (d), entonces se utiliza esta ecuación:

$$R_n = F_{yw}t_w(2.5k + l_b)$$

Donde:

$$\phi = 1$$

F_{yw} : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma

t_w : Espesor del ama

k : Distancia desde la cara exterior del ala hasta la punta del alma de filete

l_b : Longitud de rodamiento

En este caso, se tiene que,

$$d_{fuerza} = \frac{(L_A - clip)}{2} = 11.60 \text{ cm}$$

$$d = 35.56 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $d_{fuerza} < d$, entonces, la resistencia para el estado límite de fluencia en el alma de la viga es:

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b)$$

Tabla 46: Chequeo de fluencia en el alma de la viga.

Vub [kg]	44086.89
d,fuerza [cm]	11.60
d [cm]	35.56
k,des [cm]	3.33
tw [cm]	1.0541
l,bv [cm]	23.20
ΦR_n [kg]	116780.73

Entonces, se tiene:

$$\phi R_n = 116\,780.73 \text{ kg} > V_{ub} = 44\,086.89 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

- Chequeo de aplastamiento local en el alma de la viga

Según la AISC 360, como $d_{fuerza} = 11.60 \text{ cm} < d = 35.56 \text{ cm}$, la resistencia para este estado límite es:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\left(\frac{E F_{yw} t_f}{t_w} \right)}$$

Entonces, se tiene que la resistencia es:

$$\phi R_n = 69\,023.32 \text{ kg} > V_{ub} = 44\,086.89 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

- Chequeo de fluencia en el alma de la columna

Como $d_{fuerza} = 18.12 \text{ cm} < d = 35.56 \text{ cm}$, por lo tanto, la resistencia para el estado

límite de fluencia en el alma de la columna es:

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b)$$

Tabla 47: Chequeo de fluencia en el alma de la columna.

Fn,equiv [kg]	90031.47
d [cm]	35.56
d,fuerza [cm]	18.12
k,des [cm]	5.49
tw [cm]	2.44
l,bc [cm]	36.24
ΦR_n [kg]	428150.87

Entonces, se tiene:

$$\varphi R_n = 428\,150.87 \text{ kg} > F_{n,equiv} = 90\,031.47 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

- Chequeo de aplastamiento local en el alma de la columna

Según la AISC 360, como $d_{fuerza} = 18.12 \text{ cm} < d = 35.56 \text{ cm}$, la resistencia para este

estado límite es:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\left(\frac{E F_{yw} t_f}{t_w} \right)}$$

Donde:

d : peralte de la sección

Entonces, se tiene que la resistencia es:

$$\varphi R_n = 953\,427.61 \text{ kg} > F_{n,equiv} = 90\,031.47 \text{ kg} \text{ "Cumple"}$$

Se observa que la conexión cumple todos los requisitos, por lo tanto, es adecuada para el diseño.

Verificación de secciones según el criterio de Demanda-Capacidad

Por medio del programa ETABS, se verifica si todos los elementos cumplieron con el criterio de Demanda-Capacidad de los dos tipos de estructuras aplicando las envolventes de cargas correspondiente para cada estructura.

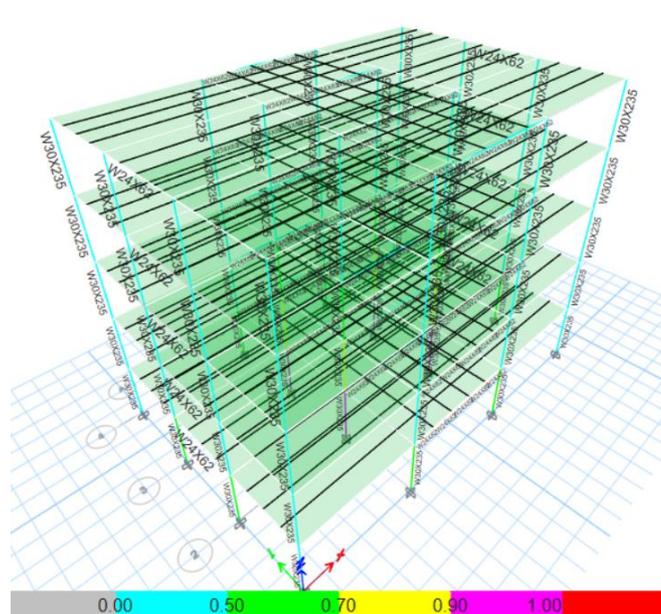


Figura 35. Resultados de diseño del edificio con marcos resistentes a momento según ETABS.

