

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño sismo resistente de pórticos arriostrados excéntricamente
con acero estructural en la ciudad de Quito**

Martín Andrés González Vera

Ingeniería Civil

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

Quito, 09 de mayo de 2022

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Diseño sismo resistente de pórticos arriostrados excéntricamente con
acero estructural en la ciudad de Quito**

Martín Andrés González Vera

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD

Quito, 09 de mayo de 2022

© 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: Martín Andrés González Vera

Código: 00136430

Cédula de identidad: 1311687576

Lugar y fecha: Quito, 09 de mayo de 2022

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UNPUBLISHED DOCUMENT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

Ecuador es un país que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, por lo que sus edificaciones deben ser diseñadas para garantizar el bienestar y seguridad de los ocupantes de la estructura durante un evento telúrico. Existen diferentes sistemas sismoresistentes utilizados en la región. En este manuscrito se explica el diseño en acero de los elementos de un pórtico arriostrado excéntricamente, el cual es un tipo de sistema estructural que permite disipar la energía del sismo mientras mantiene el resto de la estructura en un estado estable.

El diseño del pórtico se basa en los códigos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” (AISC 341), y “Specification for Structural Steel Buildings” (AISC 360).

Palabras claves: Pórtico arriostrado excéntricamente, acero estructural, sismo resistencia, espectro de diseño, resistencia plástica, enlace, arriostramiento, columna.

ABSTRACT

Ecuador is a country that is located in an area of high seismic risk, so its buildings must be designed to guarantee the well-being and safety of the occupants of the structure during an earthquake event. There are different seismic resistant systems used in the region. This manuscript explains the steel design of the elements of an eccentrically braced frame, which is a type of structural system that allows dissipating earthquake energy while keeping the rest of the structure in a stable state.

The design of the frame is based on the codes of the “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC 2015), Seismic Provisions for Structural Buildings (AISC 341) and Specification for Structural Steel Building (AISC 360).

Key words: Eccentrically braced frame, structural steel, seismic resistance, design spectrum, plastic resistance, link, brace, column.

TABLA DE CONTENIDO

Tabla de contenido

INTRODUCCIÓN.....	10
1.1. Antecedentes	10
1.2. Justificación del proyecto	11
1.3. Descripción del proyecto	12
DESARROLLO.....	13
2.1. Especificaciones del Proyecto	13
2.3. Cargas	15
2.3.1. Cargas permanentes.	15
2.3.2. Carga viva.....	15
2.3.3. Carga sísmica.....	16
2.4. Combinaciones de carga	21
2.5. Diseño de elementos	22
2.5.1. Enlace.....	23
2.5.2. Diseño del enlace.....	27
2.5.3. Viga fuera del enlace.....	31
2.5.4. Diseño de la viga fuera del enlace.	33
2.5.5. Arriostramiento.	35
2.5.6. Diseño del arriostramiento.	36
2.5.7. Columna.....	38
2.5.8. Diseño de la columna.....	40
2.5.9. Conexión arriostramiento – enlace.....	42
2.6. Análisis de resultados.....	44
2.6.1. Diseño por resistencia.	44
2.6.2. Diseño por deriva.....	46
2.6.3. Análisis modal espectral v.s. Método de la fuerza horizontal equivalente.....	47
2.6.4. Modos de vibración y masa participativa.....	48
CONCLUSIONES	49
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	50
ANEXOS.....	51

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos del edificio.	13
Tabla 2. Propiedades del material.	15
Tabla 3. Clasificación de perfiles de suelo.	17
Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.	18
Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.	18
Tabla 6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs.	19
Tabla 7. Parámetros para el espectro elástico de diseño del edificio.	19
Tabla 8. Propiedades geométricas de la sección del enlace.	28
Tabla 9. Propiedades geométricas de la viga fuera del enlace.	33
Tabla 10. Fuerzas en la viga fuera del enlace obtenido del análisis estructural.	35
Tabla 11. Propiedades geométricas de la sección del arriostramiento.	36
Tabla 12. Fuerzas en el arriostramiento obtenido del análisis estructural.	38
Tabla 13. Propiedades geométricas de la sección de la columna.	40
Tabla 14. Fuerzas en la columna obtenido del análisis estructural.	41
Tabla 15. Propiedades geométricas de la conexión arriostramiento - enlace.	43

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Tipos de fallas y sus componentes.....	10
Ilustración 2. Placas tectónicas.	11
Ilustración 3. Configuraciones para marcos EBF.	12
Ilustración 4. Vista en planta del edificio.	14
Ilustración 5. Espectro elástico horizontal en aceleraciones.....	16
Ilustración 6. Mapa de zonificación sísmica.....	17
Ilustración 7. Espectro de diseño del edificio.	20
Ilustración 8. Espectro de diseño del edificio con factor de reducción R.....	20
Ilustración 9. Ubicación de los pórticos arriostrados excéntricamente en el edificio.....	22
Ilustración 10. Vista en elevación del pórtico C-D-1.	22
Ilustración 11. Diagrama de cuerpo libre del enlace.....	23
Ilustración 12. Clasificación de enlaces.....	24
Ilustración 13. Rotación plástica del enlace.....	25
Ilustración 14. Relación ancho espesor de la aleta para elementos dúctiles.....	26
Ilustración 15. Relación ancho espesor del alma para elementos dúctiles.	27
Ilustración 16. Diagrama de corte pórtico C-D-1.	29
Ilustración 17. Diagrama de corte en viga del primer piso, pórtico C-D-1.	30
Ilustración 18. Desplazamientos elásticos en el marco C-D-1, piso 1.....	30
Ilustración 19. Ejemplo de conexión simple.....	42
Ilustración 20. Factor demanda/capacidad pórtico C-D-1.	44
Ilustración 21. Factor demanda/capacidad pórtico C-D-7.	45
Ilustración 22. Factor demanda/capacidad pórticos A-3-4 y A-4-5.....	45
Ilustración 23. Factor demanda/capacidad pórticos F-3-4 y F-4-5.....	46
Ilustración 24. Derivas de piso.....	47
Ilustración 25. Modos de vibración de la estructura.....	48
Ilustración 26. Modelo 3d del edificio.....	51

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Un sismo consiste en un movimiento brusco en la superficie terrestre, debido al desplazamiento entre placas tectónicas. Este roce entre placas genera fricción entre ellas y en consecuencia, una gran cantidad de energía es liberada. Esta energía se propaga a través de ondas sísmicas, que salen a partir del foco del sismo y llegan a la superficie de la tierra. En mayor parte, los sismos ocurren por discontinuidades en la corteza terrestre, también conocidas como fallas tectónicas (Sánchez, 1994).

Una falla se considera activa, cuando la probabilidad de que ocurra un desplazamiento relativo de esta, es alta. Esta probabilidad se basa en datos históricos, sismológicos, y geológicos. Normalmente la falla se representa con un plano de falla por el cual se desplazan dos bloques. Existen 3 tipos principales de fallas: falla normal, inversa, y lateral. La falla normal ocurre cuando los dos bloques se alejan entre ellos, y uno se desplaza debajo del otro; la falla inversa ocurre cuando dos bloques están comprimidos, y uno salta respecto a otro; y la falla lateral ocurre cuando un bloque se desliza respecto a otro (Sánchez, 1994).

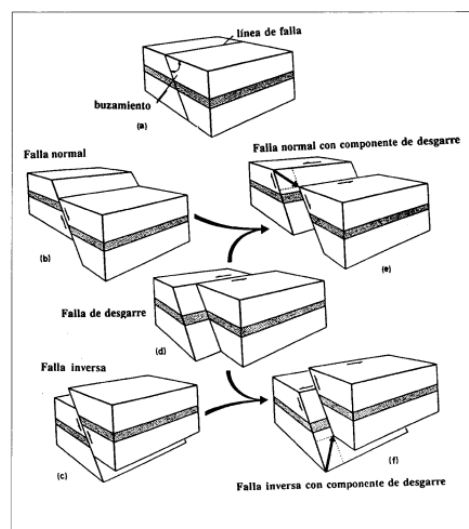


Ilustración 1. Tipos de fallas y sus componentes.

Fuente: Los Terremotos y sus causas. Sánchez, F.V. (1994).

1.2. Justificación del proyecto

Se considera que Ecuador está situado en una zona de alto peligro sísmico, ya que se encuentra en una zona de colisión entre la placa Nazca y la placa Sudamericana, como se muestra en la Ilustración 2. Debido a esto en las costas ecuatorianas se produce el fenómeno de subducción, el cual consiste en que una placa se desliza por debajo de otra, generando una falla tectónica (Romero, 2012). Siendo esta la primera fuente de actividad sísmica del país.

