

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**Diseño Sismo Resistente de Estructura en Acero para un Edificio de 8 Pisos con  
Sistema Porticado en la Ciudad de Quito**

**Juan Fernando Sánchez Páliz**

**Ingeniería Civil**

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

Quito, 30 de noviembre de 2024

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**HOJA DE CALIFICACION DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Diseño Sismo Resistente de Estructura en Acero para un Edificio de 8 Pisos con  
Sistema Porticado en la Ciudad de Quito**

**Juan Fernando Sánchez Páliz**

**Nombre del Profesor, Título académico**

**Pablo Torres, PhD**

Quito, 08 de noviembre de 2024

## © 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 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: Juan Fernando Sanchez

Código: 00118465

Cedula de identidad: 1715678163

Lugar y fecha: Quito, 08 de noviembre de 2024

## RESUMEN

Ecuador, debido a su ubicación geográfica, está expuesto a un alto peligro sísmico. A lo largo de la historia, nuestro país ha enfrentado grandes colapsos estructurales en varias zonas del territorio, resultando en pérdidas humanas considerables. Este riesgo ha impulsado la necesidad de mejorar continuamente el diseño estructural y la construcción de estructuras resistentes a sismos, especialmente en edificios de mediana altura. En el presente proyecto se plantea el diseño de un edificio de 8 pisos, ubicado en la ciudad de Quito, con estructura de acero en un sistema porticado y adaptado a las características del suelo tipo D.

Este trabajo incluye el modelado y diseño de una estructura sismo resistente, conformada por vigas y columnas tipo I, elementos clave en la resistencia a las fuerzas sísmicas esperadas para la región. El diseño ha sido orientado para cumplir con las derivas establecidas en las normas y para garantizar que tanto el refuerzo longitudinal como transversal de los elementos estructurales cumplan con los chequeos requeridos.

Todas las especificaciones y detalles de este proyecto han sido realizadas de acuerdo con los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y la normativa AISC para estructuras de acero. Este diseño busca servir como una referencia práctica para futuros ingenieros interesados en desarrollar proyectos que cumplan con los requisitos de seguridad sísmica en el contexto ecuatoriano.

**Palabras clave:** Diseño sismo resistente, Estructura de acero, Sistema porticado, Edificio de 8 pisos, Quito, Suelo tipo D, Vigas y columnas tipo I, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), AISC, Derivas estructurales, Modelado estructural, Alta actividad sísmica.

## ABSTRACT

Due to its geographical location, Ecuador is highly vulnerable to seismic activity. Throughout history, the country has faced major structural collapses in various regions, resulting in significant loss of life. This risk has driven the ongoing need to improve structural design and construction for earthquake-resistant buildings, especially for medium-rise structures. This project focuses on the design of an 8-story building located in Quito, with a steel structure in a moment-resisting frame system and adapted to the characteristics of Type D soil.

This study includes the modeling and design of a seismically resilient structure, comprising I-shaped beams and columns as key elements to withstand the expected seismic forces in the region. The design has been tailored to meet the drift requirements specified in building codes and to ensure that both the longitudinal and transverse reinforcement of the structural elements satisfy the necessary checks.

All specifications and detailing of this project have been carried out following the guidelines of the Ecuadorian Construction Standard (NEC-2015) and the AISC standards for steel structures. This design aims to serve as a practical reference for future engineers interested in developing projects that comply with seismic safety requirements within the Ecuadorian context.

**Key Word:** Seismic-resistant design, steel structure, moment-resisting frame system, 8-story building, Quito, Type D soil, I-shaped beams and columns, Ecuadorian Construction Standard (NEC-2015), AISC, structural drifts, structural modeling, high seismic activity

## TABLA DE CONTENIDO

INDICE DE TABLAS .....	7
INDICE DE FIGURAS.....	8
INTRODUCCION .....	9
DESARROLLO .....	10
Modelado Estructural .....	12
Análisis Sísmico .....	22
Optimización de Diseño .....	39
Diseño de Viguetas: .....	39
Diseño de Vigas: .....	44
Diseño de Columnas: .....	47
Diseño de conexiones .....	52
Validación .....	54
1. Viguetas .....	54
2. Vigas .....	55
3. Columnas .....	55
4. Conexiones .....	56
CONCLUSIONES: .....	57
REFERENCIAS.....	58

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Peso del Edificio de 8 pisos</i> .....	22
Tabla 2 <i>Valores Z por Zona Sísmica</i> .....	24
Tabla 3 <i>Factor de reducción R</i> .....	24
Tabla 4 <i>Factores de Sitio Fa</i> .....	26
Tabla 5 <i>Factores de sitio Fd</i> .....	26
Tabla 6 <i>Factores de comportamiento Fs</i> .....	27
Tabla 7 <i>Valor de aproximación de Ct y X</i> .....	28
Tabla 8 <i>Factor K debido a T</i> .....	30
Tabla 9 <i>Factor de amplificación regional</i> .....	31
Tabla 10 <i>Valor Sa en función de T</i> .....	34
Tabla 11 <i>Coefficiente I</i> .....	35
Tabla 12 <i>Datos de Perfil de Vigueta</i> .....	40
Tabla 13 <i>Comparación de momentos</i> .....	41
Tabla 14 <i>Calculo conectores de Corte</i> .....	43
Tabla 15 <i>Cálculos de Momento y Cortante</i> .....	45
Tabla 16 <i>Relación de Alma y Patín</i> .....	46
Tabla 17 <i>Medidas Perfil de Viga</i> .....	46
Tabla 18 <i>Ecuación de Interacción</i> .....	49
Tabla 19 <i>Verificaciones Aplastamiento y Flexo torsión</i> .....	50
Tabla 20 <i>Ductilidad de Alma y Patín</i> .....	51
Tabla 21 <i>Perfil de Columna</i> .....	51
Tabla 22 <i>Parámetros para Panel Zonal</i> .....	53
Tabla 23 <i>Parámetros para conexión WUF</i> .....	54

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1	<i>Vista en planta edificio original</i> .....	10
Figura 2	<i>Vista en planta modelo modificado</i> .....	12
Figura 3	<i>Características del material Acero A572Gr50</i> .....	13
Figura 4	<i>Catálogo de Novalosa de 55mm</i> .....	14
Figura 5	<i>Especificaciones de la sección de losa</i> .....	15
Figura 6	<i>Modelo Preliminar del Edificio</i> .....	16
Figura 7	<i>Vista en planta del primer piso</i> .....	18
Figura 8	<i>Vista de los elementos liberados</i> .....	19
Figura 9	<i>Cargas muertas en cada piso</i> .....	20
Figura 10	<i>Carga viva en cada piso</i> .....	20
Figura 11	<i>Modelo en 3D del edificio</i> .....	21
Figura 12	<i>Mapa de Zonificación Sísmica</i> .....	23
Figura 13	<i>Diagrama de Momento</i> .....	39
Figura 14	<i>Diagrama de momento en Viga</i> .....	44
Figura 15	<i>Diagrama de momento en Viga</i> .....	45
Figura 16	<i>Carga Axial Combinación 1</i> .....	47
Figura 17	<i>Carga Axial Combinación 2</i> .....	47
Figura 18	<i>Momento máximo en X</i> .....	48
Figura 19	<i>Momento máximo en Y</i> .....	48



## INTRODUCCION

Ecuador es un país ubicado en una zona de alta actividad sísmica debido a la convergencia de varias placas tectónicas en su entorno geográfico. Este factor hace que las ciudades ecuatorianas, especialmente aquellas con alta densidad poblacional, enfrenten un riesgo considerable de desastres sísmicos, los cuales, en el pasado, han ocasionado grandes pérdidas materiales y humanas. La ciudad de Quito, como capital y uno de los centros urbanos más grandes del país, no es una excepción. Su ubicación en una región con suelo tipo D, que presenta características de deformación moderada a alta durante eventos sísmicos, plantea desafíos adicionales para los diseñadores y constructores que buscan crear edificaciones seguras y resilientes.

En este contexto, el presente proyecto propone el diseño de un edificio de 8 pisos con una estructura de acero basada en un sistema porticado de resistencia sísmica. Para cumplir con los requisitos normativos y asegurar la integridad de la estructura, el diseño incorpora vigas y columnas de perfil tipo I, seleccionadas por su capacidad para absorber y disipar las fuerzas sísmicas de manera eficaz. Además, se aplican los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y las especificaciones del AISC, que garantizan un diseño adecuado para enfrentar los eventos sísmicos propios de la región.

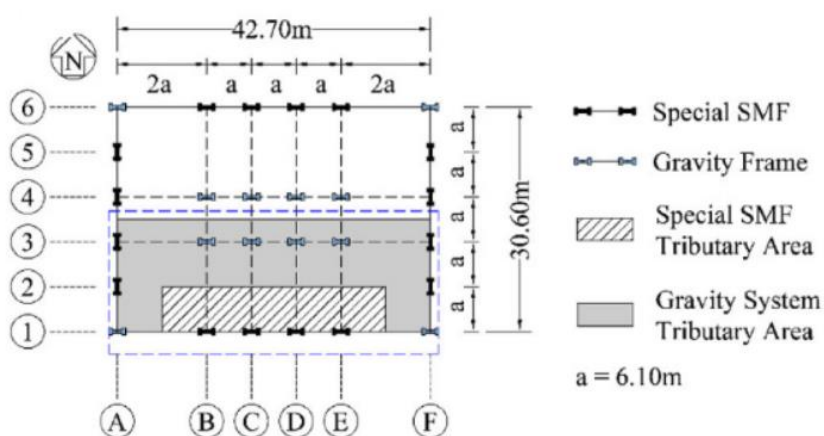
El objetivo principal de este proyecto es no solo lograr una estructura capaz de resistir sismos significativos, sino también establecer un modelo de referencia para futuros diseños de edificios sismo resistentes en Quito y otras zonas con características sísmicas similares. A través de un análisis detallado del comportamiento estructural y del cumplimiento de las derivas y refuerzos especificados en la normativa, este estudio contribuye al desarrollo de infraestructuras más seguras y preparadas para el entorno ecuatoriano.

## DESARROLLO

El presente proyecto tiene como base el trabajo desarrollado en la asignatura de Estructuras de Acero 2, realizado en el semestre anterior bajo la supervisión del mismo tutor. A continuación, se presentan las especificaciones originales del proyecto de Estructuras de acero 2.

**Figura 1**

*Vista en planta edificio original*



*Nota:* El grafico es el diseño original manejado en la clase de Estructuras de Acero 2.

El edificio objeto de estudio corresponde a una edificación de ocho pisos destinada a uso habitacional. La configuración estructural de la planta, ilustrada en la figura adjunta, es uniforme para todos los entrepisos, lo que facilita la estandarización del diseño y análisis. El sistema estructural empleado incluye pórticos perimetrales de acero a momento y arriostrados, diseñados para resistir las fuerzas sísmicas, complementados con vigas y columnas compuestas que se encargan de las cargas gravitacionales. En la representación gráfica, las columnas sismorresistentes están identificadas en color negro, mientras que las columnas gravitacionales, encargadas de soportar únicamente las cargas verticales, se destacan en color verde.

