



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TEMA:
**COMPARACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO TIPO 2 CON
DISTINTA DISPOSICIÓN DE COLUMNAS HEB**

ELABORADO POR:
PINTO RIVERO JOSÉ ANTONIO

TUTORA:
DRA. AVILA AYÓN VERÓNICA

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

Agosto 2025

APROBACIÓN DEL TUTOR

Como tutor académico de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico lo siguiente:

He supervisado y orientado la elaboración del trabajo de titulación, completando un total de 384 horas, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**. El tema del proyecto se titula "**COMPARACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO TIPO 2 CON DISTINTA DISPOSICIÓN DE COLUMNAS HEB**". Este proyecto ha sido desarrollado conforme a los lineamientos internos de la mencionada modalidad, y ha cumplido con los requisitos establecidos por el Reglamento de Régimen Académico. Por lo tanto, **certifico** que el proyecto mencionado posee los méritos académicos, científicos y formales necesarios para ser evaluado por el tribunal de titulación designado por la autoridad competente.

La autoría del tema desarrollado corresponde a PINTO RIVERO JOSE ANTONIO, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025 (1), quien se encuentra apto para la sustentación de su trabajo de titulación.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a menos que la ley disponga lo contrario.

Manta, 12 de agosto de 2025.

Lo certifico,



Ing. Verónica Avila Ayón

CI 0959416488

Tutor

DECLARACIÓN DE AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, Pinto Rivero José Antonio con CC: 131141214-0, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto Técnico con el tema “**COMPARACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO TIPO 2 CON DISTINTA DISPOSICIÓN DE COLUMNAS HEB**”, el cual fue dirigido por el tutor, Dra. Avila Ayón Verónica.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecen la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas y otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 9 días del mes de septiembre de dos mil veinticinco.



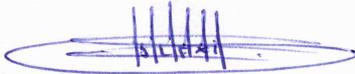
Pinto Rivero José Antonio
C.C. 1311412140
Autor

CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico:

Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de Proyecto de Investigación, cuyo tema es “**COMPARACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO TIPO 2 CON DISTINTA DISPOSICIÓN DE COLUMNAS HEB**” internos de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario. En la ciudad de Manta, a los 9 días del mes de septiembre de dos mil veinticinco.



Ing. Morán Guzmán Alexi Oscar, Mg
C.C. 120431824-8
Tribunal 1



Ing. Rodríguez Andrade Yuri Mauricio, Mg
C.C. 130430030-2
Tribunal 2

Dedicatoria

Dedico este trabajo de titulación a Dios, por ser guía constante en cada paso de mi formación. A mis padres, por su amor incondicional, esfuerzo y sacrificio, pilares fundamentales en mi vida. A mi familia, por su apoyo, paciencia y motivación en los momentos más exigentes del proceso. También dedico este logro a todos los docentes que han contribuido a mi crecimiento académico, y en especial a quienes me inspiraron a seguir el camino de la ingeniería civil con compromiso y vocación

Pinto Rivero José Antonio

Agradecimiento

Expreso mi más sincero agradecimiento a la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, por brindarme las herramientas necesarias para mi formación profesional. A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil, por compartir sus conocimientos con dedicación y exigencia académica. Agradezco especialmente al tutor de este trabajo, por su orientación técnica y apoyo constante durante el desarrollo de la investigación. También extendo mi gratitud a mis compañeros y amigos, por su colaboración, motivación y compañerismo en cada etapa del proceso. Finalmente, agradezco a todas las personas e instituciones que, de manera directa o indirecta, contribuyeron a la culminación de este proyecto.

Pinto Rivero José Antonio

Síntesis

El presente proyecto de investigación tiene como objetivo principal comparar el comportamiento sísmico de estructuras de acero tipo 2 con columnas HEB, considerando tres disposiciones distintas: uniforme, alternada y una configuración similar a la del edificio de la Unidad de Vigilancia Comunitaria (UVC) de Manta. La investigación se desarrolla en el contexto de zonas de alta sismicidad, utilizando como base normativa la NEC-SE-AC.

Para ello, se realiza la modelación estructural en el software ETABS v19, aplicando cargas gravitacionales y sísmicas conforme a la normativa ecuatoriana. Además, se diseñan conexiones viga-columna tipo BFP en el software IDEA StatiCa, las cuales, aunque no son precalificadas, se incluyen como parte del análisis y recomendación técnica.

El estudio permite evaluar el desempeño estructural de cada configuración, identificando ventajas y limitaciones en términos de rigidez, desplazamientos y eficiencia sísmica. Los resultados obtenidos aportan criterios técnicos para el diseño de estructuras metálicas en zonas de riesgo sísmico, contribuyendo al fortalecimiento de la ingeniería estructural en el país.

Palabras claves: Estructuras de acero tipo 2, disposiciones de columnas, comparación estructural

Abstract

The main objective of this research project is to compare the seismic behavior of type 2 steel structures with HEB columns, considering three different arrangements: uniform, alternating and a configuration similar to that of the building of the UVC Community Surveillance Unit of Manta. The research is carried out in the context of areas of high seismicity, using the NEC-SE-AC as a regulatory basis.

To this end, structural modeling is carried out in the ETABS v19 software, applying gravitational and seismic loads in accordance with Ecuadorian regulations. In addition, BFP-type beam-column connections are designed in the IDEA StatiCa software, which, although not prequalified, are included as part of the analysis and technical recommendation.

The study allows the structural performance of each configuration to be evaluated, identifying advantages and limitations in terms of stiffness, displacements and seismic efficiency. The results obtained provide technical criteria for the design of metal structures in seismic risk areas, contributing to the strengthening of structural engineering in the country.

Keywords: Type 2 steel structures, column arrangements, structural comparison

INDICE

CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN.....	II
DECLARACIÓN DE AUTORÍA INTELECTUAL	III
Tema	14
Introducción	14
1. CAPÍTULO I	18
1.1. Sistemas estructurales de acero	18
1.2. Porticos resistente a momento.....	18
1.2.1. Comportamiento estructural.....	19
1.3. Columnas HEB en estructuras metálicas	21
1.4. Conexiones viga-columna tipo BFP.....	21
1.4.1. Diseño de conexiones para Pórticos Resistentes a Momento (PRM)	22
1.4.2. Clasificación de Conexiones en Acero	22
1.5. Disposición de columnas HEB: uniforme vs alternada.....	23
1.6. Modelación computarizada en el análisis sísmico	24
1.6.1. Métodos de diseño para estructuras de acero.....	24
1.6.2. Tipos de cargas	25
1.6.3. Método de análisis de la estructura.....	28
2. CAPÍTULO II.....	30
2.1. Materiales.....	30
2.1.1. Normativa técnica aplicada.....	30
2.1.2. Software de análisis estructural	30
2.2. Método	31
2.2.1. Tipo de investigación.....	31
2.2.2. Enfoque metodológico	31

