

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Análisis y Diseño Sismorresistente en acero de un edificio de
viviendas tipo familiar de 5 pisos**

Alexis Gabriel Hidalgo Guilcapi

Ingeniería Civil

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

Quito, 03 de mayo de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

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

**Análisis y Diseño Sismorresistente en acero de un edificio de
viviendas tipo familiar de 5 pisos**

Alexis Gabriel Hidalgo Guilcapi

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD.

Quito, 03 de mayo 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: Alexis Gabriel Hidalgo Guilcapi

Código: 00132250

Cédula de identidad: 1724023401

Lugar y fecha: Quito, 03 de mayo 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UNPUBLISHED DOCUMENT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

El Ecuador al ser un país sísmico requiere que las estructuras y edificaciones cumplan con parámetros y estándares mínimos establecidos en normativas nacionales e internacionales enfocadas en el análisis y diseño sismorresistente. Para ello, se debe emplear materiales que cumplan estos requisitos, uno de ellos es el acero estructural. El acero es un material común en el entorno de la construcción y debido a sus propiedades y características, es un material con alta demanda para edificaciones.

El presente trabajo trata sobre el análisis y diseño sismorresistente en acero de un edificio de viviendas tipo familiar de 5 pisos ubicado en la ciudad de Quito. El análisis del edificio se desarrolla conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el diseño conforme a las normativas de provisiones sísmicas para edificios de acero estructural y de conexiones precalificadas para pórticos especiales resistentes a momento del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC).

Palabras clave: acero, diseño, conexión precalificada, pórticos especiales, edificio.

ABSTRACT

Ecuador, being a seismic country, requires that structures and buildings comply with minimum parameters and standards established in national and international regulations focused on earthquake-resistant analysis and design. For this, materials that meet these requirements must be used, one of them is structural steel. Steel is a common material in the construction environment and due to its properties and characteristics, it is a material in high demand for buildings.

This paper deals with the analysis and earthquake-resistant design in steel of a 5-story family-type residential building located in the city of Quito. The analysis of the building is developed in accordance with the Ecuadorian Construction Standard and the design in accordance with the regulations of seismic provisions for structural steel buildings and prequalified connections for special moment resistant frames of the American Institute of Steel Construction (AISC).

Key words: steel, design, prequalified connection, special frames, building.

TABLA DE CONTENIDO

1. Introducción	11
1.1 Antecedentes	11
1.2 Justificación	13
1.3 Descripción del Proyecto	14
1.4 Filosofía de Diseño	14
1.4.1 Diseño por Capacidad	15
2. Desarrollo del Tema.....	16
2.1 Descripción de la estructura	16
2.2 Materiales.....	16
2.3 Cargas	17
2.3.1 Carga Permanente	17
2.3.2 Carga Viva	17
2.3.3 Carga Sísmica	17
2.4 Combinaciones de Cargas.....	21
2.5 Diseño Sistema Sismorresistente	21
2.5.1 Diseño Columna HSS SMF	22
2.5.2 Diseño Viga W SMF.....	24
2.5.3 Diseño Conexión WUF-W.....	27
2.5.4 Diseño Placa de Anclaje	33
2.6 Diseño Sistema a Gravedad	41
2.6.1 Diseño Columna HSS a Gravedad.....	41
2.6.2 Diseño Viga W a Gravedad	43
2.6.3 Diseño Conexión Simple Viga - Columna	45
2.7 Análisis de Resultados	47
2.7.1 Cortante Basal.....	47
2.7.2 Deriva de Piso.....	49
2.7.3 Irregularidad Torsional	51
2.7.4 Piso Flexible	52
3. Conclusiones	53
4. Referencias Bibliográficas.....	54
Anexo A: Modelado 3D Edificio de 5 Pisos.....	55
Anexo B: Resistencias de Pernos a Tensión y Corte.....	56

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Materiales utilizados en el proyecto	16
Tabla 2. Componentes de sobre carga	17
Tabla 3. Coeficientes para tipo de suelo C	19
Tabla 4. Espectro elástico de diseño	20
Tabla 5. Combinaciones de carga	21
Tabla 6. Perfil HSS seleccionado.....	23
Tabla 7. Verificación requisito AISC 341-16 Columna HSS	23
Tabla 8. Verificación requisito AISC 360-16 Columna HSS	24
Tabla 8. Perfil W seleccionado	25
Tabla 9. Verificación requisito AISC 341-16 Viga W	25
Tabla 10. Verificación requisito AISC 360-16 Viga W	26
Tabla 11. Verificación limitaciones conexión WUF-W	27
Tabla 12. Momento probable en viga	29
Tabla 13. Sumatoria momentos en viga.....	29
Tabla 14. Sumatoria momentos en columna.....	30
Tabla 15. Cortante zona panel de columna.....	31
Tabla 16. Requerimiento de placas dobles	32
Tabla 17. Requerimiento de placa de continuidad.....	32
Tabla 18. Propiedades y elementos de placa de anclaje	34
Tabla 19. Resistencias requeridas placa de anclaje	34
Tabla 20. Dimensiones iniciales de placa base	35
Tabla 21. Verificación de base adecuada de placa base	36
Tabla 22. Verificación de tensión en barras de anclaje	37
Tabla 23. Fluencia de placa por tensión y soporte.....	37
Tabla 24. Verificación de resistencia a la compresión de placa base	38
Tabla 25. Verificación resistencia a corte en placa base y barras de anclaje.....	40
Tabla 26. Estabilidad global columna a gravedad	41
Tabla 27. Estabilidad local columna a gravedad	42
Tabla 28. Propiedades del perfil viga w a gravedad	43
Tabla 29. Clasificación de la sección viga a gravedad	44
Tabla 30. Resistencia de diseño viga W	44
Tabla 30. Verificación conexión simple	45
Tabla 31. Chequeo de resistencia según <i>Steel Construction Manual</i>	46

Tabla 32. Cortante Basal y método 1 de Periodo de Vibración.....	47
Tabla 33. Método 2 de Periodo de Vibración	48
Tabla 34. Método dinámico	48
Tabla 35. Derivas máximas de carga sísmica estática	49
Tabla 36. Derivas máximas de carga sísmica dinámica	49
Tabla 37. Comprobación Irregularidad torsional.....	51
Tabla 38. Comprobación piso flexible.....	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placas rígidas que constituyen la superficie externa de la Tierra	11
Figura 2. Tipos de borde en placas tectónicas	12
Figura 3. Pórtico especial resistente a momento y rótulas plásticas	15
Figura 4. Ubicación del proyecto utilizando Google Maps	16
Figura 5. Mapa de zonificación sísmica en Ecuador	18
Figura 6. Caracterización del tipo de suelo en Quito.....	19
Figura 7. Espectro sísmico de diseño.....	21
Figura 8. Sistema a gravedad y sismorresistente	22
Figura 9. Conexión a momento WUF-W.....	27
Figura 10. Fuerzas actuantes en la zona panel.....	30
Figura 11. Componentes de la placa de anclaje	33
Figura 12. Placa de anclaje con presencia de grandes momentos.....	33
Figura 13. Diseño placa base y barras de anclaje	39
Figura 14. Cono de ruptura en el hormigón causado por una barra de anclaje.....	39
Figura 15. Esquema conexión viga - columna.....	45
Figura 16. Derivas máximas de carga sísmica estática y dinámica ETABS	50

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Un terremoto corresponde al movimiento o vibración del suelo producido por el deslizamiento repentino de la roca en la corteza terrestre. Pueden ser producidos como resultado de la tensión que se genera en la corteza, vulcanismo que es el fenómeno de erupción de roca fundida en la superficie, deslizamientos de tierra y el colapso de cavidades naturales causadas por la erosión y cavernas (Yépez, 2018).

La tierra comprende la formación de tres capas definidas por su composición química: corteza, manto y núcleo, cada una con propiedades físicas distintas. La corteza terrestre corresponde a la capa rocosa externa, se divide en corteza oceánica, corteza continental y está asociada a la tectónica de placas que reúne los conceptos de la deriva continental y la expansión del fondo oceánico. El manto superior, junto con la corteza terrestre se comportan como una capa rígida y fuerte, conocida como la litosfera, que está rota en fragmentos denominados placas. (Tarbuck & Lutgens, 2005). La siguiente figura muestra las siete placas principales, estas se mueven unas con respecto a las otras y cambian continuamente de forma y de tamaño.

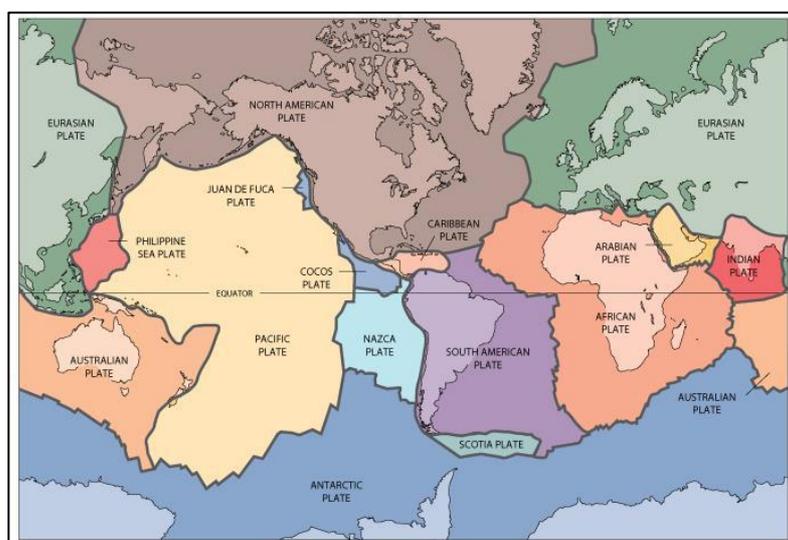


Figura 1. Placas rígidas que constituyen la superficie externa de la Tierra

Las placas litosféricas se mueven en relación con las otras placas como unidades coherentes, las interacciones entre las placas individuales se producen principalmente a lo largo de sus bordes. Las placas tienen 3 tipos distintos de bordes que se diferencian por el diferente tipo de movimiento que generan.

- Borde Divergente: Se da cuando dos placas se separan lo que ocasiona que el material del manto ascienda para que se forme un nuevo suelo oceánico.
- Borde Convergente: Se da cuando dos placas se juntan provocando un descenso y que una placa superponga a la otra. Esto genera un sistema montañoso
- Borde de Falla Transformante: Se da cuando dos placas se desplazan lateralmente una con respecto a la otra.

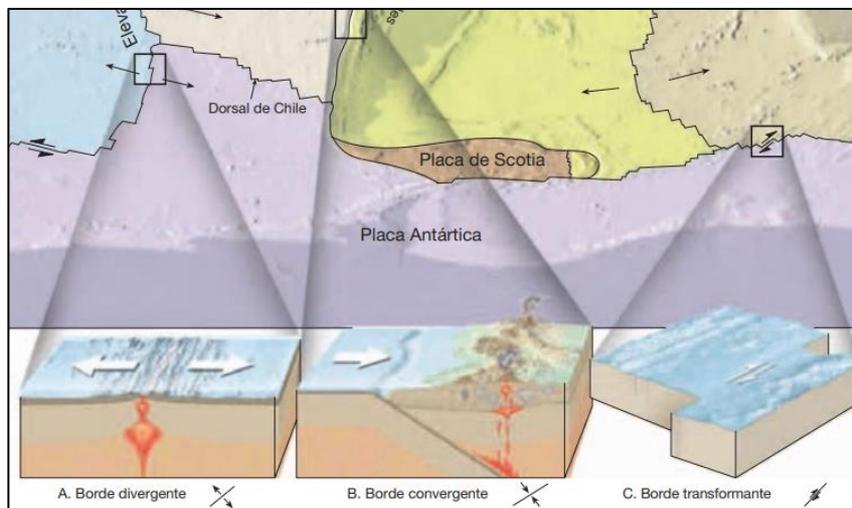


Figura 2. Tipos de borde en placas tectónicas

Nota: Adaptado de Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física (p. 53), de Tarbuck & Lutgens, 2005, Pearson Educación S.A.

