

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Diseño Sismorresistente de un Edificio de 5 Plantas en Acero**

**Carlos Andrés Romo Pazmiño**

**Ingeniería Civil**

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

Quito, 17 de diciembre de 2021

# **UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

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

**Diseño Sismorresistente de un Edificio de 5 Plantas en Acero**

**Carlos Andrés Romo Pazmiño**

**Nombre del profesor, Título académico**

**Pablo Torres Rodas, PhD.**

Quito, 17 de diciembre de 2021

## © DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombres y apellidos: Carlos Andrés Romo Pazmiño

Código: 00137461

Cédula de identidad: 1725041964

Lugar y fecha: Quito, 17 de diciembre de 2021

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

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

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

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

## RESUMEN

Este trabajo presenta el diseño detallado de una viga, una columna y una conexión RBS de un edificio de acero de 5 plantas basado en pórticos resistentes a momento. Para el diseño de los elementos estructurales se ha tomado en cuenta las especificaciones establecidas en AISC y la Norma Ecuatoriana de la Construcción. De esta forma se garantiza una configuración estructural que logre comportarse de manera adecuada frente a los eventos sísmicos que podrían ocurrir en la ciudad de Quito de acuerdo al capítulo de Diseño Sismorresistente de la NEC. Para obtener los resultados que se indican en este trabajo se ha desarrollado un modelo de la edificación en ETABS junto con un libro de Excel que permite procesar toda la información para el diseño de los elementos estructurales.

**Palabras clave:** Norma Ecuatoriana de la Construcción, Diseño sismorresistente, AISC, Pórticos resistentes a momento, Estructuras de acero, ETABS.

## ABSTRACT

This work presents the detailed design of a beam, a column and an RBS connection of a 5-story steel building based on special moment frames. For the design of the structural elements, the specifications established in AISC and the Ecuadorian Construction Standard have been taken into account. In this way, a structural configuration that manages to behave adequately in response to the seismic events that could occur in Quito according to the Seismic Resistant Design chapter of Ecuadorian Standard is guaranteed. In order to obtain the results indicated in this work, a model of the building has been developed in ETABS together with an Excel workbook that allows processing all the information for the design of the structural elements.

**Key words:** Ecuadorian Construction Standard, Seismic-resistant Design, AISC, Special moment frames, Steel Structures, ETABS.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>Introducción .....</b>	<b>10</b>
<b>Antecedentes.....</b>	<b>10</b>
Placas tectónicas .....	10
Sismicidad en Ecuador.....	13
<b>Desarrollo del Tema.....</b>	<b>15</b>
<b>Cargas sísmicas.....</b>	<b>16</b>
<b>Cargas no sísmicas.....</b>	<b>22</b>
Cargas permanentes .....	22
Cargas variables.....	22
<b>Combinaciones de carga.....</b>	<b>22</b>
<b>Pórticos especiales a momento .....</b>	<b>23</b>
<b>Modelo computacional.....</b>	<b>23</b>
<b>Espectro de diseño .....</b>	<b>25</b>
<b>Ajuste de cortante basal.....</b>	<b>29</b>
<b>Derivas de piso .....</b>	<b>30</b>
<b>Resistencia a flexión de vigas .....</b>	<b>32</b>
<b>Resistencia al corte .....</b>	<b>36</b>
<b>Resistencia a compresión de columnas .....</b>	<b>37</b>
<b>Resistencia a flexión de columnas .....</b>	<b>41</b>
Eje fuerte .....	41
Eje débil.....	42
<b>Solicitaciones y capacidad .....</b>	<b>43</b>
<b>Ecuaciones de interacción .....</b>	<b>43</b>
<b>Diseño de conexión .....</b>	<b>44</b>
<b>Análisis de sección de viga reducida.....</b>	<b>45</b>
<b>Análisis de panel .....</b>	<b>47</b>
<b>Momentos viga-columna .....</b>	<b>48</b>
<b>Verificación del diseño .....</b>	<b>49</b>
<b>Conclusiones .....</b>	<b>50</b>
<b>Referencias bibliográficas .....</b>	<b>51</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Características generales de la estructura .....	26
Tabla 2: Parámetros para espectro de diseño .....	28
Tabla 3: Aceleración espectral .....	28
Tabla 4: Derivas de piso .....	31
Tabla 5: Dimensiones para perfil W21X62 .....	33
Tabla 6: Clasificación de la viga.....	34
Tabla 7: Conclusión del diseño a flexión.....	36
Tabla 8: Conclusión de resistencia al corte.....	37
Tabla 9: Dimensiones para perfil W27X539 .....	38
Tabla 10: Clasificación de la columna a compresión .....	39
Tabla 11: Conclusión del diseño a compresión .....	41
Tabla 12: Clasificación de la columna a flexión.....	41
Tabla 13: Estado límite para sección compacta.....	42
Tabla 14: Conclusión del diseño a flexión en eje fuerte .....	42
Tabla 15: Estado límite para sección compacta.....	42
Tabla 16: Conclusión del diseño a flexión en eje débil .....	42
Tabla 17: Demandas y capacidades de secciones usadas .....	43
Tabla 18: Conclusión ecuación de interacción .....	44
Tabla 19: Verificación de limitaciones para conexión RBS .....	45
Tabla 20: Dimensiones para conexión RBS .....	45



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ciclo de la corteza terrestre .....	11
Figura 2: Movimiento de placas tectónicas en Ecuador .....	11
Figura 3: Placas tectónicas mayores .....	12
Figura 4: Ciclo sísmico en zonas de subducción .....	13
Figura 5: Falla de Quito .....	14
Figura 6: Planta típica .....	15
Figura 7: Valores de factor Z .....	17
Figura 8: Zonas sísmicas del Ecuador .....	17
Figura 9: Tipo de uso e importancia de la estructura .....	18
Figura 10: Clasificación de perfiles de suelo .....	19
Figura 11: Factores de sitio $F_s$ .....	20
Figura 12: Factores de sitio $F_d$ .....	20
Figura 13: Factores de sitio $F_a$ .....	20
Figura 14: Espectro sísmico elástico para el sismo de diseño .....	21
Figura 15: Vista 3D del modelo .....	24
Figura 16: Vista en planta primer piso .....	25
Figura 17: Espectro elástico e inelástico de diseño .....	28
Figura 18: Carga sísmica reactiva .....	29
Figura 19 Cortantes estáticos y dinámicos ajustados .....	30
Figura 20: Cortantes estáticos y dinámicos iniciales .....	30
Figura 21: Diagramas de momento, Eje A .....	32
Figura 22: Estados límite según tipo de sección .....	34
Figura 23: Factores de longitud efectiva .....	39
Figura 24: Carga axial para columna M-2 primer piso .....	40
Figura 25: Esquema para conexión RBS .....	45
Figura 26: Diagrama de cuerpo libre para sección viga - columna .....	48
Figura 27: Demanda/Capacidad para miembros estructurales .....	49

## INTRODUCCIÓN

Tomando en cuenta que el Ecuador se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica, es necesario que todas las estructuras civiles cumplan con los requerimientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para minimizar los efectos devastadores que pueden producir estas catástrofes naturales. El sismo de Pedernales de abril del 2016 ha mostrado claramente las consecuencias de utilizar materiales constructivos de baja calidad y omitir las recomendaciones de la NEC.

Para comprender las razones por las que se producen los sismos, es necesario hacer una revisión rápida a la estructura de nuestro planeta, para posteriormente definir materiales y características de los elementos estructurales que puedan resistir adecuadamente las fuerzas a las que son sometidos por la acción de movimientos telúricos y mitigar los daños.

### **Antecedentes**

#### ***Placas tectónicas***

A través de mediciones satelitales y geofísicas, se ha observado que, de manera general, la Tierra cuenta con núcleo interno sólido compuesto por una aleación de hierro y níquel; un núcleo externo plasmático de los mismos materiales; el manto, compuesto por silicatos en estado sólido o líquido según la profundidad a la que se encuentren; y la corteza terrestre (Manzanilla et al., 2015). La litósfera es la capa superficial sólida de la corteza terrestre y está compuesta por una serie de placas de distintas densidades de hasta 100 km de espesor, las cuales se desplazan lateralmente al deslizarse sobre una capa viscosa conocida como astenósfera, que limita al manto de la litósfera (Iturralde, 2009). El movimiento de las placas y el choque entre ellas ha dado forma a la superficie terrestre durante millones de años y lo seguirá haciendo ya que en los límites entre estas placas se forman zanjas conocidas como zonas de subducción que devuelven el material sólido al manto, formando celdas convectivas

que posteriormente devuelven la materia hacia la litósfera, reciclando constantemente las rocas de las que están hechas las placas (Brown et al., 1992). Este flujo de material rocoso genera modificaciones en la superficie terrestre a través de actividad volcánica o sísmica.

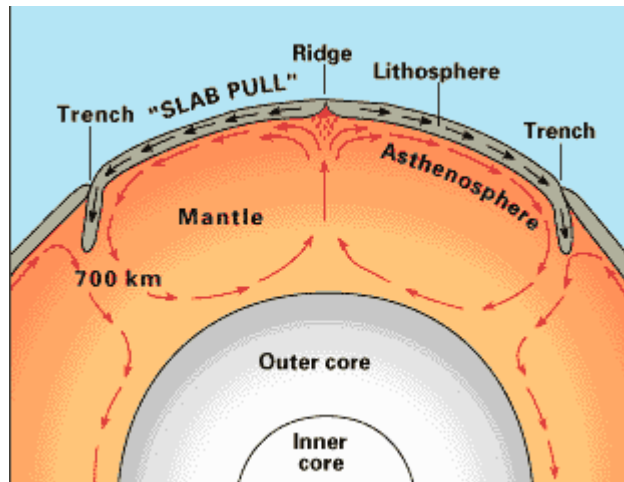


Figura 1: Ciclo de la corteza terrestre  
Fuente: *Understanding the Earth* (Brown et al., 1992)

Como se puede observar en la Figura 2, el Ecuador se encuentra sobre la Placa Sudamericana junto a la Placa de Nazca. Es por esto que nuestro país tiene un alto peligro sísmico, ya que como se mencionó anteriormente, los límites entre placas suelen ser lugares propensos a tener constante actividad sísmica.