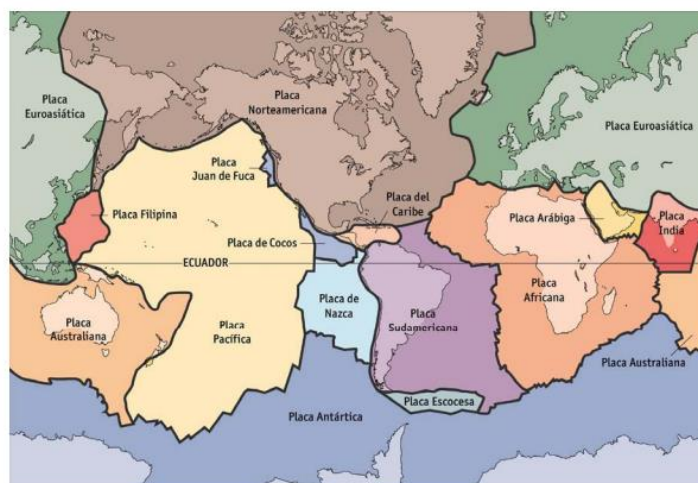


Ilustración 2. Placas tectónicas.

Fuente: El modelamiento del movimiento de las placas tectónicas Una propuesta para el aula. Romero.F.R.

(2012)

En la ciudad de Quito las principales causas de sismo son el fenómeno de subducción, como así también las fallas corticales producidas por el sistema de fallas de Quito al igual que los sistemas de fallas cercanos a la capital (Martínez, 2015). Debido a que los sismos son un fenómeno recurrente en Ecuador, es necesario que las edificaciones sean capaces de al menos, no colapsar durante un evento sísmico. Para esto la Norma Ecuatoriana de la Construcción provee varios criterios para cumplir con esta condición.

1.3. Descripción del proyecto

El presente proyecto consiste en el diseño sísmo resistente de pórticos arriostrados excéntricamente en una edificación de acero estructural de 10 pisos, ubicado en la provincia de Pichincha, en la ciudad de Quito. El diseño se basa en las normas NEC 2015, AISC 341, y AISC 360. El trabajo se enfoca en el diseño de los elementos de un marco arriostrado excéntricamente.

El marco arriostrado excéntricamente o también conocido como marco EBF por sus siglas en inglés, consta de 4 elementos principales: enlace, viga fuera del enlace, arriostramiento y columna, como se muestra en la Ilustración 3. Estos marcos se caracterizan por tener una alta rigidez elástica, como así también alta ductilidad para la disipación de energía. La filosofía de diseño del marco EBF es diseñar el enlace (segmento corto de la viga) para que soporte la carga lateral del sismo, mientras que los demás elementos deben ser diseñados por resistencia para soportar las fuerzas internas producidas por el enlace cuando se encuentra en fluencia, de tal forma que permanezcan en el rango elástico (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

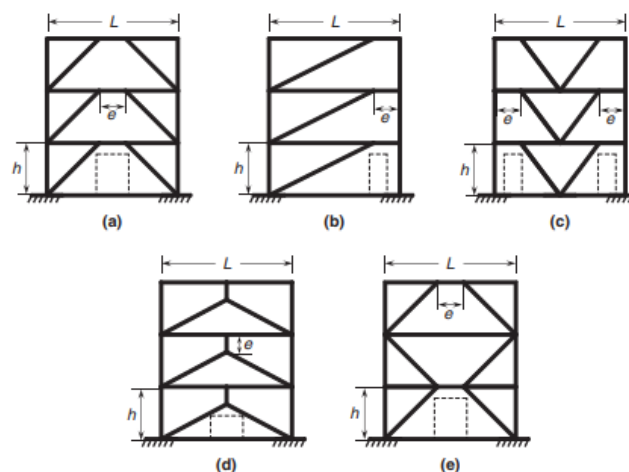


Ilustración 3. Configuraciones para marcos EBF.

Fuente: *Ductile Design of Steel Structures*. Bruneau.M, Uang.C.M, Sabelli.R. (2011)

DESAROLLO

2.1. Especificaciones del Proyecto

El marco a diseñar forma parte de una edificación de acero estructural de 10 pisos, ubicada en la provincia de Pichincha, en la ciudad de Quito. Es un edificio destinado a viviendas. La altura de entre piso del edificio es de 3.65 m, dando una altura total de 36.5 m, y un área en planta de 962 m², como se muestra en la Ilustración 4. El edificio utiliza un sistema de pórticos arriostrados excéntricamente, para disipar la energía del sismo. A continuación se muestra un resumen de los datos del edificio:

Ubicación	
Región	Sierra
Provincia	Pichincha
Ciudad	Quito
Dimensiones	
Número de pisos	10
Altura de entrepiso [m]	3.65
Área en planta [m ²]	962
Características	
Tipo de edificio	Pórticos arriostrados excéntricamente
Categoría del edificio	Otras estructuras

Tabla 1. Datos del edificio.

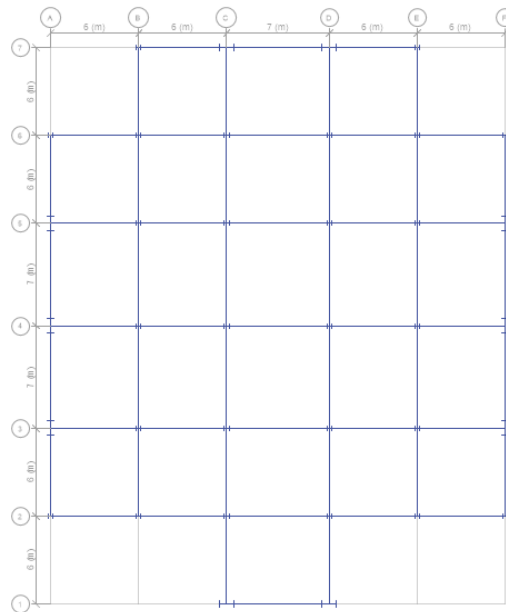


Ilustración 4. Vista en planta del edificio.

Fuente: Modelo estructural en ETABS.

2.2. Análisis estructural

Para el diseño de la estructura se realiza un pre diseño de los elementos estructurales del marco arriostrado excéntricamente, y se realiza un análisis estructural con las secciones obtenidas. De esta forma se obtienen las cargas últimas en los elementos y se comprueban las secciones seleccionadas, con sus respectivos criterios de diseño. En este ejemplo se considera que la conexión arriostramiento-enlace es libre de momento, como así también la conexión viga-columna. Adicionalmente se considera que el sistema de piso es un sistema deck metálico con diafragma rígido. El modelo estructural se realiza con la ayuda del software ETABS, y este debe cumplir con los criterios establecidos por la NEC 2015.

Para el diseño se utiliza acero estructural ASTM A572 grado 50, y secciones tipo

W. A continuación se muestran las propiedades mecánicas del acero seleccionado:

Material	ASTM A572
Fy [kgf/cm ²]	3515
Fu [kgf/cm ²]	4570
E [kgf/cm ²]	2000000
Ry	1.1

Tabla 2. Propiedades del material.

2.3. Cargas

La NEC 2015 establece 2 tipos de cargas principales no sísmicas: cargas permanentes y carga viva.

2.3.1. Cargas permanentes.

Las cargas permanentes consisten en el peso propio de la estructura, es decir el peso de los elementos estructurales tales como: vigas, columnas, arriostramientos, sistema de piso, etc. Como así también todos los elementos no estructurales fijos a ella, tales como: mampostería, recubrimientos; instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, entre otros (NEC, 2015). El peso propio de la estructura es calculado por ETABS, mientras que se considera una sobrecarga muerta por elementos no estructurales de 200 kgf/m² en todos los pisos, excepto el último que se coloca una sobrecarga muerta de 100 kgf/m².

2.3.2. Carga viva.

La carga viva consiste en el peso de las personas, y los objetos movibles dentro del edificio. Es por esto que esta carga depende del uso ocupacional del edificio. Para un edificio de viviendas, la NEC recomienda un valor de 200

kgf/m² (NEC, 2015). De igual forma en el último piso se aplica una carga viva de 100 kgf/m², ya que se considera un menor uso ocupacional en este piso.

2.3.3. Carga sísmica.

El sismo de diseño es aquel que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Para la obtención de las fuerzas laterales del sismo, es necesario obtener el espectro elástico de diseño del edificio en estudio. Posteriormente el espectro es colocado en ETABS y se realiza un análisis modal espectral. El espectro depende de la ubicación del edificio, y el tipo de suelo sobre el que se va a construir. A continuación se muestra el espectro elástico de diseño descrito por la NEC:

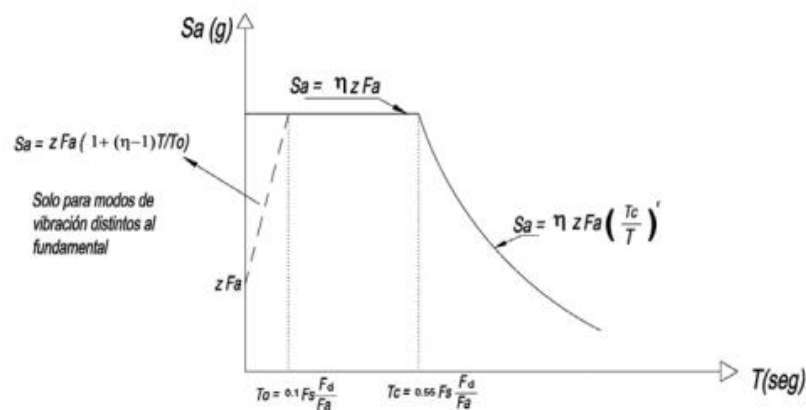


Ilustración 5. Espectro elástico horizontal en aceleraciones.