El Ecuador se encuentra atravesado por una gran falla geológica, producto de la subducción (convergencia) de la placa tectónica de Nazca con la placa tectónica de Sudamérica. La interacción entre estas placas hace que se genere una gran cantidad de energía.

Debido a esto, los lugares donde se encuentren fallas litosféricas en el Ecuador tienen una alta probabilidad de que se produzcan movimientos telúricos y estén en constante actividad sísmica para que pueda ser disipada esa energía acumulada.

1.2 Justificación

En la ciudad de Quito tiene un alto grado de amenaza sísmica. La ciudad ha experimentado, cada 50 años en promedio, daños causados por terremotos tanto en partes cercanas a la ciudad como otros más lejanos. (Yépez, 2018). Existe múltiples fallas litosféricas que son de tipo convergente e inversa. A este grupo de fallas se las conoce como la Falla de Quito. La interacción que existe entre placas hace que exista una gran acumulación de energía. Sin embargo, la probabilidad de un terremoto de gran magnitud es mínima.

La importancia que significa el tratamiento de la peligrosidad sísmica de la ciudad de Quito hace que las estructuras y edificaciones que se construyan tengan que ser reguladas por un ente rector, en este caso la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC. La NEC establece regulaciones para un diseño estándar en hormigón armado o acero, como también presenta regulaciones para un diseño sismorresistente, el cual acoge normas y parámetros internacionales como el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) para edificaciones de acero.

El presente trabajo, situado en la ciudad de Quito, presenta el análisis y diseño sismorresistente en acero de un edificio de viviendas tipo familiar de 4 pisos siguiendo los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) y cumpliendo con las exigencias de cada uno de ellos para obtener un resultado óptimo y eficiente.

1.3 Descripción del Proyecto

El proyecto consiste en el análisis y diseño sismorresistente en acero de un edificio de viviendas tipo familiar de 4 pisos a partir de un diseño arquitectónico previamente realizado. Se presentan los principios básicos para relacionar las fuerzas sísmicas de diseño y las correspondientes demandas dúctiles en estructuras de acero como también la utilización de pórticos especiales resistentes a momento.

Se incluye el diseño de miembros estructurales como vigas y columnas tanto para el sistema a gravedad como el sistema sismorresistente. Además, el diseño de una conexión precalificada para el sistema sismorresistente y el diseño de la placa de anclaje según las normas listadas a continuación:

- AISC 360-16
- AISC 341-16
- AISC 358-16
- Manual de Diseño Estructural/ Sísmico

Se realiza las verificaciones de limitaciones para cada uno de los elementos estructurales en acero. Por último, se realiza el análisis sísmico establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en donde se presentan los requerimientos y metodologías que se deben aplicar para la toma de decisiones para el diseño definitivo de acuerdo con dos criterios, análisis estático y análisis dinámico.

1.4 Filosofía de Diseño

La necesidad de tener un enfoque evidente para un diseño sismorresistente de estructuras de acero va más allá de la ductilidad inherente del material ya que por sí sola no proporciona el rendimiento final deseado. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011). Hoy en día, la supervivencia a un evento sísmico en las edificaciones depende principalmente de la

capacidad del sistema estructural para disipar energía mientras sufre grandes deformaciones inelásticas. El diseño de ductilidad y el diseño de capacidad son dos conceptos clave en el diseño sísmico.

1.4.1 Diseño por Capacidad

Este tipo de diseño define que elemento estructural fluye y que elemento estructural se protege para controlar el modo de falla en el sistema estructural. Se espera una deformación en el edificio debido al sismo de diseño NEC de la siguiente manera.

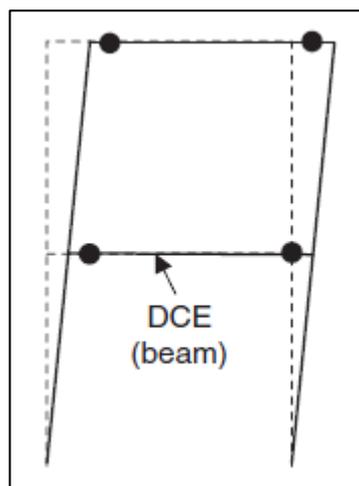


Figura 3. Pórtico especial resistente a momento y rótulas plásticas

Nota: Adaptado de Ductile Design of Steel Structures (p. 322), de Bruneau, Uang & Sabelli, 2011, The McGraw-Hill Companies, Inc.

El sistema estructural adaptado corresponde a pórticos especiales resistentes a momento (SMF). La disipación de energía y la forma de falla es proporcionada a través de la formación de rotulas plásticas que se generan en las vigas del edificio. Se garantiza que el edificio se desarrolle de manera dúctil. Por lo tanto, las vigas deben ser diseñadas para que proporcionen esa ductilidad. Estos miembros estructurales, para este sistema estructural, se los denomina elementos de deformación controlada (DCE) ya que es la capacidad de deformación lo que los distingue del resto de la estructura. (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011).

2. DESARROLLO DEL TEMA

2.1 Descripción de la estructura

La estructura de análisis es un edificio tipo familiar de 5 pisos en acero. Se encuentra ubicada en las calles Cieza de León y Teniente Teodoro Carrión en la ciudad de Quito, Ecuador. Coordenadas UTM: Zona 17M, 778474.3m E, 9986225,8m S. Elevación: 2827 m.

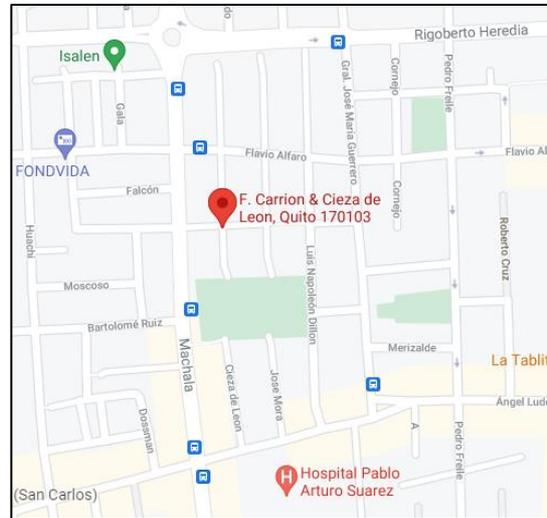


Figura 4. Ubicación del proyecto utilizando Google Maps

Mediante el programa computacional ETABS, la siguiente figura muestra la modelación y configuración de los miembros estructurales a utilizar. Se considera perfiles de vigas y columnas, deck metálico, losa colaborante y viguetas que soportan dicha losa. (Ver Anexo A)

2.2 Materiales

Tabla 1. Materiales utilizados en el proyecto

Elemento	Material	Fy	f _c
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
Columna	ASTM A500/A500M Gr. B	3210	-
Viga	ASTM A36/A36M	2530	-
Losa	ASTM A36/A36M	2530	-
Colaborante	Hormigón	-	280
Anclaje	ASTM A992/A992M	3515	
	Hormigón	-	280

2.3 Cargas

2.3.1 Carga Permanente

Este tipo de carga corresponde al peso propio de los elementos estructurales y la sobre carga impuesta descrita en la NEC-15. Para el peso propio, mediante el programa ETABS se calcula para todos los elementos del proyecto. Para la sobre carga, los componentes que la conforman son los siguientes:

Tabla 2. Componentes de sobre carga

Componente	Carga
	(kg/cm ²)
Contrapiso de hormigón simple	50
Mampostería	200

2.3.2 Carga Viva

Este tipo de carga se calculó mediante la sección NEC-15 Cargas no Sísmicas. Esta sección específica para residencias bifamiliares debe ser como mínimo 200 kg/cm². Por lo tanto, se escogió para el diseño este valor.

2.3.3 Carga Sísmica

Para este tipo de carga se va a tomar en cuenta varios parámetros y factores que estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su sección Peligro Sísmico.

2.3.3.1 Zona Sísmica

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015) “El factor de zona Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño” (p.27). Existen en total 6 zonas sísmicas en el Ecuador.

El siguiente mapa muestra la zonificación sísmica en Ecuador que provienen del resultado del estudio realizado de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años. Los valores corresponden de 0.15g que representa una caracterización de peligro sísmico

intermedia, 0.25g a 0.4g se encuentra como un alto peligro sísmico y mayor a 0.5g se caracteriza por ser de muy alto peligro sísmico.

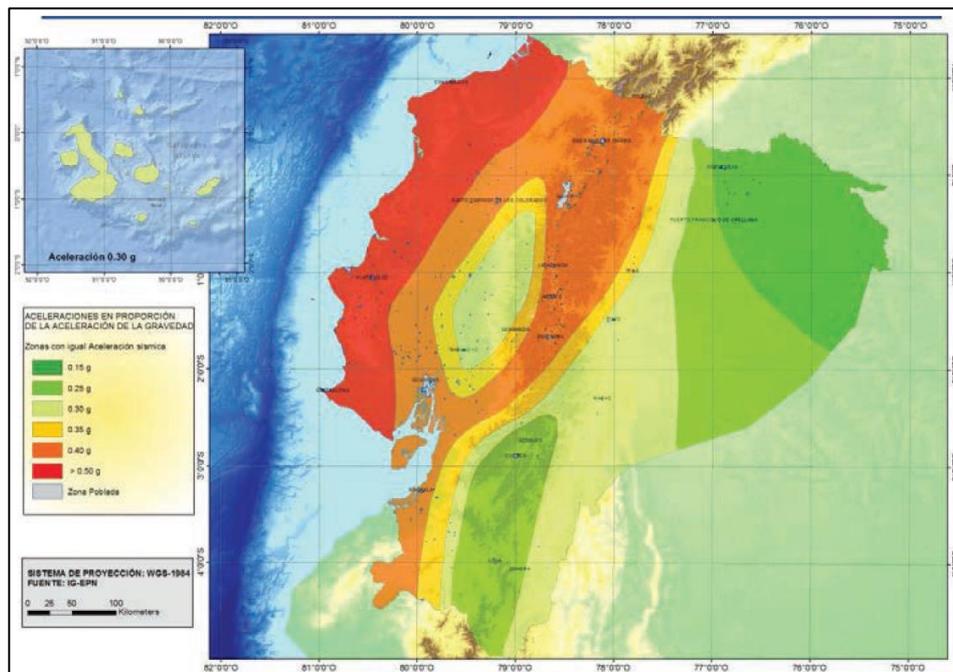


Figura 5. Mapa de zonificación sísmica en Ecuador

Nota: Adaptado de Norma Ecuatoriana de la Construcción (p.27), 2015

La zona sísmica a la que corresponde la ubicación del proyecto es Quito, Pichincha. Por lo tanto, la zona sísmica corresponde a V y el factor a utilizar es de Z igual 0.4.

2.3.3.1 Tipo de Perfil de Suelo

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece seis tipos de perfiles de suelo basados en el desempeño dinámico. El tipo de suelo para distintos sectores en la ciudad de Quito se encuentra caracterizado en función del criterio de velocidad de la onda de cortante. El sector donde se localiza el proyecto corresponde a Iñaquito y sus alrededores.

La siguiente gráfica muestra caracterizado diferentes sectores en la ciudad de Quito en donde los tipos de suelo que mayormente se encuentra debido a este criterio son los suelos tipo C y tipo D.