El sistema de entrepiso consiste en viguetas de acero que trabajan en conjunto con una losa de hormigón colada sobre una placa colaborante, asegurando una distribución eficiente de las

cargas y un comportamiento estructural integral. Las condiciones de apoyo del modelo asumen que las columnas del primer piso están empotradas, garantizando una adecuada transferencia de esfuerzos al suelo. Además, las columnas deben considerarse como continuas en el modelo idealizado para asegurar una distribución uniforme de las cargas a lo largo de los niveles superiores.

En cuanto a las conexiones estructurales, los pórticos sismorresistentes emplean conexiones rígidas para maximizar su capacidad de disipación de energía sísmica, mientras que las vigas del sistema gravitacional se conectan mediante articulaciones a las columnas, permitiendo cierta flexibilidad en estas últimas.

El modelo estructural ha sido configurado conforme a las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Las cargas asignadas incluyen:

**Carga muerta**, correspondiente al peso de los elementos estructurales, determinado automáticamente por el programa de diseño estructural, considerando un sistema de entrepiso con viguetas de acero y placa colaborante.

**Sobrecarga muerta**, estimada en  $200 \text{ kg/m}^2$ .

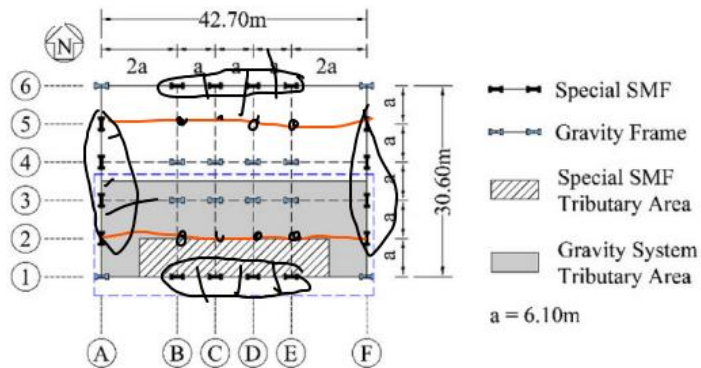
**Carga viva**, asignada como  $250 \text{ kg/m}^2$ .

Con base en el análisis preliminar de este modelo, se ha decidido no emplear el sistema de arriostramiento inicialmente previsto. En su lugar, se ha optado por reforzar el diseño mediante la incorporación de vigas adicionales en los ejes 2 y 5, ajustando el sistema estructural para garantizar el cumplimiento de los requisitos de seguridad y desempeño estructural. Este refinamiento se plantea como una mejora para el diseño definitivo del proyecto, asegurando una distribución más

eficiente de las fuerzas internas y un comportamiento óptimo frente a las demandas sísmicas y gravitacionales.

**Figura 2**

*Vista en planta modelo modificado*



*Nota:* Diseño modificado, uso de línea naranja como aumento de vigas.

### Modelado Estructural

El modelado estructural del edificio se llevó a cabo utilizando el software ETABS, seleccionando un diseño preliminar de 8 pisos con una altura de entrepiso de 3 metros. Estas dimensiones fueron determinadas con base en la experiencia previa adquirida en el curso de Estructuras de Acero 2, donde se desarrolló un proyecto similar como parte del programa académico.

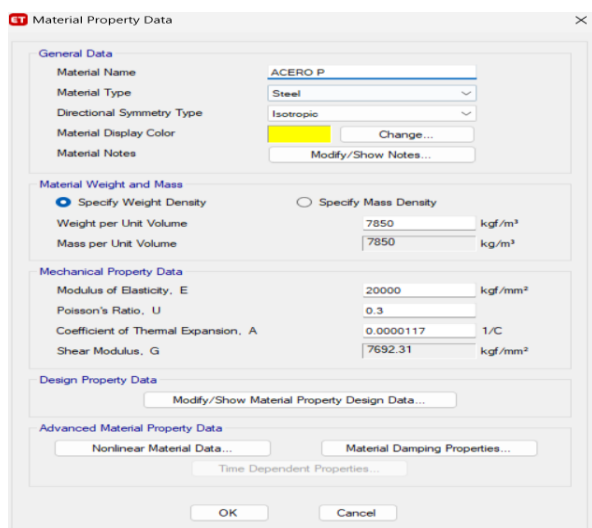
En cuanto a los materiales, se optó por utilizar acero estructural A572Gr50, ampliamente reconocido por sus propiedades mecánicas y su disponibilidad en el mercado de la construcción en Ecuador. Este material cumple con los estándares especificados por el American Institute of Steel Construction (AISC, 2017) y es ideal para garantizar la resistencia y durabilidad necesarias en estructuras sismo resistentes.

El modelado se realizó mediante el software ETABS, una herramienta ampliamente utilizada en ingeniería estructural para analizar y diseñar edificaciones complejas. Este programa permite la integración de materiales como el acero A572Gr50 y asegura el cumplimiento de las normativas vigentes (Computers and Structures, Inc., 2022). Además, el diseño sigue los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), que establece los parámetros para la resistencia sísmica y la seguridad estructural en el contexto local (MIDUVI, 2015).

La configuración inicial del material, así como sus especificaciones técnicas, fueron ingresadas en el programa ETABS. En la figura adjunta, se detallan las características del acero A572Gr50 según las configuraciones aplicadas en el software.

### Figura 3

#### *Características del material Acero A572Gr50*



The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:**
  - Material Name: ACERO P
  - Material Type: Steel
  - Directional Symmetry Type: Isotropic
  - Material Display Color: Yellow
  - Material Notes: (empty)
- Material Weight and Mass:**
  - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density (unselected)
  - Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m<sup>3</sup>
  - Mass per Unit Volume: 7850 kg/m<sup>3</sup>
- Mechanical Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E: 20000 kgf/mm<sup>2</sup>
  - Poisson's Ratio, U: 0.3
  - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000117 1/C
  - Shear Modulus, G: 7692.31 kgf/mm<sup>2</sup>
- Design Property Data:**
  - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
  - Nonlinear Material Data...
  - Material Damping Properties...
  - Time Dependent Properties...

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

*Nota:* propiedades del material ACERO P.

El acero A572Gr50 fue seleccionado como material principal para los miembros estructurales, incluidas las vigas, viguetas y columnas de la edificación.

Además, el diseño incorpora losas de sección compuesta, un elemento clave para garantizar una interacción eficaz entre las viguetas de acero y el concreto. Siguiendo las especificaciones proporcionadas, se utilizó el catálogo de Nováosla de 55 mm para determinar el grosor equivalente de la losa colaborante. Este enfoque asegura una distribución uniforme de las cargas y cumple con los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) para garantizar un diseño seguro y eficiente (MIDUVI, 2015).

#### Figura 4

*Catálogo de Novalosa de 55mm*

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa {a} (cm)	Volumen hormigón (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Peso hormigón (kg/m <sup>2</sup> )	Id {b} (cm <sup>2</sup> /m)	ΦsMno {c} (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875
1,00	5	0,07473	179,3	654,57	1,230
	6	0,08473	203,3	851,84	1,437
	8	0,10473	251,3	1358,74	1,872
	10	0,12473	299,3	2035,55	2,327
	12	0,14473	347,3	2906,07	2,796
	14	0,16473	395,3	3993,85	3,274
	16	0,18473	443,3	5322,30	3,759

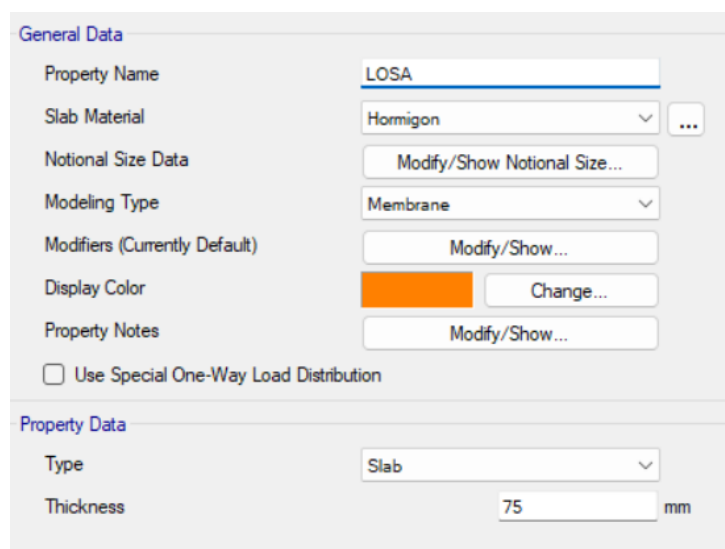
*Nota:* Captura del catálogo de propiedades de la sección Compuestas Novalosa 55mm (Novacero, 2019).

En base a este catálogo se selecciona a mi discreción del espesor 0.76mm, el espesor de losa de 5cm que tiene un peso de 179.8kg/m<sup>3</sup>. Si tomamos en cuenta este peso equivalente, pero con respecto a si fuera una losa maciza se tendría un espesor de dicha losa de 7.5cm. Este último dato se debe tomar en cuenta para el montaje del modelo en ETABS.

En base al catálogo de Nováosla, se seleccionó un espesor de 0.76 mm para la losa colaborante, el cual corresponde a una losa de 5 cm de espesor con un peso de 179.8 kg/m<sup>2</sup>. Esta elección se realizó considerando las características de carga y distribución necesarias para garantizar la resistencia de la estructura. Si se considerara una losa maciza en lugar de la losa colaborante, el espesor necesario para alcanzar el mismo peso equivalente sería de 7.5 cm. Este dato es crucial para el modelado en ETABS, ya que el software requiere la especificación exacta del peso y el espesor para asegurar un análisis preciso de las cargas y el comportamiento estructural bajo diferentes condiciones (Computers and Structures, Inc., 2022).

## Figura 5

### *Especificaciones de la sección de losa*



The image shows a screenshot of the ETABS software interface for defining a slab property. The interface is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.