Fuente: (NEC, 2015).

El valor de zonificación sísmica Z , depende de la ubicación de la estructura, para esto la NEC propone un mapa de zonificación con los respectivos valores de Z .

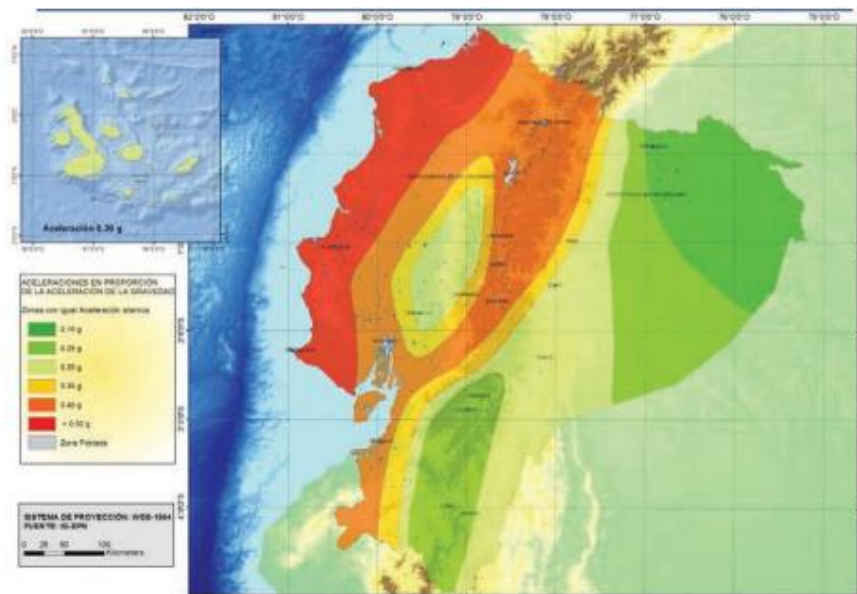


Ilustración 6. Mapa de zonificación sísmica.

Fuente: (NEC, 2015).

Se considera que la ciudad de Quito se encuentra en la zona V, y por lo tanto tiene un valor factor de Z igual a 0.4. Adicionalmente la NEC clasifica los tipos de suelo de la siguiente manera:

Tipo de suelo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con el criterio de velocidad de la onda cortante	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Para mas referencias, véase Tabla 1. Capítulo NEC-SE-DS.	

Tabla 3. Clasificación de perfiles de suelo.

Fuente: (NEC, 2015).

El edificio a diseñar se considera que se encuentra sobre un perfil de suelo tipo C. Con los parámetros de zonificación sísmica Z y el tipo de suelo, se pueden calcular los factores F_s , F_d , y F_a , los cuales son factores de amplificación debido a las propiedades del suelo sobre el que se construye. Para la obtención de estos valores, se utiliza las siguientes tablas:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Fuente: (NEC, 2015).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Fuente: (NEC, 2015).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 6. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s .

Fuente: (NEC, 2015).

Por último el factor η es de 2.48 para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos, mientras que el factor r es igual a 1 para todos los tipos de suelo excepto, el tipo E. A continuación se muestra un resumen de los parámetros para el cálculo del espectro de diseño:

Zona sísmica	V
Factor z	0.4
Tipo de suelo	C
η	2.48
r	1
F_a	1.2
F_d	1.11
F_s	1.11

Tabla 7. Parámetros para el espectro elástico de diseño del edificio.

A partir de los datos de la Tabla 7 y las ecuaciones mostradas en la Ilustración 5, se obtiene el siguiente espectro de diseño:

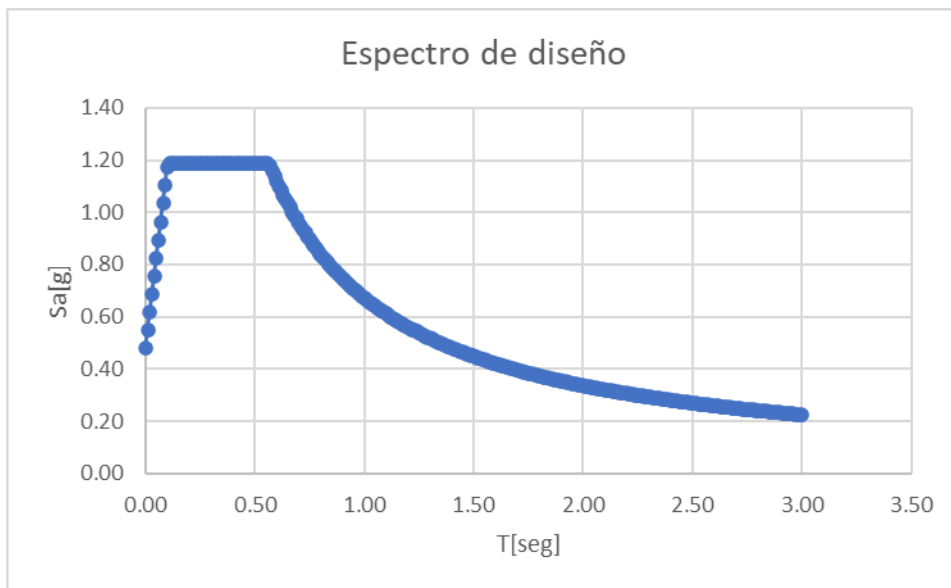


Ilustración 7. Espectro de diseño del edificio.

Este espectro de diseño puede ser reducido por un factor de reducción R , el cual se puede aplicar cuando la estructura es diseñada bajo los requisitos de diseño sísmico resistente descritos por la NEC. Para pórticos arriostrados excéntricamente se considera un factor R de 8 (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

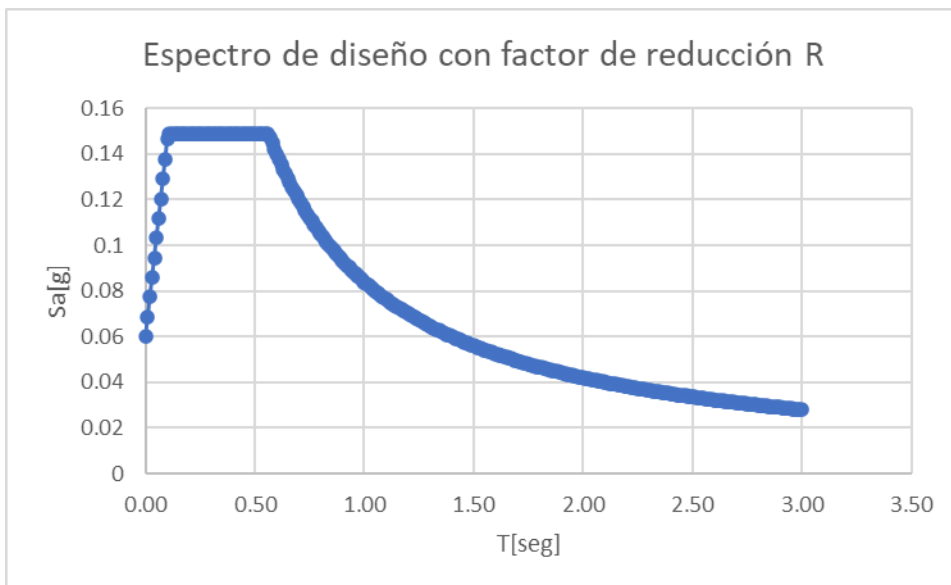


Ilustración 8. Espectro de diseño del edificio con factor de reducción R .

2.4. Combinaciones de carga

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, propone diferentes combinaciones de carga para analizar, las cuales incluyen cargas permanentes, variables, y accidentales, descritas en la sección 3.4.3 del capítulo NEC-SE-CG. Para el diseño por resistencia del edificio, se consideran las siguientes combinaciones:

- $1.4 D$
- $1.2 D + 1.6 L$
- $1.2 D + 1.0 L + E1/R$
- $1.2 D + 1.0 L + E2/R$

Donde:

D: Carga permanente

L: Carga viva

$E1/R: (E_x + 0.3E_y)/R$

$E2/R: (E_y + 0.3E_x)/R$

E_x : Fuerza sísmica en dirección x proveniente del espectro de diseño (Ilustración 7).