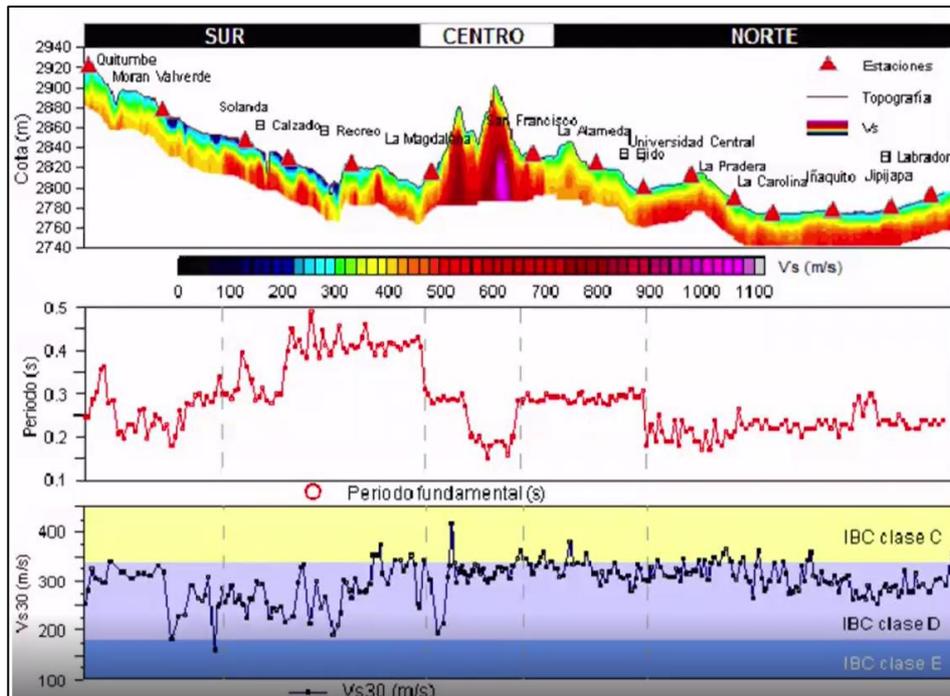


Figura 6. Caracterización del tipo de suelo en Quito

Nota: Adaptado de Ingeniería Sismorresistente, de Yépez, 2018

Por lo tanto, el tipo de suelo al que corresponde el proyecto es suelo tipo C. Además, se obtienen los coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s descritos en la NEC-15 para este tipo de suelo.

- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento en roca.
- F_s : Comportamiento no lineal de suelos.

Los valores obtenidos corresponden a los siguientes:

Tabla 3. Coeficientes para tipo de suelo C

Coeficientes de tipo de suelo	
F_a	1,20
F_d	1,11
F_s	1,11

2.3.3.1 Espectro Elástico de Diseño

El espectro elástico de aceleraciones S_a , expresado en fracción de la aceleración gravedad corresponde a las siguientes ecuaciones para calcular sus componentes horizontales de carga sísmica.

$$S_a = \eta Z F a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T \geq T_c$$

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral y el PGA para un periodo de retorno.

T_c : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.

r : Factor de ubicación geográfica del proyecto

La siguiente tabla muestra cada uno de los factores y constantes que intervienen en el cálculo del espectro elástico de diseño.

Tabla 4. Espectro elástico de diseño

n	2,48	PROVINCIAS DE LA SIERRA, ESMERALDAS Y GALÁPAGOS
r	1	
Periodo límite de vibración		
T_c	0,56	sec
Espectro de respuesta elástico		
S_a	0,85	g

El espectro sísmico inelástico o reducido corresponde al espectro de diseño dividido entre un factor de reducción R , el cual para este caso es igual a 8 por ser una estructura en acero.

Con todos los valores definidos en los apartados anteriores, se obtiene el siguiente espectro sísmico de diseño.

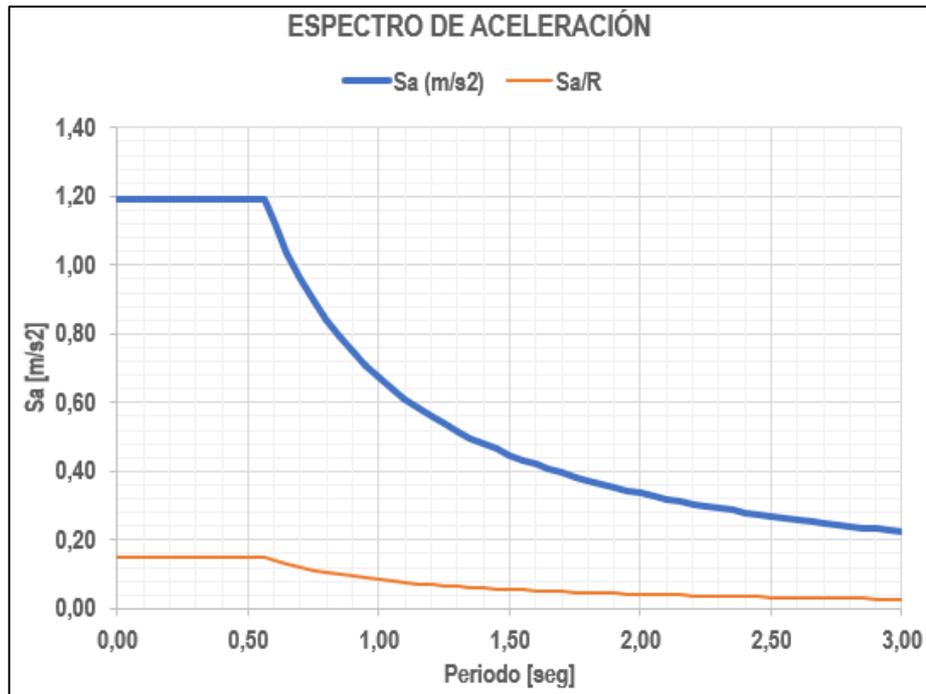


Figura 7. Espectro sísmico de diseño

2.4 Combinaciones de Cargas

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), define las siguientes combinaciones de carga básicas para el diseño por resistencia última. Para el análisis y diseño sismorresistente del proyecto no se consideró la carga de viento. Por lo tanto, las combinaciones para el proyecto son las siguientes:

Tabla 5. Combinaciones de carga

1	1.4D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr; S ; R]
3	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
4	0.9 D + 1.0 E

2.5 Diseño Sistema Sismorresistente

Se considera el diseño para el sistema sismorresistente que conforman los marcos especiales resistentes a momento (SMF). Se propone el siguiente modelo de los elementos estructurales que conforman cada tipo de sistema a lo largo de la altura.

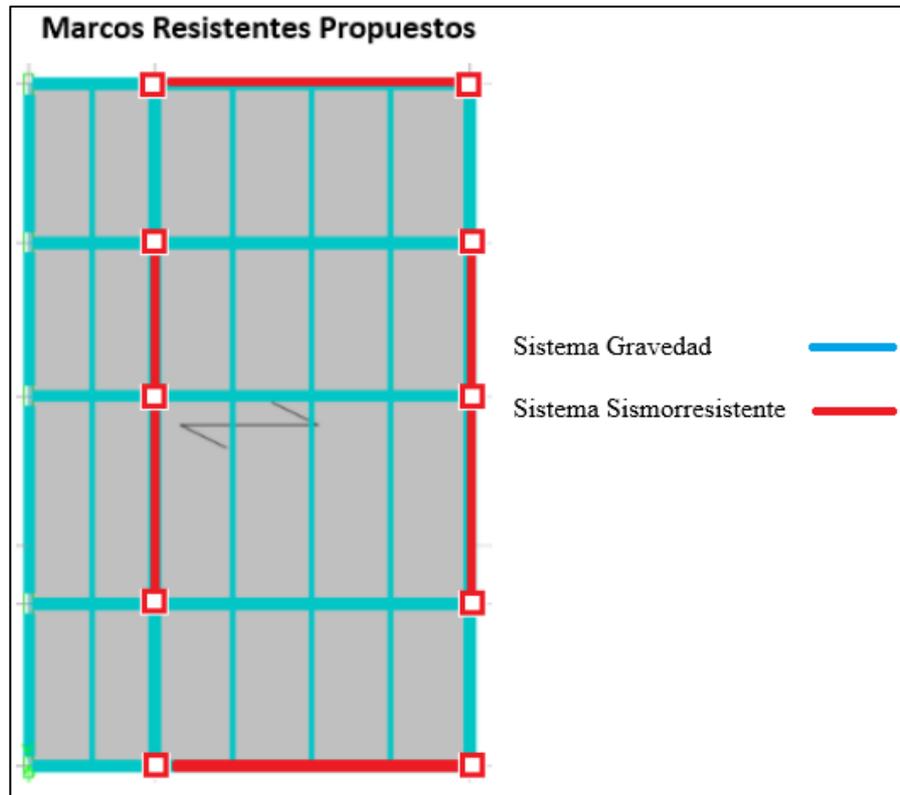


Figura 8. Sistema a gravedad y sismorresistente

2.5.1 Diseño Columna HSS SMF

El diseño de columnas en marcos especiales resistentes a momento se rige por la norma AISC 341-16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. El procedimiento consta de las verificaciones y el chequeo de los requisitos considerando elementos de alta ductilidad.

La siguiente tabla muestra el tipo de perfil seleccionado, sus propiedades geométricas y las características del material conforme a las secciones AISC 341-16. Sección A3.1 que corresponde al valor R_y que es la relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado F_y y al valor R_t que es la relación entre la resistencia a la tracción esperada y la tensión mínima especificada F_u . El tipo de acero a utilizar corresponde para secciones estructurales huecas (HSS) y es ASTM A500/A500M Grade B. Perfil de columna seleccionado HSS20x8x5/8.

Tabla 6. Perfil HSS seleccionado

Perfil HSS		HSS20X8X5/8			
Tipo de Acero		ASTM A500/A500M Gr. B			
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)			
1,4	1,3	3210			
Datos Perfil Seleccionado					
A	[cm ²]	195,5	Zx	[cm ³]	3031,6
h	[cm]	50,8	Iy	[cm ⁴]	14068,6
b	[cm]	20,3	Sy	[cm ³]	1386,3
t(des)	[cm]	1,5	ry	[cm]	8,5
wt./ft.	-	110,0	Zy	[cm ³]	1579,7
b/t	-	10,8	h(flat)	[cm]	43,7
h/t	-	31,4	b(flat)	[cm]	13,2
Ix	[cm ⁴]	59937,3	J	[cm ⁴]	38126,8
Sx	[cm ³]	2359,7	C	[cm ⁶]	2736,6
rx	[cm]	17,5	E	[kg/cm ²]	2,00E+06

El procedimiento de verificación consistió en la relación ancho-espesor y altura espesor del perfil HSS. Donde b es el ancho del perfil, h es la altura del perfil y t es el espesor. La siguiente tabla muestra el chequeo de este requisito.

Tabla 7. Verificación requisito AISC 341-16 Columna HSS

Verificación Relación ancho-espesor			
b/t	$0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		Cumple
b/t	10,80	≤	13,71
Verificación Relación altura-espesor			
h/t	For $C_a \leq 0,114$ $2,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1,04 C_a)$ For $C_a > 0,114$ $0,88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2,68 - C_a)$ $\geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $P_y = R_y F_y A_g$		Cumple
h/t	31,40	≤	47,921
Ca	0,11165		

Por último, mediante las fuerzas ultimas calculadas a partir de las combinaciones de carga de la NEC-15 se verifica la relación demanda/capacidad del perfil y su resistencia a corte estipulada en la norma AISC 360-16 Sección G4 para secciones HSS.

Tabla 8. Verificación requisito AISC 360-16 Columna HSS

Fuerzas máximas solicitantes											
Mu	1349319,4		[kg*cm]								
Pu	88273		[kg]								
Vu	4721		[kg]								
Comprobación combinación de flexión / compresión											
Pc	564752	[kg]									
Pu/Pc	0,156	≤	0,2								
Pr/Pc	0,22	≤	1								
Verificación resistencia al corte AISC 360 G4 HSS											
Vu	≤	ΦVn	Cumple								
$h / t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$			61,40								
$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h / t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$			76,47								
<table border="1"> <tr> <td>kv</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>h/t</td> <td>31,40</td> </tr> <tr> <td>Cv2</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Aw</td> <td>149,94</td> </tr> </table>		kv	5	h/t	31,40	Cv2	1	Aw	149,94		[cm ²]
kv	5										
h/t	31,40										
Cv2	1										
Aw	149,94										
$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2}$											
Vn	288775,16		[kg]								
ΦVn	259897,65		[kg]								

2.5.2 Diseño Viga W SMF

De igual manera, El diseño de vigas en marcos especiales resistentes a momento se rige por la norma AISC 341-16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. El procedimiento consta de las verificaciones, el chequeo de los requisitos considerando elementos de alta ductilidad y el chequeo de resistencia de diseño a flexión y corte.

