

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Diseño Sismorresistente de los Elementos que Conforman los  
Pórticos Arriostrados Concéntricamente**

**Kevyn Iván Ochoa Castro**

**Ingeniería Civil**

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

Quito, 09 de diciembre de 2020

# **UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

## **HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Diseño Sismorresistente de los Elementos que Conforman los Pórticos  
Arriostrados Concéntricamente**

**Kevyn Iván Ochoa Castro**

**Nombre del profesor, Título académico**

**Pablo Andrés Torres Rodas, Ph.D.**

Quito, 09 de diciembre de 2020

## **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 el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Nombres y apellidos: Kevyn Iván Ochoa Castro

Código: 00132556

Cédula de identidad: 1719280420

Lugar y fecha: Quito, diciembre de 2020

## **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## **UNPUBLISHED DOCUMENT**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

El presente trabajo expone el diseño en acero de los elementos que conforman al pórtico sismorresistente de un edificio de 6 niveles con luces de 9 metros, es decir, únicamente el diseño de riostras, vigas y columnas del pórtico arriostrado concéntricamente en el edificio. Se detalla como diseñar los elementos de este sistema estructural como las riostras, vigas y columnas que principalmente soportan cargas axiales. El diseño se basa en las normativas impartidas por el AISC (American Institute of Steel Construction) para SCBF (Special Concentrically Braced Frames) o Pórticos Arriostrados Concéntricamente. Asimismo, se trabajó con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción vigente NEC-15 para determinar las fuerzas internas en los elementos debidas al sismo de diseño para ambas direcciones de la estructura. Es factible mencionar que el diseño tanto de vigas, columnas y riostras se ha realizado con secciones tipo “W”.

**Palabras clave:** diseño, sismorresistente, acero, arriostrado, concéntricamente, pórticos, riostras, NEC-15, AISC, SCBF.

## ABSTRACT

The present work exposes the steel design of the elements that make up a seismic resistant frame of a building of 6 floors and bays width of 9 meters, only the design of the braces, beams, and columns of the Special Centrically Braced Frame of the building. It is detailed how to design the elements of this structural system such as braces, beams, and columns that mainly support axial loads. The design is based on the regulations issued by the AISC (American Institute of Steel Construction) for SCBF (Special Centrically Braced Frames). Likewise, the work was based on the current Ecuadorian Construction Regulations NEC-15 to determine the internal forces in the elements due to the design earthquake for both directions of the structure. It is feasible to mention that the design of both the beams, columns and braces has been made with “W” type sections.

**Keywords:** design, seismic-resistant, steel, braced, concentrically, frames, braces, NEC-15, AISC, SCBF.

**TABLA DE CONTENIDOS**

1. INTRODUCCIÓN.....	11
1.1. Antecedentes .....	11
1.2. Descripción general del proyecto.....	14
1.2.1. Planos.....	14
1.2.2. Material.....	18
1.2.3. Tipo de sección .....	20
1.2.4. Peligro Sísmico .....	21
1.3. Objetivos .....	22
1.3.1. Objetivo General.....	22
1.3.2. Objetivos Específicos.....	22
2. DESARROLLO.....	23
2.1. Modelado en SAP2000.....	23
2.1.1. Grilla .....	23
2.1.2. Material.....	24
2.1.3. Secciones.....	24
2.1.4. Disposición de riostras en la estructura. ....	25
2.1.5. Determinación y asignación de cargas.....	27
2.1.6. Definición de “load patterns”.....	29
2.1.7. Definición de “load cases”.....	32
2.1.8. Definición de “load combinations”.....	34

2.2.	Obtención de fuerzas internas en los elementos.....	36
2.3.	Diseño de los elementos que conforman al pórtico arriostrado concéntricamente ...	37
2.3.1.	Riostras. ....	37
2.3.1.1.	Predimensionamiento .....	37
2.3.1.2.	Mecanismo plástico.....	39
2.3.2.	Vigas. ....	40
2.3.3.	Columnas. ....	42
2.4.	Modelado final y análisis .....	45
2.5.	Chequeo de requerimientos NEC-15.....	47
2.5.1.	Cortante basal estático vs cortante basal dinámico.....	47
2.5.2.	Masa modal acumulada.....	48
2.5.3.	Derivas de piso.....	49
3.	CONCLUSIONES.....	50
	<b>Bibliografía.....</b>	<b>52</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Aproximación de cargas sobrepuestas en la estructura .....	28
Tabla 2: Determinación del periodo de la estructura por el método 1 de la NEC-15.....	29
Tabla 3: Cálculo del cortante basal y el coeficiente del cortante basal .....	30
Tabla 4: Fuerzas internas axiales en los arriostramientos concéntricos obtenidos en SAP2000 .....	36
Tabla 5: Propiedades mecánicas del material de las secciones de diseño .....	37
Tabla 6: Determinación de esbeltez y tipo de pandeo de riostras.....	38
Tabla 7: Determinación compacidad de riostras.....	38
Tabla 8: Determinación de la resistencia de diseño $\phi P_n$ .....	39
Tabla 9: Determinación de fuerzas en riostras para condiciones 1 y 2.....	40
Tabla 10: Análisis de condiciones del mecanismo plástico en la viga de diseño .....	41
Tabla 11: Cuadro de diseño para la viga del primer piso .....	42
Tabla 12: Cargas de demanda para diseño axial de columna .....	43
Tabla 13: Determinación de $M_{ux}$ para la columna de diseño .....	43
Tabla 14: Determinación de $M_{uy}$ para la columna de diseño .....	44
Tabla 15: Diseño de columna del pórtico arriostrado concéntricamente para el primer piso..	44
Tabla 16: Valores del cortante basal para el análisis estático y dinámico .....	47
Tabla 17: Comprobación del cortante basal estático vs cortante basal dinámico.....	48

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: <i>Diagonales Rigidizadoras en la Plataforma Gubernamental Norte – Quito</i> .....	11
Figura 2: <i>Disposiciones Permitidas para Pórticos Arriostrados Concéntricamente (SCBF)</i> .12	
Figura 3: <i>Vista en Planta del Edificio</i> .....	15
Figura 4: <i>Vista en Elevación del Edificio para la Línea de Columnas 5</i> .....	16
Figura 5: <i>Vista en Elevación del Edificio para la Línea de Columnas F</i> .....	17
Figura 6: <i>Disposición final de las riostras en el contorno del edificio</i> .....	17
Figura 7: <i>Estructura en 3D con disposición final de arriostramientos concéntricos</i> .....	18
Figura 8: <i>Gráfica de esfuerzo vs deformación para distintos tipos de acero estructural</i> .....	19
Figura 9: <i>Esfuerzo de fluencia para el acero ASTM A36</i> .....	19
Figura 10: <i>Sección “W” típica</i> .....	20
Figura 11: <i>Coordenadas de la grilla en la dirección X de la estructura</i> .....	23
Figura 12: <i>Coordenadas de la grilla en la dirección Y de la estructura</i> .....	23
Figura 13: <i>Coordenadas de la grilla en la dirección Z de la estructura</i> .....	23
Figura 14: <i>Definición del acero estructural ASTM A36 en SAP2000</i> .....	24
Figura 15: <i>Secciones auto asignadas por SAP</i> .....	25
Figura 16: <i>Disposición de riostras en líneas de columnas 5 y I</i> .....	26
Figura 17: <i>Disposición de riostras en líneas de columnas A y F</i> .....	26
Figura 18: <i>Modelo en 3D de la estructura sin asignaciones de cargas</i> .....	27
Figura 19: <i>Resultado de asignación de cargas en la estructura</i> .....	28
Figura 20: <i>Método 1 de cálculo del periodo de vibración de la estructura</i> .....	30

Figura 21: <i>Valores de K para distintos periodos de vibración</i> .....	31
Figura 22: <i>Valores asignados para el análisis con FHE en la estructura</i> .....	32
Figura 23: <i>Espectro de diseño calculado en Excel para la estructura</i> .....	33
Figura 24: <i>Espectro de diseño importado en SAP2000 para la estructura</i> .....	33
Figura 25: <i>Casos de carga para el análisis de la estructura en SAP2000</i> .....	34
Figura 26: <i>Aplicación del factor de reducción de resistencia en la aceleración para el espectro</i> .....	34
Figura 27: <i>Combinaciones de carga provistas por la NEC-15 Cargas No Sísmicas</i> .....	35
Figura 28: <i>Combinaciones de carga asignadas a la estructura en SAP2000</i> .....	36
Figura 29: <i>Diagrama de cuerpo libre para la viga del primer piso del pórtico de diseño</i> .....	41
Figura 30: <i>Estructura en 3D con las secciones de diseño</i> .....	45
Figura 31: <i>Fuerzas internas en secciones de diseño</i> .....	46
Figura 32: <i>Masa modal acumulada</i> .....	49

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

En la actualidad la construcción de estructuras de acero ha ido en aumento, si bien es cierto que el hormigón armado provee una familiaridad para diseñar debido a su larga historia junto a nosotros y a su vez permite la construcción de estructuras dúctiles en conjunto con el acero de refuerzo, se ha visto que en el país en los últimos años los diseñadores han optado por construir con estructuras íntegramente de acero o híbridas de hormigón y acero. Un claro ejemplo de esto es la plataforma gubernamental ubicada en el norte de la capital, Quito. Esta estructura de gran envergadura de hormigón y acero según la Secretaría Técnica de Gestión Inmobiliaria del Sector Público (s.f.) posee 130 263 m<sup>2</sup> de construcción donde se concentran 8 instituciones públicas, esta superestructura cuenta con diagonales rigidizadoras en acero y al ser una de las más grandes estructuras del país denota que optar por construir en acero se vuelve una alternativa muy llamativa y segura estructuralmente.

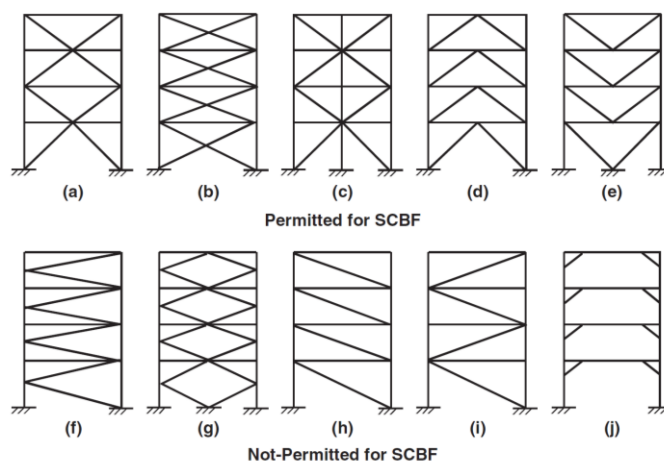
**Figura 1:** *Diagonales Rigidizadoras en la Plataforma Gubernamental Norte – Quito*



*Nota.* Arriostramientos HSS redondos de la Plataforma Gubernamental Norte – Quito.

Al tener una cultura de diseño en el país que se inclina por las estructuras de hormigón es importante realizar un análisis y diseño de una estructura de acero; esto para facilitar la ampliación y aumentar la confianza en las estructuras de acero, dejando así una pequeña guía que permita facilitar el diseño previsto para este proyecto. Para el diseño y construcción de las estructuras de acero existen varios tipos como los pórticos resistentes a momento, pórticos arriostrados excéntricamente o los pórticos arriostrados concéntricamente como es el caso de este diseño. Los pórticos arriostrados concéntricamente pueden tener distintas configuraciones para la disposición de sus riostras; es factible mencionar que al encontrarnos en una zona de alta sismicidad los únicos modelos permitidos para el diseño en nuestro país son los SCBF (Special Concentrically Braced Frame) que cuentan con una ductilidad muy alta. En la Figura 1 se puede observar las distintas disposiciones que son permitidas para los SCBF.

**Figura 2:** *Disposiciones Permitidas para Pórticos Arriostrados Concéntricamente (SCBF)*



*Nota.* Disposiciones de arriostramientos permitidos y prohibidos para pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF). Adaptado de *Ductile Design of Steel Structures* (p.505) por Bruneau et al, 2011, McgGraw-Hill.

Debido a que la filosofía de diseño siempre considera “columna fuerte, viga débil” se prohíbe totalmente cualquier arriostamiento que pueda volverse una carga puntual en las columnas que puedan debilitar o llevar un fallo de la estructura. Es así que cualquier disposición de riostras que se unan a lo largo de la longitud libre de las columnas no es apta para el diseño. Tampoco se permiten asimetrías en la disposición de los arriostamientos, si se añaden riostras en un solo sentido es de suma importancia que se lleve simetría y se las pueda añadir del lado opuesto. En las disposiciones de riostras (h), (i) de la Figura 1 se debería aplicar el mismo sistema de riostras como un espejo al otro lado de la estructura, tal como se observa en configuración (c), esto garantiza que el pórtico pueda trabajar bajo cargas axiales como una armadura.