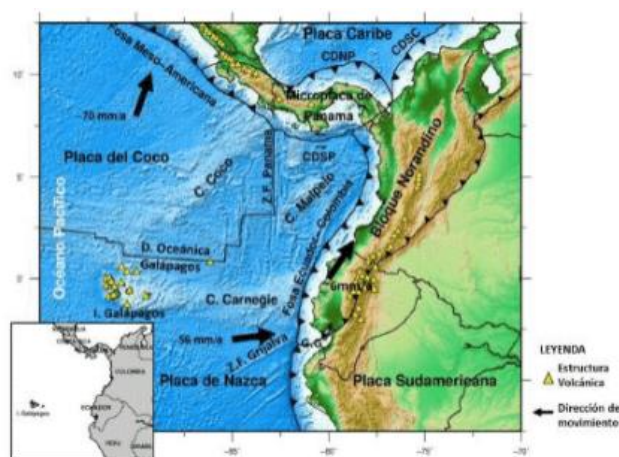


Figura 2: Movimiento de placas tectónicas en Ecuador  
Fuente: *Geodesia, geodinámica y ciclo sísmico en Ecuador* (Nocquet et al., 2012)

De acuerdo al vector de movimiento que tiene cada placa con respecto a otra, se producen tres tipos de bordes:

- Borde convergente:

Debido a esfuerzos de compresión, la placa mas densa subduce bajo la otra, como es el caso de la Placa de Nazca que se subduce bajo la Placa Sudamericana. Por otro lado, en caso de que no exista subducción se generan cordilleras montañosas, como es el caso de la cordillera del Himalaya, donde la Placa Indoaustraliana choca contra la Placa Euroasiática (McCann et al., 1979).

- Borde transformante:

Se produce cuando dos placas se desplazan lateralmente con respecto a la otra sin destruir la litósfera. El caso más claro de este tipo de borde es la falla de San Andrés, en el límite entre la Placa Norteamericana y la Placa del Pacífico (McCann et al., 1979).

- Borde divergente:

En este caso, las dos placas tienen vectores de movimiento opuestos, por lo que generan espacios que permiten la salida de material desde el manto, como es el caso de la Placa del Pacífico y la Placa Antártica (McCann et al., 1979).

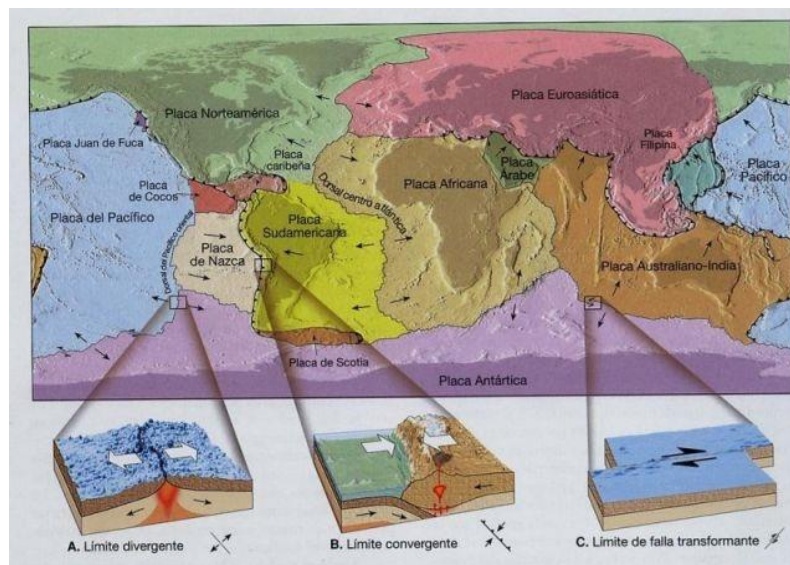
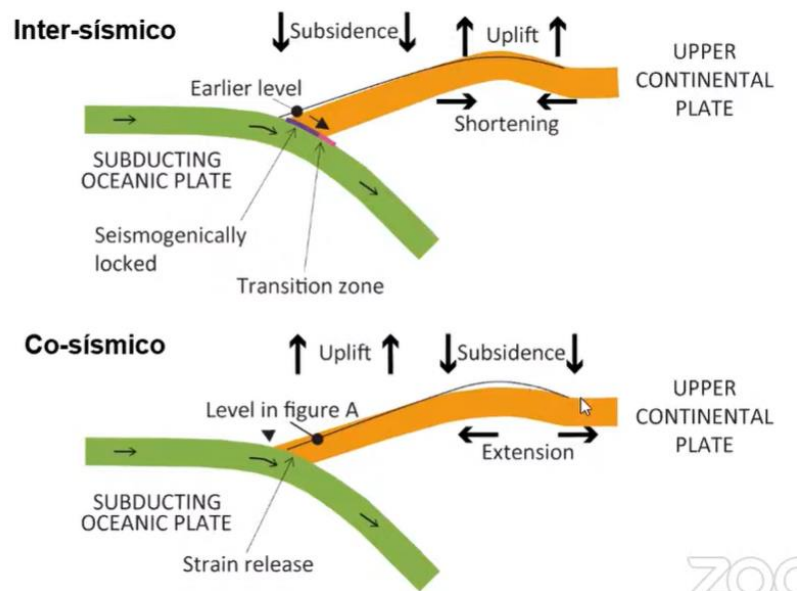


Figura 3: Placas tectónicas mayores  
Fuente: Versión en Español de Placas Tectónicas, USGS 2011

### *Sismicidad en Ecuador*

De la sección anterior, es importante tener en cuenta que el Ecuador se sitúa en un borde convergente producido por la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana.

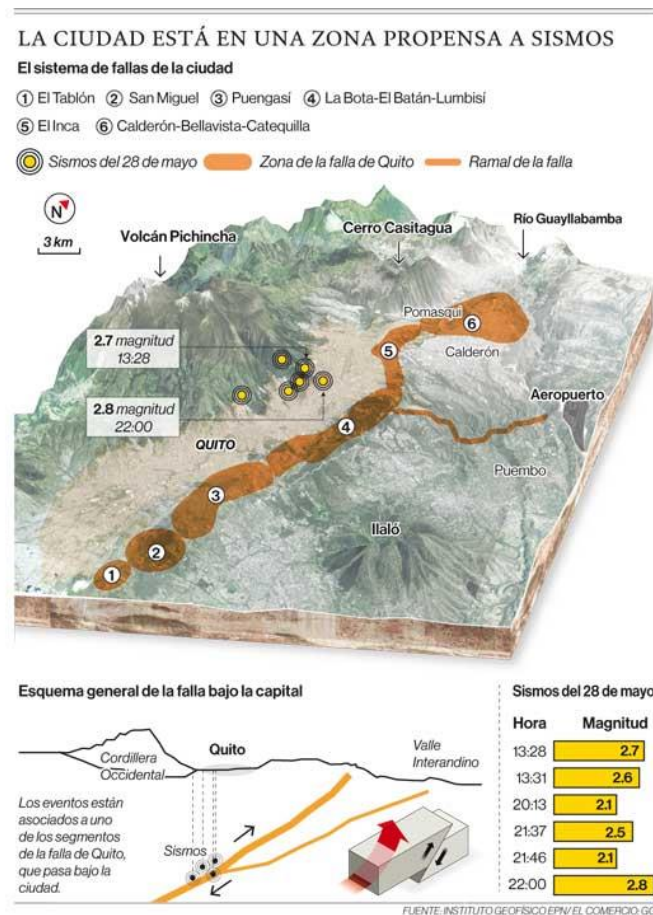
Debido al movimiento continuo de la placa en subducción, existirán momentos en los que se generen bloqueos entre el material de cada placa en la zona de transición. Esto produce una acumulación de esfuerzos que son liberados en cualquier momento debido a la resistencia limitada del material, descargando toda la energía acumulada y produciendo un sismo de magnitud asociada a la misma. Como se observa en la Figura 4, la placa continental reacciona a la acumulación de esfuerzos producida en la zona de transición en el periodo inter-sísmico, descendiendo de su nivel original en la parte más cercana y levantándose y acortándose en la parte más lejana; una vez se ha liberado energía, en el periodo co-sísmico, la placa continental trata de acomodarse pero no vuelve a su estado original. Este movimiento cíclico de la placa continental debido a la subducción forma fallas corticales (Santibáñez, 2021).



*Figura 4: Ciclo sísmico en zonas de subducción*  
 Fuente: *Fallas corticales en los Andes chilenos y su potencial sísmogénico*  
 (Santibáñez, 2021)

La falla cortical de especial atención en el Ecuador es la fractura sobre la que se encuentra asentada la capital. Conocida como la Falla de Quito, es caracterizada como una falla

inversa que atraviesa la ciudad de sur a norte a lo largo de las colinas que colindan con los valles de Los Chillos y Tumbaco, con una longitud de aproximadamente 60 km. Debido a la constante actividad sísmica que se ha producido durante toda su historia, Quito se ha elevado 400 metros sobre los valles (Telégrafo, 2019). El mayor sismo registrado en esta falla se dio en 1587, produciendo gran devastación en San Antonio de Pichincha y pueblos vecinos al tener una magnitud de 6.4 en la escala de Richter. De allí en adelante, se han producido movimientos telúricos que no han superado la magnitud 5.3 en la escala de Richter registrada en 1990, sin embargo, la amenaza está siempre presente (Yepes, 2014). La falla de Quito se encuentra dividida por segmentos, por lo que no podría producir terremotos catastróficos que superen magnitud 7.



*Figura 5: Falla de Quito*  
 Fuente: El Instituto Geofísico atribuye el enjambre sísmico a la falla de Quito (El Comercio, 2019)

Por lo tanto, con una falla cortical atravesando toda la ciudad, es muy importante tomar en cuenta las consideraciones de diseño sísmico establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para cuidar la vida de los habitantes y reducir las afectaciones a bienes inmuebles.

## DESARROLLO DEL TEMA

La estructura a diseñar consiste en un edificio de oficinas de 5 plantas en acero con la siguiente vista en planta para todos los pisos, basado en marcos resistentes a momento, ubicado en Quito sobre un suelo tipo B:



Figura 6: Planta típica

## **Cargas sísmicas**

Previo al desarrollo del diseño, se realiza un repaso breve por las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Cargas Sísmicas - Diseño Sismo Resistente.