La siguiente tabla muestra el tipo de perfil seleccionado, sus propiedades geométricas y las características del material. Perfil de viga seleccionado W30x108 y tipo de material ASTM A36/A36M.

Tabla 8. Perfil W seleccionado

Perfil W		W30X108			
Tipo de Acero		ASTM A36/A36M			
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)			
1,5	1,2	2530			
Fu (kg/cm ²)		4070			
Datos Perfil Seleccionado					
E	[kg/cm ²]	2,00E+06	Sx	[cm ³]	4899,73
A	[cm ²]	204,52	rx	[cm]	30,23
d	[cm]	75,69	Zx	[cm ³]	5669,92
tw	[cm]	1,38	Iy	[cm ⁴]	6076,98
bf	[cm]	26,67	Sy	[cm ³]	457,20
tf	[cm]	1,93	ry	[cm]	5,46
k(des)	[cm]	3,58	Zy	[cm ³]	719,39
k(det)	[cm]	4,29	rts	[cm]	6,76
k1	[cm]	2,86	ho	[cm]	73,91
T	[cm]	67,31	J	[cm ⁴]	207,70
gage	[cm]	13,97	Cw	[cm ⁶]	8297758,28
wt./ft.	-	108,00	Wno	[cm ²]	491,61
bf/(2*tf)	-	6,89	Sw	[cm ⁴]	6326,72
h/tw	-	49,60	Qf	[cm ³]	899,65
Ix	[cm ⁴]	186055,45	Qw	[cm ³]	2785,80

El procedimiento de verificación consistió en la relación ancho-espesor y altura espesor del perfil W30x108 según la norma AISC 341-16.

Tabla 9. Verificación requisito AISC 341-16 Viga W

Verificación Relación ancho-espesor			
$b/t \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{Cumple}$			
b/t	6,89	≤	7,35
Verificación Relación altura-espesor			
For $C_a \leq 0.114$			
$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$			
For $C_a > 0.114$			
$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \quad \text{Cumple}$			
$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$			
where			
$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \quad (\text{LRFD})$			
$P_y = R_y F_y A_g$			
Ca	0,000	≤	0,114
h/tw	49,6	≤	59

Donde bf es el ancho del patín, d es el peralte de la viga, tf y tw son el espesor del patín y el alma. La siguiente tabla corresponde a los chequeos para miembros estructurales altamente dúctiles tomando en cuenta la distancia máxima arriostrada que puede tener el elemento (el proyecto no consta elementos arriostrados) y obtener la resistencia requerida arriostramiento torsional Mr que es igual a $0.06R_yF_yZ_x/\alpha_s$. Donde Z_x es el módulo de la sección de plástico alrededor del eje de flexión, α_s es factor de ajuste del nivel de fuerza de LRFD igual a 1.0 y F_y es el esfuerzo de fluencia del acero. Se utiliza las fuerzas máximas solicitantes para realizar el cálculo respectivo. Se utiliza la normativa AISC 360-16 para el cálculo de la resistencia nominal a flexión y corte. Por último, el chequeo de la relación demanda-capacidad de la viga 30x108

Tabla 10. Verificación requisito AISC 360-16 Viga W

			Fuerzas máximas solicitantes		
			Mu	1741649	[kg*cm]
			Pu	4721	[kg]
			Vu	8379,2	[kg]
Miembros Altamente Dúctiles AISC 341 D1.2b			Resistencia Nominal a la Flexión AISC 360 F2		
Distancia no arriostrada máxima requerida			Fluencia		
Lb	273,41	[cm]	Mn	14344908,08 [kg*cm]	
Longitud límite no arriostrada E.L.Fluencia			Pandeo lateral-torsional		
Lp	270,23	[cm]	Mn	14311513,73 [kg*cm]	
Longitud límite no arriostrada E.L. Torsión L. Inelástica			Resistencia de Diseño a la Flexión		
Lr	809,25	[cm]	ϕM_n	12880362,35 [kg*cm]	
Resistencia requerida arriostramiento lateral			Relación Demanda - Capacidad		
Pr	17466,81	[kg]	D/C	0,14	\leq 1,00
Resistencia requerida arriostramiento torsional			Resistencia de Diseño a Corte		
Mr	1291041,73	[kg*cm]	h/tw	49,60	\leq 62,98
			ϕV_n	159056,70	
			Relación Demanda - Capacidad		
			D/C	0,05	\leq 1,00

2.5.3 Diseño Conexión WUF-W

La conexión escogida para los marcos especiales resistente a momento del sistema sismorresistente corresponde a la conexión a momento WUF-W. La conexión WUF-W es una conexión precalificada para usar en este tipo de sistema SMF. En esta conexión, la rotación inelástica se desarrolla principalmente al ceder la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La ruptura de la conexión se controla a través de varios requisitos de detalles especiales asociados con las soldaduras y también requisitos para la columna y viga conectadas (ASIC 358-16, 2016). A continuación, se presenta las verificaciones y chequeos para el diseño de este tipo de conexión precalificada según la norma AISC 358-16 Capítulo 8.

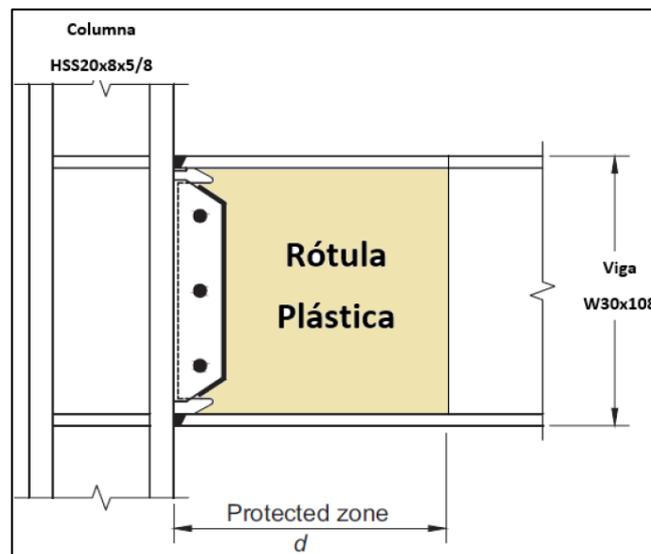


Figura 9. Conexión a momento WUF-W

Tabla 11. Verificación limitaciones conexión WUF-W

<u>1. Verificación de Limitaciones</u>			
A. Viga			
Perfil seleccionado		W30X108	≤ W36
Espesor del patin	[mm]	19,304	≤ 25
Relación luz - peralte		9,370	≥ 7
B. Columna			
Perfil seleccionado		HSS20X8X5/8	
Ancho b	[mm]	203,2	≤ 600
Altura h	[mm]	508	≤ 600

Según la norma, las vigas y columnas deben cumplir con estas limitaciones. La luz corresponde a la mayor longitud de viga SMF. Este valor corresponde a 7.6m.

2.5.3.1 Criterio Columna fuerte - Viga débil

Este criterio garantiza que el sistema sea dúctil y así prevenir el desarrollo del piso blando para lo cual se debe calcular la capacidad del momento en columnas y la capacidad del momento en vigas; las de columna tienen que ser mayores a los de viga. Para ello, se utiliza la siguiente ecuación:

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

Para el momento de viga, se utiliza la siguiente ecuación con varios factores que corresponden a datos del perfil W seleccionado.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

Donde:

M_{pr} : Es el momento máximo probable en la rótula plástica.

F_y : Es el límite elástico mínimo especificado del elemento elástico.

R_y : Es la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada en la norma AISC 341-16.

Z_e : Es el módulo de sección de plástico efectivo de la sección en la ubicación de la bisagra de plástico.

C_{pr} : Es el factor para tener en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluido el endurecimiento por deformación, la restricción local, el refuerzo adicional y otras condiciones de conexión

La siguiente tabla muestra el momento máximo probable en la rótula plástica correspondiente al perfil W30x108.

Tabla 12. Momento probable en viga

1. Momento Viga		
Sh	0	Distancia a la rótula plástica Endurecimiento por deformación [cm ³]
Cpr	1,4	
Ze	2834,96	
Mpr	150,62	[kg*cm]

También, se calcula M_{uv} que es el momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la bisagra plástica hasta la línea central de la columna. Este valor se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$M_{uv} = V_h \left(\frac{dc}{2} \right)$$

Donde:

V_h : Es el cortante en la rótula plástica.

dc : Es el peralte de la columna

Además, se calcula la suma de las proyecciones de las resistencias a la flexión esperadas de las vigas en las ubicaciones de las rótulas plásticas hasta la línea central de la columna de la siguiente forma:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + M_{uv})$$

Tabla 13. Sumatoria momentos en viga

Vpr	42,48	[tonf]
Vh	45,05	[tonf]
Muv	11,44	[tonf*m]
M*pb	162,06	[tonf*m]
$\sum M^*pb$	162,06	[tonf*m]

Para el momento de columna, se utiliza la siguiente formula con estos parámetros:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g)$$

Tabla 14. Sumatoria momentos en columna

2. Momento Columna		
Zc	3031,61	[cm ³]
Pr	88,27	[kg]
M*pc	83,62	[kg*cm]
ΣM*pc	167,25	[tonf*m]

Se realiza el chequeo del criterio columna fuerte – viga débil

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

1,03	≥ 1
Cumple	

2.5.3.2 Cortante Zona Panel de Columna

La zona panel es la unión de columna y viga. Esta zona es un segmento rectangular del alma de la columna rodeado por las alas del perfil y las placas de continuidad. La siguiente figura muestra la configuración de la zona panel y las cargas que la conforman.

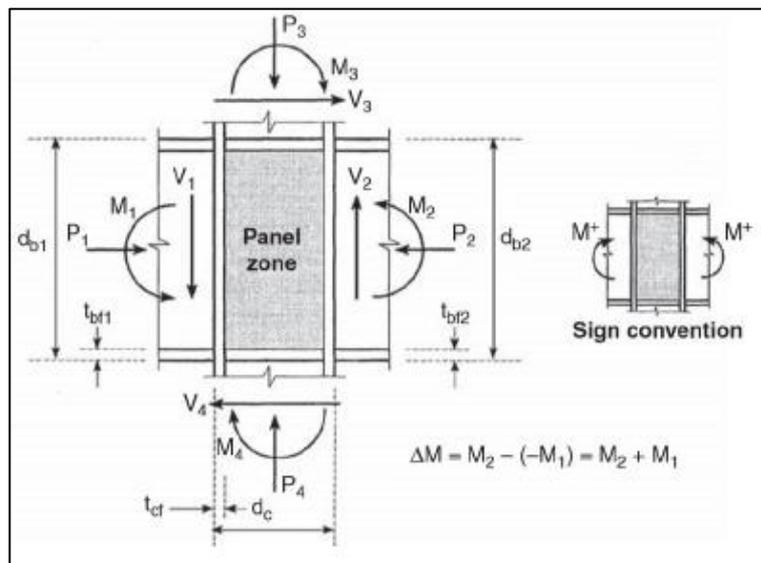


Figura 10. Fuerzas actuantes en la zona panel

Nota: Adaptado de Ductile Design of Steel Structures (p. 368), de Bruneau, Uang & Sabelli, 2011, The McGraw-Hill Companies, Inc.

Se realiza la verificación de las limitaciones que existen en la relación viga – columna, la resistencia nominal al corte y si se requiere la aplicación de placas doble en la zona de panel de columna. Para esto, se incorpora las cargas ultimas de cortante y axial.