E_y : Fuerza sísmica en dirección y proveniente del espectro de diseño (Ilustración 7).

De igual forma se añaden dos combinaciones, sin el factor de reducción R para analizar los límites de deriva:

- $1.2 D + 1.0 L + E1$
- $1.2 D + 1.0 L + E2$

2.5. Diseño de elementos

El edificio contará con un total de 8 pórticos arriostrados excéntricamente, colocados estratégicamente como se muestra a continuación:

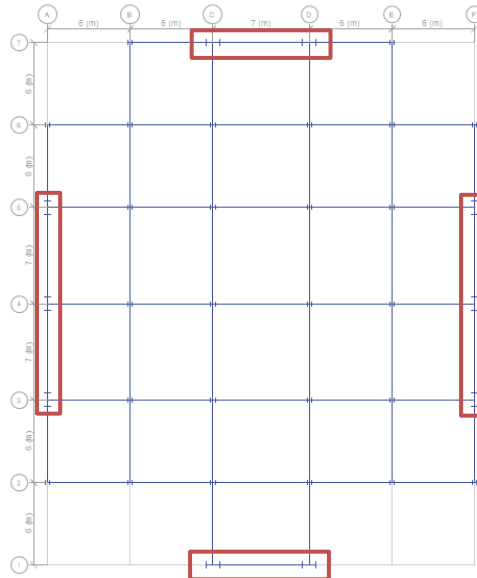


Ilustración 9. Ubicación de los pórticos arriostrados excéntricamente en el edificio.

Fuente: Modelo estructural en ETABS.

Con la finalidad de mostrar un procedimiento bien detallado, se presentará el procedimiento para diseñar los elementos del pórtico C-D-1. Los demás pórticos deben cumplir el mismo procedimiento mostrado a continuación.

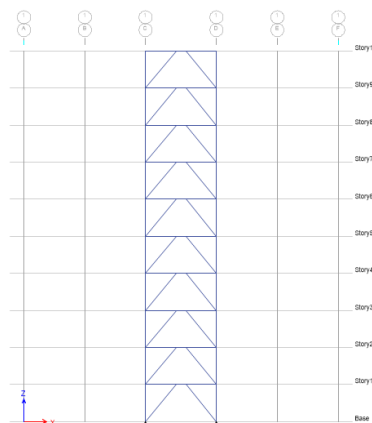


Ilustración 10. Vista en elevación del pórtico C-D-1..

Fuente: Modelo estructural en ETABS.

2.5.1. Enlace.

Como se menciono previamente, el enlace debe ser diseñado para tener una alta capacidad de deformación inelástica. La falla del enlace va a estar controlada ya sea por flexión o corte, dependiendo de la longitud del enlace. A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre, de las fuerzas internas que se generan en el enlace:

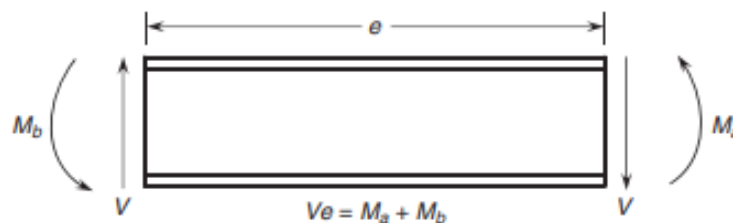


Ilustración 11. Diagrama de cuerpo libre del enlace.

Fuente: *Ductile Design of Steel Structures*. Bruneau.M, Uang.C.M, Sabelli.R. (2011)

Si se realiza un equilibrio de fuerzas desde el punto B del enlace, se obtiene que:

$$\sum M = 0$$

$$M_a + M_b = V * e$$

$$e = \frac{M_a + M_b}{V} \quad (1)$$

La ecuación (1) representa la longitud en la que ocurre una falla balanceada, tanto de corte como flexión. Si se cambia los valores de momento y cortante, por el cortante plástico (V_p) y momento plástico (M_p) del enlace se obtiene:

$$e_{cr} = \frac{2M_p}{V_p} \quad (2)$$

Siendo la ecuación (2) conocida como la longitud crítica del enlace. Es decir que para una longitud de enlace menor que la crítica, se obtendrá una falla

mayormente controlada por corte, mientras que para una longitud de enlace mayor a la crítica, se tendrá una falla mayormente controlada por flexión .

Estudios adicionales, han clasificado al enlace en 3 tipos: enlace corto, falla controlada por corte; enlace intermedio, falla controlada tanto por corte y flexión; y enlace largo, falla controlada por flexión (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). A continuación se muestra una gráfica que representa este comportamiento:

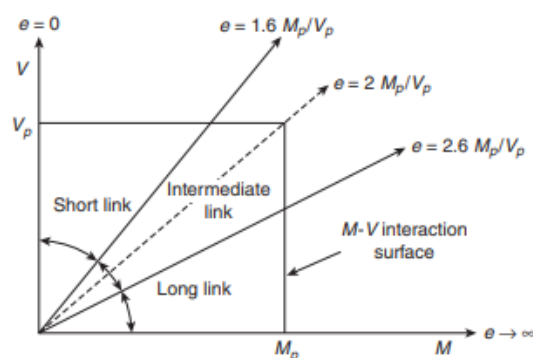


Ilustración 12. Clasificación de enlaces.

Fuente: *Ductile Design of Steel Structures*. Bruneau.M, Uang.C.M, Sabelli.R. (2011)

Cuando el efecto de la carga axial es despreciable, es decir que:

$$\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$$

$$V_n = \begin{cases} V_p & \text{si } e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \\ \frac{2M_p}{e} & \text{si } e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \end{cases}$$

Cuando el efecto de la carga axial no es despreciable, se obtiene que:

$$\frac{P_u}{P_y} > 0.15$$

$$V_n = \begin{cases} V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} & \text{si } e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \\ \frac{2M_p}{e} \left(\frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85}\right) & \text{si } e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \end{cases}$$

(Crisafulli, 2014)

AISC 341-16, define al cortante plástico del enlace, y momento plástico,

como:

$$V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w \quad (3)$$

$$M_p = F_y Z \quad (4)$$

El diseño por resistencia debe cumplir con:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (5)$$

Otro parámetro que controla el diseño del enlace, es el ángulo de deformación que se forma entre el enlace deformado plásticamente y la línea del eje de la viga, como se muestra a continuación:

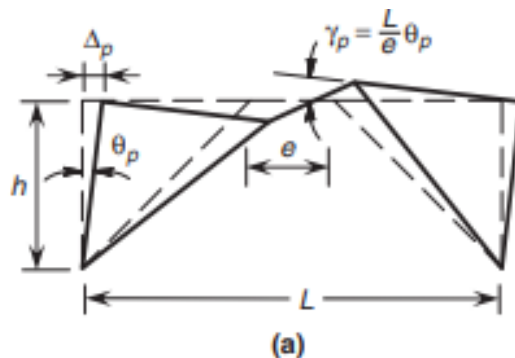


Ilustración 13. Rotación plástica del enlace.

Fuente: *Ductile Design of Steel Structures*. Bruneau.M, Uang.C.M, Sabelli.R. (2011)

Donde:

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h} \quad (6)$$

$$\Delta_p = \delta_{inelástica} - \delta_{elástica} \quad (7)$$

$$\delta_{inelástica} = 0.75R\delta_{elástica} \quad (8)$$

Esta rotación plástica debe ser menor a 0.08 rad para enlaces cortos, menor a 0.02 rad para enlaces largos, y el límite para enlaces intermedios debe ser interpolado linealmente (Crisafulli, 2014).

El enlace debe ser compacto sísmicamente, para esto debe cumplir con la relación ancho espesor para elementos altamente dúctiles del AISC 341-16. Sin embargo si el enlace es corto, la aleta de la sección W solo deberá cumplir la relación ancho espesor para elementos moderadamente dúctiles.

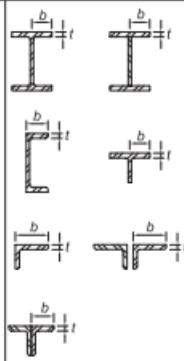
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{nd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Ilustración 14. Relación ancho espesor de la aleta para elementos dúctiles.

Fuente: (AISC 341, 2016).

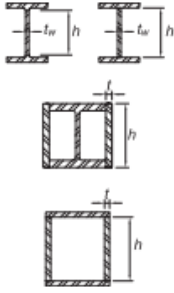
Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels [b] 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w	For $C_b \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_b)$	For $C_b \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_b)$	
		For $C_b > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_b > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
		where $C_b = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_b = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	where $C_b = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_b = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	

Ilustración 15. Relación ancho espesor del alma para elementos dúctiles.