Esta normativa tiene como objetivo impedir el colapso de todo tipo de estructura para evitar la pérdida de vidas, siendo aun más exigente en el caso de estructuras de ocupación especial y esencial como hospitales, escuelas, etc. Se establecen requerimientos mínimos de cumplimiento obligatorio a nivel nacional a tomar en cuenta durante el cálculo y diseño de edificios, de esta forma se garantiza la funcionalidad y mayor protección a las edificaciones durante un evento sísmico extremo para cada localidad del Ecuador, basándose en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras.

Para determinar los parámetros específicos para la estructura que se está diseñando es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Zona sísmica donde se va a construir la estructura:

El Ecuador se encuentra dividido en 6 zonas sísmicas con distintos valores de aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la gravedad en el Valor Factor Z. La sección 10.2. de NEC-SE-DS indica el factor Z para cada población, parroquia, cantón o provincia del Ecuador y resume dicha información en las figuras a continuación. Por lo tanto, para Quito se tiene una zona sísmica V, con un factor Z 0.40



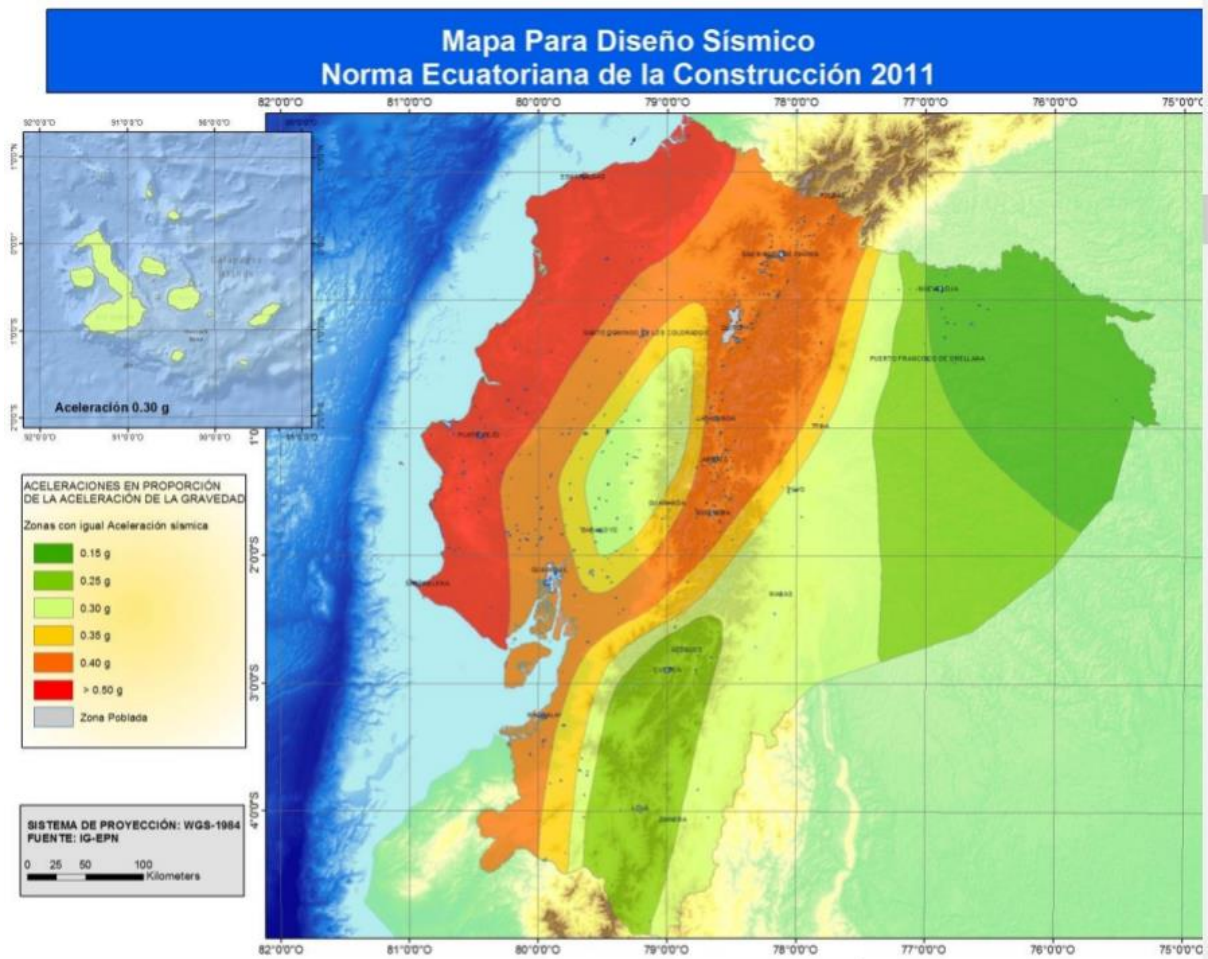


Figura 8: Zonas sísmicas del Ecuador  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

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

Figura 7: Valores de factor Z  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

- Tipo de uso de la estructura:

De acuerdo al tipo de edificación a construirse, se asigna el factor I para incrementar la demanda sísmica de diseño, con el objetivo de asegurar que la estructura continúe operativa o sufra daños menores durante y después del sismo de diseño (NEC, 2015). En la siguiente imagen se indica la clasificación de edificaciones con su respectivo factor I:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 9: Tipo de uso e importancia de la estructura  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

- Características del suelo:

La norma define seis tipos de perfil de suelo de acuerdo al criterio de velocidad de onda de cortante, entre otros parámetros geotécnicos como se muestra en la siguiente tabla:

Tipo de perfil	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 cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan 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	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	<b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	<b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	<b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Figura 10: Clasificación de perfiles de suelo  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

De acuerdo al tipo de suelo sobre el que se va a construir y factor Z del lugar, se tienen varios coeficientes de perfil de suelo que sirven para determinar el espectro sísmico de diseño con el que se va a trabajar, considerando amplificaciones a los espectros de respuesta elásticos de aceleraciones ( $F_a$ ) y desplazamientos ( $F_d$ ), además del comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ ). Para el diseño propuesto:  $F_a = 1$ ,  $F_d = 1$ ,  $F_s = 0.75$ .

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

Figura 13: Factores de sitio Fa  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

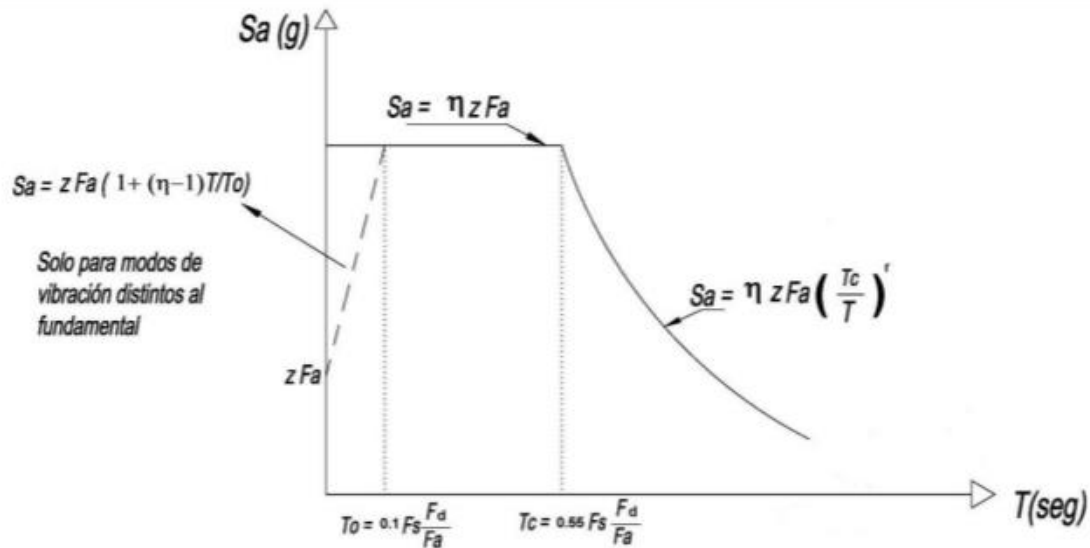
Figura 12: Factores de sitio Fd  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Figura 11: Factores de sitio Fs  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

- Espectro de diseño:

La Norma Ecuatoriana de la Construcción propone el siguiente espectro de respuesta elástico para el sismo de diseño según el tipo de estructura:



Dónde:

- $\eta$**  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- $F_a$**  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- $F_d$**  Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- $F_s$**  Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- $S_a$**  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
- $T$**  Periodo fundamental de vibración de la estructura
- $T_0$**  Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- $T_c$**  Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- $Z$**  Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 14: Espectro sísmico elástico para el sismo de diseño  
Fuente: NEC-SE-DS (2015)

La norma establece los siguientes valores de  $\eta$  de acuerdo a la región del Ecuador:

$\eta = 1.80$  para provincias de la Costa a excepción de Esmeraldas

$\eta = 2.48$  para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$  para provincias del Oriente

### **Cargas no sísmicas**

El capítulo de Cargas no Sísmicas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción considera cargas permanentes y variables para el diseño de estructuras, además de las cargas accidentales establecidas en el capítulo de Cargas Sísmicas.

#### ***Cargas permanentes***

La norma hace referencia a este tipo de carga como todos los elementos estructurales que se encuentran integrados de manera permanente a la estructura como muros, instalaciones, recubrimientos, paredes, máquinas.

#### ***Cargas variables***

Depende del tipo de uso y ocupación de la estructura, está conformada por el peso de las personas, equipos y accesorios móviles, mercadería y todo elemento que no se encuentre integrado de manera permanente a la estructura. Los valores mínimos por carga viva según la ocupación de la estructura están establecidos en el apéndice 4.2 de la norma.

### **Combinaciones de carga**

El diseño estructural en el Ecuador debe respetar las siguientes combinaciones de carga, de manera que las resistencias de los elementos estructurales sea mayor a los efectos de las cargas incrementadas.



**D:** Carga permanente

**E:** Carga de sismo

**L:** Carga viva

**Lr:** Carga de la cubierta (carga viva)

**S:** Carga de granizo

**W:** Carga de viento

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

### **Pórticos especiales a momento**

Un pórtico especial a momento está conformado por vigas de ala ancha, columnas y conexiones viga-columna, las cuales son proporcionadas para resistir las fuerzas internas debido a un sismo. Se utiliza la conexión RBS (viga de sección reducida) con el objetivo de desarrollar deformaciones inelásticas en la viga, fuera de la conexión con la columna, asegurando una estructura con una respuesta dúctil y estable (SEAOC, 2020).