Tabla 15. Cortante zona panel de columna

<u>2. Verificación limitaciones de la relación columna-viga</u>			
1. Cortante Zona de Panel de Columna			
		VIGA	COLUMNA
Vu	[tonf]	45,05	4,72
Py	[tonf]	627,50	
Pr	[tonf]	88,27	
Rn	[tonf]	147,77	Resistencia nominal a corte
ϕ Rn	[tonf]	147,77	Resistencia de diseño a corte
Demand (Required Strength)			
$R_u = \sum \frac{M_f}{d_b - t_f} - V_c \quad V_c \cong \frac{\sum M_f}{\frac{h_{above}}{2} + \frac{h_{below}}{2}}$			
Vc	94,14		
Ru	314,26248	≤ϕ Rn	Se necesita Placas Dobles

Como la resistencia en el panel de la columna es insuficiente se requiere colocar placas dobles a fin de que el grosor del alma de la columna aumente. Esta solución es viable desde un punto de vista económico y practico. Por lo tanto, el espesor de la placa deberá ser:

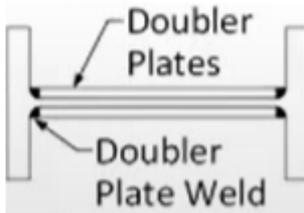
$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

Los resultados obtenidos para el espesor de la placa doble, a fin de prevenir el pandeo local bajo deformaciones inelásticas ocasionadas por esfuerzo de corte (Bruneau, Uang & Sabelli, 2011). La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos para el requerimiento de placa doble, su separación y el tipo de soldadura a utilizar.

Tabla 16. Requerimiento de placas dobles

2. Placas Dobles		
Espesor	[mm]	6,00 ≥ 6.00
¿Requiere placas dobles?		SÍ
$t_w = t_{wc} + t_{dp}$		
tw	[cm]	2,86004
ϕR_n	[tonf]	146,13063
Opciones de placas dobles		
Separadas del alma		X
Separación	[mm]	25,00
Tipo de soldadura		PJP, CJP

$d_z = d_b - 2t_{fb}$
 $w_z = d_c - 2t_{fc}$



Por último, se verifica los requisitos de la placa de continuidad de la columna según la norma AISC 358-16 Sección 2.4.4. para proporcione placas de continuidad según sea necesario.

El requisito de la placa de continuidad corresponde para el ancho de placa que las placas se extiendan a todo lo ancho desde el alma hasta la placa lateral.

Tabla 17. Requerimiento de placa de continuidad

3, Requisitos de la placa de continuidad de la columna		
Pf	[tonf]	186,76
tcf	[cm]	1,48
tlim	[cm]	4,45
$t_{f\text{Columna}} \geq t_{lim}$		NO

Donde:

tcf: Es el espesor de la columna para ceder a la flexión.

tlim: Es el espesor límite para ceder a la flexión.

2.5.4 Diseño Placa de Anclaje

La placa de anclaje corresponde a una superficie crítica entre la estructura de acero y la cimentación debajo de esta. La principal función de la placa y las barras de anclaje es de dar mayor rigidez y el aplome de la estructura como tal (Fisher & Kloiber, 2010).

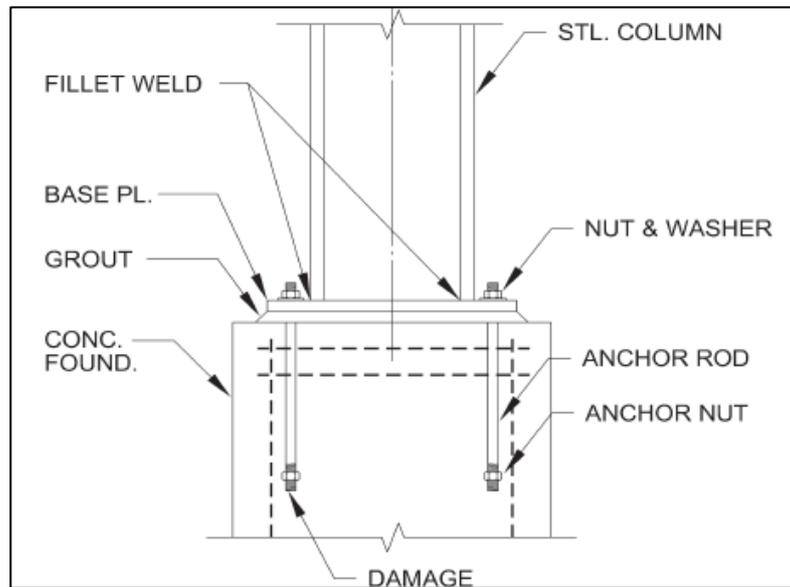


Figura 11. Componentes de la placa de anclaje

Nota: Adaptado de Steel Design Guide (p.28), de Fisher, J & Kloiber L, 2010,

Debido a que existen elementos diseñados para resistir cargas sísmicas laterales, se diseña una placa de anclaje para grandes momentos para que se pueda evitar dos situaciones: la inclinación en la base y que el cemento falle en los bordes con mayor compresión.

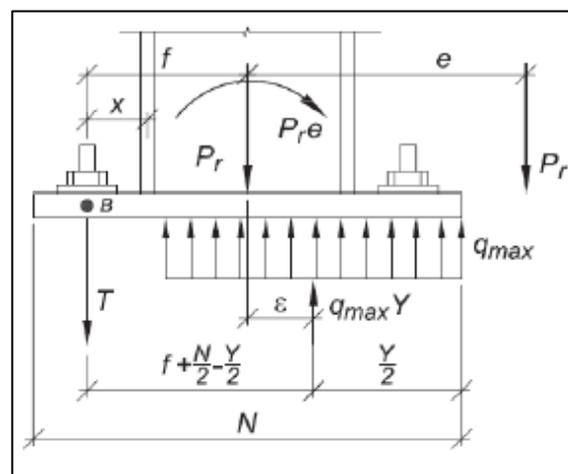


Figura 12. Placa de anclaje con presencia de grandes momentos

El procedimiento de diseño se efectúa considerando los perfiles en acero seleccionados de viga y columna SMF, la geometría y propiedades de los perfiles y las especificaciones del cemento.

Tabla 18. Propiedades y elementos de placa de anclaje

Perfil Columna		HSS20X8X5/8
Tipo de Acero		ASTM A500/A500M Gr. B
Ry	Rt	Fy (kg/cm²)
1,4	1,3	3210
f'c (kg/cm²)	281,228	4080
Datos Columna y Viga		
bf	20,32	
h Columna	50,8	
tw	1,47574	
Zx	3031,60684	
d Viga	75,692	
H (m)	3,65	
Ω	3	
Base de hormigón		
3	ft	
91,44	cm	

Se obtiene las cargas de servicio mediante el programa ETABS en la base de la columna HSS SMF para el cálculo de las resistencias requeridas de carga axial, corte y flexión según la norma AISC 341-16 Sección E3 y Sección D2 utilizando para cada caso un factor Ω igual a 3.

Tabla 19. Resistencias requeridas placa de anclaje

Carga de servicio en la base de la Columna			
Carga	Axial [kg]	Corte [kg]	Momento X-X [kg*cm]
Muerta	47500	305	52312
Viva	18710	130	22086
Sismo	12563	4225	1264459

Resistencia Requerida Conexión-Base AISC 341		
Resistencia Axial Requerida Sección D2.6a		
$P_u = 0.7D + \Omega_0 Q_E$		
Pu	70939,00	[kg]
Resistencia a Corte Requerida Sección E3.6d		
$E_{cl} = 2M_{pr}/L_h$		
$L_H = H - \frac{d_b}{2}$		
LH	327,15	[cm]
Ecl	91617,07	[kg]
$V_u = 0.7D + E_{mb}$		
Vu	91830,57	[kg]
Resistencia a Flexión Requerida Sección D2.6c		
$M_u = 0.7D + \Omega_0 Q_E$		
Mu	3829995,4	[kg*cm]

Para la verificación de todas las solicitaciones se escoge las dimensiones de la placa base $N \times B$, se considera un recubrimiento de 3plg, la instalación mínima de 4 barras de anclaje en los extremos de la placa rectangular y el esfuerzo portante máximo entre placa-hormigón.

Tabla 20. Dimensiones iniciales de placa base

Diseño de Placa Base y Varillas de Anclaje		
Dimensiones Iniciales de Placa Base		
$N > d + 2(4.0 \text{ in}) + 2(4.0 \text{ in})$		
$B > b_f + 2(4.0 \text{ in}) + 2(4.0 \text{ in})$		
Dist. Borde	3	[in]
N	82	[cm]
B	51	[cm]

Esfuerzo portante máximo entre la placa y el hormigón		
$f_{p(max)} = \phi(0.85f'_c)\sqrt{A_2/A_1}$		
ϕ	0,65	
A1	4182	[cm2]
A2	4182,0	[cm2]
$\sqrt{A_2/A_1}$	1,00	
f _{pmax}	155,37847	[kg/cm2]

Se realiza la verificación de requisitos de diseño placa con grandes momentos como la intensidad de rodamiento, y la longitud de rodamiento de acuerdo con la distancia a la línea de la varilla de anclaje para la según la Guía de Diseño.

Tabla 21. Verificación de base adecuada de placa base

Intensidad de rodamiento		
$q_{max} = f_{p(max)} \times B$		
$e = M_r/P_r \quad \epsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$		
q _{max}	7924,30	[kg/cm]
e	53,99	[cm]
e crit	36,52	[cm]
Distancia desde línea central a línea de la varilla de anclaje		
f	34	[cm]
Verificación de placa base		
$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}$		
5625 > 1575		
BASE ADUECUADA		
Longitud de rodamiento		
$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}}$		
Y (+)	139	[cm]
Y (-)	11	[cm]
Y	11	[cm]

A continuación, se calcula el esfuerzo de tensión requerido en las barras de anclaje con la siguiente ecuación en donde T es el esfuerzo de tensión, q_{\max} es la fuerza máxima portante, Y es la longitud de rodamiento y P_u es la carga axial ultima. Posteriormente, se obtiene la tensión para cada barra de anclaje dividiendo para el numero de barras. Se obtuvo el siguiente resultado de la resistencia requerida de la barra de anclaje.

Tabla 22. Verificación de tensión en barras de anclaje

Tensión en varillas de anclaje debido al levantamiento de P.B.		
$T_u = q_{\max} Y - P_u$		
Tu	19108,26	[kg]
Tensión en cada varilla		
$T_i = \frac{T_u}{n}$		
Ti	9554,129	[kg]
Tabla 3,1 Design Guide 1		
ϕR_n	25,4	kips
	11521,19	[kg]

Se especifica un espesor mínimo considerando la fluencia de la placa por soporte y la fluencia de la placa por tensión. La siguiente tabla describe ambos procesos de diseño.

Tabla 23. Fluencia de placa por tensión y soporte

Interfaz de tensión		
$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$		
$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$		
x	9,34	[cm]
tp(req)	2,20	[cm]

Tabla 2,3 Design Guide 1 Espesor requerido de la placa base		
$m = \frac{N - 0.95d}{2}$		
$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$		
m	16,87	[cm]
n	17,372	[cm]
$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$		
t p(req)	5,35	[cm]

Se escoge el valor que cumple con ambos criterios, en este caso se escoge el valor de 5.35 cm de espesor mínimo de placa base. También, se realiza la verificación de resistencia a la compresión utilizando la combinación de carga viva y la dimensión crítica del voladizo comparando con el valor del espesor mínimo de placa base obtenido.

Tabla 24. Verificación de resistencia a la compresión de placa base

Verificación de Resistencia a la Compresión de la P.B.		
Combinación de carga viva		
Pu	86936	[kg]
$A_{l(req)} = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$		
Areq	559,511237	[cm ²]
A	4182	[cm ²]
AREA CORRECTA		
Dimensión crítica del voladizo de la P.B		
$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi_b F_y B N}}$		
tp(req)	2,08	[cm]
BASE ADECUADA		

Por consiguiente, se realiza el diseño definitivo de la placa de anclaje tomando barra de 7/8 plg de Grado 55 con disposición de 4 barras como se muestra en la siguiente figura.