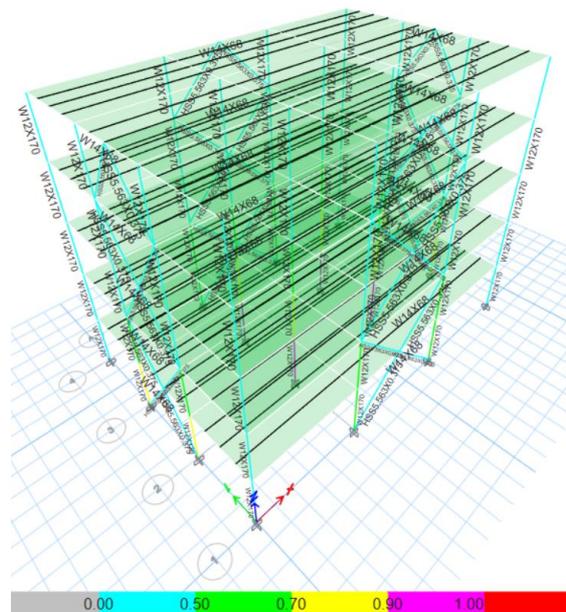


Figura 36. Resultados de diseño del edificio con marcos arriostrados concéntricamente según ETABS.

Se observa que las secciones utilizadas para los dos tipos de sistemas cumplieron adecuadamente las verificaciones de Demanda-Capacidad según el programa ETABS, por lo tanto, se realizaron de forma correcta los diseños para las estructuras.

CONCLUSIONES

Debido a la naturaleza de los marcos, cada uno cuenta con diferentes secciones que le permitieron cumplir un adecuado análisis sísmico y sus diferentes requerimientos. Por lo tanto, esto varió el peso de los elementos estructurales en cada sistema. Esto generó que la estructura con marcos arriostrados concéntricamente obtenga una carga muerta de $607.92 \frac{kg}{m^2}$, mientras que la estructura con los marcos resistentes a momento obtenga una carga muerta mayor de $621.81 \frac{kg}{m^2}$. La diferencia de pesos en cada marco está relacionada con su costo de construcción, por lo tanto, los costos de los elementos estructurales en los marcos arriostrados concéntricamente suelen ser más económicos que los marcos resistentes a momento. Es importante tomar en cuenta que una adecuada mano de obra y su correcta supervisión son indispensables en este tipo de construcciones para lograr un buen resultado.

La versatilidad arquitectónica de los marcos resistentes a momento proporciona más espacios abiertos, que da como resultado una mejor utilización de espacio, por el contrario, los marcos arriostrados concéntricamente limitan la creación de distintos elementos arquitectónicos en la fachada debido a las riostras.

De igual forma, los dos sistemas son buenos disipando energía por medio de las deformaciones plásticas y acomodando las deformaciones por medio de la ductilidad del acero. Esto se debe a que los dos sistemas son de resistencia a carga sísmica. Es importante conocer que la fuente de ductilidad de los marcos resistentes a momento viene de la formación de las rótulas plásticas en las vigas, mientras que en los marcos arriostrados concéntricamente las riostras deben ser diseñadas para disipar la carga sísmica de manera efectiva.

Frente a cargas laterales, los marcos resistentes a momento, debido a sus conexiones rígidas, se desplazan produciendo que sus vigas y columnas se flexionen. Este comportamiento ayuda a disipar energía, por medio de la flexibilidad de las vigas. Por otro lado, el marco arriostrado concéntricamente, por medio de las riostras, suministra una gran resistencia y rigidez lateral lo que permite controlar adecuadamente las derivas para cumplir con los requerimientos de diseño. Por ello, el marco resistente a momento obtuvo una deriva máxima inelástica del 1.6%, la cual es mayor a la deriva máxima inelástica del marco arriostrado concéntricamente que fue del 0.7%.

Como recomendación se puede indicar que hace falta analizar más comparaciones entre otros tipos de sistemas sismorresistentes para edificios de acero debido a que la construcción en acero es cada vez más utilizada, y esto podría ser de gran utilidad para los constructores a la hora de elegir un tipo de sistema.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1, AISC 358-16*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-16*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2012). *Seismic Design Manual*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-16*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2011). *Steel Construction Manual*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2014). *Vertical bracing connections-Analysis and design*. Design Guide 29. Chicago: AISC.
- Bruneau, M., Sabelli, R., & Uang, C. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (2nd ed.). McGraw-Hill Education.
- Canadian Institute of Steel Construction. (2016). *Ductile Moment Connections*. [Figura]. Recuperado de <https://www.cisc-icca.ca/ductile-moment-connections/>
- Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina*.
- Dcad Ingeniería y Diseño. (2021). Cómo interpretar simbología para la soldadura según la norma AWS A 2.4 (filetes). [Figura]. Recuperado de <https://www.dcadingenieria.com/como-interpretar-simbologia-para-la-soldadura-segun-la-norma-aws-a-2-4-filetes>
- Dowswell, B. (2006). Effective Length Factors for Gusset Plate Buckling. *Engineering Journal, AISC, 43(2)*, 91–101.
- Mojiri, S., Kwon, O., and Christopoulos, C. (2019). Development of a 10-element hybrid simulation platform and an adjustable yielding brace for performance evaluation of multi-story braced frames subjected to earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 48:749-771 doi:10.1002/eqe.3155
- Naya, A. (2010). El riesgo sísmico en Quito: Análisis y Simulaciones. *PREFALC*. Obtenido de https://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers11-12/010053328.pdf