### **Modelo computacional**

En base a la planta típica propuesta para el diseño, se realiza el modelo computacional para verificar derivas de piso y obtener las fuerzas para diseñar los miembros estructurales.

Para las columnas se propone una sección W27X539, para vigas W21X62, viguetas W14X38 en acero A992. Steel deck Novalosa 55 y loseta de 60 mm de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

Para la carga muerta se asignan 300 kg/m<sup>2</sup>.

Para la carga viva, de acuerdo a lo establecido en Tabla 9 de NEC-SE-CG para oficinas, se asignan 240 kg/m<sup>2</sup>.

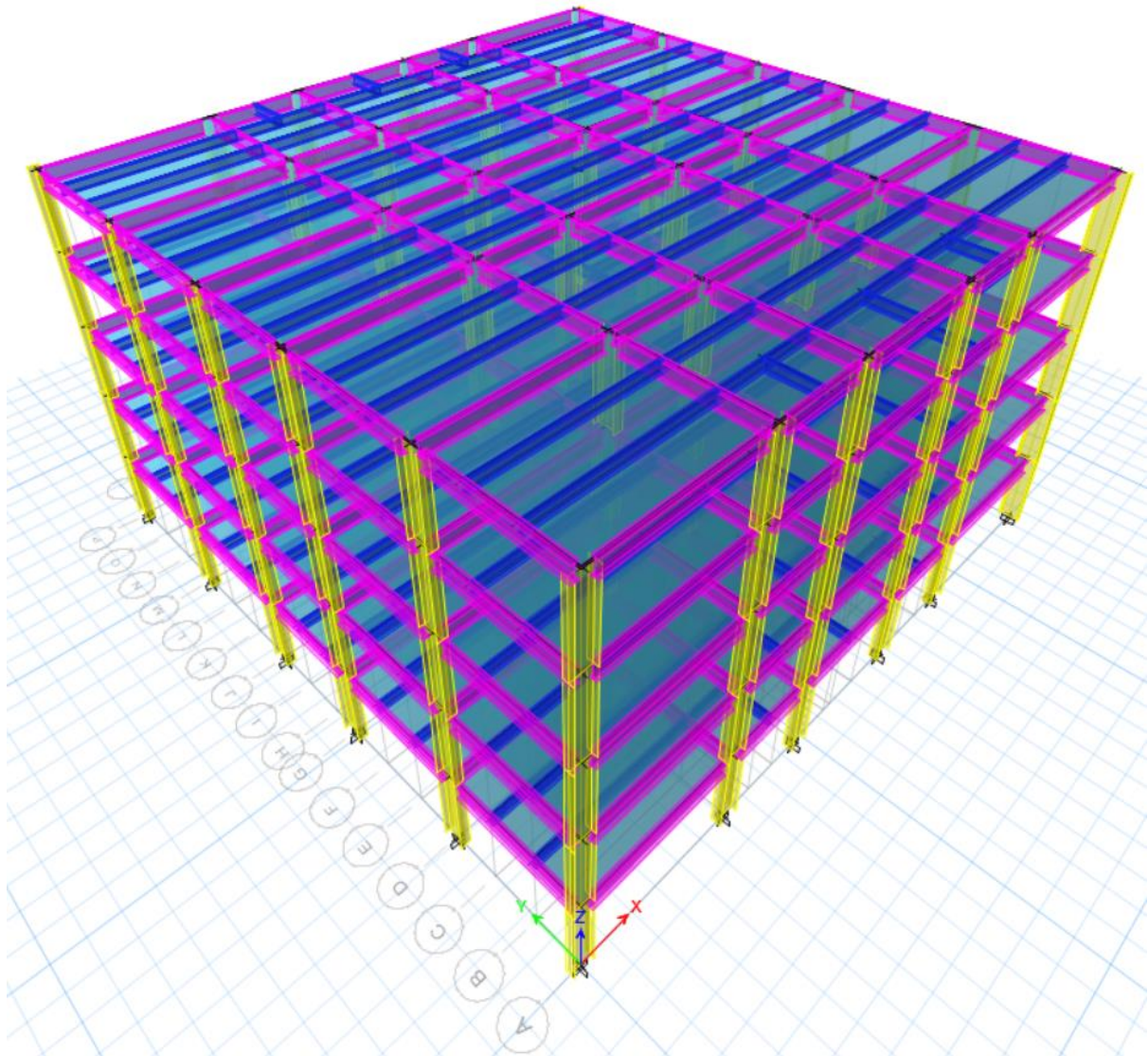


Figura 15: Vista 3D del modelo

En la siguiente imagen se observa la conexión de los elementos estructurales para el primer piso. Los pórticos especiales a momento se encuentran en:

- Sentido X: Eje A 2-6 y Eje P 2-6



- Sentido Y: Eje 1 D-M y Eje 7 D-M

El resto de elementos estructurales solo soportarán las cargas gravitacionales.

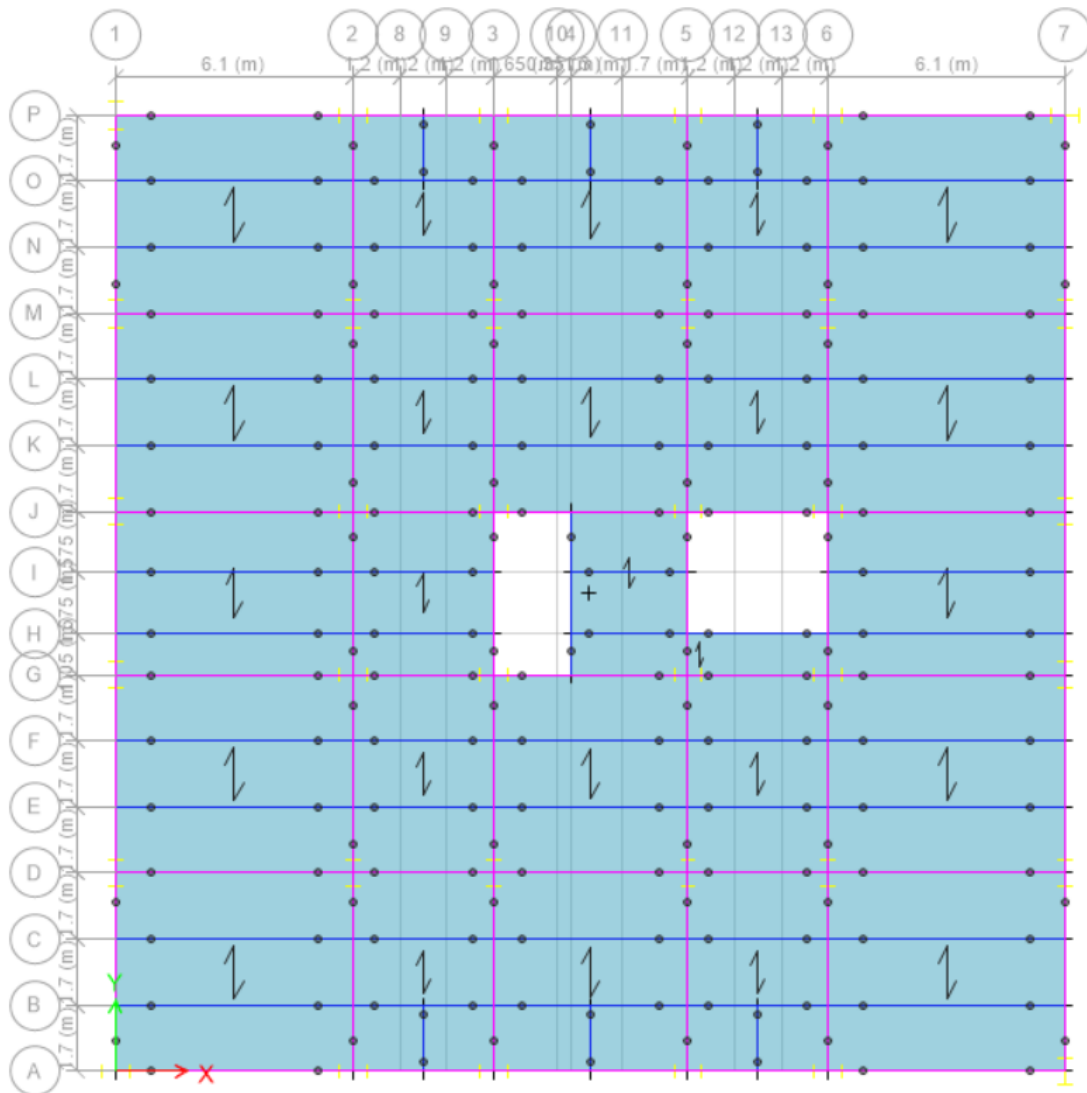


Figura 16: Vista en planta primer piso

### Espectro de diseño

En primer lugar se verifican las derivas de piso para comprobar que las dimensiones de los elementos estructurales son adecuadas y también permitirá determinar el periodo de la estructura, que será útil para el análisis sísmico. Para esto se incluyen cargas estáticas y dinámicas de sismo. En las cargas dinámicas se incluye el espectro de diseño de la NEC basado en las características y ubicación de la estructura:

<b>Datos de entrada</b>	
<b>Ubicación</b>	
Pichincha	
<b>Dimensiones</b>	
<b>Altura entrepiso [m]</b>	3
<b>Número de pisos</b>	5
<b>Altura total [m]</b>	15
<b>Características</b>	
<b>Tipo de estructura</b>	Estructuras de acero
<b>Tipo de estructura</b>	Sin arriostramientos
<b>Tipo de sistema estructural dúctil</b>	Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.
<b>Categoría de edificio</b>	Otras estructuras
<b>Zona sísmica</b>	V
<b>Tipo de suelo</b>	B
<b>Factor Z</b>	0.40
<b>Factor Fa</b>	1
<b>Factor Fd</b>	1
<b>Factor Fs</b>	0.75
<b>Irregularidad en planta</b>	no
<b>Irregularidad en elevación</b>	no

Tabla 1: Características generales de la estructura

En la siguiente tabla se encuentran los parámetros necesarios para elaborar el espectro de aceleraciones para la ubicación de la estructura, donde:

R es el factor de reducción de resistencia sísmica, el cual depende del tipo de sistema estructural. Tiene un valor de 6 para pórticos resistentes a momento de acero y se puede encontrar información adicional en la sección 6.3.4. de NEC-SE-DS para otros sistemas.