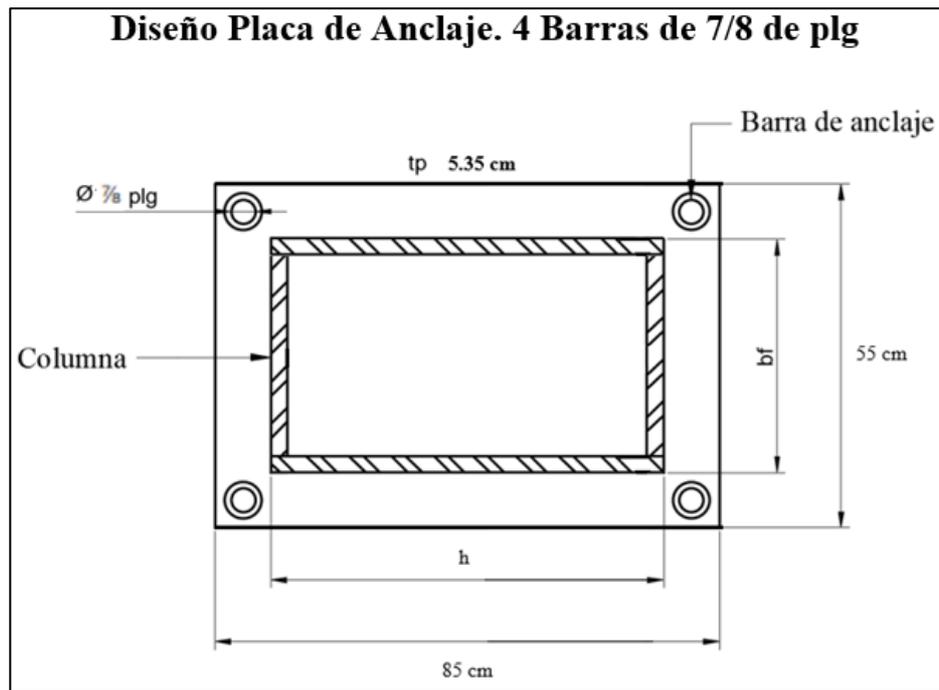


Figura 13. Diseño placa base y barras de anclaje

Por último, se determina la longitud embebida de barra de anclaje, este chequeo considera la capacidad de ruptura del hormigón. El valor se calcula con la siguiente ecuación

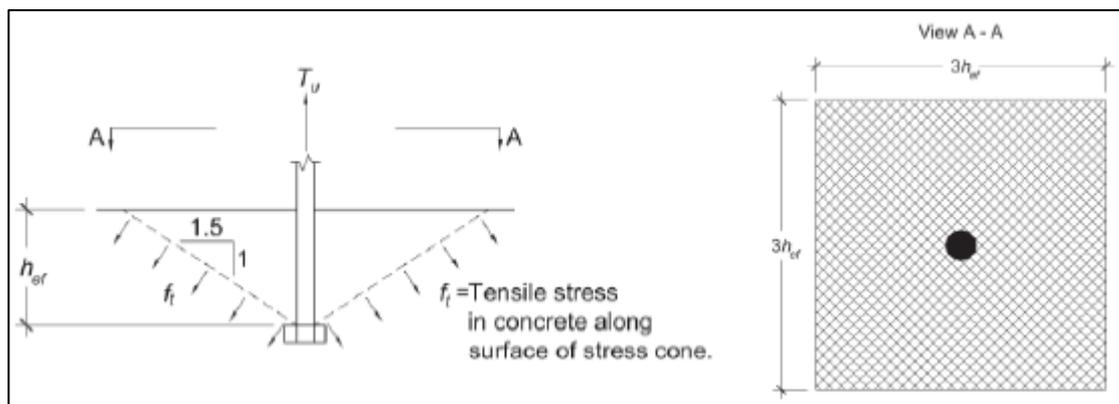


Figura 14. Cono de ruptura en el hormigón causado por una barra de anclaje

$$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 5.8 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{N0}}$$

$$\phi N_{cbg} \quad 31872,2 \quad \geq \quad 19108,3 \quad [\text{kg}]$$

Donde:

N_{cbg} : Es la capacidad de ruptura del hormigón.

Φ : Es el esfuerzo suplementario igual a 0.7

ψ_3 : Es la consideración de agrietamiento igual a 1.25

hef : Es la profundidad embebida.

AN : Es el área del cono de ruptura.

Además, la siguiente tabla muestra las verificaciones que se realiza para la resistencia a corte en la placa base y la resistencia a corte en las barras.

Tabla 25. Verificación resistencia a corte en placa base y barras de anclaje

Resistencia a Cortante en la Placa de Anclaje			Resistencia al Aplastamiento en la P.B		
P_u	90047,26	[kg]	$\phi R_n = \phi 1,5 l_c t F_u \leq \phi 3,0 d t F_u$		
ϕV_n	$= \phi \mu P_u$		$\phi = 0.75$		
$\phi V_{n(max)}$	$= \phi 0,2 f'_c A_c$		W	13	[cm]
ϕV_n	$\phi * u * P_u$	[kg]	d barilla	5,08	[cm]
$\phi V_{n(max)}$	$\phi * 0,2 * f_c * A_c$	[kg]	$l_c = \frac{W_{washer} - \left(d + \frac{1}{16} \text{ in}\right)}{2}$		
ϕ	0,75		l_c	3,88	[cm]
A_c	931,801327	[cm ²]	t	1,9	[cm]
u	0,45		ϕR_n	33843	[kg]
ϕV_n	30390,95	[kg]	$\frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$		
$\phi V_{n(max)}$	39307,29	[kg]	V_u/n	7679,95	[kg]
ϕV_n	30390,95	[kg]	RESISTENCIA DE PLACAS ADECUADAS		
Carga de Corte Factorizada					
V_u	61439,62	kgf			

Resistencia a Corte en varillas		
$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$		
$\phi = 0.75$		
$F_{nv} = 0,450 F_u$		
F_u	5273,02	kg/cm ²
F_{nv}	2372,86	kg/cm ²
ϕR_n	36070,36	[kg]
V_u/n	7679,95	[kg]
RESISTENCIA A CORTANTE DE VARILLAS ES ADECUADA		

2.6 Diseño Sistema a Gravedad

Se considera el sistema a gravedad para los marcos propuestos en la Figura 8. El diseño se basa en las cargas no sísmicas establecidas en la NEC-15 y la correspondiente determinación de los esfuerzos internos de estos elementos estructurales. Se toma en cuenta los diseños de: flexión, compresión y corte. Para el modelado en ETABS se considera los nodos de estos elementos liberados a momento, es decir, articulado de manera que no aporten a la resistencia a las cargas laterales de la estructura.

El procedimiento de diseño concierne a la norma AISC 360-16 *Specification for Structural Steel Buildings*.

2.6.1 Diseño Columna HSS a Gravedad

Este elemento estructural está sujeto únicamente a fuerzas de compresión axiales; es decir, las cargas se aplican a lo largo de un eje longitudinal a través del centroide de la sección transversal del elemento (Segui, 2018).

La Tabla 6 muestra la geometría y material que se utiliza para el diseño del sistema a gravedad. La sección de columna corresponde a HSS20x8x5/8. Se comprueba los estados límites de: Pandeo Local y Pandeo Global. La siguiente tabla muestra las verificaciones realizadas para este tipo de perfil según norma AISC 360-16.

Tabla 26. Estabilidad global columna a gravedad

Estabilidad o Pandeo Global			
Longitud Efectiva			
L	365,0	[cm]	
K	1,2		
Lc	438,0	[cm]	
Relación máxima de esbeltez			
λ_{xx}	25,03	\leq	117,57
λ_{yy}	51,63		

Pandeo Inelástico		
Fe	7405,29	[kg/cm ²]
Fcr	2677,38	[kg/cm ²]
Resistencia Nominal		
Pn	523384,35	[kg]

Donde:

L: Es la longitud del elemento.

K: Es el factor de longitud efectiva según la Tabla C-A-7.1 de la norma AISC 360-16

Apéndice 7. Para este caso, el factor es igual a 1.2

λ : Relación máxima esbeltez con respecto al eje x y al eje y

Fcr: Esfuerzo crítico.

Fe: Esfuerzo de pandeo elástico.

Tabla 27. Estabilidad local columna a gravedad

Estabilidad o Pandeo Local		
λ		
b/t	10,8	
		≤ 34,95
h/t	31,4	
Columna No Esbelta		
λ_r	38,26	
λ	31,4	
Fel	9077,77	[kg/cm ²]
b	16,20	[cm]
be	16,20	[cm]
Ae	195,48	[cm ²]
Resistencia Nominal		
Pn	523384,35	kg

Una vez obtenido los resultados de la resistencia nominal del elemento de columna, la resistencia de diseño es el siguiente resultado.

$$\text{Resistencia de Diseño} \\ \phi P_n = 471045,911 \quad \text{kg}$$

2.6.2 Diseño Viga W a Gravedad

Este tipo de elemento estructural resiste cargas transversales y están sujetas a flexión.

El procedimiento de diseño consta de los estados límites de diseño a flexión. En este caso, depende del tipo de sección transversal como: compacta, no compacta o esbelta.

El perfil de viga seleccionado corresponde a un perfil W30x90. La siguiente tabla muestra las propiedades del perfil y la clasificación del tipo de sección según norma AISC 360-16.

Tabla 28. Propiedades del perfil viga w a gravedad

Perfil W		W30X90
Tipo de Acero		ASTM A992/A992M
Ry	Rt	Fy (kg/cm ²)
1,1	1,1	3515
Fu (kg/cm ²)		4570

Datos Perfil Seleccionado					
E	[kg/cm ²]	2,00E+06	Sx	[cm ³]	4014,83
A	[cm ²]	170,32	rx	[cm]	29,72
d	[cm]	74,93	Zx	[cm ³]	4637,54
tw	[cm]	1,19	Iy	[cm ⁴]	4786,66
bf	[cm]	26,42	Sy	[cm ³]	362,15
tf	[cm]	1,55	ry	[cm]	5,31
k(des)	[cm]	3,20	Zy	[cm ³]	568,63
k(det)	[cm]	3,81	rts	[cm]	6,60
k1	[cm]	2,70	ho	[cm]	73,41
T	[cm]	67,31	J	[cm ⁴]	118,21
gage	[cm]	13,97	Cw	[cm ⁶]	6444860,80
wt./ft.	-	90,00	Wno	[cm ²]	484,52
bf/(2*tf)	-	8,52	Sw	[cm ⁴]	4953,15
h/tw	-	57,50	Qf	[cm ³]	716,11
Ix	[cm ⁴]	150259,54	Qw	[cm ³]	2277,80

Tabla 29. Clasificación de la sección viga a gravedad

Clasificación Sección		
Análisis Patín		
λ	8,52	Compacto
λ_p	9,06	
λ_r	23,85	

Clasificación Sección		
Análisis Alma		
λ	57,50	Compacto
λ_p	89,69	
λ_r	135,97	

Como el perfil seleccionado es compacto tanto el patín como el alma se calcula el momento nominal a flexión M_n para secciones compactas. También, se obtiene la longitud límite no arriostrada para el estado límite de fluencia. El proyecto no posee arriostamiento por lo cual la longitud L_b es igual a 0.

Tabla 30. Resistencia de diseño viga W

CASO A		
SECCIONES COMPACTAS		
Longitud no arriostrada		
L_b	0	[cm]
Longitud límite no arriostrada E.L.Fluencia		
L_p	222,87	[cm]
Resistencia Nominal a la Flexión AISC 360 F2		
M_p	16300949,98	[kg*cm]
Resistencia de Diseño		
ϕM_n	14670855	[kg*cm]

2.6.3 Diseño Conexión Simple Viga - Columna

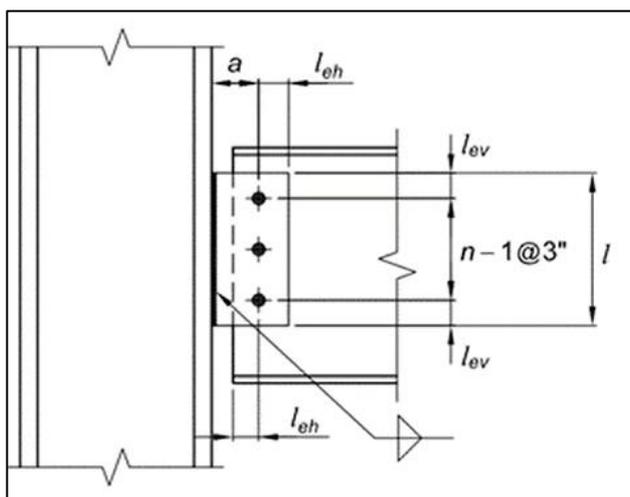


Figura 15. Esquema conexión viga - columna

Se considera para este caso una conexión excéntrica que es aquella en la que la resultante de las cargas aplicadas no pasa por el centro de gravedad de los sujetadores o soldaduras. (Segui, 2018). Estas conexiones ilustran dos categorías importantes: Existencia de cortante en los sujetadores o soldaduras y las que causan tensión y cortante.