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*. Quito: MIDUVI.

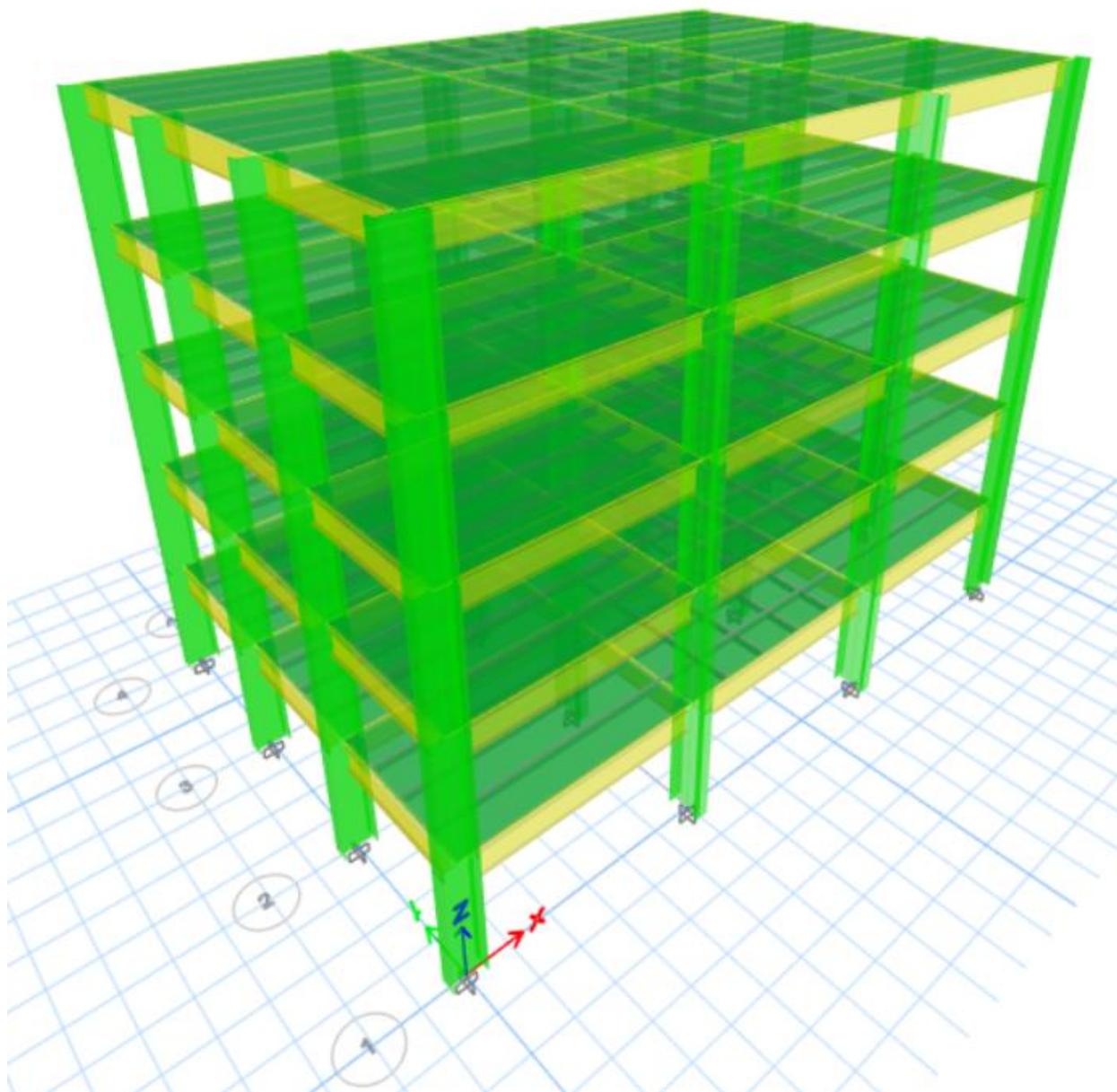
Peralta, M. (25 de junio de 2015). *Ejemplos de Diseños Sísmicos de Conexiones PRM y PAC* [Presentación en papel]. V Congreso Internacional de la Construcción con Acero, Medellín.