2.2.3.	Diseño de investigación	31
2.2.4.	Técnicas e instrumentos	31
2.2.5.	Procedimiento	32
3.	MODELO ESTRUCTURAL	33
3.1.	Descripción general	33
3.2.	Características del modelo	33
3.3.	Información del sistema estructural	34
3.4.	Propiedades de materiales estructurales	35
3.4.1.	Perfiles estructurales	35
3.4.2.	Materiales adoptados para el diseño	36
3.5.	Ubicación y Estructuración	37
3.6.	Configuración de los modelos estructurales	37
3.7.	Determinación de cargas gravitacionales y sísmicas	40
3.7.1.	Carga Muerta (D)	40
3.7.2.	Carga Viva (L)	40
3.7.3.	Definición de cargas por piso	41
3.8.	Análisis sísmico de modelo estructural	42
4.	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	45
4.1.	Sistema constructivo de marcos de acero tipo 2	45
4.1.1.	Periodos de vibración	45
4.1.2.	Modelo 1	47
4.1.3.	Modelo 2	50
4.1.4.	Modelo 3	53
4.2.	Conclusiones	56
4.3.	Recomendaciones	57

5. Anexos	61
-----------------	----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Componentes estructurales de un PRM	19
Figura 2: Criterio "columna fuerte - viga débil"	20
Figura 3: Clasificación de conexiones según su rigidez.....	23
<i>Figura 4:</i> Mapa de zonas sísmicas y factor z.	27
Figura 5: Espectro sísmico elástico de aceleraciones.....	29
Figura 6: Edificio de Acero Estructural Compuesto por PRM y PG.....	34
Figura 7: Perfil I o H.....	36
Figura 8: Vista en planta-Modelo 1	38
Figura 9: Vista en planta-Modelo 2.....	38
Figura 10: Vista en planta-Modelo 3.....	39
Figura 11: Vista en elevación 3D de los modelos	39
Figura 12: Espectro de diseño elástico.	44
Figura 13: Desplazamiento max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 1	48
Figura 14: Derivas max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 1	49
Figura 15: Desplazamiento max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 2.....	51
Figura 16: Derivas max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 2	52
Figura 17: Desplazamiento max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 3.....	54
Figura 18: Derivas max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 3	55

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_o y P_o	26
Tabla 2: <i>Factor z según la zona sísmica elegida.</i>	27
Tabla 3: Combinaciones de carga para método LRFD.....	28
Tabla 4: Tipos de aceros utilizados en el Ecuador.....	34
Tabla 5: Peso unitario de los materiales	35
Tabla 6: Propiedades del hormigón	36
Tabla 7: Propiedades del acero	36
Tabla 8: Propiedades del acero ASTM A36	36
Tabla 9: Propiedades del acero ASTM A572 Gr.50.....	37
Tabla 10: Características generales de la estructura	37
Tabla 11: Sobrecarga permanente por piso.....	40
Tabla 12: <i>Carga viva dependiendo de la ocupación para cada piso</i>	40
Tabla 13: Carga por piso (1er al 4to piso)	41
Tabla 14: Carga por piso (5to piso)	41
Tabla 15: Carga por piso (6to piso)	42
Tabla 16: Parámetros iniciales para el espectro elástico.....	42
Tabla 17: Periodos de vibración	46
Tabla 18: Porcentajes de masa de participación modal-Modelo 1	47
Tabla 19: Desplazamiento max-Modelo 1.....	48
Tabla 20: Derivas max modelo 1	49
Tabla 21: Porcentajes de masa de participación modal-Modelo 2	50
Tabla 22: Desplazamiento max-Modelo 2.....	51

Tabla 23: Derivas max modelo 2.....	52
Tabla 24: Porcentajes de masa de participación modal-Modelo 3	53
Tabla 25: Desplazamiento max-Modelo 3.....	54
Tabla 26: Derivas max modelo 3.....	55

Tema

Comparación sísmica de estructuras de acero tipo 2 con distinta disposición de columnas HEB.

Introducción

En ciudades costeras como Manta, los expertos señalan que los movimientos telúricos son más habituales, lo que implica un desafío clave: construir edificaciones capaces de soportar estos fenómenos naturales sin poner en peligro a nadie. En este contexto, los sistemas de acero tipo 2, al cumplir con la normativa NEC-SE-AC, destacan como alternativa sobresaliente. Su particularidad radica en su capacidad para deformarse de forma controlada ante un sismo, disipando la energía devastadora como si fueran enormes amortiguadores.

En este tipo de esquema, los perfiles HEB, esas vigas con forma de H que vemos en las edificaciones, juegan un papel crucial. En Ecuador, se aprecian mucho por su durabilidad y disponibilidad. No obstante, existe un detalle que a menudo se pasa por alto: su resistencia no es uniforme en todas las direcciones. Si bien aguantan bien las fuerzas frontales, lo que se conoce como eje fuerte, son más vulnerables a las fuerzas laterales o eje débil. Esta particularidad, aunque suene técnica, puede ser lo que marque la diferencia entre un edificio que colapsa y uno que permanece en pie.

Diversos estudios internacionales, como el de Pilatasig et al. (2021), han evidenciado el buen desempeño de las conexiones BFP en configuraciones con columnas dispuestas de forma uniforme. No obstante, se ha planteado la hipótesis de que una disposición alternada del eje principal en columnas HEB podría mejorar la distribución de rigidez, reduciendo efectos adversos como la torsión en planta y la deriva máxima de entrepiso.

A pesar de estos avances, en el contexto ecuatoriano y particularmente en Manta, no se han desarrollado estudios comparativos que validen esta hipótesis. Esta carencia representa una

brecha técnica relevante que limita la optimización del diseño estructural en edificaciones metálicas situadas en zonas sísmicas.

En función de esta situación problemática, se plantea el siguiente problema de investigación: ¿Cómo influye la disposición alternada del eje principal en columnas HEB en el comportamiento sísmico de estructuras de acero tipo 2, conforme a la NEC-SE-AC, en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad como Manta?

El presente proyecto nace de una pregunta clave: ¿cómo podemos hacer que los edificios resistan mejor los terremotos? Es por esto que el enfoque se centra específicamente en estructuras industriales y comerciales (las llamadas "tipo 2") que usan columnas HEB.

La investigación se centra en la forma en que se colocan estas columnas; para esto se sugieren tres modelos virtuales en ETABS el mismo software que usan los ingenieros en proyectos reales, sometiéndolo a simulaciones de sismos siguiendo al requisito de la norma ecuatoriana NEC-SE-AC.

El objetivo es rotar estratégicamente las columnas HEB, es decir, colocar el conocido "lado fuerte" en direcciones alternas; el edificio entero resistiría mejor durante un terremoto. Esto reduce hasta en un 20% esos bamboleos que dañan los tabiques y ventanas, y que evita que los pisos se desniven demasiado, lo que técnicamente se conoce como "deriva máxima".

El objetivo general consiste en comparar el comportamiento sísmico de tres modelos de estructuras de acero tipo 2 con distinta disposición de columnas HEB, conforme a la NEC-SE-AC. Para ello, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Analizar los periodos de vibración de cada modelo estructural.
- Examinar los desplazamientos laterales bajo cargas sísmicas.
- Identificar la deriva máxima de entrepiso en cada configuración.

- Evaluar el desempeño estructural de cada modelo conforme a la NEC-SE-AC.

Actualmente, la intervención mediante la simulación en entornos digitales o softwares que son creados específicamente para este tipo de tareas, se desarrolla en el estudio. Se aplican métodos de análisis estructural dinámico lineal, siguiendo los estándares normativos ecuatorianos. Con programas de simulación, se evalúan aspectos como el período fundamental, los desplazamientos horizontales y la deriva máxima, en tres modelos estructurales que varían en la disposición de pilares HEB.