El comportamiento de un pórtico arriostado concéntricamente se asemeja al de una armadura, esto debido a que frente a un sismo los nodos donde se encuentran anclados las riostras deben permitir libre rotación para que se pueda transmitir solamente fuerzas axiales y se desprece la flexión. Este sistema estructural es muy útil para países ubicados en zonas de alta sismicidad, esto ya que los pórticos arriostados concéntricamente son sistemas dúctiles y a la vez sumamente rígidos; para estos sistemas es mucho más fácil limitar las derivas de piso ya que toda la energía provista por el sismo se disipa a través de esfuerzos axiales de compresión y tensión en las riostras.

Al recibir la mayor parte de la energía del sismo en las riostras, vigas y columnas del pórtico arriostado estos elementos deben ser diseñados para soportar dichas fuerzas. El resto de los elementos ajenos al pórtico arriostado tales como vigas y columnas se podrán diseñar de la manera habitual, es decir, para cargas gravitatorias.

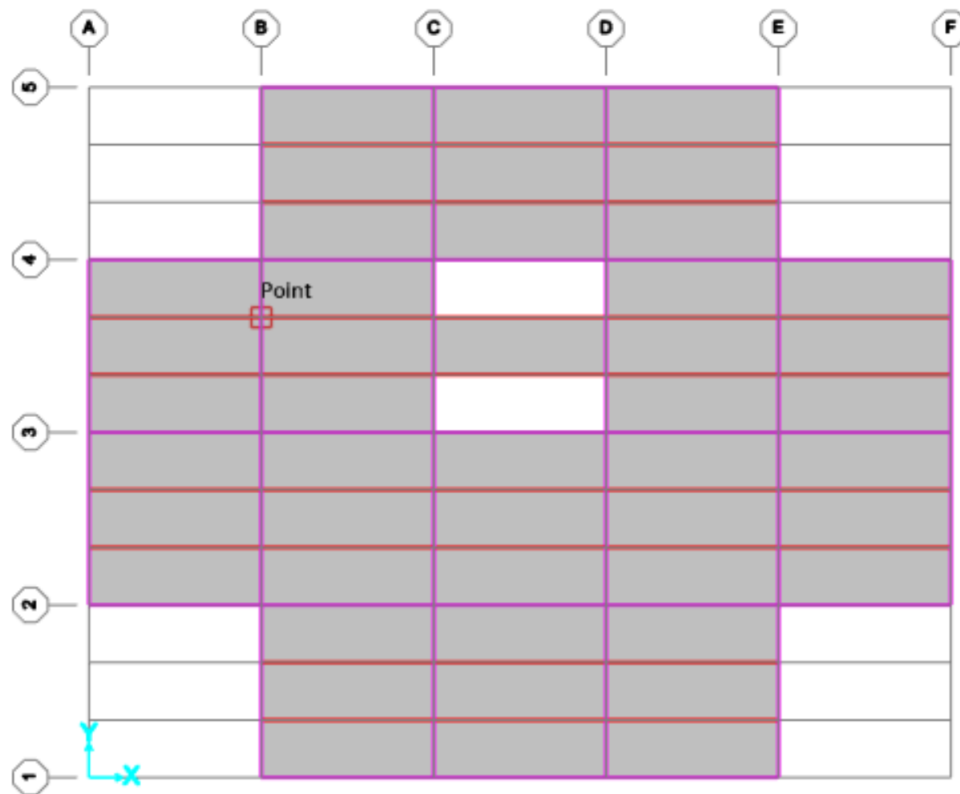
## **1.2. Descripción general del proyecto**

El presente trabajo expone el diseño de los elementos que forman parte del pórtico resistente al sismo de diseño, vigas, columnas y riostras en un edificio de acero con marcos arriostrados concéntricamente (SCBF) con 6 niveles y luces de 9 metros entre columnas. Se ha tomado una configuración en planta y elevación para el edificio similar al de los ejemplos provistos por el “Structural/Seismic Design Manual 2018” del SEAOC (Structural Engineers Association of California), de esta forma se ha podido llevar una serie de pasos coherentes y comprobables que permitan un fácil entendimiento del diseño de la estructura. Debido a que el comportamiento de los pórticos arriostrados concéntricamente es prácticamente el de una armadura, durante el proceso de diseño se presenta el diseño axial para las riostras, tanto en compresión como en tensión para los 2 posibles mecanismos plásticos; el diseño axial y de flexión para las vigas y el diseño para compresión y flexión biaxial para las columnas que forman parte del pórtico arriostrado. Los elementos a usarse para el diseño son tipo “W”. Para la ubicación y la zona del edificio se tomó como base del diseño la posible construcción de esta estructura en Quito con un suelo tipo D y para el periodo de retorno que provee la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente NEC-15 de 475 años.

### **1.2.1. Planos**

Los planos tanto en planta como en elevación se han basado en el manual “Structural/Seismic Design Manual 2018” del SEAOC, al ser estos planos americanos y poseer las unidades en otro sistema se realizó la transformación de unidades que se observan en los planos y se trabajó con las dimensiones que se presentan a continuación, tanto en planta como en elevación.

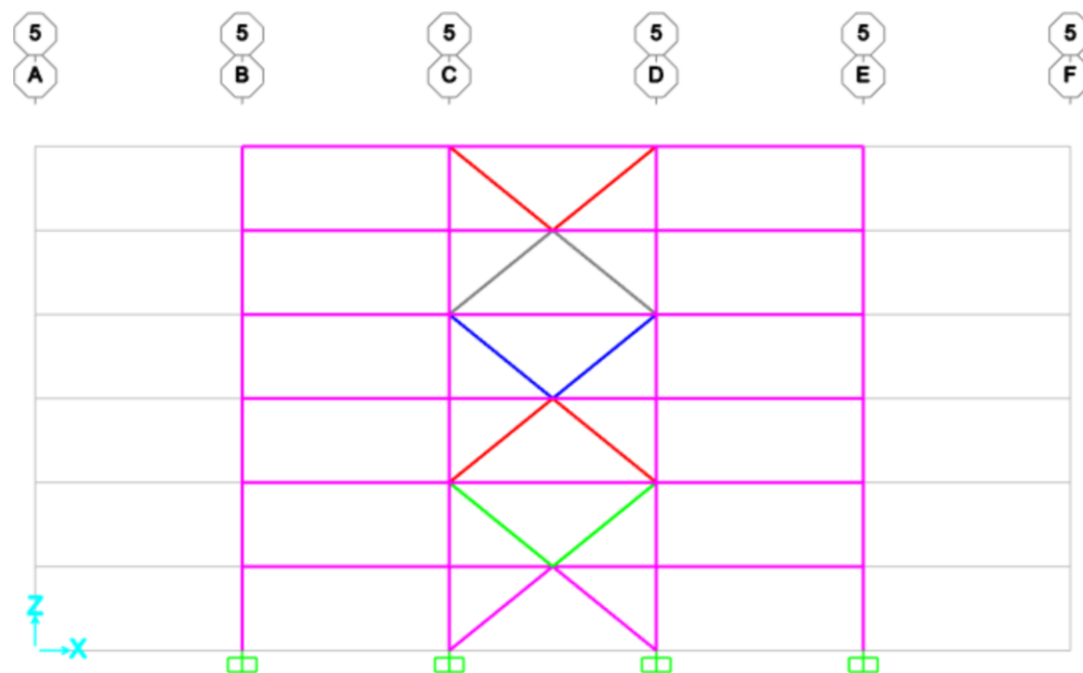
**Figura 3:** Vista en Planta del Edificio



*Nota.* Se puede observar la disposición en planta del edificio, siendo las distancias para todos los vanos para la dirección X e Y igual a 9 metros. Es así que se tiene una longitud total del edificio en la dirección X igual a 45 metros y para la dirección Y una longitud total de 36 metros, cubriendo un área total de losa de 1242 metros cuadrados. Como se puede observar el edificio cuenta con 2 orificios para gradas y elevadores en el panel C-D, 3-4; estos orificios dejan un panel central sostenido por viguetas. Las viguetas están colocadas a lo largo del eje Y de la estructura, ubicándose cada una en un intervalo de 3 metros. (ACEROS CREA, 2020)



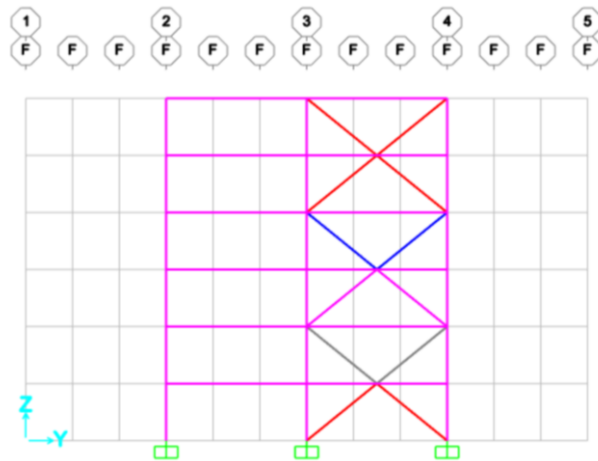
**Figura 4:** Vista en Elevación del Edificio para la Línea de Columnas 5



*Nota.* Se puede observar los 6 niveles del edificio donde la altura de entrepiso es igual a 3.65 metros para cada nivel. En esta figura también se puede apreciar la disposición de las riostras para la línea de columnas 5 y el vano C-D. Ya que se diseñó el sistema de pórticos arriostrados concéntricamente se observa que las riostras están dispuestas por cada piso como “V” y “V invertidas”.

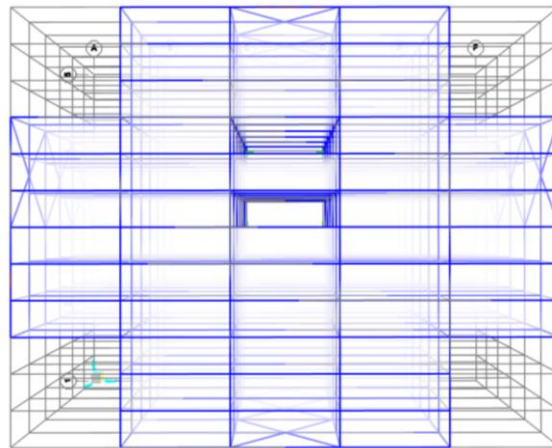
Debido a que el edificio se debe rigidizar en ambas direcciones las riostras se añaden de manera simétrica para la línea de columnas 5 y 1, es decir, que en el vano central C-D se ubicarán los arriostramientos concéntricos. De esta forma se maximiza la simetría y se disminuye el espacio arquitectónico que puede verse afectado por las diagonales rigidizadoras. Esto se lo realiza para la dirección X de la estructura, asimismo se dispone de forma simétrica las riostras para la dirección Y, buscando siempre la simetría. Para esto se añade las riostras en la línea de columnas A y F en el vano 3-4 como se puede observar en la Figura 5.

**Figura 5:** Vista en Elevación del Edificio para la Línea de Columnas F



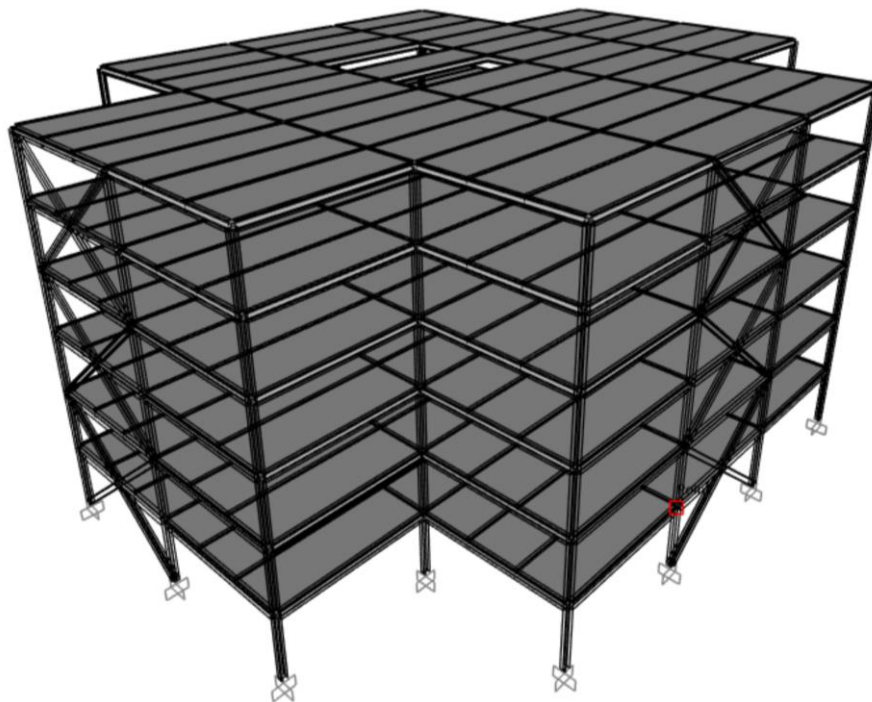
*Nota.* Para la dirección Y de la estructura se puede observar la disposición de las riostras para los 6 niveles; es factible mencionar que ya que es una disposición simétrica la línea de columnas F y A llevan las riostras en el vano 3-4.