$r$  es un factor para el espectro de diseño elástico que depende de la ubicación del proyecto en cuanto al tipo de suelo. Para suelos A, B o C tiene un valor de 1 y para suelos D o E un valor de 1.5.

$I$  es el coeficiente de importancia de la estructura en función del tipo de uso, descrito en la sección 4.1 de NEC-SE-DS. Tiene un valor de 1.5 para edificaciones esenciales como hospitales, instalaciones militares, estructuras de telecomunicaciones, etc.; para museos, iglesias, escuelas tiene un valor de 1.3 y para otras estructuras un valor de 1.

$\Phi_p$  es el coeficiente de regularidad en planta. La geometría propuesta no cuenta con retrocesos excesivos en las esquinas, discontinuidades en el sistema de piso o ejes estructurales no paralelos. Sin embargo es necesario revisar la irregularidad torsional más adelante.

$\Phi_e$  es el coeficiente de regularidad en elevación. Todos los pisos cuentan con la misma masa y altura, por lo que no existen irregularidades en elevación. Se asigna un valor de 1.

$T_a$  es el periodo de vibración de la estructura obtenido de la expresión matemática en la sección 6.3.3 de NEC-SE-DS.

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

$C_t$  y  $\alpha$  son coeficientes que dependen del tipo de edificio, para estructuras de acero sin arriostramientos:  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.8$

$h_n$  es la altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura, en metros.  $h_n = 15$  m

Con esta información y la Figura 14, se construye el espectro de diseño que será cargado al modelo para asignarlo a las cargas dinámicas de sismo.

Parámetros/Factores	
<b>Z</b>	0.40
<b>Tipo de suelo</b>	B
<b>Fa</b>	1
<b>Fd</b>	1
<b>Fs</b>	0.75
<b>Tc</b>	0.4125
<b>T0</b>	0.075
<b>n</b>	2.48
<b>Sa</b>	0.992
<b>R</b>	6
<b>r</b>	1
<b>I</b>	1
<b>Φp</b>	1
<b>Φe</b>	1
<b>Ta</b>	0.62835562
<b>hn</b>	15
<b>Ct</b>	0.072
<b>α</b>	0.8

Tabla 2: Parámetros para espectro de diseño

Se obtiene la siguiente información para periodos de vibración de hasta 1 segundo y se determinará el periodo de vibración de la estructura a partir del análisis modal de ETABS para compararlo con el obtenido por la expresión matemática de la NEC.

T (seg)	Sa (g)
0	0.992
0.4125	0.992
0.5125	0.79843902
0.6125	0.66808163
0.7125	0.57431579
0.8125	0.50363077
0.9125	0.44843836
1.0125	0.40414815

Tabla 3: Aceleración espectral

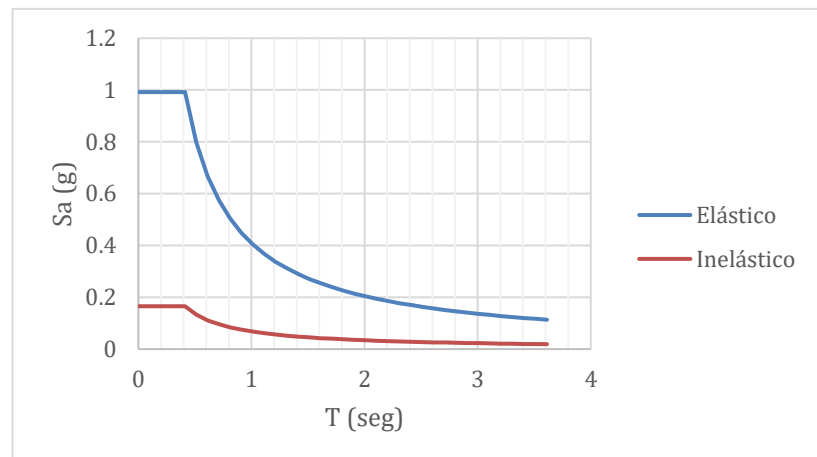


Figura 17: Espectro elástico e inelástico de diseño

El periodo determinado con el análisis modal del programa es de 0.72 segundos, por lo que le corresponde una aceleración de 0.57 g. La norma establece que el valor de  $T_a$  calculado por análisis modal no puede ser mayor en un 30% que el valor de  $T_a$  calculado con la expresión

matemática, lo cual es satisfactorio ya que el valor de  $T_a$  propuesto por la norma es de 0.63 segundos, mostrando que el resultado del análisis computacional es mayor en un 12%.

### Ajuste de cortante basal

El cortante basal se define como la fuerza total de diseño por las cargas laterales que resultan de la acción del sismo en la base y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

Donde:

$W$  corresponde a la carga sísmica reactiva, en este caso de acuerdo a la sección 6.1.7 se calcula como la carga muerta más el 25% de la carga viva. Para el modelo se obtiene un peso de 2628 toneladas.

Output Case	Case Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
D+0.25L	Combination	0	0	2628.4108

Figura 18: Carga sísmica reactiva

$$V = \frac{1 * 0.5743}{6 * 1 * 1} * 2628 = 251.55 \text{ tonf}$$

Es necesario realizar el ajuste para la carga por sismo estático y dinámico, de tal forma que se adapten a la fuerza determinada por la ecuación de la norma, incluyendo los factores respectivos y tomando en cuenta que el cortante dinámico no puede ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares.

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf
▶	Sx	LinStatic	Step By Step	1	-251.8571	0
	Sx	LinStatic	Step By Step	2	-251.8571	0
	Sx	LinStatic	Step By Step	3	-251.8571	0
	Sy	LinStatic	Step By Step	1	0	-251.8571
	Sy	LinStatic	Step By Step	2	0	-251.8571
	Sy	LinStatic	Step By Step	3	0	-251.8571
	EspectroX	LinRespSpec	Max		227.2525	0.0414
	EspectroY	LinRespSpec	Max		0.0424	226.4249

Figura 20 Cortantes estáticos y dinámicos ajustados

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf
▶	Sx	LinStatic	Step By Step	1	-118.9924	0
	Sx	LinStatic	Step By Step	2	-118.9924	0
	Sx	LinStatic	Step By Step	3	-118.9924	0
	Sy	LinStatic	Step By Step	1	0	-118.9924
	Sy	LinStatic	Step By Step	2	0	-118.9924
	Sy	LinStatic	Step By Step	3	0	-118.9924
	EspectroX	LinRespSpec	Max		130.6003	0.0238
	EspectroY	LinRespSpec	Max		0.0238	127.1453

Figura 19: Cortantes estáticos y dinámicos iniciales

Una vez realizado el ajuste, el cortante dinámico es igual al 90% del estático, por lo que se cumplen los requisitos de la norma para esta sección y se puede continuar con el análisis de las derivas de piso.

### Derivas de piso

La sección 5.1 de NEC-SE-DS establece que la deriva máxima inelástica para cualquier piso no puede exceder el límite del 2% o 0.02. Del modelo se obtienen las derivas de piso elásticas para las cargas sísmicas estáticas, como se resume en la siguiente tabla y figuras y para obtener la deriva inelástica se multiplica la deriva elástica por  $0.75 \cdot R$ .

TABLE: Story Drifts				
Story	Output Case	Direction	Elastic Drift	Inelastic Drift
Story5	Sx	X	0.002335	0.0105075
Story5	Sx	X	0.002463	0.0110835
Story5	Sx	X	0.002464	0.011088
Story5	Sy	Y	0.002524	0.011358
Story5	Sy	Y	0.002647	0.0119115
Story5	Sy	Y	0.002651	0.0119295
Story4	Sx	X	0.002574	0.011583
Story4	Sx	X	0.002726	0.012267
Story4	Sx	X	0.002727	0.0122715
Story4	Sy	Y	0.002756	0.012402
Story4	Sy	Y	0.002901	0.0130545
Story4	Sy	Y	0.002907	0.0130815
Story3	Sx	X	0.002602	0.011709
Story3	Sx	X	0.002766	0.012447
Story3	Sx	X	0.002768	0.012456
Story3	Sy	Y	0.002762	0.012429
Story3	Sy	Y	0.002918	0.013131
Story3	Sy	Y	0.002925	0.0131625
Story2	Sx	X	0.002161	0.0097245
Story2	Sx	X	0.002305	0.0103725
Story2	Sx	X	0.002306	0.010377
Story2	Sy	Y	0.002275	0.0102375
Story2	Sy	Y	0.002411	0.0108495
Story2	Sy	Y	0.002417	0.0108765
Story1	Sx	X	0.000977	0.0043965
Story1	Sx	X	0.001046	0.004707
Story1	Sx	X	0.001047	0.0047115
Story1	Sy	Y	0.001019	0.0045855
Story1	Sy	Y	0.001084	0.004878
Story1	Sy	Y	0.001088	0.004896

Tabla 4: Derivas de piso

Como se observa en los resultados, ninguna deriva inelástica es superior al 2%, por lo tanto, se puede iniciar con el diseño de los miembros estructurales.

## Resistencia a flexión de vigas

Del modelo se obtiene la sollicitación máxima a momento para diseñar las vigas

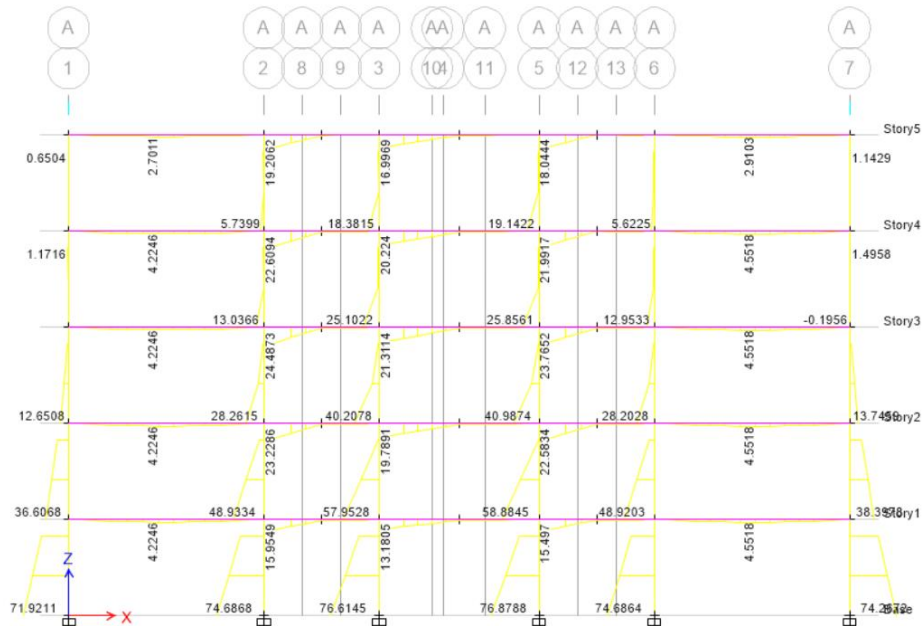


Figura 21: Diagramas de momento, Eje A

principales, con un valor de 24487 kg\*m en el eje A 2-3 del cuarto piso. Para el diseño por flexión se analiza la clasificación de la sección W21X62, siguiendo la metodología establecida en AISC 360.