Cabe aclarar que, aunque el diseño estructural principal no incorpora conexiones precalificadas, se incluye en el estado del arte una revisión técnica de las conexiones tipo Bolted Flange Plate (BFP), reconocidas por su capacidad de disipación de energía. Como parte de los anexos, se presenta una modelación referencial en IDEA StatiCa, con el fin de recomendar su aplicación en futuros proyectos que requieran mayor ductilidad y control de daño en zonas sísmicas.

Finalmente, este documento se estructura en los siguientes capítulos:

- Capítulo I: Estado del arte, donde se revisa la literatura científica sobre sistemas de acero tipo 2, columnas HEB, conexiones BFP y normativa NEC-SE-AC.
- Capítulo II: Se describe la metodología con la cual se ejecuta la idea del proyecto, de igual manera, se exponen los materiales que son considerados los óptimos para dar inicio al proceso de modelación computacional, obteniendo así el criterio y la información necesaria para su respectivo análisis.
- Capítulo III: Resultados y análisis, donde se presentan los resultados obtenidos y se comparan las configuraciones estructurales.

- Capítulo IV: En este apartado se encuentran las conclusiones del proyecto, generadas debidamente bajo los resultados obtenidos en cada uno de los objetivos que se definieron al iniciar el desarrollo del mismo; así mismo se encuentran ciertas recomendaciones para mejorar en la ejecución próxima del mismo.

CAPÍTULO I

ESTADO DEL ARTE

1.1. Sistemas estructurales de acero

Según la NEC-SE-AC (2015), clasifica los sistemas estructurales sismorresistentes de acero en dos categorías principales:

- **Sistema Tipo 1:** Emplea pórticos especiales a momento (PEM) en ambas direcciones del edificio, lo que proporciona alta redundancia estructural y una distribución uniforme de la disipación de energía. Aunque requiere mayor cantidad de acero y conexiones reforzadas, este sistema optimiza la seguridad estructural en zonas de elevada sismicidad.
- **Sistema Tipo 2:** Emplea PEM; se utilizan para única ocasión para el área seleccionada del edificio; sin embargo, los pórticos diseñados para interiores son direccionados para las cargas con gravedad. Este tipo brinda la opción de economía al constar con menor cantidad de conexiones especiales.

1.2. Porticos resistente a momento

Los pórticos no arriostrados; están compuestos por una serie de vigas y columnas que se encuentran debidamente conectadas mediante nudos de estructura rígida. El diseño objetivo de este tipo es óptimo para poder resistir los eventos que conllevan algún tipo de flexión o esfuerzo fuera de lo convencional.

Este tipo de sistemas está compuesto por; paneles nodales, bases de columnas y empalmes, tal como se muestra en la Figura 1 (Crisafulli, 2018).

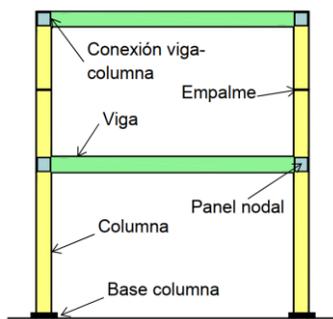


Figura 1: Componentes estructurales de un PRM.

Nota: Tomado de (Crisafulli, 2018)

Según el autor Vargas (2017), expone la teoría de que las cargas gravitacionales y sísmicas inducen momentos flectores y cortantes en vigas y columnas, especialmente en sus extremos. La filosofía sismorresistente busca que la disipación de energía ocurra mediante la fluencia del acero, formando rótulas plásticas en las vigas cercanas a los apoyos, mientras las columnas permanecen en el rango elástico (citado en Aranda y Jacho, 2022).

1.2.1. Comportamiento estructural

Crisafulli (2018), clasifica los sistemas estructurales sismorresistentes en tres tipos principales según su capacidad de disipación de energía:

- **OMF:** Pórticos ordinarios a momento
- **IMF:** Pórticos intermedios a momento
- **SMF:** Pórticos especiales a momento.

La recomendación según el tipo de cargas que se desee ejecutar depende de si son bajas o moderadas; se considera utilizar OMF o IMF. Sin embargo, para el tipo de carga relacionada con sismicidad de alta magnitud, se considera utilizar SMF; este tipo es utilizado con mayor frecuencia dentro del país debido a la alta actividad sísmica.

1.2.1.1. Pórticos especiales resistentes a momento (SMF)

Los SMF están diseñados para desarrollar deformaciones inelásticas significativas mediante la formación de rótulas plásticas en las vigas y una leve cedencia en la zona del panel. Según Hamburger (2015), citado en Aranda y Jacho (2022), las vigas deben tener alta ductilidad, controlada por el pandeo local del alma y el pandeo torsional de las alas.

Para garantizar este comportamiento, se aplica el criterio de “columna fuerte-viga débil”, asegurando que la capacidad de momento en las columnas sea superior a la de las vigas.

1.2.1.2. Pórticos intermedios resistentes a momento (IMF)

Los IMF comparten la filosofía de diseño de los SMF, pero permiten una menor rotación inelástica en las vigas. Vargas (2017), citado en Aranda y Jacho (2022), señala que en ambos sistemas se debilita la zona donde se desea que ocurra la fluencia, reforzando las áreas cercanas a los nudos. Esto permite que las vigas desarrollen rotaciones inelásticas controladas, manteniendo el criterio de columna fuerte - viga débil (ver Figura 2).

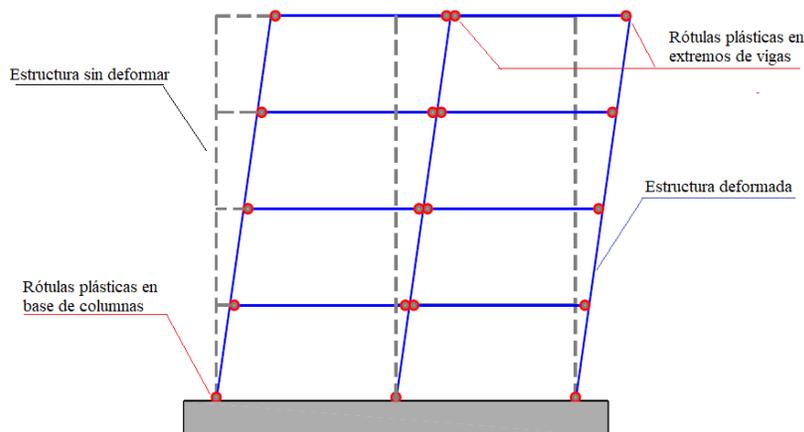


Figura 2: Criterio "columna fuerte - viga débil".

Nota: Tomado de (Parraguez, 2018)

1.3. Columnas HEB en estructuras metálicas

Con respecto a las columnas HEB (Heavy European Beam), son perfiles laminados en caliente con sección transversal en forma de H, caracterizados por alas de mayor espesor que los perfiles IPE, HEA. Esta geometría les confiere elevada rigidez y resistencia, siendo ideales para elementos sometidos a cargas axiales y momentos flectores.

Según Andrade C. (2015), la forma en que se colocan las columnas HEB (considerando su eje fuerte o débil) tiene un impacto considerable en la capacidad del pórtico para resistir fuerzas laterales. Una mala distribución podría generar problemas de equilibrio. En un estudio práctico en Manta, Pilatasig et al. (2021), encontraron que, al orientar todas las columnas de la misma manera, la respuesta estructural fue irregular durante el terremoto de 2016. Los autores plantean que alternar la disposición de las columnas podría ser una forma de equilibrar la rigidez y mejorar la respuesta sísmica general.