Fuente: (AISC 341, 2016).

Adicionalmente AISC 341-16 estipula que el enlace debe llevar rigidizadores en ambos extremos, como así también a lo largo del mismo.

Para enlaces cortos:

$$S \leq \begin{cases} 30t_w - d/5 & \text{si } \gamma_p = 0.08rad \\ 52t_w - d/5 & \text{si } \gamma_p = 0.08rad \\ \text{interpolar} & \text{si } 0.02 < \gamma_p < 0.08 \end{cases}$$

Para enlaces largos, se coloca a 1.5 bf de cada extremo del enlace; y para enlaces intermedios se debe interpolar (AISC 341, 2016). El diseño de los rigidizadores esta fuera del alcance del proyecto, pero estos deben ir colocados obligatoriamente en el enlace, cumpliendo con los espaciamientos previamente mencionados.

2.5.2. Diseño del enlace

Como se mencionó previamente, se realizó un pre diseño de los elementos del marco EBF, estos se utilizarón para crear un modelo estructural con la ayuda de ETABS, y se da paso a comprobar la sección seleccionada con los criterios de diseño , previamente definidos. Se analiza la combinación de carga mas crítica que reconoció el programa. La sección seleccionada es una

sección W24x84, con una longitud de enlace de 1 m, mientras que la longitud del marco es de 7.0 m. A continuación se muestran las propiedades geométricas de la sección a utilizar:

d [cm]	61.21
bf [cm]	22.91
tf [cm]	1.96
tw [cm]	1.19
Z [cm ³]	3670.7
e [m]	1.00

Tabla 8. Propiedades geométricas de la sección del enlace.

Con la ecuación (3) y (4), se calcula el cortante plástico y momento plástico del enlace:

$$V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w$$

$$V_p = 0.6 * 3515 \text{ kgf/cm}^2(61.21\text{cm} - 2 * 1.96\text{cm})1.19\text{cm}$$

$$V_p = 143781.67 \text{ kgf}$$

$$M_p = F_y Z$$

$$M_p = \frac{3515\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 3670.7\text{cm}^3 = 12902510.5 \text{ kgf} * \text{cm}$$

$$M_p = 129025.11 \text{ kgf} * \text{m}$$

A partir del cortante plástico y el momento plástico del enlace, se puede calcular la longitud crítica del enlace con la ecuación (2):

$$e_{cr} = \frac{2M_p}{V_p}$$

$$e_{cr} = \frac{2 * 129025.01\text{kgf} * \text{m}}{143781.67\text{kgf}}$$

$$e_{cr} = 1.79\text{m}$$

Como se puede observar la longitud del enlace seleccionada es menor a la longitud crítica, y de igual forma es menor a $1.6M_p/V_p$, por lo que la falla será controlada por corte.

Se considera que la carga axial en la viga es 0, ya que se tiene un sistema de diafragma rígido, por lo tanto la resistencia nominal del enlace es:

$$V_n = V_p = 143781.67 \text{kgf}$$

Del análisis estructural se puede observar que la combinación más crítica para el pórtico C-D-1 (Ilustración 10), es de $1.2 D + 1.0 L + E1/R$. A continuación se muestran el diagrama de corte de todo el pórtico C-D-1, como así también los valores del cortante máximo en el enlace de la viga del primer piso:

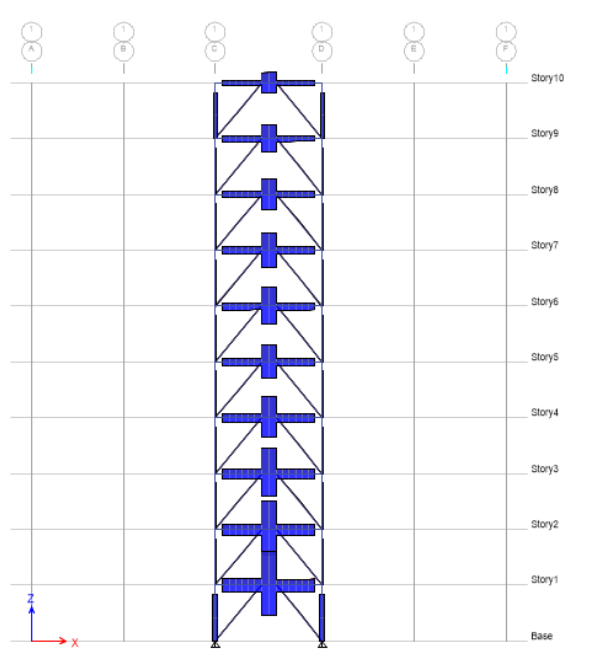


Ilustración 16. Diagrama de corte pórtico C-D-1.

Fuente: ETABS.

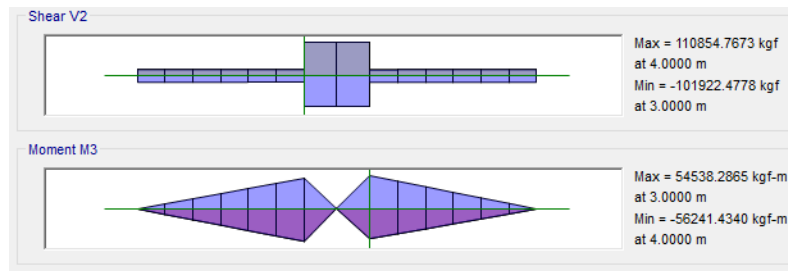


Ilustración 17. Diagrama de corte en viga del primer piso, pórtico C-D-1.

Fuente: ETABS.

De la Ilustración 17 se puede observar que el cortante último actuando sobre el enlace es de 110854.77 kgf. Se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$\phi_v V_n = 0.9 * 143781.67 \text{ kgf}$$

$$\phi_v V_n = 129403.50 \text{ kgf} \therefore V_u \leq \phi_v V_n \therefore \text{Cumple}$$

Ahora se da paso a calcular la rotación plástica del enlace. Del análisis estructural, se obtiene que:

Point Displacements			
Object ID			
Tower and Story	Label	Unique Name	
Story1	22	211	
Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, cm	0.684	0.146	-0.133
Rotation, rad	-0.000422	0.001892	-0.000014
Drift	0.001875	0.000400	

Ilustración 18. Desplazamientos elásticos en el marco C-D-1, piso 1.

Fuente: ETABS.

Por lo tanto:

$$\delta_{inelástica} = 0.75 * 8 * 0.684 \text{ cm} = 4.10 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = 4.104 \text{ cm} - 0.684 \text{ cm} = 3.42 \text{ cm}$$

$$\theta_p = \frac{3.42 \text{ cm}}{365 \text{ cm}} = 0.00937 \text{ rad}$$

$$\gamma_p = \frac{7.0m}{1.0m} * 0.00937rad = 0.066rad \therefore \text{Cumple}$$

Por último se chequea que la sección sea sísmicamente compacta, con las ecuaciones de la Ilustración 14 e Ilustración 15:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.84$$

$$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 9.10$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \therefore \text{Aleta compacta}$$

Debido a que la carga axial en la viga es 0, se tiene que:

$$\frac{h}{t_w} = 45.9$$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 58.45$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \therefore \text{Alma compacta}$$

La sección W24X84, es seleccionada para todos los pisos del pórtico, por lo que la relación ancho espesor para aleta y alma, cumple para todos los pisos. El mismo procedimiento se realiza para el resto de pisos.

2.5.3. Viga fuera del enlace.

La viga fuera del enlace debe diseñarse para que se mantenga en el rango elástico, para esto debe ser diseñado por las fuerzas generadas por el enlace

cuando se encuentra en fluencia. De esta forma se define un cortante máximo probable en el enlace:

$$V_I = \omega R_y V_n \quad (9)$$

Donde ω es un valor empírico relacionado al endurecimiento cíclico del enlace, para la viga fuera del enlace se considera que este factor es de 1.1, por lo que la ecuación (9) se puede reescribir como:

$$V_I = 1.1 R_y V_n \quad (10)$$

(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Para garantizar que la viga permanezca en el rango elástico, se utiliza un factor de amplificación sobre la carga sísmica, y se diseña por resistencia para esta carga modificada. El factor de amplificación se calcula de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{1.1 R_y V_n}{V_E} \quad (11)$$

Donde V_E es el cortante producido en el enlace por el sismo. De esta forma se puede aplicar este factor a la combinación que incluye el sismo de la siguiente manera:

$$1.2 D + 1.0 L + \alpha E \quad (12)$$

La viga fuera del enlace debe cumplir con la relación ancho espesor para elementos moderadamente dúctiles, descritos en la Ilustración 14 e Ilustración 15. Finalmente ya que se considero un sistema de diafragma rígido, la carga axial sobre la viga es 0, por lo que este elemento estará mayormente sometido a

flexión, y será diseñado por su capacidad nominal a flexión. El procedimiento para calcular la capacidad nominal a flexión de la viga es:

- Determinar si la sección es compacta, no compacta, o esbelta, de acuerdo a la tabla B4. 1b del ASIC 360-16.
- Si la sección es compacta, se debe chequear el estado límite de pandeo lateral torsional elástico o inelástico.
- Si la sección es no compacta se deberá chequear los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local de la aleta.