SEAOC. (2020). *2018 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual*. (Vol.4). Structural Engineers Association of California.

ANEXO A: MÁXIMA CARGA AXIAL PARA SECCIONES W30 PARA DISEÑO DE COLUMNAS DE MARCO RESISTENTE A MOMENTO.

Shape		W30 _x											
		326 ^b		292		261		235		211		191	
Design		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Span, ft	15	1480	2220	1310	1960	1180	1760	1040	1560	958	1440	872	1310
	16	1400	2100	1240	1870	1110	1680	994	1490	882	1330	793	1190
	18	1320	1980	1180	1770	1050	1570	939	1410	833	1250	749	1130
	19	1250	1880	1110	1670	991	1490	890	1340	789	1190	709	1070
	20	1190	1790	1060	1590	941	1410	845	1270	750	1130	674	1010
	21	1130	1700	1010	1510	896	1350	805	1210	714	1070	642	964
	22	1080	1620	962	1450	856	1290	768	1160	681	1020	612	920
	23	1030	1550	920	1390	818	1230	735	1100	652	980	586	880
	24	990	1490	882	1330	784	1180	704	1060	625	939	561	844
	25	950	1430	846	1270	753	1130	676	1020	600	901	539	810
	26	914	1370	814	1220	724	1090	650	977	577	867	518	779
	27	880	1320	784	1180	697	1050	626	941	555	834	499	750
	28	848	1280	756	1140	672	1010	604	908	535	805	481	723
	29	819	1230	730	1100	649	976	583	876	517	777	465	698
	30	792	1190	705	1060	627	943	564	847	500	751	449	675
	32	742	1120	661	994	588	884	528	794	468	704	421	633
	34	699	1050	622	935	554	832	497	747	441	663	396	596
	36	660	992	588	883	523	786	470	706	416	626	374	563
	38	625	939	557	837	495	744	445	669	394	593	355	533
	40	594	893	529	795	471	707	423	635	375	563	337	506
	42	566	850	504	757	448	674	403	605	357	536	321	482
	44	540	811	481	723	428	643	384	578	341	512	306	460
	46	516	776	460	691	409	615	368	552	326	490	293	440
	48	495	744	441	663	392	589	352	529	312	469	281	422
	50	475	714	423	636	376	566	338	508	300	451	269	405
	52	457	687	407	612	362	544	325	489	288	433	259	389
	54	440	661	392	589	349	524	313	471	278	417	250	375
	56	424	638	378	568	336	505	302	454	268	402	241	362
58	410	616	365	548	325	488	291	438	258	388	232	349	
60	396	595	353	530	314	472	282	424	250	376	225	338	
62	383	576	341	513	304	456	273	410	242	363	217	327	
64	371	558	331	497	294	442	264	397	234	352	211	316	
66	360	541	321	482	285	429	256	385	227	341	204	307	
68	349	525	311	468	277	416	249	374	220	331	198	298	
70	339	510	302	454	269	404	242	363	214	322	192	289	
72	330	496	294	442	261	393	235	353	208	313	187	281	

Beam Properties													
M_x/Ω_b	$\phi_b M_x$, kip-ft	23800	35700	21200	31800	18800	28300	16900	25400	15000	22500	13500	20300
M_y/Ω_b	$\phi_b M_y$, kip-ft	2970	4460	2640	3980	2350	3540	2110	3180	1870	2820	1680	2530
M_z/Ω_b	$\phi_b M_z$, kip-ft	1820	2730	1620	2440	1450	2180	1310	1960	1160	1750	1050	1580
BF/Ω_b	$\phi_b BF$, kips	30.3	45.6	29.7	44.5	29.1	44.0	28.0	42.7	26.9	40.5	25.6	38.6
V_p/Ω_v	$\phi_v V_p$, kips	739	1110	653	979	588	882	520	779	479	718	436	654
Z_x , in. ³		1190		1060		943		847		751		675	
L_p , ft		12.7		12.6		12.5		12.4		12.3		12.2	
L_r , ft		50.6		46.9		43.4		41.0		38.7		36.8	
ASD	LRFD	^a Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.											
$\Omega_b = 1.67$	$\phi_b = 0.90$												
$\Omega_v = 1.50$	$\phi_v = 1.00$												

ANEXO B: VISTA EXTRUÍDA DEL MARCO RESISTENTE A MOMENTO.

**ANEXO C: VISTA EXTRUÍDA DEL MARCO ARRIOSTRADO
CONCÉNTRICAMENTE.**