1.4. Conexiones viga-columna tipo BFP

Las conexiones con placas atornillada al ala de la viga (BFP) ya están aprobadas por la norma ANSI/AISC 358-22 para su uso en sistemas resistentes a momentos. Estas conexiones permiten que la viga rote plásticamente de manera controlada, protegiendo así la columna y previniendo fallos repentinos.

Vega (2021), desarrolló un programa informático para diseñar conexiones BFP siguiendo las normas ANSI/AISC 358-16, empleando Matlab y cálculos hechos a mano. Este programa demostró ser muy exacto al predecir momentos máximos, fuerzas de corte y tipos de fallo.

Bin (2023), señala que la conexión BFP consta de placas arriba y abajo que se sujetan con tornillos a las alas de la viga y se unen a las alas de la columna mediante una soldadura de penetración completa (CJP). El alma de la viga se conecta a través de una placa de corte, que

también se suelda a una parte de la columna que suele ser llamada el ala de la misma. Según Vega (2021), los mecanismos de disipación de energía en estas conexiones incluyen fluencia inicial en el perno más alejado, deslizamiento de pernos, fluencia secundaria en la zona de panel de la columna y fluencia limitada en la placa del ala.

Según lo evidenciado por Pannillo, Chacón y Riera (2018), en Ecuador, las conexiones BFP sirven para disipar la energía adicional. Investigaciones como la de Martínez (2023), han resaltado su valía técnica y su buen desempeño ante sismos, aunque su aplicación aun no es generalizada.

1.4.1. Diseño de conexiones para Pórticos Resistentes a Momento (PRM)

Andrade C. (2015), indica que una conexión entre viga y columna debe poder transmitir tanto el esfuerzo cortante como el momento de flexión hacia la columna. Al idear las conexiones para PRM, es primordial considerar dos factores esenciales: la resistencia que soportan y la capacidad de deformarse.

- La resistencia se calcula basándose en el momento máximo que la viga puede producir. Es esencial que la conexión sea lo bastante fuerte para que la viga llegue a su límite y que no presente ninguna falla en el momento que se necesite.

- La capacidad de deformación se vincula con la flexibilidad necesaria en ciertas zonas de la estructura, permitiendo deformaciones inelásticas grandes sin afectar su resistencia.

1.4.2. Clasificación de Conexiones en Acero

Según Parraguez (2018), la especificación AISC 360 clasifica las conexiones en acero en tres categorías, basadas en su rigidez, representada mediante diagramas momento-curvatura o momento-rotación. La rigidez secante se define como: $K_s = \frac{M_s}{\theta_s}$ donde M_s es el momento generado por las cargas de servicio y θ_s la rotación correspondiente.

En función de esta rigidez, las conexiones se clasifican en:

- Conexiones totalmente restringidas (FR): capaces de transferir momento con rotación despreciable, cumpliendo con $\frac{K_s L}{EI} \geq 20$.
- Conexiones simples o articuladas: transmiten solo esfuerzos cortantes, con $\frac{K_s L}{EI} \leq 2$.
- Conexiones parcialmente restringidas (PR): permiten cierta transmisión de momento, con $\frac{K_s L}{EI}$ entre 2 y 20

La Figura 3 muestra esta clasificación según la rigidez de la conexión.

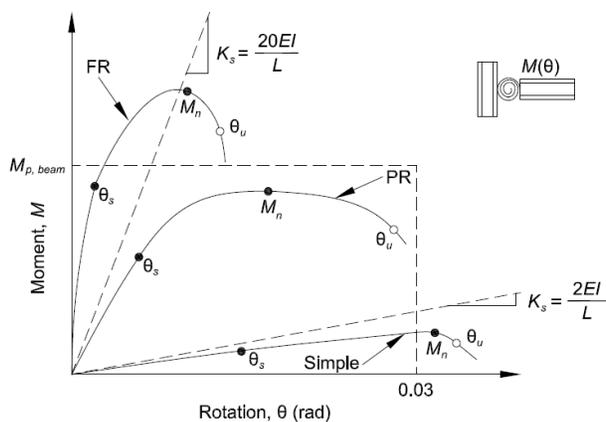


Figura 3: Clasificación de conexiones según su rigidez.

Nota: Tomado de (Parraguez, 2018)

1.5. Disposición de columnas HEB: uniforme vs alternada

La disposición de columnas HEB en planta, ya sea uniforme o alternada, influye directamente en la rigidez lateral del sistema estructural. Estudios como el de Andrade C. (2015), y Pilatasig et al. (2021), evidencian que una orientación alternada mejora la distribución de rigidez, mitigando efectos como la torsión y la deriva en edificaciones sometidas a cargas sísmicas.

1.6. Modelación computarizada en el análisis sísmico

En Ecuador, la normativa MIDUVI (2016), es la que dicta los parámetros de construcción sismorresistente, fijando los requerimientos básicos para las estructuras de acero. Esto abarca desde los criterios de diseño por capacidad hasta el análisis dinámico, pasando por el empleo de conexiones precalificadas. Como complemento, la norma ANSI/AISC 358-22 ofrece detalles técnicos para el diseño y la comprobación de conexiones BFP (placa atornillada al ala de viga), garantizando así su desempeño inelástico bajo control y la compatibilidad con los sistemas de resistencia a momento (PEM).

Según Caiza de la Cruz y Córdova (2023), quienes citan a McCormac y Csernak (2012), los códigos de diseño estructural establecen requisitos que garantizan la capacidad de las partes para soportar cargas sin derrumbarse, lo cual asegura la seguridad de las construcciones.

1.6.1. Métodos de diseño para estructuras de acero

La especificación AISC contempla dos métodos principales para el diseño de elementos de acero estructural:

- Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD)
- Diseño por esfuerzos permisibles (ASD)

Ambos métodos se basan en los principios de estados límite, que definen las condiciones del edificio o parte del mismo que tiene su función (McCormac y Csernak, 2012, citados en Caiza de la Cruz y Córdova, 2023).

1.6.1.1. Método de diseño LRFD

El método LRFD agrupa las cargas de servicio y las multiplica por factores mayores a uno, representando la incertidumbre en las cargas. La combinación genera la carga factorizada,

utilizada para calcular esfuerzos como cortantes y momentos. Estos esfuerzos no deben superar la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción (ϕ), expresado como:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde,

ϕ = *Factor de reducción*

R_n = *Resistencia nominal de un miembro*

R_u = *Resistencia última de diseño*

1.6.1.2. Método de diseño ASD

En el método ASD, las cargas de servicio se combinan sin multiplicadores, y los valores máximos obtenidos se utilizan para calcular las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas no deben exceder la resistencia nominal dividida por un factor de seguridad (Ω), expresado como:

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a$$

Donde,

Ω = *Factor de seguridad*

R_n = *Resistencia nominal de un miembro*

R_a = *Fuerza máxima calculada en el miembro*

1.6.2. Tipos de cargas

Según la NEC-SE-CG (2015), en el diseño estructural, las cargas se clasifican en tres tipos principales: carga muerta (D), carga viva (L) y carga sísmica (E). Esta clasificación es independiente del material estructural y responde a la naturaleza de las solicitaciones que actúan sobre la edificación.