**General Data:**

- Property Name: LOSA
- Slab Material: Hormigon
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Membrane
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
- Display Color: Orange
- Property Notes: Modify/Show...
- Use Special One-Way Load Distribution

**Property Data:**

- Type: Slab
- Thickness: 75 mm

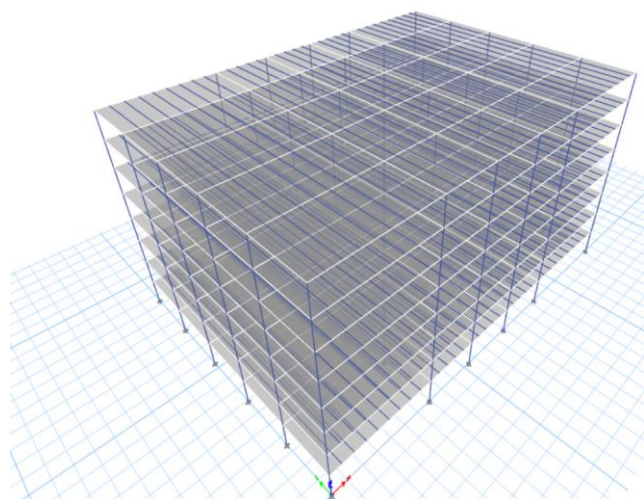
*Nota:* Captura de las propiedades de la losa a utilizar.

Continuamos con el montaje del edificio al llevarlo a cabo en ETABS el proceso no es muy complejo, puesto que la herramienta en si es intuitiva de manera que obtenemos el siguiente modelo visto en 3d

El proceso de montaje del edificio en el software ETABS no resultó ser complejo, ya que la herramienta es intuitiva y facilita la creación de modelos estructurales detallados. Este software permite una representación precisa de los elementos estructurales en tres dimensiones, lo que optimiza el proceso de diseño y análisis. Utilizando las especificaciones y los materiales previamente definidos, se obtuvo el modelo 3D del edificio, el cual se visualiza claramente en la figura adjunta. La capacidad del software para integrar y mostrar la distribución de las cargas, los esfuerzos y los materiales en un solo entorno facilita la evaluación de la seguridad estructural bajo condiciones sísmicas y gravitacionales (Computers and Structures, Inc., 2022).

### **Figura 6**

#### *Modelo Preliminar del Edificio*



*Nota:* Vista isométrica del modelo del edificio.

Por el momento se determinarán las dimensiones de vigas, viguetas y columnas de manera, uniforme y arbitraria, debido a que el objetivo principal de crear este modelo es determinar un peso aproximado del edificio y este utilizar lo para los cálculos posteriores para cortante basal y derivas de piso

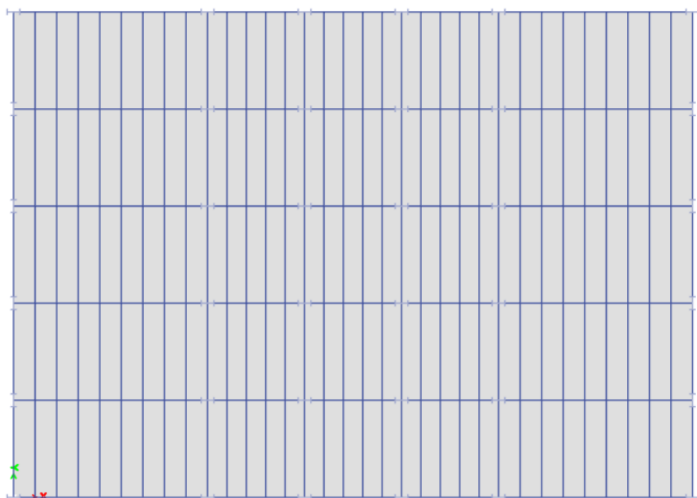


Por el momento, se determinarán las dimensiones de las vigas, viguetas y columnas de manera uniforme y arbitraria, ya que el objetivo principal en esta etapa del proyecto es obtener un peso aproximado del edificio. Este peso será utilizado en los cálculos posteriores, específicamente para determinar el cortante basal y las derivas de piso, elementos cruciales en el análisis sísmico de la estructura. Si bien las dimensiones no son definitivas en esta fase, se asegura que los valores seleccionados cumplen con los requisitos básicos de carga para continuar con el análisis estructural preliminar. Este enfoque permite avanzar en el modelado y realizar una primera aproximación que facilite la evaluación de la estabilidad y comportamiento sísmico del edificio en fases posteriores del diseño (Computers and Structures, Inc., 2022).

En el diseño del sistema de entrepiso, se determinó que las viguetas tendrán un espaciamiento que podría variar entre 1.3 m y 2 m, basado en las longitudes efectivas permitidas por las condiciones estructurales. Tras un análisis preliminar, se decidió establecer un espaciamiento de 1.5 m entre viguetas, ya que esta configuración optimiza la distribución de cargas y asegura la eficiencia estructural dentro de los parámetros establecidos. La figura adjunta ilustra la disposición final de las viguetas con este espaciamiento, lo que permite visualizar su integración en el modelo estructural y su papel en la transferencia de cargas hacia las columnas y vigas principales. Este criterio de diseño asegura que el sistema colabore eficientemente con la losa compuesta y cumpla con los requisitos de diseño establecidos en la NEC-2015 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

**Figura 7**

*Vista en planta del primer piso*



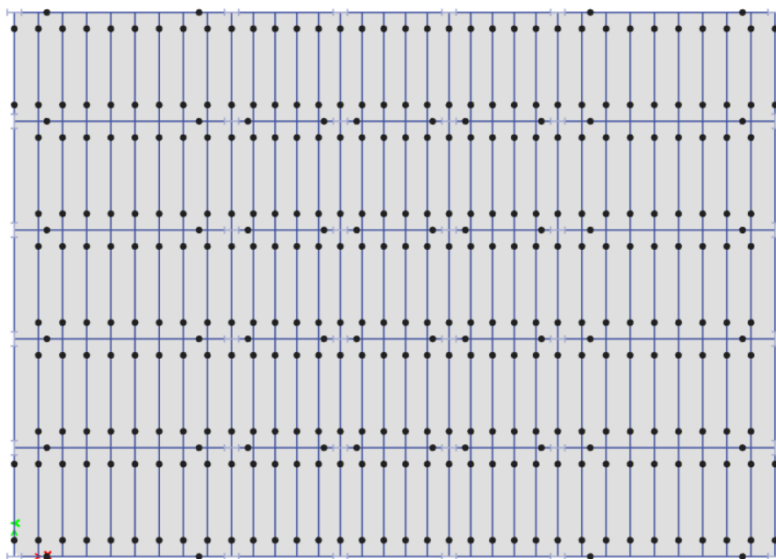
*Nota:* Visualización de las viguetas y vigas en el primer piso del edificio.

Para asegurar el correcto comportamiento del modelo estructural como un sistema a pórticos sismo resistentes, se utilizó la función *Frame Releases* del software ETABS. Esta herramienta permite liberar los momentos en las viguetas y en algunas vigas perimetrales de cada piso, logrando que dichos elementos no transmitan momentos, torques, palancas ni giros hacia otros miembros estructurales. Al aplicar estas liberaciones, se garantiza que los miembros seleccionados actúen exclusivamente bajo cargas gravitacionales, mientras que las conexiones rígidas necesarias para el sistema sismorresistente se mantengan en los pórticos principales.

Este procedimiento es fundamental para que el modelo refleje adecuadamente las condiciones reales de diseño y permita cumplir con las especificaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), asegurando un comportamiento óptimo ante eventos sísmicos (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

## Figura 8

*Vista de los elementos liberados*



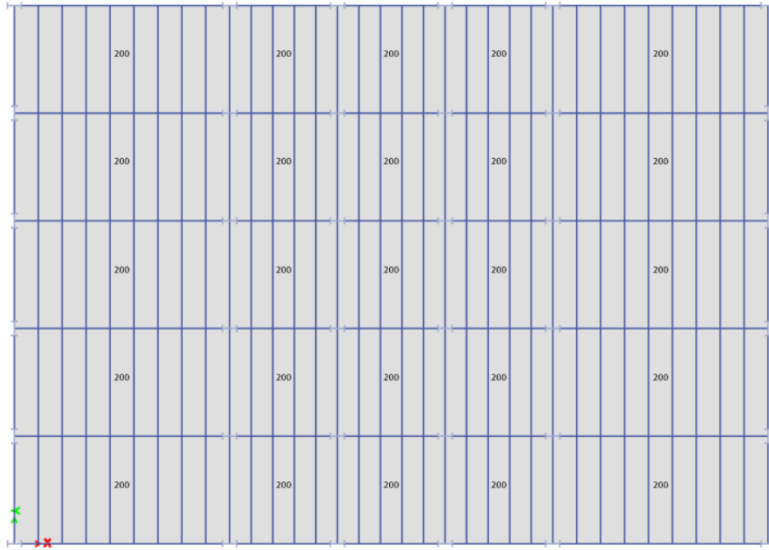
*Nota:* Visualización de las vigas y viguetas que no transmiten momentos.

El siguiente paso consistió en la asignación de las cargas muertas y vivas al modelo estructural. De acuerdo con las especificaciones establecidas en la NEC-2015, se consideró una carga viva de  $250 \text{ kg/m}^2$  y una sobrecarga muerta de  $200 \text{ kg/m}^2$ . Estas cargas fueron configuradas en el modelo mediante la asignación directa a las losas para cada piso. Este procedimiento permite que el programa ETABS interprete y distribuya las cargas correctamente en todos los elementos estructurales, asegurando un análisis preciso del comportamiento del edificio bajo diferentes condiciones de carga.

La figura adjunta ilustra cómo el software representa gráficamente las cargas asignadas, facilitando la validación visual del modelo y su congruencia con las especificaciones normativas (Computers and Structures, Inc., 2022; MIDUVI, 2015).

**Figura 9**

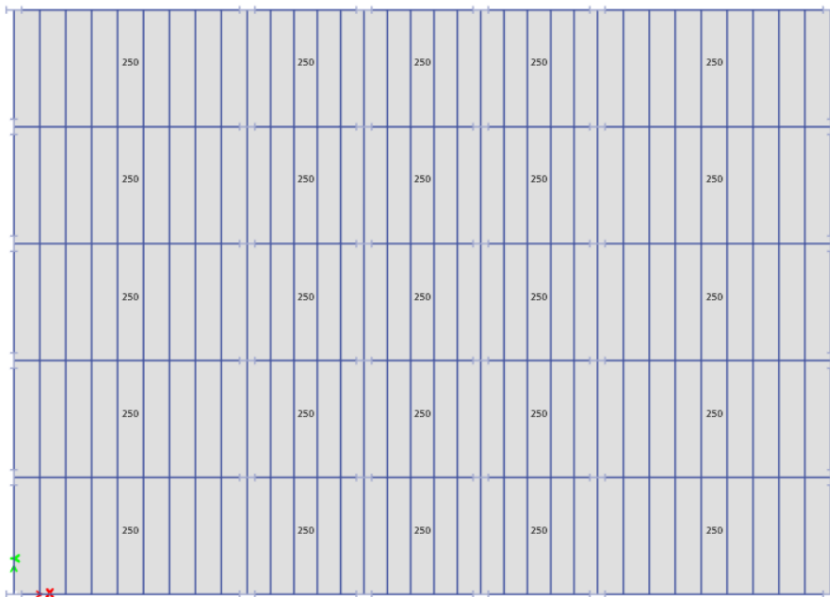
*Cargas muertas en cada piso*



*Nota:* Visualización de las cargas muertas distribuidas en la losa de piso.