**Figura 6:** Disposición final de las riostras en el contorno del edificio



*Nota.* La disposición final de las riostras en la estructura se puede observar en los vanos exteriores del edificio, siendo las líneas de columnas 1, 5, A y F las que reciben las riostras desde el nivel 1 hasta el nivel 6 guardando continuidad en elevación.

**Figura 7:** Estructura en 3D con disposición final de arriostramientos concéntricos

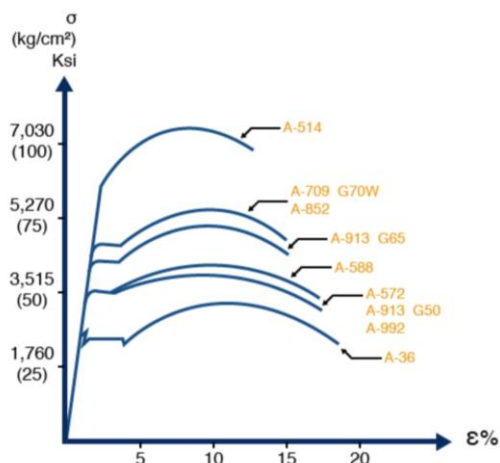


*Nota.* Los arriostramientos están ubicados en los vanos exteriores en las líneas de columnas 1, 5, A y F. Se ha dispuesto de forma continua los arriostramientos empezando en el nivel 1 con una “V invertida” y con una “V” en el nivel 2; esta disposición se repite para los siguientes niveles hasta el nivel 6 para guardar continuidad y garantizar el arriostramiento concéntrico de los pórticos.

### 1.2.2. Material

Existen diferentes tipos de acero con los que se puede trabajar para las estructuras, entre ellos los más comunes son el acero ASTM A992, ASTM A572 y ASTM A36. Debido a que se trabajó con una hoja de cálculo en Excel se dejó la apertura para poder diseñar con cualquiera de estos tres materiales que ofrecen diferentes resistencias a fluencia. Para efecto de este proyecto se utilizó el acero ASTM A36, mismo que cuenta con una resistencia a fluencia igual a 2530 kg/cm<sup>2</sup>.

**Figura 8:** Gráfica de esfuerzo vs deformación para distintos tipos de acero estructural



*Nota.* Gráfica comparativa de esfuerzo-deformación para distintos tipos de acero estructural.

Adaptado de *La Norma ASTM* [Gráfica de esfuerzo-deformación para varios grados de acero estructural], por ACEROS CREA, 2020, (<https://vigaipr.com/blog/norma-astm/>).

Como se puede observar en la Figura 8 el acero A572 y A992 poseen la misma resistencia a la fluencia, siendo esta superior a la del acero A36. En la Figura 8 se puede apreciar que el acero A36 utilizado para el diseño de la estructura de este proyecto se encuentra sobre el valor de 1760 kg/cm<sup>2</sup> teniendo el valor de fluencia que se mencionó anteriormente para el acero A36 igual a 2530 kg/cm<sup>2</sup> o 250 MPa como se expone en la Figura 9.

**Figura 9:** Esfuerzo de fluencia para el acero ASTM A36

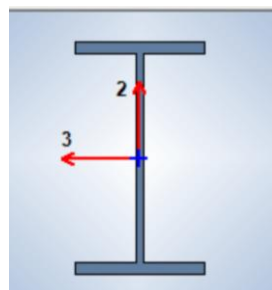
CLASIFICACIÓN DE LOS ACEROS, SEGÚN ASTM	LÍMITE ELÁSTICO		TENSIÓN DE ROTURA	
	Ksi	MPa	Ksi	MPa
ASTM A36	36	250	58 - 80	400 - 550
ASTM A53 / Grado B	35	240	> 60	> 415

*Nota.* Adaptado de *La Norma ASTM* [Clasificación según ASTM], por ACEROS CREA, 2020, (<https://vigaipr.com/blog/norma-astm/>).

### 1.2.3. Tipo de sección

Las secciones con las que se trabajó el diseño fueron tipo “W”, estas secciones tienen las cualidades de brindar altas resistencias tanto para flexión, axial o cortante debido a sus características geométricas. Para que estas secciones puedan ser usadas deben cumplir los requerimientos de compacidad que exige el AISC 360-16 en la sección B4 tanto para el alma como el patín; el que una sección no sea compacta permite que se genere pandeo local en cualquiera de sus componentes. Es importante también recalcar que todas las secciones “W” para este diseño deben considerarse laminadas en caliente, de utilizarse secciones “built up” los requerimientos que exige el AISC 341-16 cambiarán. Según Bruneau et al. (2011) el pandeo local genera una rápida degradación en la resistencia que ofrece la sección para cargas axiales y de flexión y también el desarrollo de grandes deformaciones locales lo cual conlleva a una falla por fractura ante cargas cíclicas debidas a las deformaciones inelásticas (p.523). Esto se debe evitar a toda costa ya que los elementos que proveen de rigidez lateral en el caso de los pórticos arriostrados concéntricamente son las riostras o diagonales rigidizadoras, si no se evita el pandeo local y se limita solo el uso a secciones compactas una falla por pandeo local puede conllevar al colapso de la estructura debido a que las riostras son las que proveen de rigidez a todo el edificio o estructura.

**Figura 10:** Sección “W” típica



#### 1.2.4. Peligro Sísmico

Al residir en Ecuador el peligro sísmico que enfrentan las estructuras es muy alto, principalmente se dan dos fuentes de peligro sísmico, por subducción de placas o por fallas corticales; según Taipe (2013) esto se debe a que el país se encuentra en el norte sobre la microplaca del “Bloque Andino”, parte de la Placa Sudamericana, y esta a su vez se encuentra en interacción con las de Nazca, Cocos y Caribe. Además, menciona que el movimiento en esta zona es de aproximadamente 50/60 mm al año. Por otro lado, el sur del país se encuentra sobre la Placa Sudamericana y esta está interactuando con la Placa de Nazca. Este proceso en el sur del país se da debido a la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana, tanto para el norte como el sur del país en distintos periodos de tiempo estos fenómenos naturales liberan energía de manera repentina generando así sismos de distinta magnitud.

También es importante mencionar que el diseño de la estructura considera la posible construcción en la ciudad de Quito por lo que se vuelve fundamental denotar que esta zona también tiene el riesgo sísmico debido a las fallas corticales del valle interandino, específicamente las fallas ciegas de Quito. Para considerar esto se ha utilizado como herramienta fundamental y obligatoria el espectro de diseño que provee la NEC-15 en el cual se determina las condiciones necesarias para el diseño del espectro en la ciudad de Quito. Finalmente, para el diseño de esta estructura debido a que se encuentra en la zona de alto riesgo sísmico que puede verse afectada por el fenómeno de subducción o por las fallas corticales únicamente se permite el tipo SCBF (Special Concentrically Braced Frame) ya que también existen las OCBF (Ordinary Concentrically Braced Frame), pero al estas no permitir altas demandas de deformaciones inelásticas para las riostras se quedan fuera como opción de diseño.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Diseñar con los requerimientos del código AISC 341-16 y AISC 360-16 los elementos que forman parte del pórtico arriostrado concéntricamente tales como riostras, vigas y columnas para soportar el sismo de diseño provisto por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para el periodo de retorno de diseño de 475 años.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Modelar la estructura en el programa SAP2000 para obtener las fuerzas demandadas para cada elemento mediante un análisis dinámico.
- Aplicar el espectro de diseño proporcionado por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para realizar un análisis dinámico.
- Verificar los requisitos obligatorios de compacidad y esbeltez para las riostras proporcionados por el AISC 341-16.
- Determinar la sección “W” más apta para cumplir con la demanda requerida en los elementos por el sismo de diseño y establecer una óptima relación Demanda/Capacidad.
- Comprobar el cumplimiento requerido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para derivas de piso inelásticas.
- Comprobar el cumplimiento de la masa participativa para las direcciones principales horizontales de la estructura.

## 2. DESARROLLO

### 2.1. Modelado en SAP2000

#### 2.1.1. Grilla.

En primer lugar, para poder realizar una estimación preliminar de las fuerzas internas de la estructura se realizó el modelo en SAP2000. Para esto se procedió a plasmar las dimensiones en la grilla tanto en planta, longitud de los vanos, como en elevación, altura de entrepiso. Debido a que se cuenta con un orificio en la zona central de la estructura también se dio espaciamientos en intervalos de 3 metros para poder graficar los orificios mencionados. En la Figura 11, 12, y 13 se puede observar las dimensiones finales para la grilla.

**Figura 11:** *Coordenadas de la grilla en la dirección X de la estructura*

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	9	Primary	Yes	End	
C	18	Primary	Yes	End	
D	27	Primary	Yes	End	
E	36	Primary	Yes	End	
F	45	Primary	Yes	End	

**Figura 12:** *Coordenadas de la grilla en la dirección Y de la estructura*

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	
6	3	Secondary	Yes	Start	
7	6	Secondary	Yes	Start	
2	9	Primary	Yes	Start	
8	12	Secondary	Yes	Start	
9	15	Secondary	Yes	Start	

**Figura 13:** *Coordenadas de la grilla en la dirección Z de la estructura*

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z2	3.65	Primary	Yes	End
Z3	7.3	Primary	Yes	End
Z4	10.95	Primary	Yes	End
Z5	14.6	Primary	Yes	End
Z6	18.25	Primary	Yes	End
Z7	21.9	Primary	Yes	End



### 2.1.2. Material.

Una vez lista la grilla para modelar la estructura con elementos “frame” se procedió a la definición del acero A36 con el que se trabajó para todos los elementos que forman parte del pórtico arriostrado concéntricamente. En la Figura 14 se puede observar las propiedades mecánicas del acero estructural ASTM A36 que se asignó a todas las secciones de la estructura, estas propiedades guardan concordancia con los valores usados para el diseño posteriormente.

**Figura 14:** Definición del acero estructural ASTM A36 en SAP2000

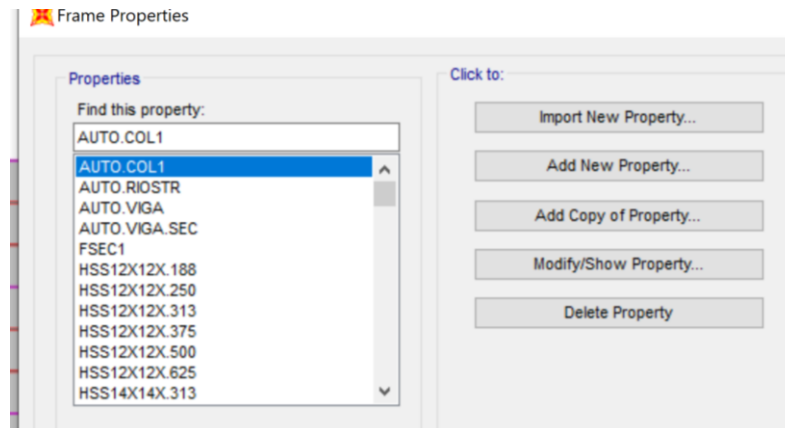
Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	A36
	Material Type	Steel
	Material Grade	Grade 36
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7.849E-03
	Mass per Unit Volume	8.004E-06
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2000000
	Poisson, U	0.3
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
	Shear Modulus, G	769230.8
	Units	Kgf, cm, C
Other Properties For Steel Materials	Minimum Yield Stress, Fy	2530
	Minimum Tensile Stress, Fu	4077.8038
	Expected Yield Stress, Fye	3796.576
	Expected Tensile Stress, Fue	4485.5842
	Units	Kgf, cm, C

*Nota.* Como se puede observar la resistencia a la fluencia asignada para el acero ASTM A36 es igual a 2530 kg/cm<sup>2</sup> y su módulo de elasticidad es igual a 2000000 kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.1.3. Secciones.