Dimensiones para viga		
Dimensión	Valor	Unidades
Perfil	W21X62	-
A	118.06	cm <sup>2</sup>
d	53.34	cm
tw	1.02	cm
bf	20.93	cm
tf	1.56	cm
bf/(2tf)	6.70	-
h/tw	46.90	-
I <sub>x</sub>	55358.78	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub>	2081.16	cm <sup>3</sup>
r <sub>x</sub>	21.69	cm
Z <sub>x</sub>	2359.74	cm <sup>3</sup>
I <sub>y</sub>	2393.33	cm <sup>4</sup>
S <sub>y</sub>	229.42	cm <sup>3</sup>
r <sub>y</sub>	4.50	cm
Z <sub>y</sub>	355.60	cm <sup>3</sup>
r <sub>ts</sub>	5.46	cm



<b>ho</b>	51.82	cm
<b>J</b>	76.17	cm <sup>4</sup>
<b>cw</b>	1600473.76	cm <sup>6</sup>
<b>h</b>	47.65	cm

Tabla 5: Dimensiones para perfil W21X62

Es necesario evaluar la clasificación de los patines y del alma para determinar si la sección es compacta, no compacta o esbelta y definir los estados límites a revisar:

Si  $\lambda \leq \lambda_p$ , el elemento es compacto.

Si  $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ , el elemento es no compacto.

Si  $\lambda \leq \lambda_r$ , el elemento es esbelto.

Donde:

$\lambda$  es la relación  $bf/2tf$  para el patín y  $h/tw$  para el alma.

$$\lambda_f = 6.70 ; \lambda_w = 46.90$$

$\lambda_p$  es la esbeltez límite para elementos compactos.

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 9.15$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 90.56$$

Donde:

$E_s$  es el módulo de elasticidad del acero, para A992, es igual a 2038900 kg/cm<sup>2</sup>.

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero, para A992, es igual a 3515 kg/cm<sup>2</sup>.

$\lambda_r$  es la esbeltez límite para elementos no compactos.

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 24.08$$

$$\lambda_{rw} = 5.7 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 137.28$$

Clasificación de la sección transversal					
Patín			Alma		
$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
6.70	9.15	24.08	46.90	90.56	137.28

<b>Conclusión</b>	<b>Compacto</b>	<b>Conclusión</b>	<b>Compacto</b>
-------------------	-----------------	-------------------	-----------------

Conclusión de la sección	
<b>Sección compacta</b>	<b>Si</b>

Tabla 6: Clasificación de la viga

En este caso, se cumple que los patines y el alma son compactos, por lo que se concluye que la sección W21X62 es compacta. AISC define los siguientes estados límite a comprobar de acuerdo al tipo de sección:

Casos de revisión según clasificación de la sección			
<b>Sección compacta</b>	<b>Patín no compacto y alma compacta</b>		<b>Alma esbelta</b>
Pandeo lateral torsional	Pandeo lateral torsional		Fluencia patín a compresión
	Pandeo local del patín a compresión		Fluencia patín a tensión
			Pandeo lateral torsional
<b>Alma no compacta</b>	<b>Patín esbelto y alma compacta</b>		Pandeo local patín a compresión
Fluencia patín a compresión	Pandeo lateral torsional		
Fluencia patín a tensión	Pandeo local patín a compresión		
Pandeo lateral torsional			
Pandeo local patín a compresión			

Figura 22: Estados límite según tipo de sección

Al tener una sección compacta, solo corresponde analizar el pandeo lateral torsional, el cual depende de los siguientes parámetros:

Si  $L_b \leq L_p$ , no existe pandeo lateral torsional, solo se evalúa el estado límite de fluencia, donde el momento nominal de la sección es:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Si  $L_p \leq L_b \leq L_r$ , existe pandeo lateral torsional inelástico, por lo que el momento nominal de la sección es:

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

Donde:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C}$$

$M_{max}$  es el momento máximo en la sección,  $M_A$  es el momento en el primer cuarto de la longitud de la sección,  $M_B$  es el momento en la mitad de la sección y  $M_C$  es el momento en tres cuartos de la longitud de la sección.

Si  $L_b > L_r$ , existe pandeo lateral torsional elástico, por lo que el momento nominal de la sección es:

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{(C_b * \pi^2 * E)}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_x * h_o} * \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}$$

$L_b$  es la longitud no arriostrada de la viga contra desplazamiento lateral o torsión de la sección transversal. Como se puede observar en la Figura 16, la viga en análisis tiene una longitud no arriostrada de 1.80 metros, por lo que  $L_b = 180$  cm

$$L_b = 180 \text{ cm}$$

$L_p$  es la longitud límite no arriostrada para el estado límite de fluencia y se calcula como:

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 190.6 \text{ cm}$$

$L_r$  es la longitud límite no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional y se calcula como:

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}} = 552.7 \text{ cm}$$

En este caso, se cumple que:

$$L_b < L_p$$

Por lo tanto, no existe pandeo lateral torsional y la resistencia nominal a flexión se calcula con la expresión de momento plástico, añadiendo el factor de reducción de resistencia igual a 0.9 para flexión.

$$\Phi M_n = 0.9 * F_y * Z_x = 74650 \text{ kg} * \text{m}$$

<b>Resistencia a flexión</b>	74650	kg*m	
<b>Demanda</b>	24487	kg*m	
<b>Sección cumple resistencia a flexión</b>			

Tabla 7: Conclusión del diseño a flexión

### Resistencia al corte

La resistencia nominal al corte se define como:

$$\Phi V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

Donde:

$A_w$  corresponde al área del alma,  $d * t_w$ .

El valor de  $C_{v1}$  depende de las propiedades geométricas del elemento:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_{v1} = 1$$

$$\frac{h}{t_w} = 46.9$$

$$2.24 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.95$$

La inecuación se cumple, por lo tanto  $C_{v1} = 1$

La resistencia nominal al corte del elemento será:

$$\Phi V_n = 114294 \text{ kg}$$

La demanda se encuentra en la misma viga, Eje A 2-3 con un valor de 18601 kg.

<b>Sección laminada, sin rigidizadores</b>		
<b>cv1</b>	1	
<b>Φv</b>	1	
<b>ΦVn</b>	114294	kg
<b>Demanda</b>	18601	kg
<b>Sección cumple resistencia corte</b>		

Tabla 8: Conclusión de resistencia al corte

### Resistencia a compresión de columnas

Para el caso de las columnas, es necesario definir si la sección seleccionada clasifica como esbelta o no esbelta. Para considerar que la sección es esbelta es necesario que tanto el patín como el alma lo sean, caso contrario la sección será no esbelta.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 2.15$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 12.10$$

Si  $\lambda \leq \lambda_r$ , el elemento es no esbelto.

$$\lambda_{rf} = 0.56 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 13.49$$

$$\lambda_{rw} = 1.49 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 35.89$$

Si  $\lambda > \lambda_r$ , el elemento es esbelto.

El detalle de las dimensiones de la sección W27x539 se muestra a continuación:

<b>Dimensiones para columna</b>		
<b>Dimensión</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>
<b>Perfil</b>	W27X539	-
<b>A</b>	1025.80	cm <sup>2</sup>
<b>d</b>	82.55	cm
<b>tw</b>	5.00	cm
<b>bf</b>	38.86	cm
<b>tf</b>	8.99	cm
<b>bf/(2tf)</b>	2.15	-
<b>h/tw</b>	12.10	-
<b>I<sub>x</sub></b>	1065552.45	cm <sup>4</sup>
<b>S<sub>x</sub></b>	25727.69	cm <sup>3</sup>
<b>r<sub>x</sub></b>	32.26	cm
<b>Z<sub>x</sub></b>	30971.55	cm <sup>3</sup>
<b>I<sub>y</sub></b>	87824.83	cm <sup>4</sup>
<b>S<sub>y</sub></b>	4539.22	cm <sup>3</sup>
<b>r<sub>y</sub></b>	9.27	cm
<b>Z<sub>y</sub></b>	7161.15	cm <sup>3</sup>
<b>r<sub>ts</sub></b>	11.20	cm
<b>h<sub>o</sub></b>	73.66	cm
<b>J</b>	20645.08	cm <sup>4</sup>
<b>cw</b>	118961388.88	cm <sup>6</sup>
<b>h</b>	60.55	cm

Tabla 9: Dimensiones para perfil W27X539

De allí se concluye que

$$\lambda_f < \lambda_{rf}$$

$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

Por lo tanto, la sección W227X539 es no esbelta.

Clasificación de la sección transversal			
Patín		Alma	
$\lambda$	$\lambda_r$	$\lambda$	$\lambda_r$
2.15	13.49	12.10	35.89
<b>Conclusión</b>		<b>Conclusión</b>	
No esbelto		No esbelto	
Conclusión de la sección			
Sección no esbelta			Si

Tabla 10: Clasificación de la columna a compresión

Para calcular la tensión crítica de pandeo es necesario determinar si la esbeltez de la columna es superior a la esbeltez límite:

Si:

$$\lambda_{lim} < \lambda_{col} \rightarrow \text{Pandeo inelástico}$$

$$\lambda_{lim} > \lambda_{col} \rightarrow \text{Pandeo elástico}$$

Donde:

$$\lambda_{col} = \frac{k * L}{r_y} = 25.89$$

TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, $K$						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical $K$ value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code						

Figura 23: Factores de longitud efectiva  
Fuente: AISC 360-16

$L$  es la longitud no arriostrada de la columna que corresponde a la altura de entrepiso, 300 cm.