**Figura 10**

*Carga viva en cada piso*



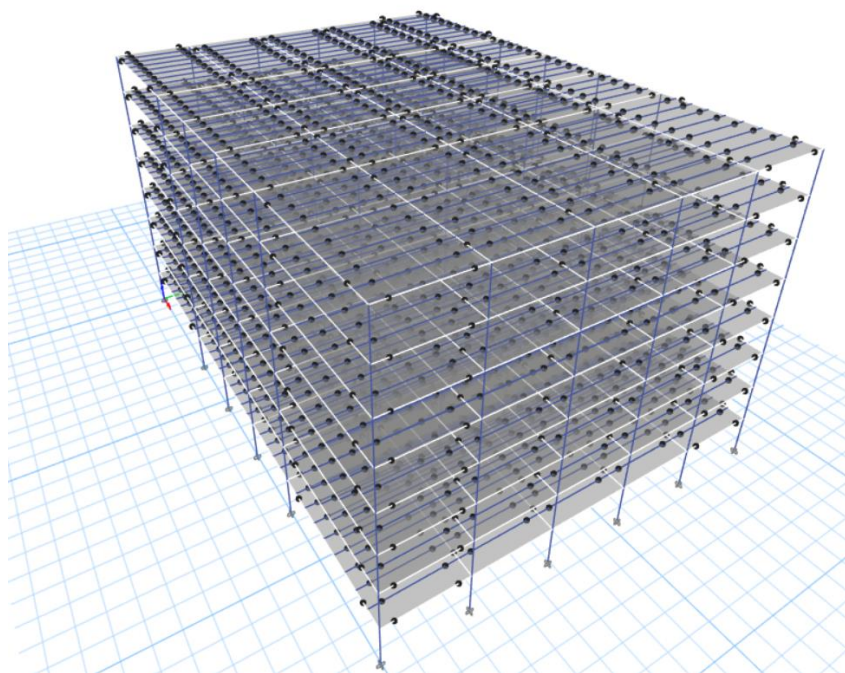
*Nota:* Visualización de las cargas vivas distribuidas en la losa de piso.

Una vez completado el montaje y la asignación de las cargas, se generó una vista en tres dimensiones (3D) del modelo computacional en el software ETABS. Esta representación permite observar la estructura completa y analizar la disposición de los elementos estructurales, como vigas, columnas y viguetas, junto con las configuraciones asignadas para cargas y conexiones.

La visualización en 3D proporciona una herramienta intuitiva para verificar la integridad del modelo y asegurarse de que todos los elementos están correctamente definidos y alineados con los objetivos de diseño. Además, este enfoque facilita la identificación de posibles inconsistencias en el modelo antes de proceder con los análisis estructurales detallados (Computers and Structures, Inc., 2022).

### **Figura 11**

*Modelo en 3D del edificio*



*Nota:* Visualización final del Modelo en 3D del edificio.

Con el modelo estructural completo, se procedió a determinar el peso total del edificio utilizando las funciones integradas del software ETABS. Este análisis considera las cargas asignadas previamente, así como el peso propio de los elementos estructurales, como vigas, columnas, viguetas y losas. El software calcula el peso con base en los materiales definidos y las configuraciones establecidas, garantizando un resultado preciso que es fundamental para los cálculos posteriores de diseño sísmico, como el cortante basal y las derivas de piso.

La figura adjunta muestra el resultado del cálculo del peso total del edificio, representado gráficamente por el programa, lo que facilita su interpretación y validación (Computers and Structures, Inc., 2022).

**Tabla 1**

*Peso del Edificio de 8 pisos*

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	LinStatic			0	0	5153.5183
Live	LinStatic			0	0	2604.7

*Nota:* Captura de la tabla de reacciones en la base del edificio en ETABS.

#### Análisis Sísmico

El análisis sísmico del edificio comenzó con la determinación del cortante basal, siguiendo las directrices establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Este cálculo se realizó a partir del peso total del diseño preliminar del modelo estructural, el cual asciende a 7758.22 toneladas. Este valor, previamente obtenido en el software ETABS, representa la suma del peso propio de los elementos estructurales y las cargas asignadas al modelo.

El siguiente paso fue determinar el período fundamental de vibración de la estructura, el cortante basal y su distribución a lo largo de los pisos. Para esto, primero se identificó la zona

sísmica correspondiente a la ubicación geográfica del proyecto. Dado que el edificio se encuentra en la ciudad de Quito, se utilizó el mapa de zonificación sísmica del Ecuador incluido en la NEC-2015. Este mapa establece los parámetros sísmicos específicos para cada región, asegurando que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad estructural ante eventos sísmicos (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

La figura adjunta muestra la ubicación de Quito en el mapa de zonificación sísmica, lo que permitió definir los valores de aceleración espectral y otros factores necesarios para el cálculo detallado del cortante basal.

## Figura 12

### Mapa de Zonificación Sísmica

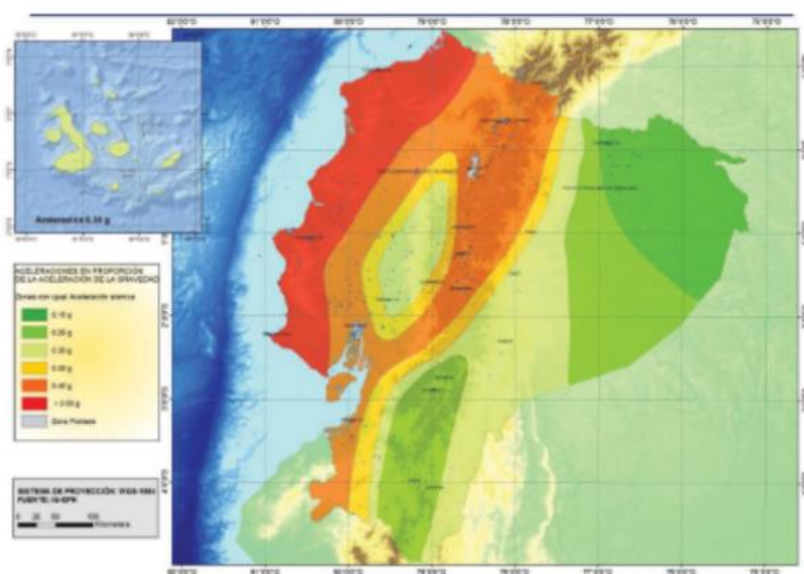


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

*Nota:* Mapa de zonificación sísmica proporcionado por la NEC (MIDUVI, 2015).

## Tabla 2

### Valores $Z$ por Zona Sísmica

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

Tabla 1. Valores del factor  $Z$  en función de la zona sísmica adoptada

*Nota:* Tabla de zonificación y caracterización del peligro sísmico (MIDUVI, 2015).

Según la zonificación sísmica definida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), la ciudad de Quito se encuentra clasificada dentro de la Zona 4. Esta clasificación corresponde a áreas con alta actividad sísmica y determina que el valor del coeficiente de zonificación sísmica ( $Z$ ) es igual a 0.35.

Siguiendo las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), se procedió a determinar el factor de importancia ( $I$ ) de la edificación, basándonos en los niveles de peligro sísmico establecidos en la normativa. Este parámetro refleja la relevancia funcional del edificio y su capacidad para soportar eventos sísmicos extremos, considerando su uso como edificación habitacional.

## Tabla 3

### Factor de reducción $R$

Sistemas Estructurales Dúctiles	$R$
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sísmo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

*Nota:* Tabla de factor de reducción sísmico  $R$  (MIDUVI, 2015).



De acuerdo con la clasificación presentada en la tabla de la NEC-2015, el edificio se encuentra en la categoría II. Para este tipo de estructuras, el factor de importancia asignado es 1.0. Además, el factor de reducción sísmica ( $R$ ), que considera la ductilidad y redundancia del sistema estructural, se seleccionó como 8.0 debido al diseño estructural basado en pórticos a momento de acero, los cuales cumplen con las especificaciones requeridas para sistemas altamente dúctiles (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

El siguiente paso en el análisis sísmico consistió en determinar los factores de sitio necesarios para evaluar la respuesta sísmica del terreno, siguiendo las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Estos factores son fundamentales para ajustar las aceleraciones espectrales de diseño considerando las características del suelo donde se ubicará la edificación.

**Factor  $F_a$ :** Este parámetro ajusta la aceleración espectral para períodos cortos y depende del tipo de suelo y la zona sísmica correspondiente. Dado que el edificio se encuentra en Quito, clasificado como un suelo tipo D según la NEC-2015, y ubicado en la Zona 4, se utilizó la tabla correspondiente para determinar un valor de  $F_a$  adecuado.

**Factor  $F_d$ :** Este factor ajusta la aceleración espectral para períodos intermedios y largos. También depende del tipo de suelo y la zona sísmica. Se utilizó el mismo procedimiento para obtener el valor de  $F_d$  a partir de las tablas de la NEC-2015.

**Factor  $F_s$ :** Este factor combina los ajustes de  $F_a$  y  $F_d$  para obtener las aceleraciones espectrales de diseño que representan el movimiento sísmico esperado en la edificación.

Estos factores se incorporaron en los cálculos del análisis dinámico y aseguraron que el diseño cumpliera con las exigencias de la normativa, proporcionando un nivel adecuado de

seguridad estructural frente a eventos sísmicos severos (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

#### Tabla 4

##### *Factores de Sitio Fa*

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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_s$

#### Tabla 5

##### *Factores de sitio Fd*

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

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

## Tabla 6

### Factores de comportamiento $F_s$

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

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$ .

Los valores de los factores de sitio ( $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ ) se obtuvieron a partir de la interacción entre la zona sísmica y el tipo de suelo correspondiente, siguiendo las directrices de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Estos factores ajustan las aceleraciones espectrales para considerar las condiciones locales del terreno, esenciales para un diseño sísmico preciso.

En el caso de este proyecto, el edificio se localiza en un suelo clasificado como tipo *D* (suelo intermedio) y en la Zona Sísmica 4, la de mayor actividad sísmica en el país. Según las tablas de la NEC-2015:

- El factor  $F_a$  (para períodos cortos) es 1.25.
- El factor  $F_d$  (para períodos largos) es 1.25.
- El factor combinado  $F_s$  es 1.19.

Estos valores reflejan el nivel de amplificación que el terreno podría imponer sobre el movimiento sísmico y fueron incorporados directamente en el cálculo de las aceleraciones espectrales y, por consiguiente, del cortante basal de diseño (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

Conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), el periodo fundamental de vibración de una estructura puede calcularse utilizando una fórmula que combina dos factores clave:  $C_t$  y  $x$ . Estos coeficientes dependen directamente del tipo de estructura y material utilizado, factores que reflejan las propiedades dinámicas de la edificación.