(Segui, 2018)

2.5.4. Diseño de la viga fuera del enlace.

AISC 341 recomienda que la sección de la viga y del enlace sea una sola sección continua. Por lo tanto se utilizan las propiedades de la sección W24X84:

d [cm]	61.21
tw [cm]	1.19
bf [cm]	22.91
tf [cm]	1.96
Ix [cm ⁴]	98646.85
Iy [cm ⁴]	3929.22
Sx [cm ³]	3211.86
Z [cm ³]	3670.7
ho [cm]	59.18
J [cm ⁴]	154.01
Cw [cm ⁶]	3437259.09

Tabla 9. Propiedades geométricas de la viga fuera del enlace.

Se chequea si la sección es compacta:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 5.84$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.06$$

$$\lambda \leq \lambda_p \therefore \text{Aleta compacta}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 45.9$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.69$$

$$\lambda \leq \lambda_p \therefore \text{Alma compacta}$$

Como la sección es compacta se debe chequear el pandeo lateral torsional:

$$L_b = 5.0 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (13)$$

$$L_p = 2.07 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (14)$$

$$L_r = 6.12 \text{ m}$$

$$L_p < L_b \leq L_r \therefore \text{existe pandeo lateral torsional inelástico}$$

La resistencia nominal a flexión esta dada por:

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)] \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \quad (15)$$

$$M_n = 136777.89 \text{ kgf} * \text{m}$$

$$\varphi M_n = 123100.11 \text{ kgf} * m$$

A continuación se muestran los momentos últimos obtenidos del análisis estructural por carga muerta, viva, y sismo:

Carga	D	L	E1/R
M [kgf*m]	634.45	90.22	53156.79

Tabla 10. Fuerzas en la viga fuera del enlace obtenido del análisis estructural.

De igual forma se obtiene que el cortante en el enlace debido al sismo es igual a 106313.58 kgf. Se obtiene el factor de amplificación sobre la carga sísmica:

$$\alpha = \frac{1.1R_y V_n}{V_E} = \frac{1.1 * 1.1 * 143781.67 \text{ kgf}}{106313.58 \text{ kgf}} = 1.64$$

Se aplica el factor de amplificación sobre la carga sísmica y se obtiene el momento último sobre la viga:

$$M_u = 1.2 D + 1.0 L + \alpha E = 88028.70 \text{ kgf} * m$$

$$M_u \leq \varphi M_n \therefore \text{Cumple}$$

Como la sección es igual a la del enlace se considera que es compacta sísmicamente. El mismo procedimiento se realiza para el resto de pisos del pórtico.

2.5.5. Arriostramiento.

El arriostramiento se diseña de una forma parecida que la viga, Se debe utilizar un factor de amplificación sobre la carga sísmica. Para los arriostramientos, el factor ω es de 1.25, por lo que la ecuación (13) queda de la siguiente forma:

$$V_I = 1.25 R_y V_n \quad (16)$$

De igual forma el arriostramiento debe cumplir con las relaciones ancho espesor para elementos moderadamente dúctiles de la Ilustración 14 e Ilustración 15.

Debido a que el arriostramiento esta conectado con una conexión libre de momento, este elemento estará sometido principalmente a carga axial, por lo que se lo diseñara considerando su resistencia nominal por carga axial. El procedimiento para calcular la capacidad nominal a compresión de un elemento es:

- Chequear estabilidad local, de acuerdo a la tabla B4. 1a del AISC 360-16.
- Calcular el esfuerzo crítico
- Calcular la resistencia nominal a compresión.

(Segui, 2018)

2.5.6. Diseño del arriostramiento.

A continuación se muestran las propiedades geométricas de la sección W12X106 por utilizar:

d [cm]	32.77
tw [cm]	1.55
bf [cm]	30.99
tf [cm]	2.51
ry [cm]	7.90
A [cm ²]	201.29
L [m]	4.72

Tabla 11. Propiedades geométricas de la sección del arriostramiento

Primero se chequea la estabilidad local de la sección:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.17$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.36$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \therefore \text{Sección no esbelta}$$

Se calcula el radio de esbeltez, considerando que K es igual a 1

$$\frac{Kl}{r_y} = 59.75$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 112.35$$

$$\frac{Kl}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Se calcula el esfuerzo crítico con la respectiva ecuación, dada por el radio de esbeltez:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (17)$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r_y}\right)^2} \quad (18)$$

$$F_e = 5529.09 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2693.81 \text{ kgf/cm}^2$$

La resistencia nominal del elemento es:

$$P_n = F_{cr} A_g = 542237.01 \text{ kgf}$$

$$\phi P_n = 488013.31 \text{ kgf}$$

A continuación se muestra la carga axial última obtenida del análisis estructural, para la carga muerta, viva y sísmica:

Carga	D	L	E1/R
P [kgf]	5495.47	1599.92	165064.06

Tabla 12. Fuerzas en el arriostramiento obtenido del análisis estructural.

Se obtiene el factor de amplificación sobre la carga sísmica, y se aplica sobre la carga sísmica en la combinación de carga.

$$\alpha = \frac{1.25R_y V_n}{V_E} = \frac{1.25 * 1.1 * 143781.67 \text{kgf}}{106313.58 \text{kgf}} = 1.86$$

$$P_u = 1.2 D + 1.0 L + \alpha E = 315213.64 \text{kgf}$$

$$P_u \leq \phi P_n \therefore \text{Cumple}$$

Adicionalmente se debe comprobar que la sección sea sísmicamente compacta de acuerdo a la Ilustración 14 e Ilustración 15, que en este caso si cumple.

2.5.7. Columna.

La columna va a estar sometida tanto a flexión como cargas axiales, por lo que debe ser diseñada como un elemento viga columna, de acuerdo con las especificaciones del AISC 360-16. La carga axial que debe soportar la columna es igual a la suma de las fuerzas generadas por las cargas gravitacionales, y las fuerzas axiales generadas por el cortante máximo probable del enlace (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Para columnas, es permitido usar un factor ω de 1.1. Por lo que se puede utilizar la ecuación (10).

$$V_I = 1.1R_y V_n$$

Para la columna del primer piso:

$$E' = \sum_2^{10} V_{I(i)} - V_{I(1)} \left(\frac{e}{L-e} \right) \quad (19)$$

Y la combinación de carga queda de la siguiente forma:

$$P_u = 1.2 D + 1.0 L + E'$$

Debido a que la conexión viga columna es libre de momento, solo se considera el momento último obtenido del análisis estructural debido a la combinación más crítica. De igual forma la sección de la columna deberá cumplir con la relación ancho espesor para elementos altamente dúctiles, descritos en la Ilustración 14 e Ilustración 15.

La resistencia nominal de la columna depende de:

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (20)$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (21)$$

Donde:

$$P_r = P_u$$

$$P_c = \phi P_n$$

Adicionalmente las columnas deberán cumplir con la relación ancho espesor para elementos altamente dúctiles descritos en la Ilustración 14 e Ilustración 15.

2.5.8. Diseño de la columna.

La sección seleccionada es W36X441, a continuación se muestran las propiedades geométricas de la sección:

d [cm]	98.81
tw [cm]	3.45
bf [cm]	43.18
tf [cm]	6.20
Ix [cm ⁴]	1336102.88
Iy [cm ⁴]	82830.05
Sx [cm ³]	27038.66
Z [cm ³]	31299.29
ho [cm]	92.46
J [cm ⁴]	8074.89
Cw [cm ⁶]	177502207.8

Tabla 13. Propiedades geométricas de la sección de la columna.

Se calcula la resistencia nominal a momento y compresión del enlace con las ecuaciones del AISC 360-16.

$$\varphi M_n = 990153.04 \text{ kgf} * m$$

$$\varphi P_n = 2400621.88 \text{ kgf}$$

Se calcula la carga axial última que actúa sobre la columna con la ecuaciones (10) y (19):

$$V_l = 1.1R_y V_n = 173975.82$$

$$E' = \sum_2^{10} V_{I(i)} - V_{I(1)} \left(\frac{e}{L - e} \right) = 1536786.41 \text{ kgf}$$

Del análisis estructural se obtiene los siguientes datos:

Carga	D	L	E1/R
P [kgf]	86088.45	18800.86	359310.11
M [kgf*m]	19.72	7.21	24264.81

Tabla 14. Fuerzas en la columna obtenido del análisis estructural.