$k$  es el factor de longitud efectiva que depende de la condición de apoyo de la columna, definido en la Tabla C-A-7.1 de AISC 360. Para este caso corresponde la figura (b), por lo tanto  $k = 0.8$

$$\lambda_{lim} = 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.44$$

Por lo tanto,

$$\lambda_{lim} < \lambda_{col} \rightarrow \text{Pandeo inelástico}$$

En el caso de pandeo inelástico, la tensión crítica de pandeo se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} * F_y = 3346.94 \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r_y}\right)^2} = 30028.00 \frac{kg}{cm^2}$$

Con esta información, se puede calcular la resistencia de diseño a compresión:

$$\Phi P_n = \Phi * F_{cr} * A_g = 3089971 \text{ kg}$$

La demanda se obtiene del modelo en la columna de los ejes M-2 del primer piso, con un valor de 1791000 kg:

<b>P<sub>u</sub> Force (tonf)</b>
1790.4669

Figura 24: Carga axial para columna M-2 primer piso



Sección no esbelta		
<b>Pandeo inelástico</b>		
<b>Ag (cm<sup>2</sup>)</b>	1025.80	
<b>Fe (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	30028.00	
<b>Fcr (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	3346.94	
<b>Resistencia</b>	3089971	kg
<b>Demanda</b>	1791000	kg
<b>Sección cumple resistencia a compresión</b>		

Tabla 11: Conclusión del diseño a compresión

Se comprueba que

$$\Phi P_n > P_u$$

Por lo tanto, la sección es adecuada.

### Resistencia a flexión de columnas

Se calcula de la misma manera que la resistencia a flexión en vigas, solo se debe tomar en cuenta que existirán momentos en el eje fuerte y el eje débil de cada columna y utilizar las propiedades geométricas de la sección en el eje de análisis. Se clasifica el tipo de sección y se definen los estados límites a verificar.

Clasificación de la sección transversal					
Patín			Alma		
$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
2.15	9.15	24.08	12.10	90.56	137.28
<b>Conclusión</b>	<b>Compacto</b>		<b>Conclusión</b>	<b>Compacto</b>	
Conclusión de la sección					
<b>Sección compacta</b>					<b>Si</b>

Tabla 12: Clasificación de la columna a flexión

Al ser una sección compacta, se verifica la resistencia al estado límite de pandeo lateral torsional, con una longitud no arriostrada de 3 metros.

### Eje fuerte

La demanda en el eje fuerte es de 74663 kg\*m.

<b>Lp (cm)</b>	392.98
<b>Lr (cm)</b>	2698.71
<b>Conclusion</b> <b>No hay PLT</b>	

Tabla 13: Estado límite para sección compacta

<b>Para Lb&lt;Lp No hay PLT</b>		
<b>Mn</b>	1088650.02	kg*m
<b>ΦMn</b>	979785.01	kg*m
<b>Resistencia por PLT</b>		979785    kg*m
<b>Demanda</b>		74663    kg*m
<b>Sección cumple resistencia a PLT</b>		

Tabla 14: Conclusión del diseño a flexión en eje fuerte

### Eje débil

La demanda en el eje débil es de 74897 kg\*m.

<b>Lp (cm)</b>	392.98
<b>Lr (cm)</b>	6362.63
<b>Conclusion</b> <b>No hay PLT</b>	

Tabla 15: Estado límite para sección compacta

<b>Para Lb&lt;Lp No hay PLT</b>		
<b>Mn</b>	251714.32	kg*m
<b>ΦMn</b>	226542.88	kg*m
<b>Resistencia por PLT</b>		226543    kg*m
<b>Demanda</b>		74897    kg*m
<b>Sección cumple resistencia a PLT</b>		

Tabla 16: Conclusión del diseño a flexión en eje débil

## Solicitaciones y capacidad

En la siguiente tabla se muestran las solicitaciones y capacidades de las secciones utilizadas en el diseño:

Solicitaciones		Perfil	
		Viga W21X62	Columna W27X539
Carga axial [kg]	<b>Demanda</b>	-	1791000
	<b>Capacidad</b>	-	3089971
Momento eje fuerte [kg*m]	<b>Demanda</b>	24487	74663
	<b>Capacidad</b>	74650	979785
Momento eje débil [kg*m]	<b>Demanda</b>	-	74897
	<b>Capacidad</b>	-	226543
Cortante [kg]	<b>Demanda</b>	18601	-
	<b>Capacidad</b>	114294	-

Tabla 17: Demandas y capacidades de secciones usadas

## Ecuaciones de interacción

Debido a que la columna está sometida a carga axial y momento biaxial, se determinan ecuaciones de interacción para definir si la resistencia es adecuada:

- Para carga axial alta:

$$\frac{P_u}{\Phi P_N} \geq 0.2$$

La ecuación que se debe satisfacer es:

$$\frac{P_u}{\Phi P_N} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{Ux}}{\Phi M_{Nx}} + \frac{M_{Uy}}{\Phi M_{Ny}} \right) < 1.00$$

Donde:

$M_{Ux}$  es el momento último en el eje fuerte de la columna.

$M_{Uy}$  es el momento último en el eje débil de la columna.

$\Phi M_{Nx}$  es el momento nominal en el eje fuerte de la columna.

$\Phi M_{Ny}$  es el momento nominal en el eje débil de la columna.

- Para carga axial baja:

$$\frac{P_u}{\Phi P_N} < 0.2$$

La ecuación que se debe satisfacer es:

$$\frac{P_u}{2 * \Phi P_N} + \left( \frac{M_{Ux}}{\Phi M_{Nx}} + \frac{M_{Uy}}{\Phi M_{Ny}} \right) < 1.00$$

A partir de la información de la Tabla 17, se determina que la sección es adecuada, con una relación resistencia requerida/resistencia nominal de 0.94.

<b>Pu/ΦPn</b>	0.57961711
---------------	------------

<b>Carga axial alta</b>	0.94122757
-------------------------	------------

Tabla 18: Conclusión ecuación de interacción

### Diseño de conexión

El diseño de una conexión RBS está sujeto a las exigencias de AISC 358, de tal forma que se cumplan los requerimientos para el panel de conexión y para la relación de momentos columna-viga.

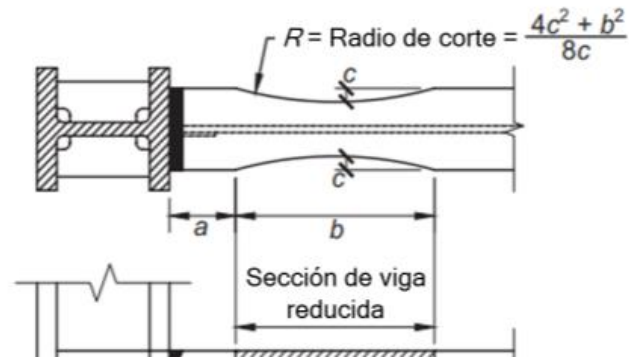
AISC propone limitaciones para la viga y columna, para asegurar que son aptas para su uso en el diseño de la conexión:

- Limitaciones de viga:
  - El peralte debe ser menor a 92 cm.
  - El espesor máximo del patín es de 4.4 cm.
  - La relación entre luz libre y peralte de la viga debe ser mayor a 5.
  - El patín debe ser compacto.
- Limitaciones de columna:
  - El peralte debe ser menor a 92 cm.

Limitaciones de viga		Verificación
Peralte máximo [cm]	92	Cumple
Espesor máximo de patín [cm]	4.4	Cumple
Razon entre luz libre y peralte	7	Cumple
Relación bf/2tf	9.15	Cumple

Limitaciones de columna		Verificación
Peralte máximo [cm]	92	Cumple

Tabla 19: Verificación de limitaciones para conexión RBS

Figura 2521: Esquema para conexión RBS  
Fuente: AISC 358

Los valores de  $a$ ,  $b$  y  $c$  se escogen para que estén entre los límites establecidos por AISC, como se muestra en la siguiente tabla:

Dimensiones RBS				
<b>0.5bf</b>	<=	<b>a [cm]</b>	<=	<b>0.75bf</b>
10.4648		15		15.6972
<b>0.65d</b>	<=	<b>b [cm]</b>	<=	<b>0.85d</b>
34.671		45		45.339
<b>0.1bf</b>	<=	<b>c [cm]</b>	<=	<b>0.25bf</b>
2.09296		5		5.2324

Tabla 20: Dimensiones para conexión RBS

El radio de curvatura del corte será:

$$R = \frac{(4c^2 + b^2)}{8c} = 53 \text{ cm}$$

Con esta geometría, la rótula plástica se encontrará en

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Por lo que la distancia libre entre las rótulas plásticas se utilizará para determinar las fuerzas para el análisis de la conexión, en una viga con un vano de 5.1 metros.

$$L_h = L - d_c - 2 * S_h = 352.5 \text{ cm}$$

### Análisis de sección de viga reducida

Se determina el módulo de sección plástico para la sección de viga reducida:

$$Z_{RBS} = Z_x * 2 * c * t_{bf} * (d - t_{bf}) = 1551 \text{ cm}^3$$

El momento plástico probable en la sección será:

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{RBS} = 68961 \text{ kg} * m$$

Donde  $C_{pr}$  es un factor que toma en cuenta la resistencia última de la conexión, incluyendo el endurecimiento por tensión, entre otras condiciones de conexión:

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

$$C_{pr} = \frac{(3515 + 4570)}{2 * 3515} = 1.15 \therefore OK$$

Se calcula el corte en el centro de cada sección reducida:

$$V_{pr} = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} = 39132 \text{ kg}$$

$$V_{RBS} = V_{pr} + V_p = 51987 \text{ kg} ; V'_{RBS} = V_{pr} - V_p = 26277 \text{ kg}$$

$$V_p = V_{diseño} * \frac{L_h}{L} = 12855 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el momento máximo probable en la cara de la columna será el mayor de:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} * S_h = 78815 \text{ kg} * m$$

$$M_f' = M_{pr} + V'_{RBS} * S_h = 72255 \text{ kg} * m$$

Este valor es comparado con el momento plástico esperado en la viga:

$$\Phi M_{pc} = 0.9 * Z_b * R_y * F_y = 82115 \text{ kg}$$

$$\Phi M_{pc} > M_f \therefore OK$$

La resistencia al corte requerida es:

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{diseño} = 57733 \text{ kg} ; \Phi V_n = 114294 \text{ kg}$$

Este valor se compara con la resistencia al corte calculada en secciones anteriores:

$$\Phi V_n > V_u \therefore OK$$

Para la conexión viga – columna se debe revisar si es necesario el uso de placas de continuidad:

AISC establece que necesitan placas de continuidad si:

$$\frac{b_f}{6} \geq 3.25 \text{ cm}$$

Para la sección propuesta,

$$\frac{b_f}{6} = 3.198 \text{ cm} < 3.25 \text{ cm} \therefore \text{no se requieren placas de continuidad}$$

### Análisis de panel

La resistencia de la zona del panel se calcula utilizando el código AISC 341 en su sección E3.6e. El corte se obtiene proyectando los momentos esperados en las rótulas plásticas de la viga hacia la cara de la columna.

$$V_c = \frac{\sum M_f}{h_b + h_t} = 50357 \text{ kg}$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b - t_{bf}} - V_c = 241409 \text{ kg}$$

$$\Phi R_y = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left( 1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w} \right) = 1243838 \text{ kg}$$

$$R_u < \Phi R_y \therefore \text{no necesita placas de continuidad}$$

### Momentos viga-columna

Similar al análisis de panel, el momento probable en la sección RBS se proyecta hacia la línea central de la viga, multiplicando el corte de la columna por la distancia desde el patín de la viga hasta la línea central.