En el caso del edificio objeto de estudio, que corresponde a una estructura de acero con pórticos a momento, los valores de  $C_t$  y  $x$  deben determinarse a partir de las tablas incluidas en la NEC-2015. En la siguiente imagen se presenta la información relevante para identificar dichos parámetros en función del sistema estructural seleccionado.

Esta determinación es esencial para calcular el periodo aproximado, que a su vez influye en la evaluación de las fuerzas sísmicas, garantizando que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad estructural estipulados en la normativa (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

## Tabla 7

*Valor de aproximación de  $C_t$  y  $X$*

Table 12.8-2. Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$ .

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>*</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>*</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1, line B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>*</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>*</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>*</sup>	0.75

<sup>\*</sup>SI equivalents in parentheses.

Para este proyecto, se determinaron los valores de los coeficientes necesarios para el cálculo del periodo fundamental de vibración de la estructura, siguiendo las directrices de la NEC-2015. En este caso:

- El coeficiente  $C_t$  se tomó como 0.0724, correspondiente a estructuras de acero con pórticos a momento.
- El exponente  $x$  fue definido como 0.8, tal como lo establece la normativa para este tipo de estructuras.

Estos valores se sustituyeron en la fórmula proporcionada por la NEC-2015, la cual está en función de la altura total de la edificación ( $h_n$ ):

### **Ecuación 1**

$$T = C_t * h_n^x = 0.92$$

En donde:

$T$ : representa el periodo de la estructura (en segundos).

$h_n$ : es la altura total del edificio, que para este proyecto es de 24 metros (8 pisos con una altura entre pisos de 3 metros).

El cálculo resultante proporciona el periodo aproximado, un parámetro fundamental para la evaluación de las fuerzas sísmicas y la distribución de la carga sísmica en los diferentes niveles de la edificación (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

El siguiente paso en el análisis sísmico es determinar el factor de distribución vertical, conocido como  $k$ . Este factor es fundamental para la correcta asignación de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de la estructura, permitiendo un diseño más preciso y seguro.

La determinación de  $k$  está condicionada por las características dinámicas de la estructura, como el periodo fundamental ( $T$ ), y se define a partir de las tablas proporcionadas por la NEC-2015. En la imagen adjunta se presenta la tabla utilizada, que relaciona el valor de  $T$  con el correspondiente factor  $k$ .

Este cálculo asegura que las fuerzas sísmicas sean distribuidas proporcionalmente entre los niveles de la edificación, considerando las diferencias en rigidez y masa, lo que contribuye al cumplimiento de las normas de diseño sísmico para edificaciones en Ecuador (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

### Tabla 8

*Factor K debido a T*

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

Dado que el periodo fundamental de la estructura calculado previamente se encuentra en el rango de 0.5 a 2.5 segundos, es necesario utilizar la ecuación intermedia especificada por la NEC-2015 para determinar el factor  $k$ . Esta ecuación es aplicable a estructuras con periodos dentro de dicho intervalo, ya que considera las variaciones de rigidez y masa a lo largo de la altura del edificio.

Sustituyendo los valores correspondientes en la fórmula, se obtiene el siguiente resultado:

### Ecuación 2

$$k = 0.75 + 0.50 * T = 1.21$$

El valor de  $k$  obtenido se empleará posteriormente para distribuir las fuerzas sísmicas a lo largo de los niveles del edificio, asegurando un diseño estructural que cumpla con los requisitos de seguridad y normativa vigente (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

Para determinar el valor del factor de amplificación regional ( $\eta$ ), se hace uso de las tablas y directrices establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Este factor varía en función de la región sísmica en la que se encuentra ubicada la edificación, siendo un parámetro clave para ajustar las fuerzas sísmicas según la peligrosidad del área.

### **Tabla 9**

#### *Factor de amplificación regional*

- $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente

En el caso de este proyecto, que se desarrolla en la ciudad de Quito, perteneciente a la Zona Sísmica 4, el factor de amplificación regional se calcula como 2.48, según lo especificado en la sección correspondiente de la NEC-2015.

El valor obtenido de  $\eta$  será incorporado en los cálculos posteriores para determinar el cortante basal y las fuerzas sísmicas de diseño, garantizando así que la estructura cumpla con los requisitos normativos para edificaciones en zonas de alta actividad sísmica (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

Con la ayuda de la NEC de peligro sísmico conocemos el factor  $r$  que es igual a 1 para todos los suelos excepto el tipo E.

De acuerdo con las directrices establecidas en la *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)*, el factor  $r$  es un parámetro que se utiliza para ajustar las fuerzas sísmicas en función del tipo de suelo en el que se encuentra ubicada la edificación. Este factor es igual a 1 para todos los tipos de suelo, excepto para el tipo E, que corresponde a suelos con baja capacidad de resistencia sísmica.

En este caso, dado que el edificio se encuentra en un suelo de tipo D, que se caracteriza por tener una capacidad sísmica moderada, se aplica un valor de  $r$  igual a 1. Este valor será utilizado para calcular el cortante basal y otras fuerzas sísmicas en el modelo estructural, de acuerdo con las recomendaciones de la NEC (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI], 2015).

El siguiente paso en el análisis sísmico es determinar los valores de  $T_c$ ,  $T_L$  y  $T_0$ , los cuales son los límites utilizados para establecer el espectro de respuesta elástico de la estructura. Estos parámetros son esenciales para determinar cómo responderá la estructura ante las cargas sísmicas y garantizar que los resultados sean precisos y seguros.

- $T_c$  (Período de Corte): Representa el límite superior del espectro de respuesta lineal. Este valor se determina en función de las características del tipo de suelo y la altura de la edificación.
- $T_L$  (Período de Corte No Lineal): Este parámetro define el valor del periodo donde la estructura comienza a comportarse de manera no lineal debido a la plasticidad de los materiales.



- $T_0$  (Período Inicial de la Estructura): El valor de  $T_0$  está relacionado con el periodo fundamental de la estructura, el cual se calcula considerando las propiedades dinámicas de la misma.

Estos valores son calculados de acuerdo con la normativa de la *NEC-2015*, y se emplean para construir un espectro de respuesta que permitirá evaluar el comportamiento sísmico de la edificación en diferentes condiciones de excitación sísmica.

### **Ecuación 3**

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.67$$

### **Ecuación 4**

$$T_L = 2.4 * F_d = 3.072$$

### **Ecuación 5**

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.109$$

Mediante la siguiente condición determinamos el factor  $S_a$ , en función de los periodos obtenidos anteriormente. Como el periodo calculado es mayor que  $T_c$  por lo tanto se opta por un tipo específico de ecuación. Esta se describe a continuación.

Para calcular el factor  $S_a$ , se debe considerar el periodo de la estructura obtenido previamente, comparándolo con el valor de  $T_c$ . Según la normativa de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)*, si el periodo calculado de la estructura es mayor que  $T_c$ , se debe utilizar una ecuación específica para determinar el factor  $S_a$ . Esta condición implica que la estructura se comporta en una región del espectro de respuesta en la que se deben aplicar ciertos ajustes.

La ecuación general que se utiliza para calcular  $S_a$  en este caso es la siguiente:

### Tabla 10

Valor  $S_a$  en función de  $T$

$$S_s = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_s = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Donde:

Z: Es el factor de la zona sísmica, que depende de la ubicación del edificio.

$F_a$ : Es el factor de amplificación debido al tipo de suelo.

$T_a$ : Es el periodo de la estructura calculado.

$T_c$ : Es el periodo de corte, determinado para el tipo de estructura y suelo.

r: Es un exponente que depende del comportamiento específico de la estructura, determinado por la *NEC*.

Dado que el periodo calculado de la estructura es mayor que  $T_c$ , se utiliza esta ecuación para ajustar la respuesta sísmica de la estructura. Este factor  $S_a$  es fundamental para determinar las

fuerzas sísmicas de diseño que la estructura debe soportar en función de su periodo dinámico y las características sísmicas de la región.

Gracias a esta condición determinamos que  $S_a$  es igual a lo siguiente.

### Ecuación 6

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T_a}\right)^r = 0.885$$

Para calcular el cortante basal, es necesario considerar el **factor de importancia (I)**, que se determina según una tabla que rige este factor, y que depende de la categoría de la edificación. En este caso, el edificio se ajusta a la segunda opción de la tabla, por lo que el valor de **I** es igual a 1, conforme a las disposiciones de la *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)*.

### Tabla 11

#### Coeficiente I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	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
Estructuras de ocupación especial	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
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

*Nota:* Tabla de coeficiente de importancia I

En el diseño sísmico de edificaciones, es crucial considerar diversos factores que pueden influir en el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico. La NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), establecida para garantizar la seguridad estructural en el país, proporciona una serie de factores que deben ser aplicados en el análisis sísmico de cualquier proyecto. En el caso del edificio de 8 pisos en Quito, un factor clave en este proceso es la amplificación sísmica, la cual depende tanto de las características estructurales como de las condiciones del sitio en el que se encuentra la edificación. A continuación, se detallan los dos factores principales a considerar en el análisis sísmico:

$\Phi_e$  (Factor de amplificación por efectos estructurales): Este factor evalúa cómo las características específicas de la estructura, como el tipo de material y el diseño estructural, pueden amplificar o reducir los efectos de las fuerzas sísmicas. El comportamiento de la estructura ante un sismo dependerá de su rigidez, forma y distribución de las cargas. Si el factor  $\Phi_e$  es igual a 1, se considera que no hay ningún efecto amplificador relacionado con la estructura en sí. Esto implica que no se están realizando ajustes adicionales a las fuerzas sísmicas debido a la forma o rigidez de la edificación (Cruz et al., 2015). En este proyecto, se ha asumido que  $\Phi_e = 1$ , lo que indica que no se espera un aumento en la respuesta sísmica debido a los elementos estructurales del edificio.

$\Phi_p$  (Factor de amplificación por efectos de la ubicación): Este factor toma en cuenta las condiciones geográficas y geológicas del lugar donde se construye el edificio. Aspectos como el tipo de suelo, la cercanía a fallas geológicas y la actividad sísmica del área influyen en cómo las ondas sísmicas afectarán la edificación. Si  $\Phi_p$  es igual a 1, se está indicando que no se consideran amplificaciones adicionales debidas a las condiciones del sitio. En este caso, la ciudad de Quito se encuentra en una zona sísmica de alta actividad sísmica, con suelos tipo D (de acuerdo con la

clasificación de la NEC), lo que podría implicar un mayor impacto de las ondas sísmicas. Sin embargo, para simplificación en esta fase preliminar del análisis, se ha asumido que  $\Phi_p = 1$ , sin ajustes específicos por las condiciones del sitio (Rodríguez, 2017).