1.6.2.1. Carga Muerta (D)

Las cargas muertas, también denominadas permanentes, son constantes durante la vida útil de la estructura. En edificaciones de acero, incluyen el peso propio de los elementos estructurales, instalaciones eléctricas y sanitarias, mampostería y acabados.

1.6.2.2. Carga Viva (L)

La carga viva depende del uso y ocupación del edificio; incluye el peso de personas, mobiliario, equipos móviles, entre otros. La Tabla 1 presenta los valores mínimos de carga viva uniforme (Lo) y concentrada (Po) para diferentes tipos de ocupación.

Tabla 1: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo y Po.

Ocupación o Uso	Carga uniforme kN/m^2	Carga concentrada kN
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas curvas.	0.70	4.50
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas a jardinería	4.80	
Todos los otros usos		1.40
Edificios de Oficinas		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00
Residencias		
Viviendas unifamiliares bifamiliares	2.00	
Habitaciones en hoteles residencias multifamiliares	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Nota: Tomado de (NEC-SE-CG, 2015)

1.6.2.3. Carga Sísmica (E)

La carga sísmica se origina por la aceleración de la masa estructural durante un evento sísmico. Su cálculo se realiza conforme al procedimiento establecido en el Capítulo 3 de la Norma NEC-SE-DS (2015), considerando la zonificación sísmica del país.

1.6.2.3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

El factor de zona sísmica z representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo, representado como una fracción de la gravedad. La ciudad de Manta se encuentra en la zona sísmica VI, con $z = 0,50$, correspondiente a una amenaza sísmica muy alta (ver tabla 2 y figura 4).

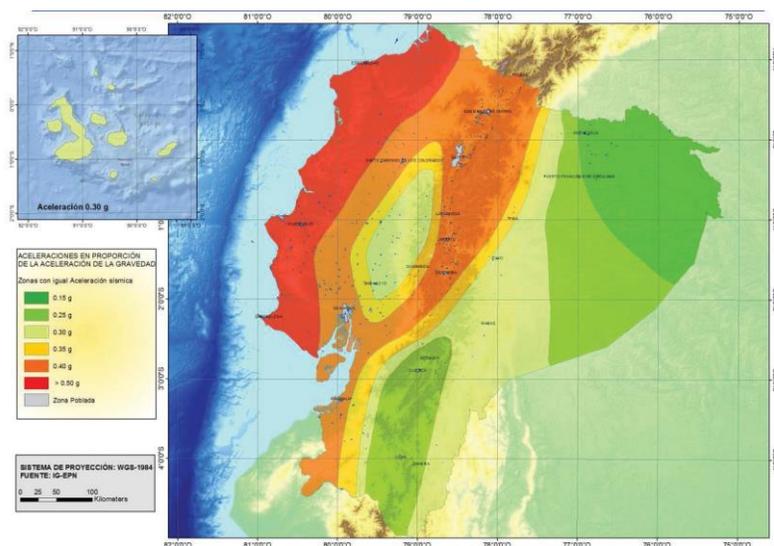


Figura 4: Mapa de zonas sísmicas y factor z .

Nota: Tomado de (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 2: Factor z según la zona sísmica elegida.

Zonas sísmicas	I	II	III	IV	V	VI
Valor del factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización de los riesgos sísmicos	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota: Tomado de (NEC-SE-DS, 2015)

1.6.2.4. Combinación de cargas

Una de las características que destacan en las combinaciones de cargas es que permiten realizar una evaluación a la estructura, sometiéndolas bajo condiciones extremas.

De esta manera, la metodología LRFD considera aplicar valores de carga con resistencia; para esto se demuestra con la Tabla 3 los tipos de combinaciones que suelen ser las más comunes en su utilización.

Tabla 3: *Combinaciones de carga para método LRFD.*

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

Nota: Tomado de (NEC-SE-CG, 2015)

1.6.3. Método de análisis de la estructura

La NEC-SE-DS (2015), establece dos métodos principales para el análisis sísmico de edificaciones: Diseño basado en fuerza (DBF) y diseño basado en desplazamiento (DBD). El DBF utiliza análisis estático lineal para determinar fuerzas sísmicas, mientras que el DBD evalúa el comportamiento estructural en función de las deformaciones.

Pasos del método DBF:

1. Determinar el espectro de diseño $S_a(T)$ según la ubicación y tipo de suelo.
2. Calcular el periodo fundamental de vibración T_a
3. Determinar el cortante basal V
4. Distribuir el cortante basal por nivel
5. Verificar que las derivas no excedan los límites normativos.

1.6.3.1. Espectro Elástico de diseño sísmico

El espectro de respuesta elástico representa la aceleración espectral S_a , en función del periodo de vibración T . Se determina considerando el factor de zona sísmica z , tipo de suelo y coeficientes de ampliación F_a, F_d, F_s .

La Figura 5 muestra el espectro elástico de aceleraciones.

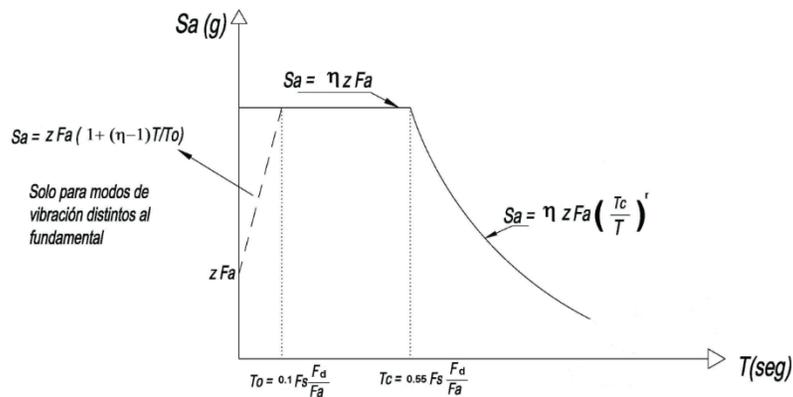


Figura 5: Espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Nota: Tomado de (NEC-SE-DS, 2015)

Expresiones utilizadas son:

$$S_a = n z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

CAPÍTULO II

METODOLOGIA

Este capítulo describe los recursos técnicos y el enfoque metodológico empleados para analizar comparativamente el comportamiento sísmico de tres modelos estructurales de acero tipo 2, diferenciados por la disposición de columnas HEB en sus ejes principales. La investigación se fundamenta en criterios normativos nacionales e internacionales, así como en herramientas de modelación computacional que permiten evaluar parámetros clave de respuesta estructural.

2.1. Materiales

2.1.1. *Normativa técnica aplicada*

El diseño y análisis estructural se desarrolló conforme a las siguientes normativas:

- Normas ecuatorianas (NEC-15):
 - NEC-SE-AC: Diseño de estructuras de acero.
 - NEC-SE-CG: Combinación de cargas no sísmicas.
 - NEC-SE-DS: Peligro sísmico y diseño sismorresistente.
- Normas internacionales:
 - ASCE 7-22: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
 - ANSI/AISC 341-22: Seismic Dispositions for Structural Steel Buildings.
 - ANSI/AISC 360-22: Specification for structural steel buildings.
 - ANSI/AISC 358-22: Prequalified Connections for Seismic Applications.