El proceso de diseño consta de las verificaciones de los perfiles de columna y viga, de las distancias a los ejes de los pernos como las distancias mínimas de la conexión emperrada. También, se escoge el perno y el número de pernos a utilizar. Por último, se realiza el chequeo de resistencias de la conexión utilizado el *Steel Construction Manual* Sección 7 del AISC.

Tabla 30. Verificación conexión simple

Verificación de Limitaciones				
Perfil seleccionado		HSS20X8X5/8		
Perfil seleccionado		W30X90		
Perno	22	[mm]	3/4	[in]
s	60,27	[mm]	0,442	[in2]
lev,leh	28	[mm]		
n	2 ≤	3	≤ 12	
e	143,26	≤	150	[mm]
l1	236,8	≤	749,3	[mm]
l2	149,333333	≤	508	[mm]

Tabla 31. Chequeo de resistencia según *Steel Construction Manual*

Chequeo de Resistencia			
2. Resistencia a Corte			
ϕ_{rn}	17,9	kips/bolt	
ϕ_{rn}	8119,3	kg/bolt	
3. Resistencia a Tensión			
ϕ_{rn}	29,8	kips/bolt	
ϕ_{rn}	13517,0	kg/bolt	
4. Resistencia al rodamiento y desgarre			
ϕ_{rn}	69,5	kips/bolt*t	
ϕ_{rn}	32,67	kips/bolt	Inner bolts
ϕ_{rn}	14816,52	kg/bolt	
ϕ_{rn}	49,4	kips/bolt*t	
ϕ_{rn}	23,22	kips/bolt	Edge bolts
ϕ_{rn}	10531,45	kg/bolt	
5. Carga factorada			
P_u	305	[kg]	
$P_u/8bolts$	38,125	kg/bolt	
6. Chequeo interaccion corte-tensión			
M	374,4	r	
M_u	43693,1	[kg*m]	
r1	116,7	[kg]	
7. Esfuerzo cortante requerido			
frv	13,37	[kg/cm ²]	
8. Esfuerzo nominal a tensión			
F'nt	8186,27	≤	6320 [kg/cm ²]
9. Resistencia de diseño en tensión			
ϕR_n	17508,0	≥	116,7 Cumple
10. Bloque de cortante			
V_u	8379,2	[kg]	
F_{nv}	372	MPa	
Ant	2,0	[cm ²]	
Agv	17,7	[cm ²]	
Anv	11,2	[cm ²]	
Min	30617,2		
	37396,6		
ϕR_n	28313,1	≥	8379,2 [kg]

Se utiliza las tablas 7.1, 7.2, 7.4 y 7.5 que describen la designación del grupo de pernos, el área nominal de los pernos conforme al perno seleccionado. Además, de la correspondiente resistencia requerida para cada chequeo estipulada en el *Manual*. (Ver Anexo B). Se obtiene las resistencias de diseño en tensión de los pernos y del bloque de cortante que se da en presencia de un esfuerzo de tracción simultáneo (perpendicular a la sección transversal) y un esfuerzo cortante (paralelo a la sección transversal).

Por último, se verifica la resistencia de diseño a corte de la conexión simple viga – columna.

2.7 Análisis de Resultados

2.7.1 Cortante Basal

Para el diseño basado en fuerzas, se determina el cortante basal por medio del método estático y el método dinámico.

2.7.1.1 Método Estático

La siguiente tabla muestra el cálculo realizado del cortante basal por el método estático, se presenta los valores obtenidos de peso mediante el programa ETABS. Además del cálculo del método 1 del periodo de vibración. El método 1 corresponde a una ecuación basada en los factores del material de la estructura y su elevación.

Tabla 32. Cortante Basal y método 1 de Periodo de Vibración

Cortante basal de diseño		Periodo de Vibración		
$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$		Método 1		
		$T = C_t h_n^\alpha$		
		ESTRUCTURAS DE ACERO SIN		
		ARIOSTRAMIENTO		
Peso Propio	300,000 tn	Ct	0,072	
Peso Muerto Ad.	172,000 tn	hn	14,32	m
Peso Muerto Total	472,000 tn	α	0,80	
Carga Viva Total	138 tn	T	0,61	sec
V	10,68 % W			
V	50,39 tn			

Posteriormente, se calcula la distribución de fuerzas en la altura de la estructura a partir del cortante basal, para luego realizar el calcula del método 2 del periodo de vibración. El método 2 del periodo de vibración corresponde a una formula mucho más precisa ya que involucra las deformaciones máximas en los ejes principales.

Por último, de acuerdo con la NEC-15 se verifica el método 2 con el método 1 del periodo de vibración en donde el valor obtenido en el método 2 no debe ser menor al 30% del método 1.

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos del método 2 para el periodo de vibración de la estructura.

Tabla 33. Método 2 de Periodo de Vibración

Método 2											
Fuerzas Sísmicas Laterales					ETABS						
$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$					$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$						
k = 1,053											
Piso	w	h	w*h^k	F	Def Max x	Def Max y	wi*dix^2	fi*dix	wi*diy^2	fi*diy	
5	94,4	14,32	1555,4966	16,81	1,82421	2,19414	0,0314139	0,30659711	0,045446523	0,3687717	
4	94,4	11,54	1239,3358	13,39	1,58198	1,95775	0,0236251	0,21184301	0,036181491	0,2621624	
3	94,4	8,76	927,204	10,02	1,24086	1,58113	0,0145351	0,12431463	0,023599736	0,1584043	
2	94,4	5,98	620,33948	6,70	0,81529	1,09092	0,0062747	0,05464692	0,011234605	0,0731217	
1	94,4	3,2	321,1878	3,47	0,3571	0,52388	0,0012038	0,0123929	0,00259081	0,0181809	
Sumatoria	472		4663,5636	50,39		Sumatoria	0,0771	0,7098	0,12	0,88	
Valor 30% T Método 1											
Tx = 0,661 ≤ 0,787 Cumple											
Ty = 0,738 ≤ 0,787 Cumple											
Corrección 30% T Método 1 y Cortante Basal											

2.7.1.2 Método Dinámico

Este método corresponde a un análisis modal espectral que involucra el uso del espectro de diseño y los modos de vibración de la estructura. Se verifica los dos primeros modos de vibración que sean traslacionales de la estructura, también se calcula la masa modal y la masa modal acumulada de la estructura.

La NEC-15 establece la participación de todos los modos de vibración que involucren de igual forma la participación de al menos el 90% de la masa total. Además, se verifica que el cortante dinámico no debe ser menor al 80% del estático.

La siguiente tabla muestra el proceso de cálculo sísmico dinámico de la estructura.

Tabla 34. Método dinámico

Cálculo Sísmico Dinámico										
Periodos		Masa Modal	M.M.Acumulada		Análisis Modal Espectral			Fuerzas L.Sísmicas Definitivas		
Ty	Tx	Tz	Ty		Tx	Tz		Piso	Fx (tn)	Fy (tn)
0,702	0,614	0,411	0,8211				5	16,66	14,38	
			0,802				4	13,1	11,62	
			0,7977				3	10,08	9,01	
			0,9383	> 90%	Corte Dina x	52,68 tn	2	7,73	7,16	
			0,9373	Cumple	Corte Dina y	47,09 tn	1	5,11	4,93	
			0,8666		80% Estático	40,31 tn	Sumatoria	52,68	47,1	
						Cumple				

2.7.2 Deriva de Piso

La deriva de piso corresponde al desplazamiento lateral relativo del piso con respecto a su consecutivo (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). Se considera la deriva elástica con la siguiente expresión

$$\Delta_E = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_i}$$

La deriva inelástica considera las deformaciones que pueden generarse en el rango inelástico. Es así como, la siguiente expresión tiene un factor de reducción de resistencia de la estructura para su cálculo. La NEC-15 establece un límite para esta ecuación, siendo este valor de 0.02 para estructuras en acero.

$$\Delta_M = 0.75\Delta_E R < 0,02$$

La siguiente tabla muestra el chequeo realizado para los dos criterios estipulados en la NEC-15 que son el análisis Estático y el análisis Dinámico.

Tabla 35. Derivas máximas de carga sísmica estática

Control y Chequeo de Deformaciones			Cumple
Elástica			
Deriva max x	0,001648	ETABS	
Deriva max y	0,00202		
Inelástica			
Deriva max x	0,010	<0,02	
Deriva max y	0,012	<0,02	

Tabla 36. Derivas máximas de carga sísmica dinámica

Control y Chequeo de Deformaciones			Cumple
Elástica			
Deriva max x	0,001715	ETABS	
Deriva max y	0,001911		
Inelástica			
Deriva max x	0,0103	<0,02	
Deriva max y	0,0115	<0,02	

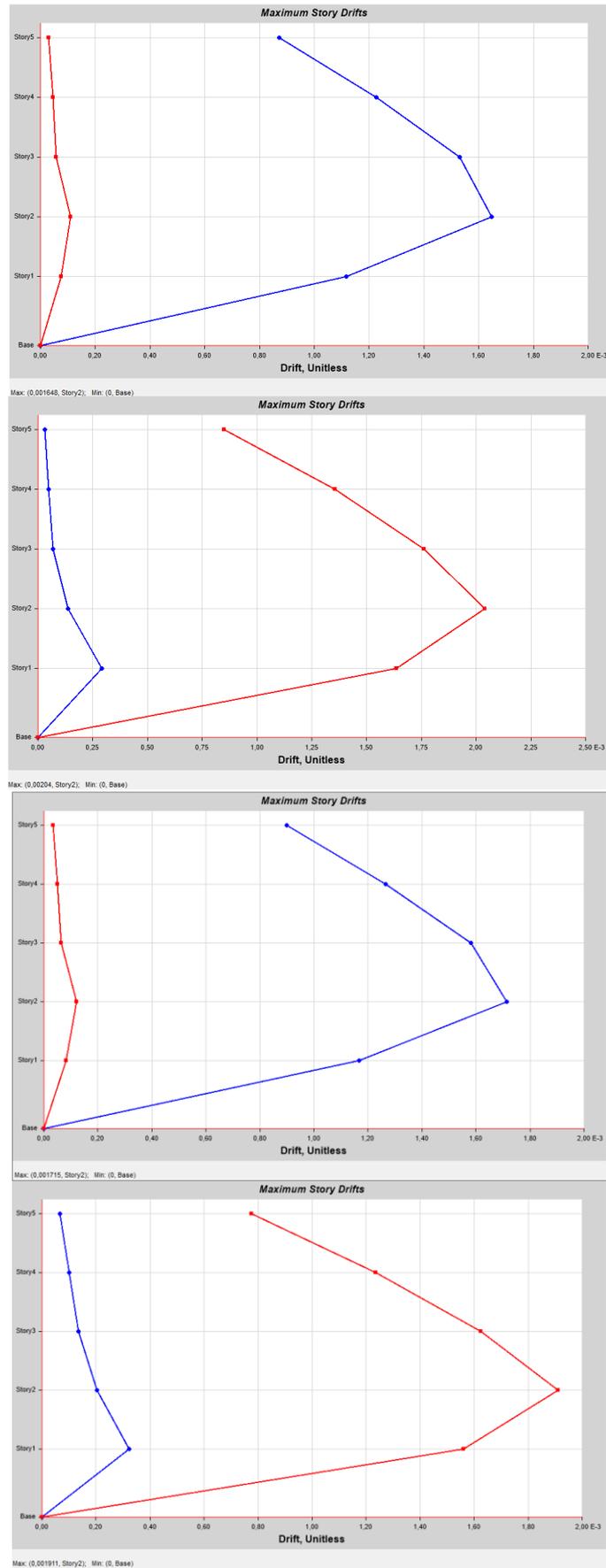


Figura 16. Derivas máximas de carga sísmica estática y dinámica ETABS

2.7.3 Irregularidad Torsional

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece la irregularidad torsional cuando la máxima deriva de piso en un extremo de la estructura (incluyendo la torsión accidentada) y medida perpendicular a un eje determinado, es mayor a 1.2 veces la deriva promedio de extremos de la estructura con la siguiente expresión.

$$\Delta > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

La siguiente tabla muestra las comprobaciones de la irregularidad torsional de un piso con respecto a su consecutivo mediante el programa ETABS.