Dado este contexto y con base en los criterios de la NEC, se han tomado los valores de  $\Phi_e = 1$  y  $\Phi_p = 1$  para este análisis preliminar, lo cual implica que no se realizarán ajustes adicionales en el comportamiento sísmico debido a la estructura ni a las condiciones del sitio en este caso particular.

Ahora que hemos determinado todos los factores necesarios para calcular el cortante basal, el siguiente paso consiste en aplicar la ecuación correspondiente para obtener el factor o porcentaje de cortante basal específico para el edificio. Este cálculo es esencial para verificar la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas de acuerdo con los parámetros establecidos en la normativa vigente. Al incorporar los valores de la carga estructural, los factores sísmicos y la distribución de la edificación, podemos determinar de manera precisa el porcentaje de cortante basal que será soportado por el edificio en caso de un evento sísmico. Este procedimiento garantiza que la estructura cumpla con los requisitos de seguridad y resistencia sísmica establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), asegurando que el diseño sea adecuado para las condiciones sísmicas particulares de Quito.

De modo que el porcentaje de cortante basal se obtiene con la siguiente expresión y este es el resultado.

#### **Ecuación 7**

$$V_{por} = \frac{S_a * I}{R * \Phi_p * \Phi_e} = 0.111$$

Para calcular el cortante basal total de la estructura, se multiplica el porcentaje de cortante basal previamente obtenido por el peso total de la edificación, valor que fue determinado a través del modelo computacional en ETABS. Este procedimiento permite cuantificar las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura durante un evento sísmico.

El peso de la estructura, calculado en base a los materiales y dimensiones definidos en el modelo preliminar, proporciona una medida precisa de la carga que la edificación deberá soportar.

### **Ecuación 8**

$$W_{tot} = 7758.22 \text{ tonnef}$$

### **Ecuación 9**

$$V = V_{por} * W_{tot} = 858.266 \text{ tonnef}$$

Tras analizar el cortante basal calculado para el edificio, se ha corroborado que el valor obtenido es consistente con resultados de proyectos de características similares, tanto en altura como en ubicación geográfica, y bajo las mismas condiciones sísmicas. Este análisis comparativo confirma que los factores aplicados y los métodos utilizados cumplen con los estándares establecidos por la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS (2015), lo que valida la precisión del modelo estructural desarrollado.

## Optimización de Diseño

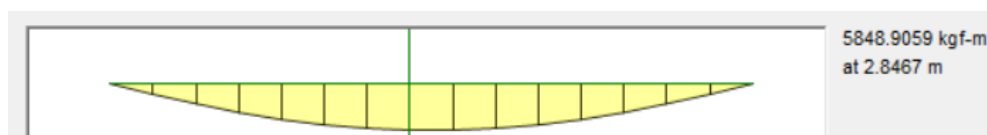
Como siguiente etapa en el desarrollo estructural del edificio de ocho pisos, se procederá con la optimización del diseño de los elementos estructurales principales: viguetas, vigas y columnas. Este proceso implica ajustar sus dimensiones y materiales para satisfacer las demandas sísmicas y de carga, garantizando tanto la seguridad como la eficiencia económica del proyecto. Para ello, se utilizarán las cargas obtenidas previamente, los parámetros sísmicos calculados, y el cortante basal ya validado. Esta optimización no solo asegura que los elementos cumplan con las normativas de diseño estructural, sino que también refuerza la capacidad del edificio para soportar las fuerzas dinámicas y estáticas que experimentará durante su vida útil.

### Diseño de Viguetas:

Para iniciar el diseño de las viguetas, se determinó el máximo momento que actúa sobre estas, obtenido mediante el programa ETABS. Dado que los momentos en los extremos de conexión entre las viguetas y vigas estaban liberados, las viguetas se comportan como elementos simplemente apoyados. Esto significa que las cargas aplicadas generan momentos máximos únicamente en el centro del tramo, sin transferencia de momentos hacia los extremos. Este comportamiento se ilustra en la siguiente imagen, donde se evidencia la configuración de las viguetas en el modelo estructural.

### Figura 13

#### *Diagrama de Momento*



*Nota:* Captura del máximo momento en viguetas.

Posteriormente, se creó una memoria técnica en el programa Excel para analizar y calcular las propiedades geométricas de los perfiles seleccionados para las viguetas. Estas propiedades, como el área, el momento de inercia y el radio de giro, fueron calculadas en función de las dimensiones y características específicas de cada perfil. Además, al incorporar el espesor de la losa de piso, se obtuvo el cortante nominal del perfil. Este valor resulta esencial para validar la resistencia del elemento frente a las fuerzas cortantes generadas por las cargas aplicadas, asegurando así que el diseño cumple con los requisitos estructurales y normativos establecidos.

**Tabla 12**

*Datos de Perfil de Vigueta*

Datos De Vigueta		
<b>Sección</b>		
<b>d</b>	20	cm
<b>tw</b>	0.56	cm
<b>bf</b>	10	cm
<b>tf</b>	0.85	cm

<b>Geometría</b>		
<b>h</b>	18.30	cm
<b>Ag</b>	27.25	cm <sup>2</sup>
<b>Ix</b>	1845.59	cm <sup>4</sup>
<b>Iy</b>	141.93	cm <sup>4</sup>
<b>Sx</b>	184.56	cm <sup>3</sup>
<b>Sy</b>	14.19	cm <sup>3</sup>
<b>rx</b>	8.23	cm
<b>ry</b>	2.28	cm
<b>Zx</b>	209.66	cm <sup>3</sup>
<b>Zy</b>	43.93	cm <sup>3</sup>
<b>ho</b>	19.15	cm
<b>J</b>	5.22	cm <sup>4</sup>
<b>Cw</b>	12988.09	cm <sup>6</sup>
<b>rts</b>	2.71	cm

*Nota:* Tabla con medidas y propiedades geométricas del perfil de vigueta.



Continuando con el diseño de viguetas, se procedió a calcular la sección compuesta, considerando la interacción entre la vigueta metálica y la losa de concreto sobrepuesta. Este análisis permitió determinar los esfuerzos de la sección, la resistencia de la viga compuesta y, finalmente, el momento nominal que puede soportar el elemento.

Para validar el diseño, el momento nominal calculado se comparó con el momento máximo obtenido previamente mediante el software ETABS. Este procedimiento es fundamental para garantizar que la relación entre ambos valores, conocida como DCR (Demand-Capacity Ratio), sea adecuada. Según los criterios establecidos, el DCR debe ser mayor al 65% para considerar que el perfil es eficiente y apropiado para el diseño estructural.

En las tablas presentadas a continuación se muestra la validación de un perfil específico. La Tabla 10 detalla las propiedades geométricas y estructurales del perfil analizado, mientras que las tablas complementarias resumen los cálculos realizados y demuestran que el perfil cumple con los parámetros establecidos.

**Tabla 13**

*Comparación de momentos*

<b>Mn</b>	8003.19539	<b>kg*m</b>
<b><math>\Phi</math>Mn</b>	7202.87585	<b>kg*m</b>
<b>Mu</b>	5195.687	<b>kg*m</b>
<b>DCR</b>	0.72133508	

*Nota:* Tabla que compara momentos ultimo y nominal usando DCR.

El análisis del perfil demuestra que el **DCR (Demand-Capacity Ratio)** obtenido es de **0.72**, lo que indica que este perfil satisface el 72% de la demanda estructural máxima esperada, considerando su capacidad nominal. Esto confirma que el perfil no solo es adecuado según los

parámetros de diseño establecidos, sino que también cumple con el criterio de eficiencia, ya que supera el límite mínimo requerido del 65%.

Por lo tanto, este perfil, cuyos detalles estructurales y geométricos están resumidos en la Tabla 10, se considera apto para integrarse al diseño final de las viguetas del edificio. Este enfoque asegura que el diseño no solo cumpla con los estándares normativos, como la **NEC** y el **AISC**, sino que también optimice el uso de materiales al equilibrar eficiencia y seguridad estructural.

Con el diseño de las viguetas ya definido, el siguiente paso esencial es calcular la cantidad óptima de conectores de corte necesarios para garantizar la interacción efectiva entre los materiales. Estos conectores, que se colocan en la losa de *steel deck* y se adhieren a la capa de hormigón, son fundamentales para crear una sinergia estructural entre ambos componentes. Este proceso permite que los materiales trabajen en conjunto, incrementando significativamente la resistencia del sistema compuesto.

El cálculo de los conectores de corte considera variables como las propiedades geométricas del perfil, el esfuerzo de diseño y las especificaciones técnicas de los conectores disponibles. Una vez obtenidos estos datos, se verifica que la distribución de los conectores a lo largo de la vigueta cumpla con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en las normativas aplicables, como la AISC (American Institute of Steel Construction) y la NEC en Ecuador, garantizando así un diseño seguro y eficiente

**Tabla 14***Calculo conectores de Corte*

1)	17000	kg
2)	95368	kg
3)	66147.0317	kg

d. conector                      16 mm

Are. Conec.                    2.0106193 cm<sup>2</sup>

Qn	7367.82515	kg
Qn menor que	7539.82237	kg
ni	9	

Nota: Tabla que determina cálculo de cantidad de conectores de corte para viguetas.

Gracias a la memoria técnica desarrollada, se seleccionaron conectores de corte del catálogo SINOARS Stud Welding, considerando sus especificaciones técnicas y capacidades mecánicas. Estos conectores fueron diseñados para asegurar una interacción efectiva entre la losa de concreto y el *steel deck*, cumpliendo con los estándares internacionales de calidad. Con base en los cálculos realizados, se determinó que para cada vigueta son necesarios 9 conectores de corte, distribuidos uniformemente a lo largo de una distancia de 6.1 metros.

La selección se fundamentó en las propiedades del conector, como su resistencia mínima a la tracción de 450 N/mm<sup>2</sup> y un diseño que asegura una transferencia eficiente de los esfuerzos cortantes (SINOARS Stud Welding, 2018). Esta configuración asegura una unión óptima entre los materiales, permitiendo que trabajen como una sección compuesta y aumentando la rigidez y resistencia de las viguetas.

### Diseño de Vigas:

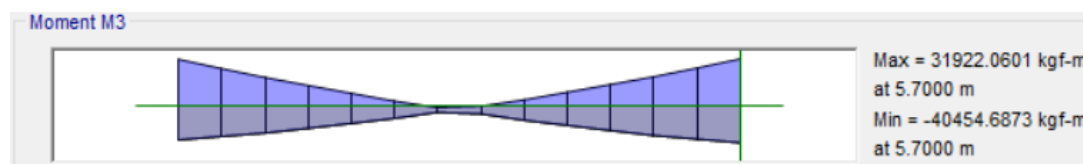
Con el diseño de las viguetas completado, el siguiente paso en el análisis estructural consiste en determinar las vigas principales a las que estas se conectarán. Estas vigas, al ser de mayor tamaño y resistencia que las viguetas, cumplen un rol fundamental en la distribución y transferencia de las cargas hacia los elementos verticales, como las columnas.