Para poder realizar un predimensionamiento de los elementos tanto riostras, vigas y columnas que forman parte del pórtico sismorresistente y de los que no forman parte del pórtico sismorresistente se empezó con la asignación de secciones automáticas dadas por SAP2000 con la opción de “Auto Select List”. De esta forma se tiene una estimación inicial de fuerzas internas para poder seleccionar las riostras que irán ubicadas en el pórtico arriostrado concéntricamente.

**Figura 15:** Secciones auto asignadas por SAP



*Nota.* Se puede observar que las secciones automáticas asignadas por SAP están creadas para todos los elementos de la estructura.

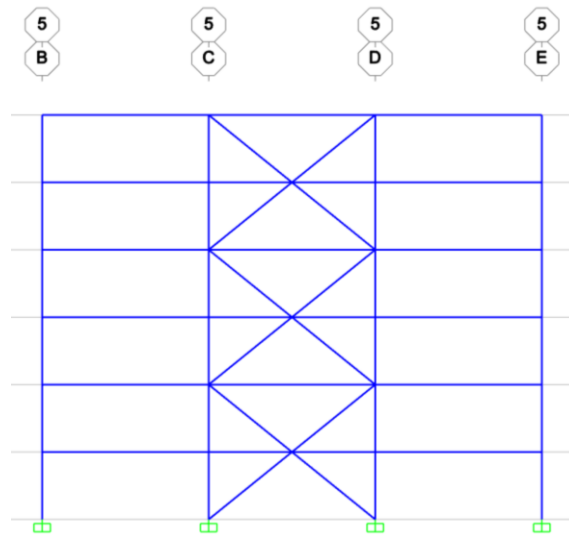
Ya contando con secciones para los elementos “frame” se procedió a establecer elementos “membrana”, este tipo de elementos permiten asignar cargas por área en la estructura, pero no aportan rigidez a la misma. La creación de los elementos membrana sirve para poder modelar la losa; para efectos de diseño en este caso se utilizó una membrana ya que esta transmite cargas en todas las vigas donde se encuentra apoyada la losa. A pesar de que para estructuras de acero no se usa losas bidireccionales se optó por esta opción de modelado ya que así se pueden transmitir todas las cargas de área de losa hacia todos los elementos de la estructura. De no aplicar una membrana que actúa como una losa bidireccional solamente se cargarían pórticos sismorresistentes y no sismorresistentes en una de las principales direcciones de la estructura y la otra dirección principal, sea X o Y, se quedaría sin cargas asignadas.

#### **2.1.4. Disposición de riostras en la estructura.**

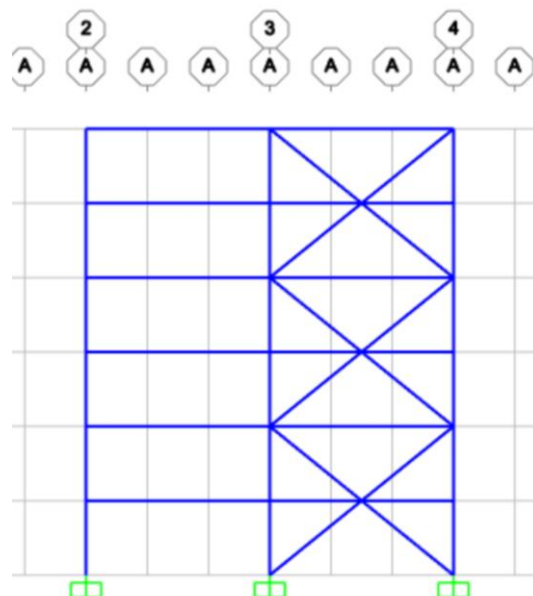
Para la disposición de riostras se usó una configuración de “V invertida” y “V”, esta configuración se la aplicó a lo largo de todos los niveles desde el 1 al 6 para guardar continuidad. Se aplicó la misma configuración para la línea de columnas 5 y 1 en el vano

C-D; por otro lado, para las líneas de columnas A y F se aplicó la misma configuración de “V invertida” y “V” pero esta se las dispuso en el vano 3-4 como se puede observar en la Figura 16.

**Figura 16:** *Disposición de riostras en líneas de columnas 5 y 1*



**Figura 17:** *Disposición de riostras en líneas de columnas A y F*

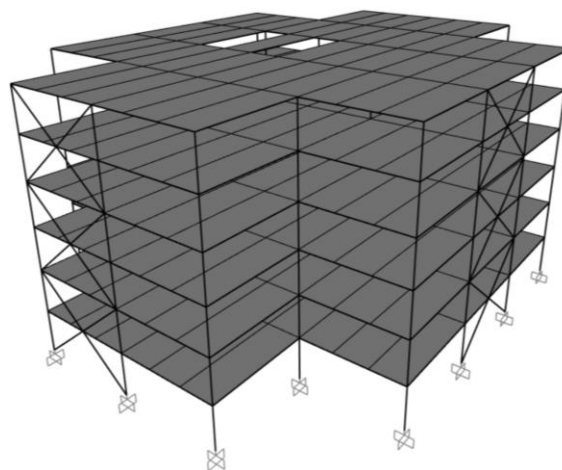


Como se puede observar tanto en la Figura 16 y 17 la configuración de los arriostramientos concéntricos guarda simetría, a pesar de que en las líneas de columnas A

y F sea aplicada en un solo vano lateral estas tienen la disposición simétrica permitida por el AISC 341-1.

Finalmente, cuando se añadió todas las riostras a lo largo de los 6 niveles en las líneas de columnas y vanos mencionados previamente se pudo obtener el siguiente modelo tridimensional presentado en la Figura 18, este modelo ya cuenta con la membrana asignada como losa, pero aún no se ha cargado con las cargas vivas y muertas correspondientes. La asignación de cargas se detalla en la siguiente sección donde se obtiene un cálculo de cargas por unidad de área, esto se lo realiza tanto para cargas vivas como cargas muertas.

**Figura 18:** *Modelo en 3D de la estructura sin asignaciones de cargas*



*Nota.* Debido a que el edificio guarda simetría en planta se utilizó la misma disposición de las riostras en las caras externas del edificio.

### **2.1.5. Determinación y asignación de cargas.**

Para la determinación de cargas sobrepuestas en la estructura se realizó una aproximación de las cargas muertas y vivas proporcionadas por la NEC-15. Estas cargas se determinaron por unidad de área, es decir, por m<sup>2</sup>. De esta manera se pudo añadir

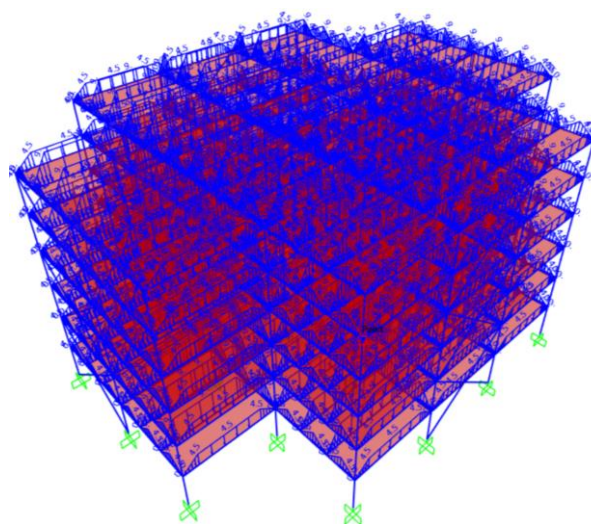
como cargas por área en SAP2000 para que la sección membrana pueda transmitir a todos los elementos las cargas distribuidas.

**Tabla 1:** *Aproximación de cargas sobreimpuestas en la estructura*

Carga Muerta Sobreimpuesta	
Item	Peso (ton/m2)
Paredes	0.18
Recubrimiento de Paredes	0.015
Recubrimiento de pisos	0.06
Instalaciones sanitarias, electricas, etc.	0.06
Misceláneos	0.01
<b>Total</b>	<b>0.33</b>
Carga Viva	
NEC-15	0.2
<b>Total</b>	<b>0.2</b>

Ya que en la Tabla 1 se puede observar que la aproximación total de la carga muerta sobreimpuesta para la estructura es 0.33 ton/m<sup>2</sup> se asignó en el modelo de SAP el valor de 0.3 ton/m<sup>2</sup> y para la carga viva el valor de 0.2 ton/m<sup>2</sup>. De esta forma se obtuvo las siguientes cargas distribuidas en el modelo estructural en 3D, como se puede observar en la Figura 19 las cargas distribuidas se encuentran en todos los elementos de vigas del edificio y estas dan como resultados cargas distribuidas trapezoidales.

**Figura 19:** *Resultado de asignación de cargas en la estructura*



*Nota.* Las cargas asignadas por unidad de área han sido distribuidas a todas las vigas de contorno en la losa tipo membrana dando como resultado cargas distribuidas trapezoidales.

Este proceso de asignación de cargas por unidad de área se ha repetido para la carga viva, las cargas distribuidas que llegan a las vigas de contorno de la losa también son trapezoidales, es factible mencionar que las cargas vivas asignadas por unidad de área fueron establecidas por la NEC-15 con el valor de 0.2 ton/m<sup>2</sup>.

### 2.1.6. Definición de “load patterns”.

Para la definición de los patrones de carga se consideró la carga muerta sobrepuesta, la carga viga, el peso propio de la estructura y el análisis por el método estático, o de las Fuerzas Horizontales Equivalentes. Este método utiliza una aproximación gruesa respecto al periodo de la estructura, pero permite realizar el análisis comparativo que requiere la NEC-15 versus el análisis dinámico. Para poder asignar el Valor de K y el coeficiente del cortante basal se realizó la distribución de las FHE en una hoja de cálculo habiendo corrido un análisis preliminar en SAP para conocer el peso total de la estructura y poder determinar las FHE por piso.

**Tabla 2:** *Determinación del periodo de la estructura por el método 1 de la NEC-15*

<b># de Pisos</b>	<b>6</b>
<b>Peso Total de la Estructura (SAP) [tonf]</b>	<b>6453.96</b>
<b>Periodo de la Estructura</b>	
$c_t$	<b>0.073</b>
$h_n$ [m]	<b>21.9</b>
$\alpha$	<b>0.75</b>
<b><math>T</math> [s]</b>	<b>0.74</b>

En la Tabla 2 se observa el periodo T de vibración de la estructura determinado por el método 1 que dicta la NEC-15. En la Figura 20 se puede observar los datos con los que se determinó el periodo y la ecuación utilizada para su cálculo.

**Figura 20:** Método 1 de cálculo del periodo de vibración de la estructura

$$T = C_t h_n^{\alpha}$$

Dónde:

$C_t$  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.

$T$  Periodo de vibración

Para:

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
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

Nota. Adaptado de *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico, Diseño Sismo resistente* (p.62). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Una vez obtenido el periodo de la estructura se procedió a determinar el valor del cortante basal y el coeficiente del cortante basal. Para esto se basó en la sección 6.3.2 de la NEC-15 de Peligro Sísmico, Diseño Sismo resistente.

**Tabla 3:** Cálculo del cortante basal y el coeficiente del cortante basal

<b>Zona sísmica</b>	5	$\eta$	2.48
<b>Factor Z</b>	0.4	$r$	1
<b>Peligro Sísmico</b>	Alta	$S_a$	1.12
<b>Fa</b>	1.2	<b>I (importancia)</b>	1.00
<b>Fd</b>	1.19	$\varphi_p$	1.00
<b>Fs</b>	1.28	$\varphi_e$	1.00
<b>To</b>	0.127	<b>R</b>	8.00
<b>Tc</b>	0.698	<b>V [tons]</b>	<b>907.00</b>
		<b>Coeficiente Vbase</b>	<b>0.14</b>

En la Tabla 3 se observa los valores asignados por el tipo de suelo para Fa, Fd y Fs; estos valores se obtienen debido a que el edificio se encuentra en la ciudad de Quito en un suelo tipo D. Para conocer los valores asignados hay que remitirse a la NEC-15, Peligro

Sísmico, Diseño Sismo resistente, en la sección 3.1.1 y 3.2.2, donde la primera sección dicta la zona sísmica por ubicación geográfica y la segunda sección mencionada establece los valores de los factores del suelo. Para los valores de los factores de irregularidad en planta y elevación hay que remitirse a la sección 5.2 de la NEC-15. El valor calculado de  $S_a$  se obtiene mediante el espectro de diseño que da la NEC-15, este se determina bajo la sección 3.3.1 de la NEC-15, donde se considera un periodo de retorno igual a 475 años.