2.1.2. *Software de análisis estructural*

- ETABS v19: Software utilizado para la modelación tridimensional de las estructuras, análisis modal y evaluación de la respuesta sísmica.

- IDEA StatiCa: Aplicación empleada para la modelación referencial de las conexiones tipo Bolted Flange Plate (BFP), conforme a los criterios de la AISC 358-22. Esta modelación se incluye como recomendación técnica en los anexos.

2.2. Método

2.2.1. Tipo de investigación

La presente investigación se clasifica como cuantitativa, comparativa y explicativa, ya que se basa en el análisis numérico de parámetros estructurales obtenidos mediante simulaciones computarizadas. Su propósito es validar una hipótesis técnica relacionada con la influencia de la disposición de columnas HEB en el desempeño sísmico de estructuras metálicas tipo 2.

2.2.2. Enfoque metodológico

El estudio adopta un enfoque cuantitativo de tipo aplicado, orientado a la medición precisa de variables estructurales como el periodo de vibración, los desplazamientos laterales y la deriva máxima de entrepisos. La finalidad es generar conocimiento técnico útil para el diseño estructural en zonas de alta sismicidad.

2.2.3. Diseño de investigación

Se emplea el método hipotético-deductivo, partiendo de la hipótesis planteada por Pilatasig et al. (2021), que sugiere que la orientación alternada de columnas HEB puede mejorar el desempeño sísmico. El modelo estructural representa un edificio típico de acero, compuesto por pórticos especiales a momento (PEM) en el perímetro y pórticos gravitacionales (PG) en el interior, conforme a la clasificación de sistemas tipo 2 según la NEC-SE-AC.

2.2.4. Técnicas e instrumentos

- Modelación computacional en ETABS v19 para tres configuraciones estructurales.
- Análisis modal y estático mediante espectros de diseño sísmico.

- Aplicación de la normativa NEC-SE-AC (2015), y AISC 358-22.
- Modelación referencial de conexiones tipo BFP en IDEA StatiCa, incluida como recomendación técnica en los anexos.

2.2.5. Procedimiento

- 1) Definición de parámetros estructurales: Se establecen las dimensiones del edificio, número de piso, tipo de acero; y las cargas gravitacionales y sísmicas conforme a la NEC-SE-AC.
- 2) Modelación computacional: Se desarrollan tres modelos tridimensionales:
 - Modelo 1: columnas HEB orientadas de forma uniforme al eje principal.
 - Modelo 2: columnas HEB orientadas de forma uniforme al eje secundario.
 - Modelo 3: columnas HEB con disposición alternada del eje principal.
- 3) Aplicación de cargas sísmicas: Se emplea espectro de diseño correspondientes a la zona sísmica de Manta.
- 4) Análisis modal y estático: Se obtienen el periodo de vibración, desplazamientos laterales, deriva máxima y torsión.
- 5) Comparación de resultados: Se analizan los datos obtenidos para determinar cuál configuración presenta mejor desempeño estructural.
- 6) Criterio técnico: Este contexto se genera basado en la evaluación de cada uno de los eventos que se establecieron y ejecutaron, dando como producto un resultado, el cual se analiza basado en la NEC-SE-AC, en donde se da a conocer el grado de satisfacción con la estructura alcanzada.

MODELO ESTRUCTURAL

Comparación de disposiciones de columnas HEB en estructuras de acero tipo 2 mediante análisis sísmico computarizado

3.1. Descripción general

Se desarrollaron tres modelos estructurales de acero tipo 2, diseñados conforme a la NEC-SE-AC, con el propósito de evaluar la influencia de la disposición de columnas HEB en la respuesta sísmica de edificaciones metálicas. Los modelos 1 y 2 presentan una configuración uniforme en la orientación de las columnas, alineadas respectivamente con el eje principal y el eje secundario del edificio. Por su parte, el modelo 3 adopta una disposición alternada del eje principal de las columnas, con el fin de analizar su efecto en el comportamiento dinámico.

Cabe señalar que, aunque el diseño estructural principal no incorpora conexiones precalificadas, se incluye en todos los modelos una representación referencial de conexiones viga-columna tipo Bolted Flange Plate (BFP), conforme a lo establecido en la norma AISC 358-22. Esta modelación se realiza en IDEA StatiCa y se presenta como recomendación técnica en los anexos.

La evaluación de la estructura se realizó mediante simulaciones computarizadas, utilizando programas como ETABS v19 para los modelos e IDEA StatiCa para el diseño de conexión.

3.2. Características del modelo

El diseño estructural se basa en la propuesta del MIDUVI (2016), adaptada para modelar un edificio simétrico en planta y elevación, compuesto por pórticos resistentes a momento en el perímetro (PRM) y pórticos gravitacionales en el interior (PG), conforme a la clasificación de sistemas tipo 2 según la NEC-SE-AC.

La Figura 6 muestra la planta esquemática del edificio, utilizada como base para la comparación entre las configuraciones de columnas HEB.

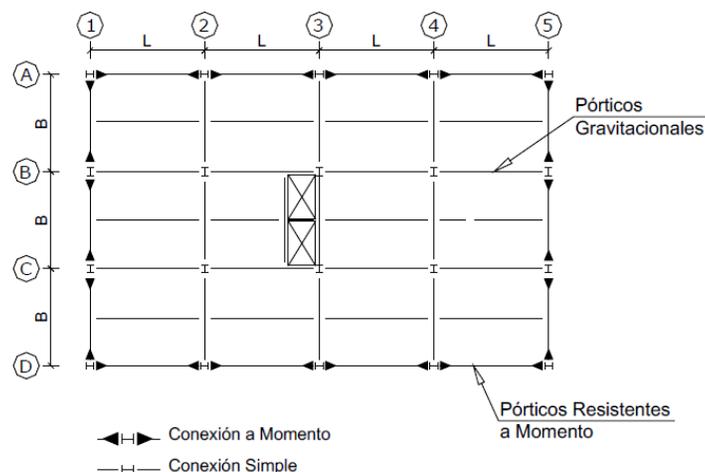


Figura 6: Edificio de Acero Estructural Compuesto por PRM y PG.

Nota: Tomado de (NEC-SE-AC, 2015)

3.3. Información del sistema estructural

a) Característica del acero

De acuerdo con DIPAC (2024), los aceros estructurales comercializados en Manta incluyen ASTM A36, ASTM A572 Gr.50 y ASTM A588. Para esta investigación se seleccionan ASTM A572 Gr.50 en columnas y ASTM A36 en vigas, como se detalla en la Tabla 4.

Tabla 4: Tipos de aceros utilizados en el Ecuador.

Tipo de Acero	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A36	250	400-550
ASTM A572 Gr. 50	245	450
ASTM A588	345	450

Nota: Tomado de (DIPAC, 2024)

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia, a partir del cual el perfil comienza a deformarse.

$F_u =$ Esfuerzo último, después de llegar a este esfuerzo el perfil falla.

b) Pesos específicos

Los pesos unitarios de los materiales utilizados se obtienen de la NEC-SE-CG (2015), y se utilizan para el cálculo de la carga muerta. La Tabla 5 resume los valores considerados.

Tabla 5: Peso unitario de los materiales

Material	Peso específico γ	
	kN/m^3	kgf/m^3
Hormigón armado	24	2400
Hormigón simple	22	2200
Bloque hueco	12	1200
Ladrillo	19	1900
Peso de baldosa	0.2 kN/m^2	
Peso de cielo raso	0.2 kN/m^2	

Nota: Elaborado por José Pinto R.