El diseño preliminar de las vigas es relativamente más sencillo, ya que las cargas que actúan sobre ellas ya han sido identificadas en el modelo estructural. Este diseño se enfoca en evaluar su ductilidad, entendida como la capacidad de las vigas para deformarse bajo cargas extremas sin perder su funcionalidad estructural. Además, es esencial analizar cómo estas vigas interactúan con las cargas muertas, vivas y sísmicas aplicadas, verificando que cumplan con los límites de deflexión y resistencia establecidos por normativas como la NEC 2015 y las especificaciones del AISC.

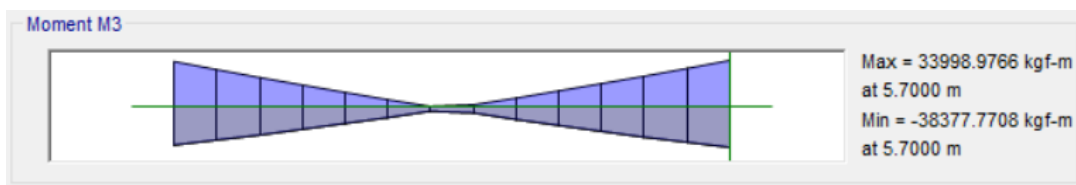
El análisis de las vigas principales del edificio se llevó a cabo considerando las combinaciones de carga establecidas para el diseño sísmico, según las disposiciones de la NEC 2015. Las combinaciones analizadas incluyen:  $1.2D + L + E$  y  $0.9D + E$ , donde se toma como controladora aquella que genere los momentos máximos más desfavorables en las vigas.

### Figura 14

*Diagrama de momento en Viga*



*Nota:* Momento máximo den viga con combinación  $0.9D + E$ .

**Figura 15***Diagrama de momento en Viga*

*Nota:* Momento máximo den viga con combinación 1.2D + L + E.

Con los momentos máximos identificados, se procede a calcular el momento nominal de la viga considerando un perfil preliminar. Este cálculo incluye iteraciones en las que se prueban diferentes perfiles estructurales, evaluando su capacidad para soportar el momento máximo aplicado y verificando que cumplan con los requisitos de resistencia al cortante. Además, se realiza el cálculo del cortante último y el cortante máximo probable para garantizar que el perfil seleccionado sea adecuado bajo todas las combinaciones de carga.

**Tabla 15***Cálculos de Momento y Cortante*

MU	40454.6873	kg*m
$\Phi M_n$	140742	kg*m

CUMPLE

MRP	156380	kg*m
-----	--------	------

$V_u$	58089.3752	kg
-------	------------	----

$\Phi V_n$	226800	kg
------------	--------	----

CUMPLE

*Nota:* Determina comparación de momentos y cortantes para cálculo de Vigas.

Paralelamente, se verifica que el perfil seleccionado cumpla con los criterios de ductilidad necesarios para un diseño sismo resistente, evaluando las relaciones entre el patín y el alma de la viga. Estas verificaciones aseguran que el elemento sea capaz de deformarse de manera controlada bajo cargas extremas, sin perder su capacidad estructural.

**Tabla 16***Relación de Alma y Patín*

PATINES		SI CUMPLE	kv	límite para Cv	Cv
$\lambda_f$	6.25				
$\lambda_{hd}$	6.708203932				
ALMA					
$\lambda_w$	28		5	60.2494813	1
$\lambda_{hd}$	55.90169944	SI CUMPLE			
Ca	0				

*Nota:* Calculo de alta ductilidad para perfil de viga usando datos de patín y alma.

Si el perfil cumple con todos estos requerimientos, se considera exitoso, completando así el diseño de las vigas principales del edificio. Las imágenes adjuntas muestran los momentos generados en el análisis, lo que respalda las decisiones de diseño y selección del perfil estructural.

**Tabla 17***Medidas Perfil de Viga*

Datos De Viga		
<b>Sección</b>		
<b>d</b>	70	cm
<b>tw</b>	3	cm
<b>bf</b>	35	cm
<b>tf</b>	3	cm

*Nota:* Medidas finales del perfil de Vigas para el diseño.

La sección presentada en la imagen ilustra claramente los componentes de resistencia evaluados durante el análisis del diseño de vigas. Estos incluyen la capacidad nominal frente a momentos, la resistencia al cortante último y probable, y la verificación de ductilidad a través de las proporciones entre patín y alma. La combinación de estos elementos demuestra que el perfil seleccionado cumple con los requerimientos establecidos por la **NEC 2015** y las normativas internacionales como la **AISC**.

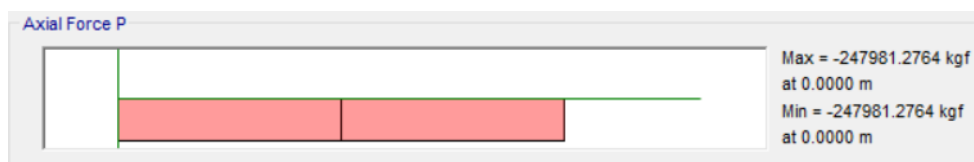
Con esta verificación, se concluye que el diseño de vigas ha sido completado exitosamente, asegurando que las vigas seleccionadas son capaces de soportar las cargas aplicadas y redistribuir esfuerzos de manera eficiente dentro del sistema estructural. Este resultado garantiza un desempeño óptimo en condiciones de carga normales y extremas, contribuyendo a la seguridad y estabilidad del edificio de ocho pisos. La imagen refuerza visualmente la validez del diseño, consolidando la confiabilidad del proceso analítico y del modelo estructural.

#### Diseño de Columnas:

El diseño de las columnas parte de los datos generados en ETABS, específicamente las **cargas axiales máximas** presentes en la base de las columnas, que corresponden a las combinaciones de carga críticas para el diseño sismo resistente. Estas combinaciones incluyen:

#### Figura 16

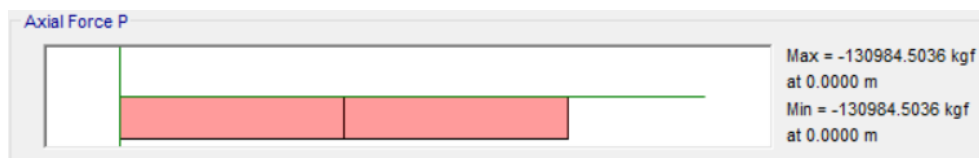
##### *Carga Axial Combinación 1*



*Nota:* Diagrama de carga axial con combinación 1.2D + L + E

#### Figura 17

##### *Carga Axial Combinación 2*



*Nota:* Diagrama de carga axial con combinación 0.9D + E

Una vez determinadas las cargas axiales, se evalúan los momentos de diseño actuando en las direcciones X y Y, ya que las columnas funcionan bajo un régimen de flexo compresión. Utilizando los datos de ETABS, se calculan los momentos nominales de la columna en ambas direcciones. Estos momentos, junto con las cargas axiales, son esenciales para evaluar la interacción de esfuerzos en las columnas.

### Figura 18

*Momento máximo en X*



*Nota:* Diagrama de momento en la dirección X

### Figura 19

*Momento máximo en Y*



*Nota:* Diagrama de momento en la dirección Y

Para garantizar que el diseño sea seguro y eficiente, se aplican ecuaciones de interacción que verifican la compatibilidad entre los esfuerzos de flexión y compresión. El diseño se ajusta iterativamente, probando diferentes perfiles hasta que el resultado de la ecuación de interacción sea menor a 1, cumpliendo así con los criterios de diseño estructural establecidos por la NEC 2015 y las normativas internacionales como la AISC.



**Tabla 18***Ecuación de Interacción*

<b>M<sub>x</sub></b>	27.6832	kg*m
<b>M<sub>y</sub></b>	9267.5765	kg*m
<b>ΦM<sub>nx</sub></b>	400072.75	kg*m
<b>ΦM<sub>ny</sub></b>	28145.6875	kg*m

<b>L<sub>eff</sub></b>	3	m
<b>F<sub>cr</sub></b>	37949.9886	kg/cm <sup>2</sup>
<b>ΦP<sub>n</sub></b>	15779605.3	kg
<b>P<sub>u</sub>/ΦP<sub>n</sub></b>	0.0157153	

0.33719848	OK
------------	----

*Nota:* Tabla que corrobora el uso de cierto perfil de columna y ok para el diagrama de interacción

Para completar el diseño de las columnas, se llevaron a cabo diversas verificaciones críticas que aseguran su capacidad de soportar las demandas estructurales. Estas verificaciones incluyen:

1. Cargas Axiales Máximas: Se comprobó que las columnas pueden resistir las cargas axiales aplicadas, considerando las combinaciones  $1.2D + L + E$  y  $0.9D + E$ .
2. Resistencia a la Compresión por Aplastamiento: Se verificó que las columnas tienen suficiente capacidad para resistir la compresión directa, garantizando que no se excedan los límites permisibles de esfuerzo de aplastamiento.
3. Resistencia a la Flexo-Torsión: Se analizaron las condiciones de flexo-torsión para asegurarse de que las columnas pueden manejar los momentos combinados en las direcciones X y Y, junto con las cargas axiales. Esta evaluación incluye las verificaciones de pandeo torsional y lateral, según los criterios de diseño establecidos por la AISC.

Todos estos cálculos se realizaron en la memoria técnica, asegurando la precisión y trazabilidad del diseño. Los resultados se presentan en la siguiente tabla, donde se destacan los perfiles seleccionados y su desempeño estructural bajo las condiciones de carga críticas. Esta

metodología garantiza que las columnas cumplen con los estándares de seguridad y eficiencia estructural requeridos por la NEC 2015 y la normativa internacional.

**Tabla 19**

*Verificaciones Aplastamiento y Flexo torsión*

Pu1	247981.276	kg	Pu
Pu2	130984.504	kg	247981.276 kg

$\Phi P_n$	15779605.3	kg
------------	------------	----

**Verificación de resistencia a la compresión por aplastamiento**

Fe	37949.9886	kg/cm <sup>2</sup>
Fcr	3367.46918	kg/cm <sup>2</sup>
PR	1400193.68	kg/cm <sup>2</sup>

**Verificamos su resistencia a la compresión por flexo torsión**

Fe.	55159.9849	kg/cm <sup>2</sup>
fy/Fe.	0.06345179	OK
Fcr.	3408.27125	kg/cm <sup>2</sup>
PR	1417159.19	kg

**PANDEO FLEXIONANTE**

*Nota:* Tabla de verificación para perfil sometido al flexo torsión y aplastamiento

Como parte final del diseño de las columnas, se realizó la **corroboración de la ductilidad** del perfil seleccionado, un criterio esencial para garantizar el comportamiento sismo resistente de la estructura. La ductilidad se evaluó mediante las **relaciones entre los patines y el alma** del perfil estructural, siguiendo los requisitos establecidos por normativas como la **NEC 2015** y la **AISC**. Estas relaciones aseguran que el perfil puede deformarse de manera controlada sin perder su capacidad de carga ni colapsar de forma súbita.