Por lo que:

$$P_u = 1658893.41 \text{ kgf}$$

$$M_u = 45163.42 \text{ kgf} * m$$

Como $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.73 \leq 1.0 \therefore \text{Cumple}$$

Igualmente cumple con la relación ancho espesor para elementos altamente dúctiles descrito en la Ilustración 14 e Ilustración 15.

2.5.9. Conexión arriostramiento – enlace.

A continuación se presenta un detalle de la conexión del arriostramiento con el enlace. Para marcos EBF, la conexión del arriostramiento con el enlace, deberá diseñarse para soportar las cargas últimas del arriostramiento, por lo que la conexión estará principalmente sometida a carga axial y un poco de cortante (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Se opta por una conexión simple la cual consiste en que la línea de acción de la carga última que actúa sobre la conexión, coincide con su centro de gravedad, como se muestra a continuación:

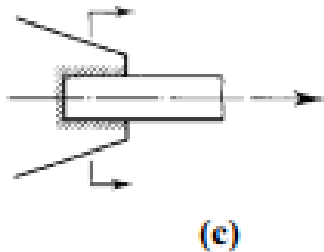


Ilustración 19. Ejemplo de conexión simple.

Fuente: *Steel Design. Segui.W. (2018)*

Primero se calcula cuantos pernos son necesarios, de la siguiente manera:

$$n = \frac{P_f}{\phi R_n} \quad (22)$$

$$\phi R_n / \text{perno} = \min \begin{cases} \phi 1.0 F_{nv} A_b \\ \phi 2.4 d t_p F_u \\ \phi 1.2 l_c t_p F_u \end{cases} \quad (23)$$

$$P_f = \frac{P_u}{2} \quad (24)$$

Se utilizaran pernos grado A490, con una placa de 10 pulgadas de ancho y 1 pulgada de espesor. La distancia entre los extremos de los pernos es de 2 pulgadas, y 3 pulgadas entre los ejes. Se utilizan 2 filas de pernos con una

distancia transversal de 4 pulgadas, y una distancia de 7 pulgadas entre el extremo del elemento y la primera fila de pernos. A continuación se muestran las propiedades principales de la conexión:

F _{nv} [ksi]	84
A _b [in ²]	0.785
d [in]	1
t _p [in]	1
l _c [in]	2
g [in]	4

Tabla 15. Propiedades geométricas de la conexión arriostramiento - enlace.

Con los datos de la tabla 15 se obtiene:

$$\frac{\phi R_n}{\text{perno}} = 49.5 \text{ kips}$$

$$P_f = 348 \text{ kips}$$

$$n = 8 \text{ pernos}$$

Se chequea la resistencia a tensión de la placa:

$$t_{pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{P_f}{0.9F_y b_{fp}} \\ \frac{P_f}{0.75F_u A_e} \end{array} \right. (25)$$

Donde b_{fp} es el ancho de la placa, y

$$A_e = t_p [b_{fp} - 2(d_h + 1/16in)] U (26)$$

$$t_{pmin} = 0.92in \leq 1in \therefore \text{Cumple}$$

De igual forma se chequea el bloque de cortante:

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) (27)$$

$$A_{nt} = [g - (d_h + 1/16in)] t_f (28)$$

$$\phi R_n = 736 \text{ kips} > 348 \text{ kips} \therefore \text{Cumple}$$

2.6. Análisis de resultados

De acuerdo con la NEC 2015, el diseño sismo resistente debe cumplir con los criterios de resistencia y derivas. Como así también la comparación entre método de la fuerza horizontal equivalente y el método del análisis espectral. Adicionalmente se debe chequear que los modos de vibración analizados, involucren al menos 90% de la masa total de la estructura.

2.6.1. Diseño por resistencia.

La norma establece que la estructura no deberá superar ningún estado limite de falla. Con la ayuda de ETABS se chequea que todos los elementos cumplan por resistencia, de acuerdo a lo criterios de diseño presentados en este manuscrito. A continuación se muestra la relación demanda capacidad para los 8 pórticos arriostrados excéntricamente de la estructura:

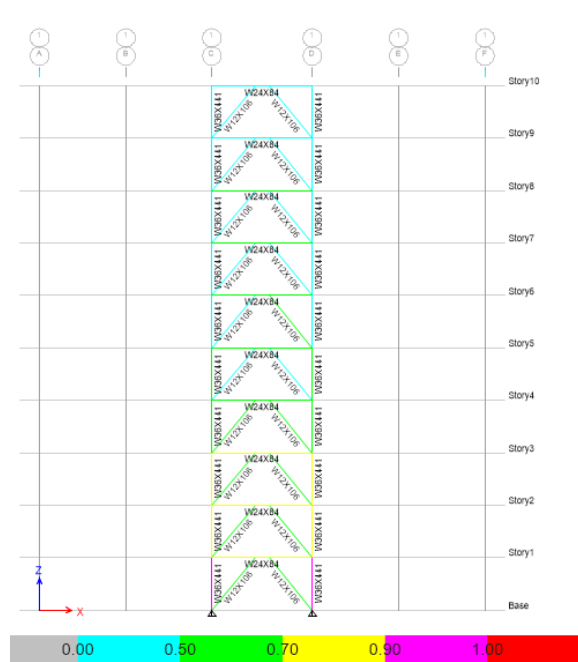


Ilustración 20. Factor demanda/capacidad pórtico C-D-I.

Fuente: ETABS

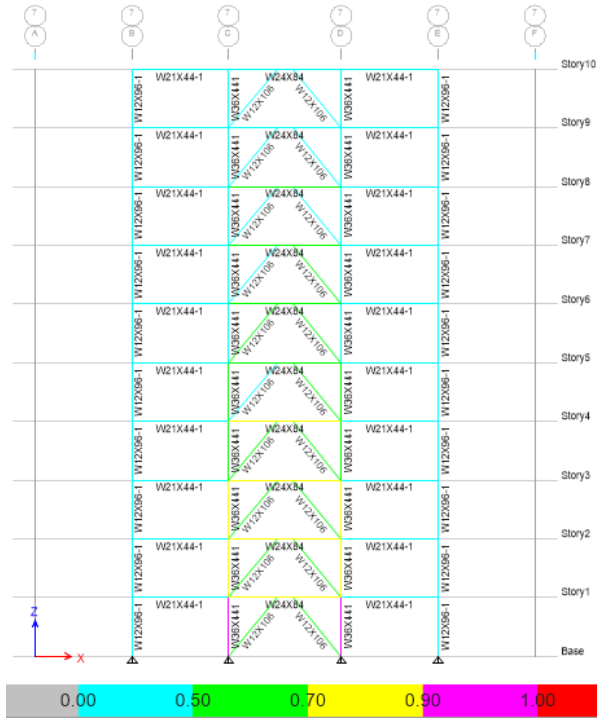


Ilustración 21. Factor demanda/capacidad pórtico C-D-7.

Fuente: ETABS

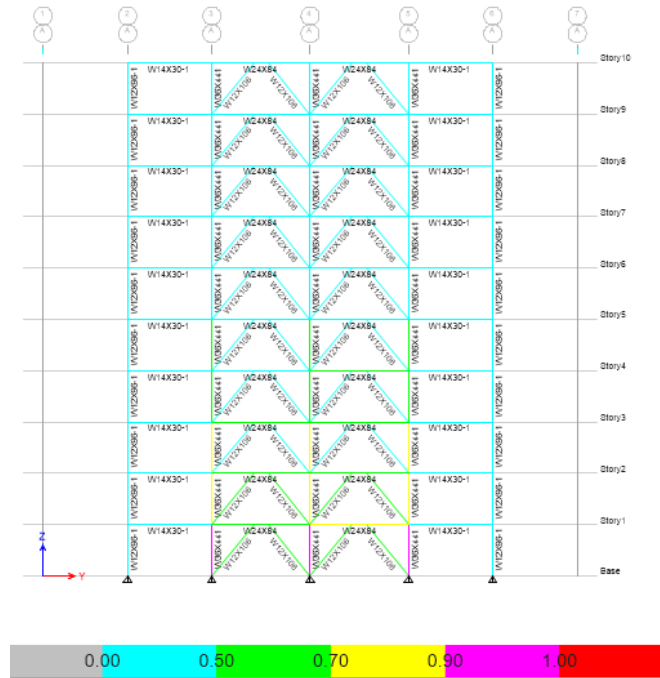


Ilustración 22. Factor demanda/capacidad pórticos A-3-4 y A-4-5.