Tabla 37. Comprobación Irregularidad torsional

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	
		mm	mm		
Story5	SISMO ESTAT X	2,422	2,24	1,081	MÁXIMO 1,2 o 20%
Story5	SISMO ESTAT X	2,402	2,239	1,072	
Story5	SISMO ESTAT Y	2,364	2,323	1,017	
Story5	SISMO ESTAT Y	2,355	2,323	1,014	
Story4	SISMO ESTAT X	3,411	3,141	1,086	
Story4	SISMO ESTAT X	3,402	3,141	1,083	
Story4	SISMO ESTAT Y	3,766	3,705	1,017	
Story4	SISMO ESTAT Y	3,755	3,704	1,014	
Story3	SISMO ESTAT X	4,256	3,908	1,089	
Story3	SISMO ESTAT X	4,238	3,909	1,084	
Story3	SISMO ESTAT Y	4,902	4,817	1,018	
Story3	SISMO ESTAT Y	4,876	4,816	1,012	
Story2	SISMO ESTAT X	4,582	4,183	1,095	
Story2	SISMO ESTAT X	4,534	4,185	1,083	
Story2	SISMO ESTAT Y	5,67	5,427	1,045	
Story2	SISMO ESTAT Y	5,483	5,472	1,002	
Story1	SISMO ESTAT X	3,571	3,232	1,105	
Story1	SISMO ESTAT X	3,562	3,239	1,099	
Story1	SISMO ESTAT Y	5,239	4,651	1,126	
Story1	SISMO ESTAT Y	5,002	4,624	1,082	
				Cumple	

Por lo tanto, la consideración en el proyecto del factor de irregularidad se mantiene igual a 1.

2.7.4 Piso Flexible

Una estructura tiene este tipo de irregularidad en elevación cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de los 3 pisos superiores (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). Se tiene que cumplir la siguiente ecuación

$$K_i < 0.7K_{i+1}$$

$$K_i < 0.8 \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3}$$

La siguiente tabla muestra las rigideces laterales de cada piso mediante el programa ETABS. Se realiza el chequeo de ambas expresiones.

Tabla 38. Comprobación piso flexible

Story	Output Case	Case Type	Stiff X tonf/mm	Stiff Y tonf/mm	CHECK		
					>70%	>80% PROM	
Story5	SISMO ESTAT X	LinStatic	7,06082	0		81%	3 pisos superiores
Story4	SISMO ESTAT X	LinStatic	9,15019	0	130%	105%	
Story3	SISMO ESTAT X	LinStatic	9,82603	0	107%	113%	
Story2	SISMO ESTAT X	LinStatic	10,8722	0	111%		
Story1	SISMO ESTAT X	LinStatic	15,51645	0	143%		
Promedio			8,67901333				
Story5	SISMO ESTAT Y	LinStatic	0	6,80844		91%	3 pisos superiores
Story4	SISMO ESTAT Y	LinStatic	0	7,75763	114%	103%	
Story3	SISMO ESTAT Y	LinStatic	0	7,97195	103%	106%	
Story2	SISMO ESTAT Y	LinStatic	0	8,38091	105%		
Story1	SISMO ESTAT Y	LinStatic	0	10,7837	129%		
Promedio				7,51267333			

Por lo tanto, la consideración en el proyecto del factor de irregularidad se mantiene igual a 1.

3. CONCLUSIONES

El sistema estructural propuesto de marcos especiales resistentes a momentos cumple con los límites y requisitos de resistencia sísmica especificados en las normas nacionales e internacionales.

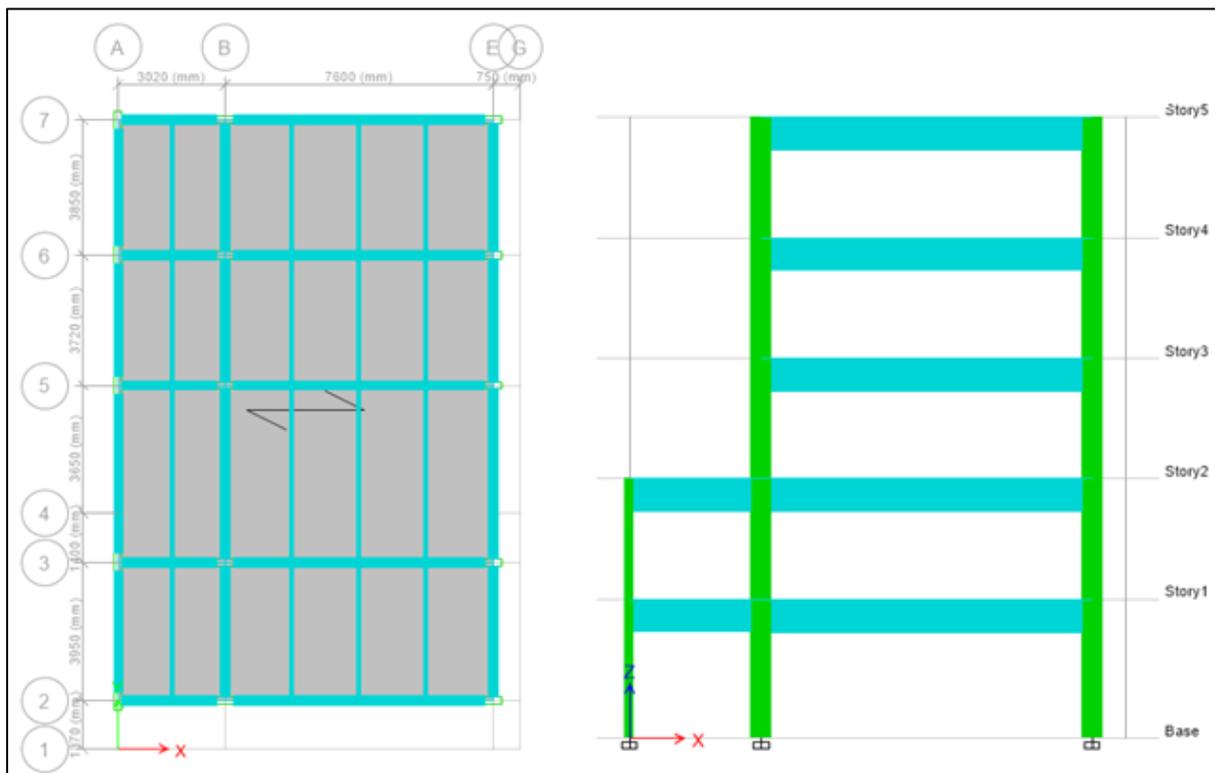
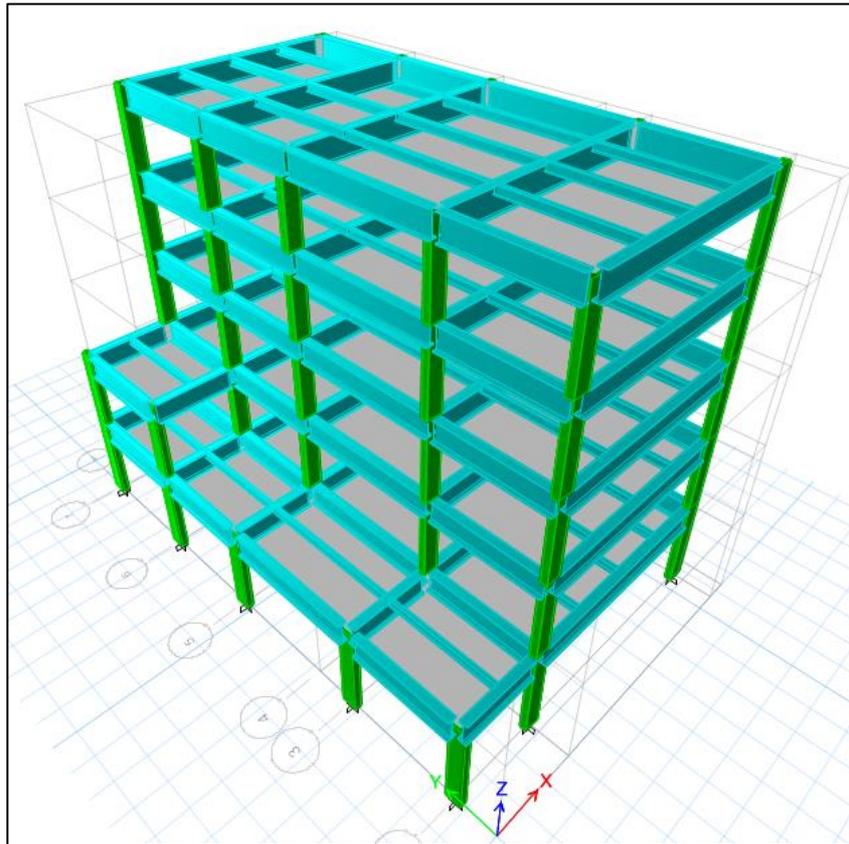
El diseño se realizó de forma manual y compilado en una memoria de cálculo estructural elaborada en Excel. Además, se han verificado los resultados obtenidos por el programa de análisis estructural ETABS.

La importancia de desarrollar un diseño sismorresistente es precisamente para que las estructuras puedan resistir un evento sísmico donde el objetivo principal es salvaguardar la integridad y la vida de las personas.

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: AISC 358-16.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC 341-16.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC 360-16.
- American Institute of Steel Construction. (2017). *Steel Construction Manual*. 15th Edition. United States: AISC.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of Steel Structures*. United States: McGraw-Hill.
- Fisher, J., & Kloiber, L. (2010). *Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design*. United States: AISC.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No sísmicas)*. Quito: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico (Diseño Sismorresistente)*. Quito: MIDUVI.
- Segui, W. (2018). *Steel Design*. 6th Edition, Boston: Cengage Learning.
- Yépez F. (2020), *Ingeniería Sismo-resistente*, USFQ, 2020.

ANEXO A: MODELADO 3D EDIFICIO DE 5 PISOS



Nota: Imágenes del modelado del edificio en 3D y las vistas en planta y elevación

ANEXO B: RESISTENCIAS DE PERNOS A TENSIÓN Y CORTE

Tabla 7-1									
Diámetro Perno [in]			5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2
Area Nominal Perno [in ²]			0,307	0,44	0,60	0,79	0,99	1,23	1,77
Designation	Thread Cond	φF _{nv}	φ _{rn}						
Group A	N	40,5	12,4	17,9	24,3	31,8	40,3	49,8	71,7

Tabla 7-2									
Diámetro Perno [in]			5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2
Area Nominal Perno [in ²]			0,307	0,44	0,60	0,79	0,99	1,23	1,77
Designation	Thread Cond	φF _{nv}	φ _{rn}						
Group A	N	67,5	20,7	29,8	40,6	53	67,1	82,8	119

Tabla 7-4									
Diámetro Perno [in]			5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2
Area Nominal Perno [in ²]			0,307	0,44	0,60	0,79	0,99	1,23	1,77
Hole Type	Spacing	F _u ksi	φ _{rn}						
STD	2 2/3 d	65	57,3	69,5	81,7	90,2	102	115	139

Tabla 7-5									
Diámetro Perno [in]			5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2
Area Nominal Perno [in ²]			0,307	0,44	0,60	0,79	0,99	1,23	1,77
Hole Type	Spacing	F _u ksi	φ _{rn}						
STD	1 1/4	65	53	49,4	45,7	40,2	36,6	32,9	25,6

Nota: Tablas de resistencias de pernos correspondiente al *Steel Construction Manual*