**Tabla 20***Ductilidad de Alma y Patín*

<b>PATINES</b>	
$\lambda_f$	6.666666667
$\lambda_{hd}$	12.52198067
<b>ALMA</b>	
$\lambda_w$	24.666666667
$\lambda_{hd}$	33.31741286
<b>Ry</b>	1.2
<b>K</b>	0.65

SI  
CUMPLE

SI  
CUMPLE

*Nota:* Tabla que verifica la ductilidad de patines y alma de columna.

Los cálculos se desarrollaron en la memoria técnica y los resultados se presentan en la tabla siguiente. Esta tabla incluye las proporciones entre las dimensiones del perfil (ancho del patín, grosor del alma y relación altura-ancho), así como su clasificación (compacto, no compacto o esbelto) según las tablas de diseño de la **AISC**. Los perfiles compactos o no compactos son los más recomendados en diseños sismo resistentes, ya que garantizan una alta capacidad de disipación de energía.

**Tabla 21***Perfil de Columna*

Datos De Columna		
<b>Sección</b>		
<b>d</b>	80	cm
<b>tw</b>	3	cm
<b>bf</b>	40	cm
<b>tf</b>	3	cm

*Nota:* Datos del perfil definitivo para diseño de columna

El cumplimiento de estas relaciones confirma que las columnas tienen la ductilidad requerida para el proyecto, permitiendo su inclusión en el diseño final del edificio. Esto asegura que el comportamiento estructural sea seguro y eficiente ante demandas sísmicas.

### Diseño de conexiones

Como etapa final en el diseño estructural del edificio, se procede al **diseño de conexiones**, un aspecto crucial para garantizar la transferencia efectiva de esfuerzos entre los elementos horizontales (vigas y viguetas) y los elementos verticales (columnas). Este diseño incluye la determinación del tipo de conexión, su resistencia, y las especificaciones necesarias para cumplir con las demandas de carga y las normativas estructurales.

**Cálculo del Panel Zonal:** El panel zonal es la región del alma de la columna situada en la zona de intersección con las vigas. Este debe ser diseñado para resistir las fuerzas de corte inducidas por las conexiones de las vigas. Se evalúa su capacidad considerando el grosor del alma de la columna, las rigideces adicionales necesarias, y, de ser necesario, el uso de refuerzos. Esto garantiza que el panel zonal no falle por esfuerzos de corte excesivos bajo las combinaciones de carga críticas.

**Conexión Vigas-Columna:** Estas conexiones pueden ser diseñadas como rígidas o articuladas dependiendo de los requerimientos de diseño. En sistemas a pórticos resistentes a momento, se priorizan las conexiones rígidas, ya que deben transferir tanto fuerzas de corte como momentos flectores entre las vigas y columnas. El diseño se fundamenta en parámetros como el momento último de la viga y las especificaciones de las normativas AISC y NEC 2015 para garantizar la ductilidad y resistencia necesaria.

En las tablas que se presentan a continuación, se resumen los resultados de los cálculos y los diseños propuestos para cada tipo de conexión. Esto incluye las dimensiones, materiales, y refuerzos necesarios para garantizar un diseño eficiente y seguro.

**Tabla 22**

*Parámetros para Panel Zonal*

**Diseño de  
panel  
Zonal**

a) Resistencia a la flexión del patín columna

Rn	196875 kg
$\Phi$	0.9

b) Fluencia alma Columna

Rn	31500.02622 kg
k	4.99502E-07 1/cm
F	3144.977 kg
L	6.1 m
M	4796.089925 kg*m

c) Distorsión alma columna

Rn	696634.8828 kg
----	----------------

d) Pandeo Alma Columna

Rn	694430.3421 kg
----	----------------

Menor de los estados

limite 196875 kg

Comparo

con Puf 887002.3881 kg

690127.3881 kg

Área placa de continuidad 262.9056716 cm<sup>2</sup>

<b>b</b>	5.258113433	cm
<b>h</b>	50	cm

*Nota:* Tabla que resume el cálculo de diseño para el panel Zonal.

**Tabla 23***Parámetros para conexión WUF*

MPR 59429160 kg\*cm

W 3144.977 kg

## Cortante en la Rotula

Vh 196422.193 kg

## Momento Máximo Probable

Mf 59429160 kg\*cm

## Resistencia al corte de la viga

MRP 353745 kg\*m

Vu 125574.147 kg

 $\Phi V_n$  396900 kg

CUMPLE

*Nota:* Tabla que resume el cálculo de diseño para la conexión WUF

## Validación

La validación estructural de los elementos que conforman el edificio de ocho pisos en Quito asegura que cada componente cumpla con los estándares normativos establecidos, garantizando un desempeño adecuado bajo condiciones de carga normales y extremas. Este análisis, realizado en base a los resultados generados por el modelo en ETABS, incluye verificaciones clave para viguetas, vigas, columnas y conexiones, como se describe a continuación:

## 1. Viguetas

Capacidad Nominal y DCR: El diseño de las viguetas fue validado mediante el cálculo del DCR (Demand-Capacity Ratio), obteniendo un valor de 0.72, que supera el mínimo de 0.65 requerido por las normativas, confirmando que las viguetas pueden resistir los momentos flectores máximos aplicados.

Conectores de Corte: Se especificaron 9 conectores de corte distribuidos uniformemente a lo largo de cada vigueta (6.1 metros). Esto garantiza la interacción adecuada entre el *steel deck* y la losa de concreto, permitiendo que trabajen como una sección compuesta y mejorando la rigidez del sistema estructural.

## 2. Vigas

Resistencia a Momentos y Cortantes: Las vigas principales fueron evaluadas para resistir tanto momentos ( $\phi M_n$ ) como cortantes ( $\phi V_n$ ) bajo las combinaciones de carga críticas:  $1.2D + L + E$  y  $0.9D + E$ . Los perfiles seleccionados cumplieron con los límites establecidos por la AISC y la NEC-2015.

Derivas de Piso: El análisis de las vigas muestra que las derivas de piso generadas bajo las combinaciones de carga sísmica son inferiores al 2%, cumpliendo con los requisitos normativos. Este resultado es clave para garantizar la estabilidad lateral del edificio, evitando desplazamientos excesivos y asegurando un comportamiento óptimo frente a sismos.

### GRAFICO DE DERIVAS

Ductilidad: Se verificó que las proporciones entre patines y alma de las vigas cumplieran con los parámetros de ductilidad establecidos, garantizando su capacidad para disipar energía sin fallas bruscas bajo cargas extremas.

## 3. Columnas

Flexo-Compresión y Ecuaciones de Interacción: Las columnas fueron analizadas para evaluar su capacidad frente a la flexo-compresión, considerando las combinaciones de carga más críticas. Los resultados de las ecuaciones de interacción fueron menores a 1, lo que indica que los

perfiles seleccionados son adecuados para soportar tanto las cargas axiales como los momentos actuantes en las direcciones X y Y.

Ductilidad y Clasificación del Perfil: El diseño incluyó la validación de los perfiles en términos de ductilidad, asegurando que las columnas seleccionadas son compactas según los criterios de diseño de la AISC, lo que mejora su desempeño en situaciones de carga dinámica.

#### 4. Conexiones

Panel Zonal: El panel zonal de las columnas fue reforzado para resistir los esfuerzos de corte generados en las zonas de conexión entre vigas y columnas. Las verificaciones muestran que los refuerzos diseñados son adecuados para mantener la estabilidad estructural bajo las combinaciones de carga más severas.

Uniones Viga-Columna: Las conexiones se diseñaron para transferir momentos y cortantes de manera eficiente. Se incluyeron refuerzos adicionales en las placas de continuidad cuando fue necesario, asegurando la resistencia y rigidez del sistema de pórticos resistentes a momento.

La validación confirma que los elementos estructurales diseñados cumplen con los requisitos de seguridad, resistencia y ductilidad especificados por la **NEC-2015** y las normativas internacionales como la **AISC**. Además, la atención al diseño y validación de las conexiones garantiza la integridad del sistema estructural, especialmente bajo demandas sísmicas severas. Esto respalda la funcionalidad y estabilidad del edificio, proporcionando una base sólida para la construcción del proyecto.



## CONCLUSIONES:

Gracias al análisis realizado, se concluye que el edificio de ocho pisos diseñado para la ciudad de Quito, ubicado sobre un suelo tipo D, cumple con los requisitos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y las especificaciones de la American Institute of Steel Construction (AISC). Los cálculos desarrollados con sus validaciones realizadas sugieren que la estructura posee una alta ductilidad en todos sus componentes principales, lo que asegura un comportamiento óptimo durante eventos sísmicos, minimizando los riesgos de falla estructural.

Cabe mencionar que la selección y validación de perfiles compactos para vigas y columnas, no todos tendrán un catálogo para realizar la compra, en el caso de realizar el diseño en la vida real por lo que se intuye que se deberán utilizar placas secciones ensambladas en el sitio. Por otro lado, la comprobación de las derivas de piso inferiores al 2%, reflejan la capacidad del edificio para disipar energía y mantener su estabilidad estructural en eventos sísmicos. Se pensó en un inicio determinar dos secciones de vigas para el edificio, una en dirección X y otras en Y, pero la idea se descartó puesto que la variación de las medidas no era muy significativa, sin embargo, este cálculo se lo puede ver reflejado en la memoria técnica

El diseño de las conexiones estructurales, incluyendo el panel zonal y las uniones viga-columna, garantiza una transferencia efectiva de esfuerzos entre los elementos horizontales y verticales. Esto refuerza la integridad del sistema estructural, cumpliendo con los estándares de seguridad y mejorando la capacidad de la estructura para soportar cargas dinámicas y estáticas a lo largo de su vida útil.

## REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction. (2017). *Steel Construction Manual* (15th ed.). Chicago, IL: AISC.
- Computers and Structures, Inc. (2022). *ETABS Integrated Building Design Software: User's Manual*. Walnut Creek, CA: CSI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015): Capítulo Estructural*. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Cruz, J., Herrera, M., & Paredes, S. (2015). *Comportamiento sísmico de estructuras en zonas de alta actividad sísmica*. Editorial Técnica.
- Rodríguez, J. (2017). *Análisis y diseño sísmico de edificaciones en zonas de alta actividad sísmica: Teoría y práctica*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- SINOARS Stud Welding. (2018). *Shear Connector Catalogue*. Recuperado de [SINOARS Stud Welding](#).
- Novacero S.A. (2019). *Catálogo estructuras metálicas y mixtas: Novalosa*. Recuperado de <https://novacero.com>