Fuente: ETABS

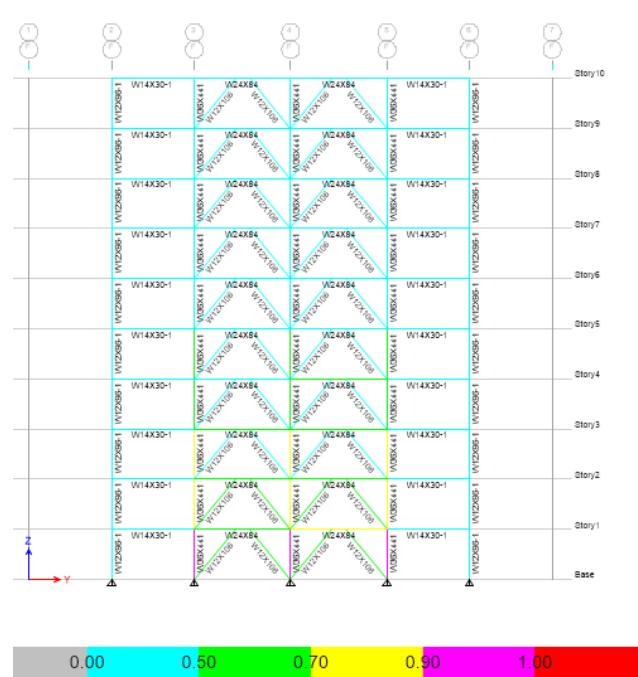


Ilustración 23. Factor demanda/capacidad pórticos F-3-4 y F-4-5.

Fuente: ETABS

Como se puede observar todos los elementos cumplen con el factor demanda capacidad.

2.6.2. Diseño por deriva.

La NEC estipula que para edificios de acero, la deriva máxima inelástica por piso debe ser menor o igual que 2%. Para el chequeo de derivas se utiliza la combinación de carga sin el factor de reducción R, y se obtiene:

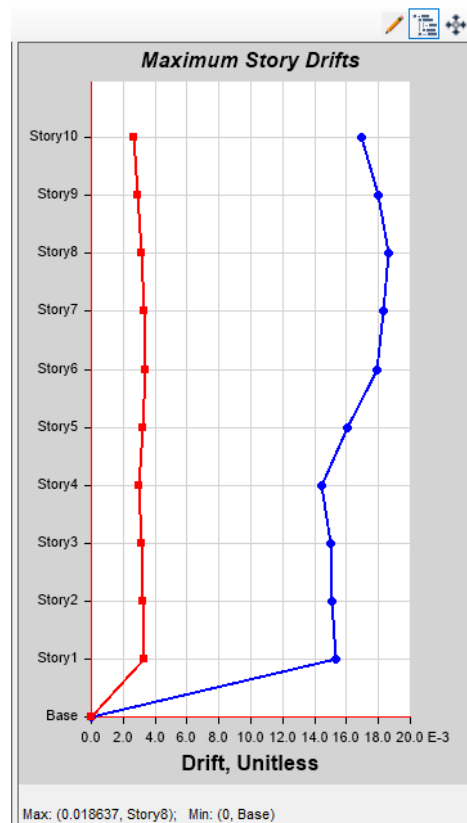


Ilustración 24. Derivas de piso.

Fuente: ETABS

Se puede observar que la deriva máxima es de 1.89% en el piso 8, por lo que la estructura esta cumpliendo con los límites de deriva propuestos por la NEC.

2.6.3. Análisis modal espectral v.s. Método de la fuerza horizontal equivalente.

La NEC 2015 establece que para estructuras regulares el valor del cortante basal dinámico no debe ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método de la fuerza equivalente, por lo tanto:

$$V_{MDE} \geq 80\%V_{FHE}$$

Del análisis se obtiene que:

$$V_{MDE} = 3281772 \text{ kgf}$$

$$V_{FHE} = 3522576 \text{ kgf}$$

$$80\%V_{FHE} = 2818060 \text{ kgf}$$

$$V_{MDE} \geq 80\%V_{FHE} \therefore \text{Cumple}$$

2.6.4. Modos de vibración y masa participativa.

De acuerdo a la norma, se debe chequear que el análisis considere todos los modos que involucren al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.686	0.7573	0	0	0.7573	0
2	1.053	0	0.7935	0	0.7573	0.7935
3	0.701	0.0002	0	0	0.7575	0.7935
4	0.523	0.1708	0	0	0.9283	0.7935
5	0.345	0	0.1393	0	0.9283	0.9327
6	0.26	0.0383	0	0	0.9666	0.9327
7	0.227	0.0001	0	0	0.9667	0.9327
8	0.183	0	0.0352	0	0.9667	0.9679
9	0.171	0.0161	0	0	0.9828	0.9679
10	0.125	0	0.0153	0	0.9828	0.9832
11	0.123	0.0083	0	0	0.9911	0.9832
12	0.118	1.573E-05	0	0	0.9911	0.9832

Ilustración 25. Modos de vibración de la estructura.

Fuente: ETABS.

En la Ilustración 25 se puede observar los modos de vibración analizados de la estructura, donde se verifica que para la dirección x, el modo de vibración 4 considera más del 90 % de la masa total de la estructura, y para la dirección en y, el modo 5 lo hace. De igual modo se puede contemplar que los dos modos principales de la estructura son traslacionales, en dirección x y dirección y.

CONCLUSIONES

El análisis sísmo resistente de la estructura, cumple con los criterios de diseño estipulados por la NEC 2015. De igual forma las secciones escogidas para el marco EBF cumplen con la relación ancho espesor para elementos dúctiles, por lo que se espera que esta estructura tenga el comportamiento inelástico deseado, de tal forma que el enlace sea el elemento que disipe la energía del sismo, mientras los demás elementos del pórtico se mantienen en el rango elástico.

Las secciones obtenidas del pre diseño, cumplen los criterios de diseño para marcos arriostrados excéntricamente. El diseño se realizó de tal forma, que todos los elementos de los marcos EBF del edificio tuvieran las mismas secciones respectivamente. Sin embargo, la demanda de resistencia en los últimos pisos, es mucho menor que la demanda en los primeros, debido a esto puede que el resto de los elementos fuera del enlace, estén sobredimensionados. Para obtener un diseño óptimo, económicamente, se recomienda reducir la sección del enlace en los pisos superiores, esto puede reducir considerablemente la demanda en los elementos fuera del enlace, sin embargo, al momento de reducir estas secciones, se debe tomar en cuenta los límites de deriva, propuestos por la NEC 2015.

El periodo fundamental de la estructura es de 1.686 seg, lo cual se considera adecuado para un edificio de acero de 10 pisos con pórticos arriostrados excéntricamente. De esta forma se puede comprobar que el edificio tiene una alta rigidez, como así también una alta ductilidad, para disipar la energía del sismo. Igualmente se verifica que los principales modos de vibración de la estructura son traslacionales, tanto en el eje de las x, como en el eje de las y.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* . Chicago: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.

AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.

Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of STEEL STRUCTURES*. New York: Mc Graw Hill.

Crisafulli, F. J. (2014). *construccionenacero.com*. Santiago : ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DEL ACERO. Obtenido de construccionenacero.com.

Martínez, D. M. (2015). *ESPECTROS ESPECÍFICOS PARA LA CIUDAD DE QUITO EN FUNCIÓN DE FALLAS CIEGAS INVERSAS*. Quito: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.

NEC. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito: CAMICON.

Romero, F. R. (2012). *El modelamiento del movimiento de las placas tectónicas Una propuesta para el aula*. Bogotá: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Sánchez, F. V. (1994). *LOS TERREMOTOS Y SUS CAUSAS*. Almería: Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos.

Segui, W. (2018). *Steel Design*. Boston: Cengage Learning .

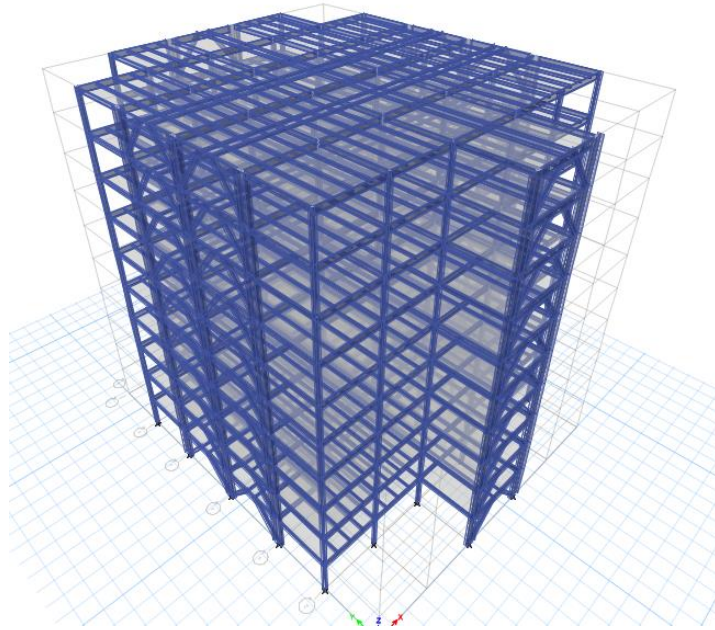
ANEXOS

Ilustración 26. Modelo 3d del edificio.