3.4. Propiedades de materiales estructurales

Las propiedades mecánicas se obtienen de fichas técnicas proporcionadas por proveedores locales como DIPAC, IPAC, Metal Hierro e IMPORT ACEROS. Estos datos permiten definir parámetros como el esfuerzo de fluencia (F_y), esfuerzo último (F_u), módulo de elasticidad (E_s) y peso específico (γ), esenciales para el diseño estructural.

3.4.1. Perfiles estructurales

Los perfiles tipo I o H son comúnmente utilizados en vigas y columnas por su alta capacidad de carga y estabilidad estructural. Se emplean en edificaciones, puentes y estructuras industriales (ver Figura 7).

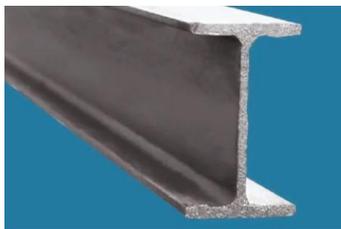


Figura 7: Perfil I o H

Nota: Tomado de (DIPAC, 2024)

3.4.2. Materiales adoptados para el diseño

Para el diseño sismorresistente del edificio de oficinas, se emplea hormigón con una resistencia a la compresión de 240 kgf/cm² a los 28 días, y acero estructural ASTM A572 Gr.50 en columnas, junto con ASTM A36 en vigas principales y secundarias. Las propiedades mecánicas de estos materiales se detallan en las Tablas 8 y 9.

a) Hormigón

Tabla 6: Propiedades del hormigón

Resistencia a la compresión ($f'c$)	$f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	$Ec = 15100\sqrt{(f'c)}$
Relación de poisson (u_h)	0.2
Peso específico del hormigón (γ_h)	$\gamma = 2400 \text{ kgf/m}^3$

Nota: Elaborado por José Pinto R.

b) Acero

Tabla 7: Propiedades del acero

Resistencia a la compresión (Fy)	$Fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero (Es)	$Es = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$
Relación de poisson (u_a)	0.3
Peso específico del acero (γ_a)	$\gamma = 7850 \text{ kgf/m}^3$

Nota: Elaborado por José Pinto R.

Tabla 8: Propiedades del acero ASTM A36

Esfuerzo de fluencia(mínimo)	$Fy = 2530 \text{ kgf/cm}^2$
Esfuerzo de rotura (ultimo)	$Fu = 4080 \text{ kgf/cm}^2$

Tabla 9: *Propiedades del acero ASTM A572 Gr.50*

Esfuerzo de fluencia(mínimo)	$F_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$
Esfuerzo de rotura (ultimo)	$F_u = 4570 \text{ kgf/cm}^2$

Nota: Elaborado por José Pinto R.

3.5. Ubicación y Estructuración

La edificación se localiza en la ciudad de Manta, Ecuador, y está destinada al uso de oficinas. El proyecto contempla una estructura de seis niveles, cada uno con una altura de entrepiso de 3.00 m, alcanzando una altura total de 18.00 m. La distribución en planta incluye cuatro vanos de 4.5 m en dirección X y tres vanos de 5.0 m en dirección Y, como se resume en la Tabla 10.

Tabla 10: *Características generales de la estructura*

Parámetro	Valor	Unidad
Ocupación o uso	Oficinas	-
Número de niveles	6	-
Altura de 1erPiso	3.0	m
Altura de entrepiso	3.00	m
Altura total	18.00	m

Nota: Elaborado por José Pinto R.

3.6. Configuración de los modelos estructurales

Se desarrollan tres modelos tridimensionales regulares en planta y elevación, ambos correspondientes a un edificio de seis pisos diseñado como sistema resistente a momento tipo 2, conforme a la NEC-SE-AC; las figuras 8, 9 y 10 muestran la distribución en planta y la figura 11 muestra la elevación de los modelos.

- Modelo 1: Las columnas HEB se orientan con el eje principal (fuerte) en el perímetro.

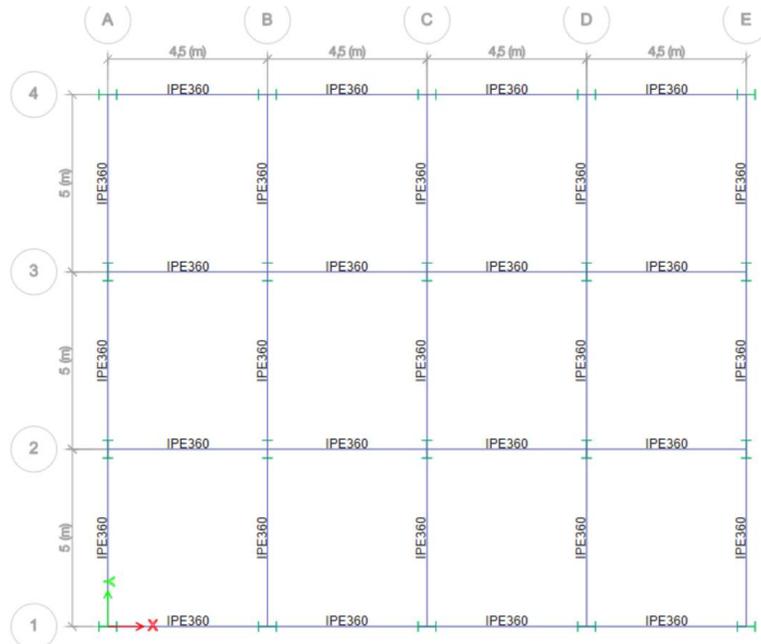


Figura 8: Vista en planta-Modelo 1

Nota: Elaborado por José Pinto R.

- Modelo 2: Las columnas HEB se orientan con el eje secundario (débil) en el perímetro.

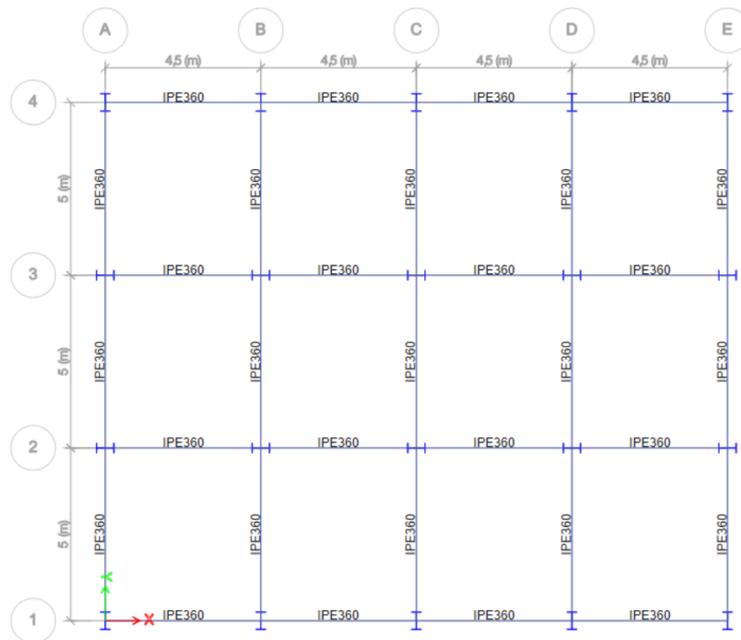


Figura 9: Vista en planta-Modelo 2

Nota: Elaborado por José Pinto R.