Finalmente se pudo determinar el valor de  $K$  con el periodo obtenido de la estructura.

Este valor  $K$  varía para el método estático dependiendo del periodo de la estructura. En la Figura 21 se puede observar los rangos de  $K$  para los distintos periodos.

**Figura 21:** Valores de  $K$  para distintos periodos de vibración

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

*Nota.* Adaptado de Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico, Diseño Sismo resistente (p.67). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Con estos valores ya se puede aplicar al modelo de la estructura en SAP2000 tanto  $K$  y el coeficiente del cortante basal para poder correr el modelo y determinar las fuerzas internas de la estructura. Debido a que el diseño de pórticos arriostrados concéntricamente usualmente no integra el valor de la carga muerta, en este diseño se consideró también las combinaciones de carga y se procedió a la creación también de un análisis dinámico en el que se puedan observar qué fuerzas internas son más críticas, las del análisis estático o del dinámico.



**Figura 22:** Valores asignados para el análisis con FHE en la estructura

The image shows a software dialog box titled "User Defined Seismic Load Pattern". It contains the following settings:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
  - Global X Direction
  - Global Y Direction
  - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
  - Override Diaph. Eccen.: Override...
- Other Factors:**
  - Base Shear Coefficient, C: 0.14
  - Building Height exp., K: 1.12
- Lateral Load Elevation Range:**
  - Program Calculated
  - User Specified
  - Reset Defaults
  - Max Z: [ ]
  - Min Z: [ ]

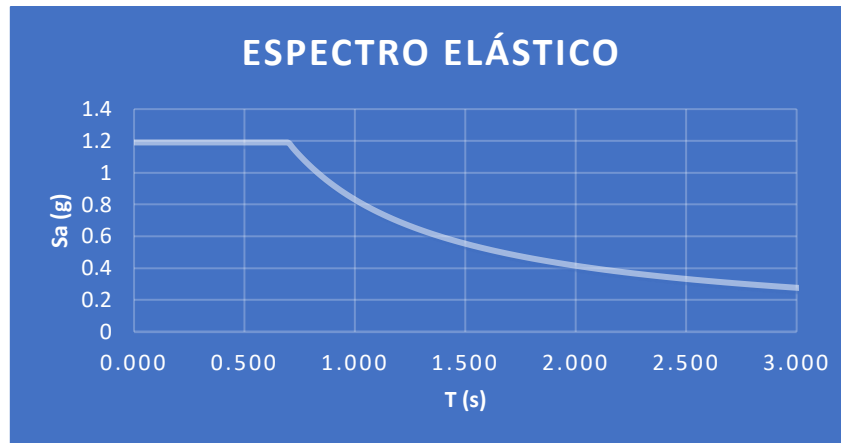
Buttons: OK, Cancel

*Nota.* Se puede observar que los valores asignados al modelo son los mismos que se determinaron anteriormente en la hoja de cálculo, también se puede apreciar el valor de la excentricidad requerido por la norma NEC-15 del 5%.

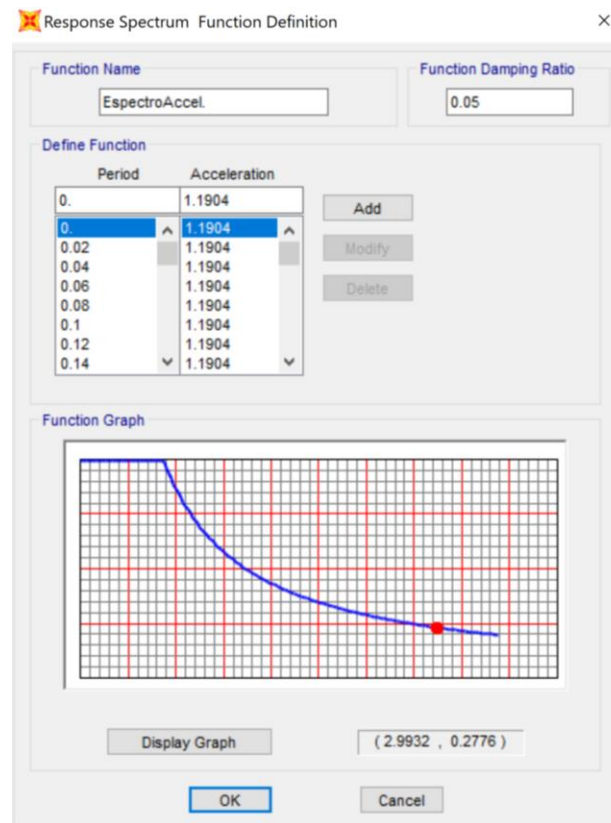
### 2.1.7. Definición de “load cases”.

Para la definición de los “Load Cases” se consideró el análisis estático por el método 1, de las fuerzas horizontales equivalente FHE, y también el análisis dinámico. Para el análisis dinámico se procedió a importar el espectro de diseño de la NEC-15 en la opción “Response Spectrum”, la determinación de la gráfica del espectro de aceleración se lo realizó en una hoja de cálculo de Excel y después se importó como datos a SAP. El espectro de diseño que se importó se puede observar en la Figura 23 y en la Figura 24 se puede comprobar el espectro ya importado en SAP2000.

**Figura 23:** Espectro de diseño calculado en Excel para la estructura



**Figura 24:** Espectro de diseño importado en SAP2000 para la estructura

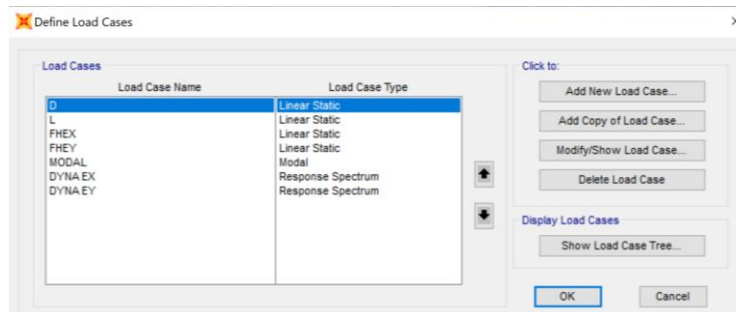


*Nota.* Espectro elástico de diseño importado en SAP2000 para la estructura de diseño

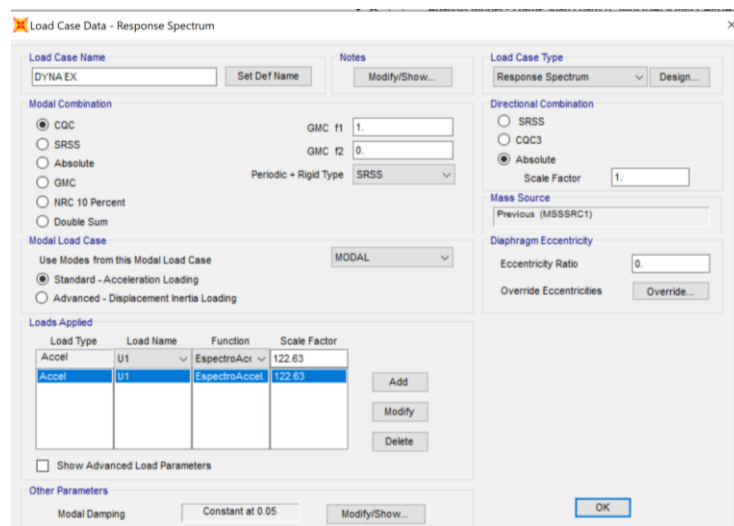
Finalmente se creó los casos de carga para el análisis dinámico añadiendo el espectro elástico de diseño para ambas direcciones principales de la estructura. La aceleración añadida en el caso de carga es dividida para el valor R de la estructura o el factor de

reducción de resistencia. Este valor es igual a 8 debido a que es una estructura dúctil, se debe referir a la tabla 15 de la sección 6.3.4 de la NEC-15.

**Figura 25:** Casos de carga para el análisis de la estructura en SAP2000



**Figura 26:** Aplicación del factor de reducción de resistencia en la aceleración para el espectro



*Nota.* Se puede observar en la casilla “Scale Factor” que la aceleración de la gravedad (981 cm/s<sup>2</sup>) ha reducido ya que ha sido dividida para el factor de reducción de resistencia R

### 2.1.8. Definición de “load combinations”.

Para las combinaciones de carga se utilizó la NEC-15 Cargas No Sísmicas, las combinaciones de carga se encuentran en la sección 3.4.3 de esta normativa. Esta sección

considera las combinaciones de carga para carga viva, carga muerta y cargas accidentales como las debidas al sismo.

**Figura 27:** *Combinaciones de carga provistas por la NEC-15 Cargas No Sísmicas*

Combinación 1	$1.4 D$
Combinación 2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$
Combinación 3*	$1.2 D + 1.6 \max[L_r ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]$
Combinación 4*	$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$
Combinación 5*	$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
Combinación 6	$0.9 D + 1.0 W$
Combinación 7	$0.9 D + 1.0 E$

*Nota.* Adaptado de *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cargas No Sísmicas* (p.19).

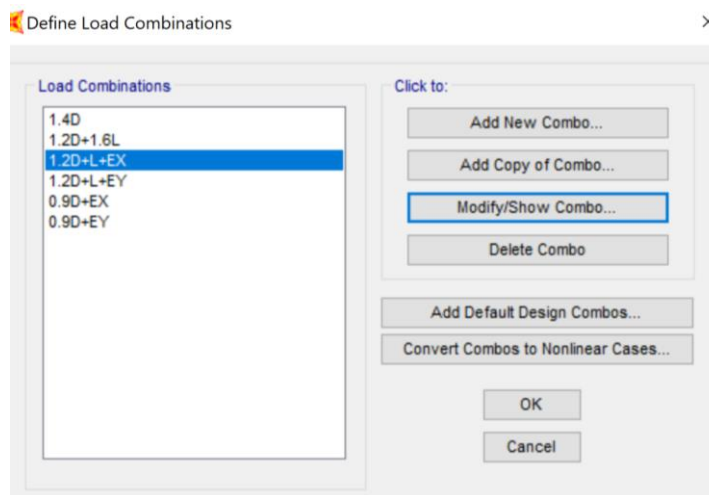
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Debido al tipo de estructura con el que se cuenta las combinaciones de carga que fueron utilizadas finalmente fueron las que incluyen solamente la carga muerta, viva y el sismo.

Estas asignaciones para las combinaciones de carga se crearon para las direcciones principales de la estructura, es decir, que las combinaciones que cuentan con E

(earthquake) están repetidas pero la dirección principal a la cual se aplica es diferente, es una combinación para X y otra para Y.

**Figura 28:** Combinaciones de carga asignadas a la estructura en SAP2000



## 2.2. Obtención de fuerzas internas en los elementos

Una vez corrido el análisis de la estructura se pudo obtener las fuerzas internas de los elementos. Debido a que se requiere las fuerzas internas axiales en las riostras se obtuvo de la combinación más crítica de cargas para la dirección analizada del diseño, siendo esta la combinación de 1.2D + L + EX. Esta combinación de cargas arrojó los axiales más grandes en las riostras concéntricas del pórtico de diseño. Como es una estructura simétrica y la disposición de riostras esta exactamente en el mismo sitio las fuerzas internas axiales para la dirección de las riostras en Y es exactamente la misma.

**Tabla 4:** Fuerzas internas axiales en los arriostramientos concéntricos obtenidos en SAP2000

Piso	Pu [tonf]
1	392.71
2	265.09
3	125.01
4	65.12
5	63.26
6	104.05

Estas fuerzas obtenidas en SAP son las mismas para ambas riostras del mismo piso, es decir que cuando una riostra se encuentre en tracción la otra estará en compresión es por

esto por lo que se ha tomado el valor más alto como  $P_u$ , de esta manera se puede diseñar para el valor más crítico axial que tiene que soportar el arriostramiento debido a que este  $P_u$  se vuelve una carga cíclica por el sismo de diseño.

### 2.3. Diseño de los elementos que conforman al pórtico arriostrado concéntricamente

#### 2.3.1. Riostras.

##### 2.3.1.1. *Predimensionamiento*

Para poder diseñar las riostras de esta estructura se creó una lista desplegable que permita seleccionar la sección que se desee. Las riostras que se muestran en la Tabla 5 corresponden a las asignadas a la línea de columnas 1 y 5 del vano C-D. Los requerimientos obligatorios que deben cumplir las riostras los dicta la norma AISC 341-16, en ella se establece que la esbeltez de los elementos debe ser menor a 200, y estas deben estar diseñadas para soportar 2 condiciones. La primera, en la cual las riostras deben soportar la máxima tracción y compresión y la segunda en la cual deben soportar las fuerzas una vez que las riostras en tracción hayan fluido y las de compresión hayan pandeado. (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, June 22, 2016, p.52.) También para poder proceder al diseño de estas estas deben cumplir con los requisitos de compacidad, estos requisitos los podemos determinar mediante la tabla del B4.1b del ASIC 360-16. Todas las secciones del diseño de la estructura deben ser sísmicamente compactas en todos sus componentes como alas y alma.