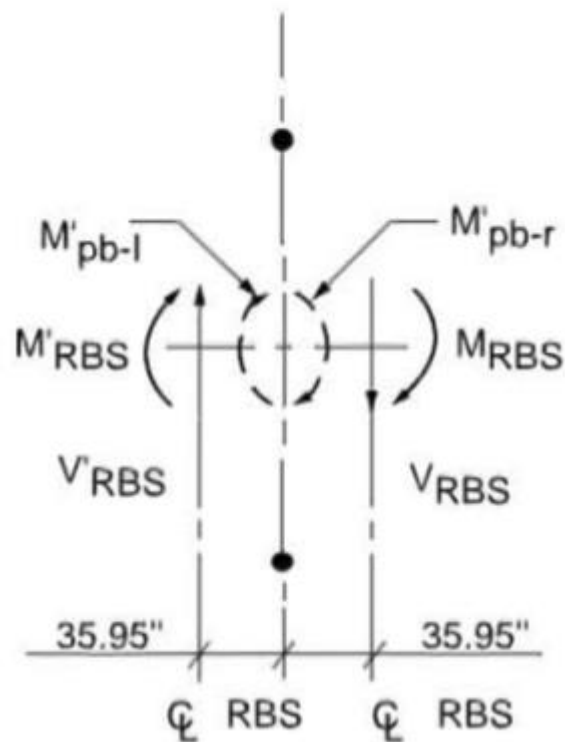


Figura 26: Diagrama de cuerpo libre para sección viga - columna

$$M_{pb-l}^* = M_{pr} + V'_{RBS} * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) = 89661 \text{ kg} * m$$

$$M_{pb-r}^* = M_{pr} + V_{RBS} * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) = 109914 \text{ kg} * m$$

$$\sum M_{pb}^* = 199575 \text{ kg} * m$$

$$M_{pc} = Z_c * \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) = 547903 \text{ kg} * m$$

$$\sum M_{pc}^* = 2 * M_{pc} * \left( \frac{H}{H - d_b} \right) = 1126458 \text{ kg} * m$$



Para determinar que las secciones permiten tener una conexión que cumpla con el requerimiento de columna fuerte – viga débil, sin incluir arriostramiento lateral para columnas, se debe cumplir la siguiente relación:

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

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 5.64 \therefore \text{la conexión es adecuada}$$

### Verificación del diseño

Finalmente, con el uso de ETABS se verifican las relaciones demanda/capacidad para los miembros estructurales de los pórticos diseñados:

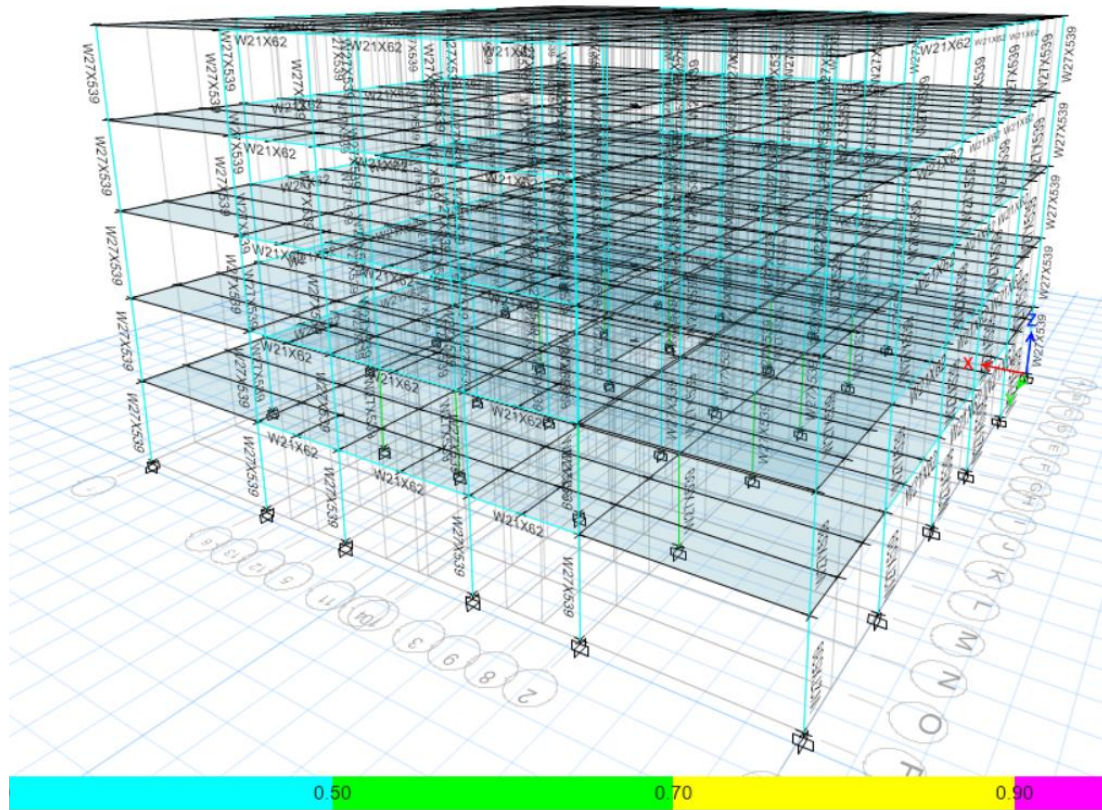


Figura 27: Demanda/Capacidad para miembros estructurales

En las columnas interiores se tiene una relación demanda/capacidad máxima de 0.60, por lo que el diseño desarrollado es adecuado.

## CONCLUSIONES

Debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica es necesario recalcar la importancia de aplicar todos los requerimientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción según el tipo de estructura a construir, para asegurar un diseño que se comporte de manera adecuada frente a un sismo, previniendo el colapso para eventos de gran magnitud y dando señales de alerta a sus ocupantes para prevenir desastres como los ocurridos en el sismo de Pedernales en 2016.

Un diseño estructural con pórticos resistentes a momento proporciona un comportamiento dúctil y estable frente a sismos de mediana magnitud y una falla en las rótulas plásticas de las vigas en sismos de gran magnitud, adaptándose a la filosofía de diseño de la norma, al prevenir el colapso de la estructura.

El diseño elaborado en este trabajo cumple con los estándares de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Diseño Sismo Resistente y Cargas No Sísmicas, con derivas de piso menores al 2% frente al sismo de diseño para la ubicación de la estructura; también cumple los requisitos de AISC para miembros a flexión, compresión, flexocompresión, corte y conexión RBS.

Se recomienda el análisis y diseño estructural con otros sistemas como marcos concéntricos, muros estructurales, marcos excéntricos, etc., para determinar la mejor opción en términos de seguridad, tomando en cuenta que muchas edificaciones presentan irregularidades en planta o elevación por su geometría.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brown, G., Hawkesworth, C., Wilson, C., & Wilson, R. C. L. (1992). *Understanding the Earth*. CUP Archive.
- Hamburger, R., & Malley, J. (2016). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames. A Guide for Practicing Engineers*. National Institute of Standards and Technology.  
<https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/gcr/2016/NIST.GCR.16-917-41.pdf>
- Iturralde, M. (2009). Tectónica de Placas. *Geología de Cuba para todos*.
- Manzanilla, L. R., Juaristi, E., Fucugauchi, J., Sierra, M., Rodríguez, L., Pavlath, A., Tamayo, R., Araujo, A., Palomo, A., Mora, M., & Perez-Cruz, L. (2015). *Juaristi, Eusebio y Linda R. Manzanilla (eds.) La química. El funcionamiento del universo, los seres vivos y las actividades humanas, El Colegio Nacional*.
- McCann, W. R., Nishenko, S. P., Sykes, L. R., & Krause, J. (1979). Seismic Gaps and Plate Tectonics: Seismic Potential for Major Boundaries. En M. Wyss (Ed.), *Earthquake Prediction and Seismicity Patterns* (pp. 1082–1147). Birkhäuser.  
[https://doi.org/10.1007/978-3-0348-6430-5\\_2](https://doi.org/10.1007/978-3-0348-6430-5_2)
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción—Diseño Sismo Resistente*.
- Santibáñez, I. (2021, mayo 24). *Fallas corticales en los Andes chilenos y su potencial sismogénico*. <https://www.youtube.com/watch?v=FauWmCeJO0w>
- SEAOC. (2020). *2018 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual. Volume 4. Examples for Steel-Framed Buildings*.
- Telégrafo, E. (2019, marzo 22). *Quito tiene un registro de sismos desde 1587*. El Telégrafo.  
<https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/quito/1/quito-sismos-institutogeofisicodelaescuelapolitecnicanacional>

Yepes, H. (2014). *Breve reseña de los sismos provenientes de la falla geológica de Quito que han afectado a la Capital—Instituto Geofísico—EPN.*

<https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/898-breve-rese%C3%B1a-de-los-sismos-provenientes-de-la-falla-geol%C3%B3gica-de-quito-que-han-afectado-a-la-capital>