**Tabla 5:** *Propiedades mecánicas del material de las secciones de diseño*

<b>Material</b>	<b>ASTM A36</b>
<b><math>F_y</math> [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	2530
<b><math>E</math> [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	2.00E+06
<b><math>R_y</math></b>	1

**Tabla 6:** Determinación de esbeltez y tipo de pandeo de riostras

Piso	Tipo de Sección	Denominación de Riostra	Longitud de Riostra [cm]	Factor K	Esbeltez $\frac{KL}{r} \leq 200$	Tipo de Pandeo
1	W	W14X132	580	1	60.73	Inelástico
2	W	W12X87	580	1	74.38	Inelástico
3	W	W12X53	580	1	92.08	Inelástico
4	W	W12X40	580	1	117.70	Inelástico
5	W	W12X40	580	1	117.70	Inelástico
6	W	W10X49	580	1	89.90	Inelástico

Para determinar el tipo de pandeo que tendrán las riostras se utilizó la ecuación límite del AISC 360-16 de la sección E3 donde se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Al cumplirse esta condición se garantiza que el pandeo se inelástico ya que únicamente se trabajara con este tipo de pandeo en las riostras puesto que estas deben permitir toda la liberación de energía proveniente de sismo de diseño. Debido a que el pandeo se da sobre el eje débil, el radio de giro “r” se analiza sobre dicho eje, es decir, alrededor del eje Y.

**Tabla 7:** Determinación compacidad de riostras

Piso	Tipo de Sección	Denominación de Riostra	Tipo de Pandeo	Alma	Ala	Tipo de Sección
1	W	W14X132	Inelástico	Compacta	Compacta	Sección Compacta
2	W	W12X87	Inelástico	Compacta	Compacta	Sección Compacta
3	W	W12X53	Inelástico	Compacta	Compacta	Sección Compacta
4	W	W12X40	Inelástico	Compacta	Compacta	Sección Compacta
5	W	W12X40	Inelástico	Compacta	Compacta	Sección Compacta
6	W	W10X49	Inelástico	Compacta	Compacta	Sección Compacta

La compacidad de las riostras se verifica con la tabla antes mencionada, es decir la tabla B4.1b del AISC 360-16 donde se detalla los requerimientos de para que se cumpla la compacidad de las alas y del alma de la sección tipo “W”.

**Tabla 8:** Determinación de la resistencia de diseño  $\phi P_n$ 

Piso	Tipo de Sección	Denominación de Riostra	Fe (kgf/cm2)	Fcr (kgf/cm2)	Pu [tonf]	$\phi P_n$ [tonf]	D/C
1	W	W14X132	5 352.01	2 075.83	392.71	467.66	0.84
2	W	W12X87	3 567.94	1 880.29	265.09	279.50	0.95
3	W	W12X53	2 328.33	1 605.47	125.01	145.42	0.86
4	W	W12X40	1 424.77	1 203.20	65.12	81.74	0.8
5	W	W12X40	1 424.77	1 203.20	63.26	81.74	0.77
6	W	W10X49	2 442.35	1 639.92	104.05	137.12	0.76

La tensión crítica de pandeo  $F_{cr}$  se calculó con la ecuación correspondiente para pandeo inelástico que proporciona el AISC 360-16 en la sección E3, siendo esta ecuación la siguiente:

$$F_{cr} = (0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} F_y \quad \text{Eq. E3 - 2 (AISC 360 - 16)}$$

Y la ecuación para pandeo elástico  $F_e$  se calculó con la ecuación E3-4 de la sección E3 del AISC 360-16.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad \text{Eq. E3 - 4 (AISC 360 - 16)}$$

Una vez determinados estos valores se pudo determinar la resistencia de diseño con la ecuación E3-1 de la sección E3 del AISC 360-16. Es factible mencionar que la ecuación E3-1 no está (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014) disminuida por el factor  $\phi$ , el valor para este factor es igual a 0.9 ya que para nuestro análisis ya se considera la disminución en la resistencia de diseño.

$$\phi P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Eq. E3 - 1 (AISC 360 - 16)}$$

Como se puede observar la relación entre demanda capacidad es menor a 1 por lo que se está realizando un correcto prediseño de las riostras.

### 2.3.1.2. Mecanismo plástico.

Debido a que los requerimientos que tiene el AISC 341-16 es que se realice un



análisis tomando en cuenta las 2 principales condiciones que se tendrán para las riostras se determinó las fuerzas correspondientes en las riostras cuando ya hayan alcanzado sus máximas fuerzas tanto tracción como en compresión para la primera condición de análisis. Para la segunda condición de análisis se determinó las fuerzas de las riostras una vez que los elementos en tracción hayan fluido y los de compresión hayan llegado al pandeo. Estas fuerzas se utilizarán posteriormente para el diseño de las vigas.

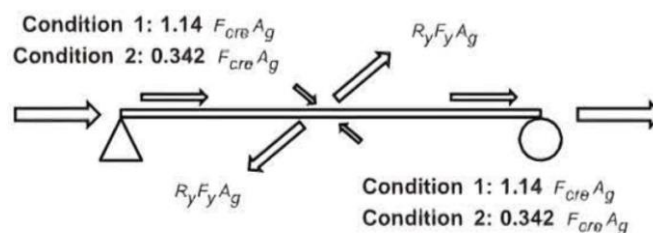
**Tabla 9:** Determinación de fuerzas en riostras para condiciones 1 y 2

<b>Pórtico C-D-5 y C-D-1</b>			
<b>Mecanismo Plástico</b>			
<b>Piso</b>	<b>Esfuerzo de Tensión Esperado (kgf)</b> $R_y, F_y, A_g$	<b>Esfuerzo de Compresión Esperado (kgf)</b> $1.14F_{cr}A_g$	<b>Esfuerzo de Compresión Residual (kgf)</b> $0.3F_{cr}A_g$
<b>1</b>	633 314.86	592 374.48	155 888.02
<b>2</b>	417 857.23	354 028.49	93 165.39
<b>3</b>	254 631.75	184 203.89	48 474.71
<b>4</b>	190 973.81	103 537.51	27 246.71
<b>5</b>	190 973.81	103 537.51	27 246.71
<b>6</b>	235 044.69	173 683.30	45 706.13

### 2.3.2. Vigas.

Para el diseño de las vigas se debe considerar las fuerzas que se producen debido a las condiciones 1 y 2 antes mencionadas por el mecanismo plástico. Estas fuerzas producen una fuerza puntual que no es totalmente perpendicular a la viga y se da en la sección de la viga donde se encuentran unidas a las riostras, las fuerzas que se producen deben ser analizadas en las 2 condiciones realizando un diagrama de cuerpo libre, esto para poder determinar cuál es la condición más crítica y seleccionar la mayor carga axial debido a dichas condiciones. Ya que la fuerza puntual de ambas condiciones no es perpendicular se deben obtener los valores de las componentes de esta fuerza tanto en X como en Y de esta forma se puede diseñar a la viga para resistencia axial.

**Figura 29:** Diagrama de cuerpo libre para la viga del primer piso del pórtico de diseño



Nota. Fuerzas internas producidas por las condiciones de análisis en las riostras que afectan a la viga. Adaptado de *2018 SEAOC Structural/Seismic Design Manual, Volume 4, Examples for Steel Framed Buildings* (p. 56) por Structural Engineers Association of California (SEAOC), 2019, ICC.

**Tabla 10:** Análisis de condiciones del mecanismo plástico en la viga de diseño

Mecanismo Plástico							
	Condicion 1-Fuerzas Máximas			Condicion 2-Postbuckling			
	QV1	QH1	Pu (kgf)	QV1	QH1	Pu (kgf)	Pu (kgf) (mayor)
Viga 1er piso	14 418.36	-352 442.80	-176 221.40	-96 214.29	-216 046.38	-108 023.19	<b>176 221.40</b>

En la Tabla 10 se puede observar que se determinaron las fuerzas en X e Y que se producen en la viga; una vez obtenidas estas fuerzas para las 2 condiciones se determina cual es la mayor fuerza horizontal y se determina como el Pu de diseño para la viga. Es importante mencionar que entre las 2 condiciones la fuerza horizontal más crítica debe dividirse para 2 debido a que se va a diseñar la sección correspondiente ya que la fuerza axial que se produce en la viga se divide en los tramos que están interceptados por las riostras.

**Tabla 11:** Cuadro de diseño para la viga del primer piso

<b>Diseño Viga 1er piso</b>		
	<b>K</b>	<b>1</b>
	<b>W</b>	<b>W14X90</b>
<b>Estabilidad Local</b>		
<b>C o m p r e s i ó n</b>	<b>Patin</b>	Compacta
	<b>Alma</b>	Compacta
	<b>KL/r</b>	95.77
	<b>Fe (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	2 152.36
	<b>Fcr</b>	1 546.87
	<b><math>\phi P_n</math> [kgf]</b>	<b>238 017.89</b>
	<b>D/C</b>	0.74
<b>F l e x i ó n</b>	<b>Lb (cm)</b>	<b>0</b>
	<b>Lp (cm)</b>	465.05
	<b>Mn (kg.cm)</b>	6 509 105.69
	<b>Mn (ton.m)</b>	<b>65.09</b>
	<b>Mu (ton.m)</b>	<b>3.74</b>
	<b>D/C</b>	0.06

*Nota.* El factor K se corresponde a la longitud efectiva del miembro analizado

En la Tabla 11 se expone el diseño de la viga con el  $P_u$  obtenido en la Tabla 10 para la condición más crítica. Para el diseño a flexión de la viga ya que esta tiene las características de una armadura el momento de demanda es insignificante en comparación con el momento de capacidad de la sección asignada. Como se puede observar el diseño para la resistencia axial es satisfactorio y este sigue el mismo proceso de diseño que requieren las riostras, también se debe cumplir con el criterio de compacidad para los elementos que forman parte de la sección tipo “W”.

### 2.3.3. Columnas.

Para el diseño de columnas se realizó el diseño de la columna del primer piso del pórtico arriostrado concéntricamente. Este diseño debe considerar las fuerzas axiales debidas al sismo de diseño y la fuerza provista debido a la condición más crítica dada por las riostras, los momentos en las dos direcciones principales del elemento para poder

realizar un análisis de flexión biaxial y de esta forma se determinó que se cumpla con la ecuación de interacción.

**Tabla 12:** Cargas de demanda para diseño axial de columna

<b>Pu (kgf)</b>	283 898.87
<b>Pu + unbalanced (kgf)</b>	291 108.05

La carga Pu de la Tabla 12 se ha obtenido mediante el análisis dinámico en SAP2000 y la carga Pu + unbalanced es la que se ha utilizado para el diseño de la columna. Esta carga considera la fuerza que transmite la viga hacia la columna debido a la condición más crítica analizada en la Tabla 10. Ya que los valores que se obtienen en SAP2000 son envolventes se ha optado por extraer dichos valores y establecer un máximo y un mínimo para las dos direcciones, tanto X como Y, así se ha podido determinar el Mu de mayor valor para diseñar la columna.

**Tabla 13:** Determinación de Mux para la columna de diseño

Alrededor de X			
Envolvente			
	Limite 1		Limite 2
<b>Ma (kgf.cm)</b>	146 387.29	<b>Ma (kgf.cm)</b>	-96 581.56
<b>Mb (kgf.cm)</b>	421 002.26	<b>Mb (kgf.cm)</b>	-442 718.81
<b>M1 (kgf.cm)</b>	146 387.29	<b>M1 (kgf.cm)</b>	96 581.56
<b>M2 (kgf.cm)</b>	421 002.26	<b>M2 (kgf.cm)</b>	442 718.81
<b>Cm</b>	0.460915435	<b>Cm</b>	0.512737785
<b>Pns</b>	460 295.85	<b>Pns</b>	460 295.85
<b>Pu/Pns</b>	0.62	<b>Pu/Pns</b>	0.62
<b>Tb</b>	0.95	<b>Tb</b>	0.95
<b>Ixx*</b>	26224.70	<b>Ixx*</b>	26224.70
<b>Pe</b>	3 885 568.33	<b>Pe</b>	3 885 568.33
<b>B1</b>	0.497246746	<b>B1</b>	0.553153953
<b>B1 final</b>	1	<b>B1 final</b>	1
<b>Mu (kgf.cm)</b>	421 002.26	<b>Mu (kgf.cm)</b>	442 718.81
<b>Mux (kgf.cm)</b>		<b>442 718.81</b>	

*Nota.* Los valores de Ma y Mb se obtuvieron de SAP2000 de la envolvente de momentos en la columna del primer piso del pórtico con el que se ha venido trabajando.

**Tabla 14:** Determinación de  $Muy$  para la columna de diseño

Alrededor de Y			
Envolvente			
Limite 1		Limite 2	
Ma (kgf.cm)	-226 092.15	Ma (kgf.cm)	-227 295.23
Mb (kgf.cm)	111 656.09	Mb (kgf.cm)	110 710.75
M1 (kgf.cm)	111 656.09	M1 (kgf.cm)	110 710.75
M2 (kgf.cm)	226 092.15	M2 (kgf.cm)	227 295.23
$Cm$	0.402459148	$Cm$	0.405168371
Pns	460 295.85	Pns	460 295.85
Pu/Pns	0.62	Pu/Pns	0.62
$Tb$	0.95	$Tb$	0.95
$I_{xx}^*$	26224.70	$I_{xx}^*$	26224.70
Pe	3 885 568.33	Pe	3 885 568.33
B1	0.434182686	B1	0.437105461
B1 final	1	B1 final	1
Mu (kgf.cm)	226 092.15	Mu (kgf.cm)	227 295.23
<b><math>Muy</math> (kgf.cm)</b>		<b>227 295.23</b>	

Una vez determinados los valores que corresponden a  $Mux$  y  $Muy$  se puede proceder al diseño de la columna donde se considera el diseño axial como ya se ha visto para las riostras y las vigas, pero también se debe considerar la flexión biaxial, es por esto que se comprueba que la ecuación de interacción entre la resistencia axial y la resistencia a flexión en ambos ejes sea menor a 1.

**Tabla 15:** Diseño de columna del pórtico arriostrado concéntricamente para el primer piso

Diseño Columna 1er piso	
K	1
W	W12X96
Estabilidad Local	
Patin	Compacta
Alma	Compacta
KL/r	46.51
Fe (kgf/cm <sup>2</sup> )	9 127.01
Fcr (kgf/cm <sup>2</sup> )	2 252.85
$\phi Pn$ [kgf]	368 885.78
D/C	0.77
Lb (cm)	365
Lp (cm)	388.38
Mnx (kg.cm)	6 094 512.97
Mny (kg.cm)	2 798 500.85
Interaccion < 1.0	0.92

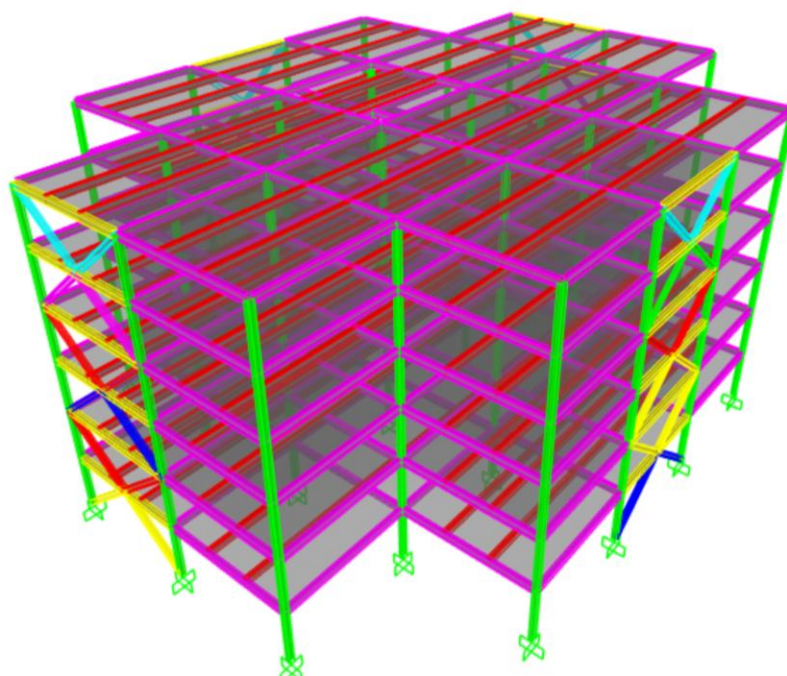
Nota. El valor de longitud no arriostrada se toma como la altura total del entrepiso

Igual al diseño previo a la viga se puede observar que se cumple satisfactoriamente la relación demanda/capacidad y también se tiene un rango de seguridad en el que se puede aumentar cargas o reducir la sección de diseño. También es importante mencionar que se cumple la ecuación de interacción siendo este valor menor a 1, de no cumplirse este valor se debe asignar una sección distinta que cumpla con todos los requisitos como los de compacidad, demanda/capacidad e interacción.

#### 2.4. Modelado final y análisis

Una vez diseñados los elementos se procedió a asignar a la estructura las secciones obtenidas en el diseño. Para uniformizar se añadió la misma sección de la primera columna a todas las columnas del edificio y para las vigas se añadió la misma sección de la viga del primer piso, pero solamente a los pórticos arriostrados concéntricamente, el resto de las vigas del edificio se quedaron con la sección auto asignada que se había dado previamente. Finalmente, para las riostras se dio las secciones que se obtuvieron en el prediseño en la Tabla 6, esto para ambas secciones del mismo piso.

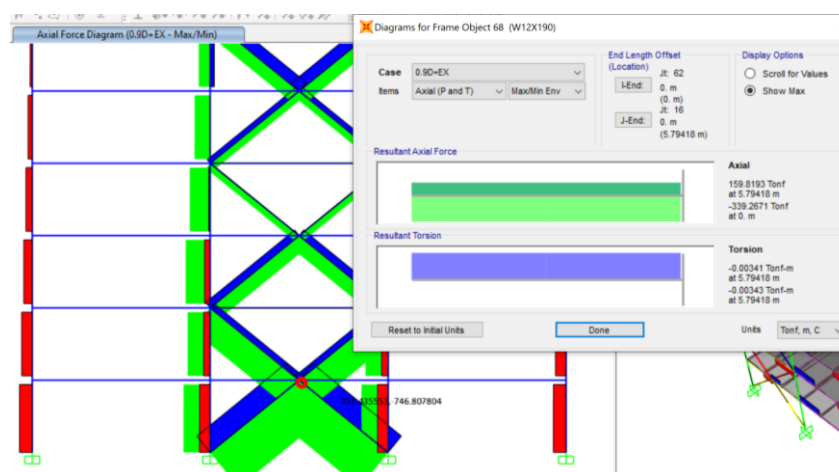
**Figura 30:** Estructura en 3D con las secciones de diseño



*Nota.* Se puede observar que los distintos colores en la estructura representan una sola sección para cada color.

Como se puede comprobar en la figura 30 se uniformizó las secciones del edificio, para las riostras, las columnas y las vigas. Esto facilitando el proceso de modelado en SAP2000. El tamaño de las vigas y columnas que no forman parte del pórtico arriostrado es irrelevante puesto que los elementos que asumen toda la energía del sismo son las riostras en la estructura. Es importante recalcar que las diagonales rigidizadoras, las vigas y las columnas del pórtico arriostrado se llevan la mayor parte de fuerza ya que solamente se comportan como una armadura y trabajan a cargas axiales, se menciona esto ya que es primordial en el modelado del edificio liberar momentos en los nodos de los elementos que forman parte del pórtico arriostrado. Para conocer el diseño de los elementos se procedió a correr el modelo y al analizar las fuerzas internas estas rondan los valores de diseño que se encontraron previamente. Algunos se han reducido por lo que si se optase por economizar al máximo la estructura se debe realizar un proceso iterativo en la asignación de las secciones transversales para los elementos del pórtico arriostrado concéntricamente.

**Figura 31:** *Fuerzas internas en secciones de diseño*



*Nota.* Se muestra el máximo valor axial de la riostra del primer piso

Como se observa en la Figura 31 el valor de la fuerza axial en la riostra del primer piso es igual a 339.27 tonf, este valor es menor al utilizado en el prediseño en la Tabla 7 por lo que es posible asignar nuevas dimensiones para acercarse a valores de demanda/capacidad más altos y así aprovechar al máximo la resistencia que ofrecen los elementos.

## 2.5. Chequeo de requerimientos NEC-15

Para poder comprobar que las secciones de diseño son correctas y los métodos de análisis cumplen los requerimientos de la normativa NEC-15 se deben verificar los siguientes pasos:

- Según NEC-15 (2015) El cortante basal dinámico debe ser al menos el 80 % del cortante basal estático.
- Según NEC-15 (2015) la masa modal acumulada debe ser al menos el 90 % del total de la masa de la estructura en cada una de las principales direcciones horizontales consideradas. (p. 58).
- Las derivas de piso inelásticas no deben superar 0.02

### 2.5.1. Cortante basal estático vs cortante basal dinámico.

Para conocer el valor de los cortantes basales tanto estáticos como dinámicos se obtuvo de la opción “Display” de SAP2000 donde se seleccionó las cargas respectivas para el análisis estático y dinámico.

**Tabla 16:** Valores del cortante basal para el análisis estático y dinámico

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient						
LoadPat	Dir	PercentEcc	C	K	WeightUsed	BaseShear
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Tonf	Tonf
FHEX	X	0.05	0.14	1.12	6484.0799	907.7712
FHEY	Y	0.05	0.14	1.12	6484.0799	907.7712
TABLE: Base Reactions						
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY		
Text	Text	Text	Tonf	Tonf		
DYNA EX	LinRespSpe	Max	814.8763	0.0244		
DYNA EY	LinRespSpe	Max	0.0265	847.5133		



En la Tabla 16 se puede observar los valores asignados de cortante basal para el método estático en ambas direcciones principales de la estructura y también los valores de cortante basal calculados para el análisis dinámico en las mismas direcciones. Para comprobar el primer requerimiento antes mencionado se determinó la relación entre el cortante basal dinámico sobre el estático para ambas direcciones.

**Tabla 17:** *Comprobación del cortante basal estático vs cortante basal dinámico*

DYNA EX	<b>814.8763</b>	89.77%
FHEX	<b>907.7712</b>	
DYNA EY	<b>847.5133</b>	93.36%
FHEY	<b>907.7712</b>	

Como se puede observar la relación entre el cortante basal dinámico sobre el cortante basal estático es superior al 80% por lo que se puede afirmar que los métodos de análisis fueron correctos.

### 2.5.2. Masa modal acumulada.

Para comprobar este requerimiento en primer lugar se corrieron 20 modos de masa participativa, pero al obtener un valor de masa participativa acumulada del 85% en ambas direcciones se realizó un proceso iterativo en el cual se llegó a determinar que en el modo 127 ya se superaba el 90% requerido. De esta forma los modos a los cuales se asignó a SAP2000 fueron 130, así se conoció que en el modo 127 ya cumplía la masa modal acumulada requerida.

**Figura 32:** Masa modal acumulada

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	117	0.242798	1.5E-05	1.066E-07	3.643E-12	0.833444	0.870916	0.72723	2.257E-08
MODAL	Mode	118	0.237151	3.807E-11	0.00114	5.218E-08	0.833444	0.872056	0.72723	0.000404
MODAL	Mode	119	0.236733	9.667E-12	0.000359	3.001E-09	0.833444	0.872415	0.72723	0.001175
MODAL	Mode	120	0.23659	6.059E-18	1.237E-18	1.342E-15	0.833444	0.872415	0.72723	7.5E-17
MODAL	Mode	121	0.23659	3.467E-16	5.2E-19	1.794E-16	0.833444	0.872415	0.72723	3.804E-18
MODAL	Mode	122	0.23659	2.58E-18	4.592E-17	1.512E-15	0.833444	0.872415	0.72723	1.588E-16
MODAL	Mode	123	0.236229	1.978E-11	0.00024	7.492E-10	0.833444	0.872655	0.72723	5.912E-12
MODAL	Mode	124	0.181171	1.442E-10	0.014117	6.77E-08	0.833444	0.886771	0.72723	0.076887
MODAL	Mode	125	0.17611	0.012036	3.158E-17	1.631E-12	0.84548	0.886771	0.72723	1.504E-10
MODAL	Mode	126	0.15991	3.643E-08	0.102918	9.401E-08	0.84548	0.989689	0.72723	0.000457
MODAL	Mode	127	0.15713	0.13494	3.405E-08	2.929E-11	0.98042	0.989689	0.72723	3.285E-11
MODAL	Mode	128	0.148132	3.6E-10	2.123E-08	0.00097	0.98042	0.989689	0.7282	0.001736
MODAL	Mode	129	0.147722	3.028E-11	7.191E-08	0.001156	0.98042	0.989689	0.729356	0.007999
MODAL	Mode	130	0.145349	8.74E-12	2.791E-10	0.000162	0.98042	0.989689	0.729517	0.000173

En la figura 32 se puede observar que en el modo 127 ya se cumplen para las dos direcciones principales de la estructura, por lo que la cantidad mínima de modos a analizarse en esta estructura es 127.

### 2.5.3. Derivas de piso.

Las derivas de piso se determinaron mediante desplazamientos generalizados, al SAP2000 no proveer directamente de derivas se extrae del programa los desplazamientos generalizados para nodos que se seleccionaron previamente, estos desplazamientos generalizados deben dividirse para la altura de entrepiso de esta forma se calculan las derivas de piso elásticas. Finalmente, las derivas de piso inelásticas se determinan con la ecuación provista por la NEC-15 en la sección 6.3.9.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

$\Delta_M$ : deriva máxima inelástica

$\Delta_E$ : deriva máxima elástica

$R$ : factor de reducción de resistencia

En el Anexo 1 se puede observar el cumplimiento de las derivas de piso, como se puede ver se cumple este requerimiento holgadamente lo que permite realizar un rediseño y considerar secciones más (Structural Engineer Association of California (SEAOC), 2019) apropiadas donde se pueda aprovechar completamente la relación demanda/capacidad; a pesar de esto es muy común que las estructuras con marcos arriostrados sean sumamente rígidas y cumplan de una forma más fácil el requerimiento de las derivas de piso inelásticas.

### 3. CONCLUSIONES

Con los datos de diseño expuestos y los requerimientos de diseño cumplidos se puede afirmar que se trabajó un diseño adecuado y dentro de las normativas vigentes como la NEC-15 y el AISC 341-16 ya que se pudo lograr los siguientes objetivos propuestos:

- Cumplir el diseño y los objetivos ya que se diseñó por capacidad a través del método LRFD a todos los elementos principales componentes del marco arriostrado concéntricamente. El diseño de las riostras fue competente y cumplió holgadamente los requisitos de derivas de piso, también se escogió la sección mas apta ya que la relación entre demanda/capacidad fue muy alta.
- Las vigas del pórtico arriostrado concéntricamente de la estructura provista fueron diseñadas de la forma que establece el AISC 341-16 ya que se pudo realizar el análisis de mecanismo plástico para las dos condiciones más críticas, la máxima tracción y compresión esperada y las fuerzas después de que las secciones hayan fluido y pandeado.
- Se cumplió la masa modal acumulada de forma holgada ya que se supero el 90% requerido por la norma en un 9% debido a la cantidad de modos de análisis.

- La relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico fue superior al 80% requerido por la norma para estructuras regulares.
- El diseño de columnas cumplió con éxito el requerimiento para la ecuación de interacción y una aceptable relación entre demanda/capacidad.
- Se consideró la fuerza no balanceada debida a la condición más crítica para la columna de diseño.
- Se aplicó la excentricidad requerida por la norma del 5% para las principales direcciones horizontales de análisis.

Debido a que se pudieron cumplir satisfactoriamente los objetivos propuestos, tanto el objetivo general como los objetivos específicos se puede afirmar que se ha tenido éxito en el diseño sismorresistente de los elementos que conforman al pórtico arriostrado concéntricamente. Es importante recalcar que el resultado final del análisis de la estructura arrojó que la misma se encuentra con los dos primeros modos de análisis en un desplazamiento horizontal sobre las principales direcciones X e Y lo que garantiza que la estructura tiene una correcta configuración de los elementos rigidizadores.

## Bibliografía

ACEROS CREA. (2020). *La Norma ASTM*. Retrieved from ACEROS CREA:

<https://vigaipr.com/blog/norma-astm/>

American Institute of Steel Construction. (2016, Julio 12). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *ANSI/AISC 341-16*. Chicago, Illinois, Estados Unidos : American Institute of Steel Construction .

American Institute of Steel Construction. (2016, Julio 7). Specification for Structural Steel Buildings. *ANSI/AISC 360-16*. Chicago, Illinois, Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.

Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014, Diciembre). Normativa Ecuatoriana de la Construcción . *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Ecuador : Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014, Diciembre). Normativa Ecuatoriana de la Construcción . *Cargas (No Sísmicas)*. Ecuador : Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Secretaría Técnica de Gestión Inmobiliaria del Sector Público. (n.d.). *Secretaría Técnica de Gestión Inmobiliaria del Sector Público*. Retrieved from <https://www.inmobiliar.gob.ec/se-presento-al-publico-el-proceso-de-construccion-de-la-plataforma-gubernamental-de-gestion-financiera/>

Structural Engineer Association of California (SEAOC). (2019, Enero). 2018 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual . *Volume 4 Examples for Steel Framed Buildings*. Sacramento, California, Estados Unidos : International Code Council.

Taipe, L. (2013). *Análisis de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos*. Ecuador : Escuela Politécnica Nacional .

**ANEXO 1: Determinación y comprobación de derivas de piso elásticas e inelásticas con NEC-15 para los diferentes métodos de análisis**

<b>TABLE: Joint Displacements - Generalized</b>						
<b>GenDispl</b>	<b>DisplType</b>	<b>OutputCase</b>	<b>Translation</b>	<b>Entrepiso (m)</b>	<b>3.65</b>	
Text	Text	Text	m	Deriva de Piso	NEC-15	< 0.02
D1X	Translation	FHEX	0.0028	0.0008	0.0046	Cumple
D1X	Translation	FHEY	0.0001	0.0000	0.0001	Cumple
D1X	Translation	EX	0.0025	0.0007	0.0041	Cumple
D1X	Translation	EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1X	Translation	1.2D+L+EX	0.0025	0.0007	0.0041	Cumple
D1X	Translation	1.2D+L+EX	-0.0025	-0.0007	0.0041	Cumple
D1X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1X	Translation	0.9D+EX	0.0025	0.0007	0.0041	Cumple
D1X	Translation	0.9D+EX	-0.0025	-0.0007	0.0041	Cumple
D1X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	FHEX	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	FHEY	0.0036	0.0010	0.0060	Cumple
D1Y	Translation	EX	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	EY	0.0033	0.0009	0.0055	Cumple
D1Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	1.2D+L+EY	0.0033	0.0009	0.0055	Cumple
D1Y	Translation	1.2D+L+EY	-0.0033	-0.0009	0.0055	Cumple
D1Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D1Y	Translation	0.9D+EY	0.0033	0.0009	0.0055	Cumple
D1Y	Translation	0.9D+EY	-0.0033	-0.0009	0.0055	Cumple
D2X	Translation	FHEX	0.0021	0.0006	0.0034	Cumple
D2X	Translation	FHEY	0.0000	0.0000	0.0001	Cumple
D2X	Translation	EX	0.0026	0.0007	0.0043	Cumple
D2X	Translation	EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D2X	Translation	1.2D+L+EX	0.0026	0.0007	0.0043	Cumple
D2X	Translation	1.2D+L+EX	-0.0026	-0.0007	0.0043	Cumple
D2X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple
D2X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	Cumple

D2X	Translation	0.9D+EX	0.0026	0.0007	0.0043	<i>Cumple</i>
					-	
D2X	Translation	0.9D+EX	-0.0026	-0.0007	0.0043	<i>Cumple</i>
D2X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D2X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	FHEX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	FHEY	0.0024	0.0007	0.0040	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	EX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	EY	0.0030	0.0008	0.0050	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
					-	
D2Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0001	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	1.2D+L+EY	0.0030	0.0008	0.0049	<i>Cumple</i>
					-	
D2Y	Translation	1.2D+L+EY	-0.0031	-0.0008	0.0050	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D2Y	Translation	0.9D+EY	0.0030	0.0008	0.0050	<i>Cumple</i>
					-	
D2Y	Translation	0.9D+EY	-0.0031	-0.0008	0.0050	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	FHEX	0.0025	0.0007	0.0041	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	FHEY	0.0000	0.0000	0.0001	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	EX	0.0031	0.0009	0.0051	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	1.2D+L+EX	0.0031	0.0009	0.0051	<i>Cumple</i>
					-	
D3X	Translation	1.2D+L+EX	-0.0031	-0.0009	0.0051	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	0.9D+EX	0.0031	0.0009	0.0051	<i>Cumple</i>
					-	
D3X	Translation	0.9D+EX	-0.0031	-0.0009	0.0051	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	FHEX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	FHEY	0.0023	0.0006	0.0038	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	EX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	EY	0.0027	0.0008	0.0045	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0001	0.0000	0.0001	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0001	0.0000	0.0001	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	1.2D+L+EY	0.0028	0.0008	0.0046	<i>Cumple</i>
					-	
D3Y	Translation	1.2D+L+EY	-0.0027	-0.0007	0.0044	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0001	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	<i>Cumple</i>
D3Y	Translation	0.9D+EY	0.0028	0.0008	0.0046	<i>Cumple</i>



D3Y	Translation	0.9D+EY	-0.0027	-0.0007	-	0.0044	<b>Cumple</b>
D4X	Translation	FHEX	0.0009	0.0003	0.0015		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	FHEY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	EX	0.0007	0.0002	0.0011		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	1.2D+L+EX	0.0007	0.0002	0.0011		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	1.2D+L+EX	-0.0007	-0.0002	-	0.0011	<b>Cumple</b>
D4X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	0.9D+EX	0.0007	0.0002	0.0011		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	0.9D+EX	-0.0007	-0.0002	-	0.0011	<b>Cumple</b>
D4X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	FHEX	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	FHEY	0.0009	0.0002	0.0015		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	EX	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	EY	0.0005	0.0001	0.0009		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0001		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0001		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	1.2D+L+EY	0.0006	0.0002	0.0009		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	1.2D+L+EY	-0.0005	-0.0001	-	0.0008	<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	0.9D+EY	0.0005	0.0001	0.0009		<b>Cumple</b>
D4Y	Translation	0.9D+EY	-0.0005	-0.0001	-	0.0008	<b>Cumple</b>
D5X	Translation	FHEX	-0.0012	-0.0003	-	0.0020	<b>Cumple</b>
D5X	Translation	FHEY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	EX	0.0019	0.0005	0.0031		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	1.2D+L+EX	0.0019	0.0005	0.0031		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	1.2D+L+EX	-0.0019	-0.0005	-	0.0032	<b>Cumple</b>
D5X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	0.9D+EX	0.0019	0.0005	0.0031		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	0.9D+EX	-0.0019	-0.0005	-	0.0031	<b>Cumple</b>
D5X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D5X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	FHEX	0.0000	0.0000	0.0000		<b>Cumple</b>

D5Y	Translation	FHEY	-0.0010	-0.0003	0.0016	-	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	EY	0.0016	0.0004	0.0026	0.0026	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	1.2D+L+EY	0.0016	0.0004	0.0026	0.0026	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	1.2D+L+EY	-0.0016	-0.0004	0.0027	-	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	0.9D+EY	0.0016	0.0004	0.0026	0.0026	<b>Cumple</b>
D5Y	Translation	0.9D+EY	-0.0016	-0.0004	0.0026	-	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	FHEX	-0.0043	-0.0012	0.0071	-	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	FHEY	-0.0001	0.0000	0.0001	-	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	EX	0.0045	0.0012	0.0074	0.0074	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	1.2D+L+EX	0.0045	0.0012	0.0074	0.0074	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	1.2D+L+EX	-0.0045	-0.0012	0.0074	-	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	1.2D+L+EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	0.9D+EX	0.0045	0.0012	0.0074	0.0074	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	0.9D+EX	-0.0045	-0.0012	0.0074	-	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6X	Translation	0.9D+EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	FHEX	0.0000	0.0000	0.0001	-	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	FHEY	-0.0046	-0.0013	0.0076	-	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	EY	0.0047	0.0013	0.0077	0.0077	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	1.2D+L+EX	0.0000	0.0000	0.0001	-	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	1.2D+L+EX	-0.0001	0.0000	0.0001	-	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	1.2D+L+EY	0.0046	0.0013	0.0076	0.0076	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	1.2D+L+EY	-0.0047	-0.0013	0.0078	-	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	0.9D+EX	0.0000	0.0000	0.0001	-	<b>Cumple</b>
D6Y	Translation	0.9D+EY	0.0047	0.0013	0.0077	0.0077	<b>Cumple</b>