- Modelo 3: Las columnas HEB se disponen alternadamente entre el eje principal (fuerte) y secundario (débil) en el perímetro y en el interior de los pórticos.

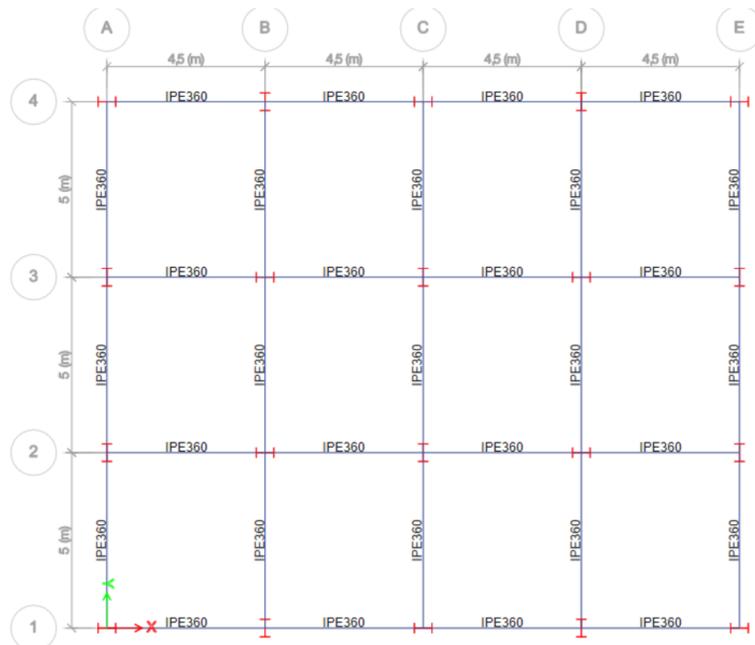


Figura 10: Vista en planta-Modelo 3.

Nota: Elaborado por José Pinto R.

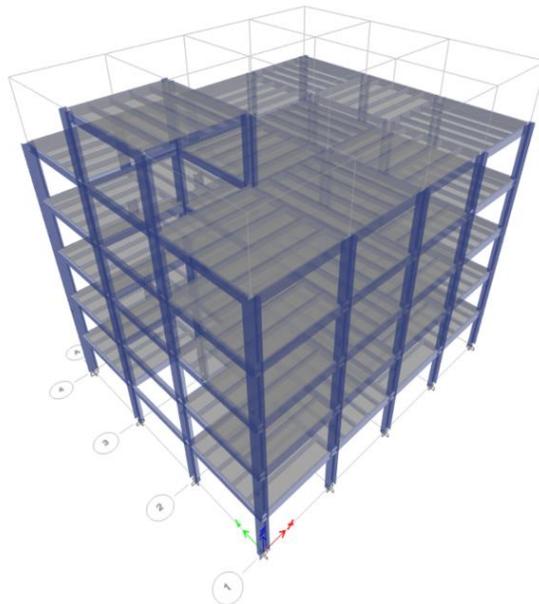


Figura 11: Vista en elevación 3D de los modelos

Nota: Elaborado por José Pinto R.

3.7. Determinación de cargas gravitacionales y sísmicas

El diseño estructural considera tres tipos de carga: muerta, viva y sísmica, conforme a lo establecido en la NEC-SE-CG (2015). Estas cargas se definen en función del uso previsto, los materiales empleados y las condiciones de ubicación del proyecto.

3.7.1. Carga Muerta (*D*)

La carga muerta incluye el peso propio de los elementos estructurales, así como el peso de acabados, instalaciones y mampostería. En ETABS v19, el peso propio se calcula automáticamente, mientras que los elementos no estructurales se incorporan mediante patrones de carga definidos por el usuario. Los valores utilizados se resumen en la Tabla 11.

Tabla 11: *Sobrecarga permanente por piso.*

Descripcion del material	Carga (kN/m ²)
Peso losa	3,60
Peso acabados	0,94
Peso mamposteria	1,46
Total carga muerta x piso	6,00

3.7.2. Carga Viva (*L*)

La carga viva se determina según la ocupación de cada piso. De acuerdo con la Tabla 9 del Capítulo 4 de la NEC-SE-CG (2015), se adoptan los valores correspondientes a oficinas y cubiertas accesibles/inaccesibles, como se resume en la Tabla 12.

Tabla 12: *Carga viva dependiendo de la ocupación para cada piso.*

Nº de pisos	Ocupación	Carga viva	
		(kN/m ²)	(tnf/m ²)
1er Piso	Oficina	2,4	0,24
2do Piso	Oficina	2,4	0,24
3er Piso	Oficina	2,4	0,24
4to Piso	Oficina	2,4	0,24
5to Piso	Cubierta accesible	3,0	0,30
6to Piso	Cubierta inaccesible	0,70	0,070

3.7.3. Definición de cargas por piso

Se definen los tipos de carga que se aplican a los modelos estructurales, incluyendo carga muerta (CM), sobrecarga permanente (SCP) y carga viva (L). Estas cargas se clasifican por piso según el uso y los elementos de construcción considerados. Las tablas 13, 14 y 15 resumen los valores de cargas uniformes a losas de cada piso.

Tabla 13: *Carga por piso (1er al 4to piso)*

Scp del 1^{er} piso al 4^{to} piso	
Tipo de carga	Carga (kN/m²)
Peso propio de losa:	
Loseta de compresión	3,60
Total, de Peso Propio	3,60
Sobrecarga:	
Recubrimiento de piso	0,44
Baldosa	0,20
Cielo Raso	0,20
Instalaciones	0,10
Mampostería	1,46
Total, de Sobrecarga muerta	2,4
Carga muerta (D):	6,0
Carga Viva (L):	2,4

Tabla 14: *Carga por piso (5to piso)*

Scp del 5^{to} piso	
Tipo de carga	Carga (kN/m²)
Peso propio de losa:	
Loseta de compresión	3,60
Total, de Peso Propio	3,60
Sobrecarga:	
Recubrimiento de piso	0,44
Baldosa	0,20
Cielo Raso	0,20
Instalaciones	0,10
Total, de Sobrecarga muerta	0,94
Carga muerta (D):	4.54
Carga Viva (L):	3,0

Tabla 15: Carga por piso (6to piso)

Scp del 6^{to} piso	
Tipo de carga	Carga (kN/m²)
Peso propio de losa:	
Loseta de compresión	3,60
Total, de Peso Propio	3,60
Sobrecarga:	
Recubrimiento de piso	0,44
Total, de Sobrecarga muerta	0,44
Carga muerta (D):	4,04
Carga Viva (L):	0,70

Nota: Elaborado por José Pinto R.

3.8. Análisis sísmico de modelo estructural

Se realiza un análisis modal espectral para evaluar la respuesta dinámica de tres configuraciones estructurales de acero tipo 2, con columnas HEB en disposición uniforme y alternada, frente a solicitaciones sísmicas. El análisis se desarrolla en ETABS v19, aplicando espectros de diseño definidos por la NEC-SE-DS (2015), correspondientes a la zona sísmica de Manta. La tabla 16 resume los valores adoptados para el espectro de diseño elástico.

Parámetros sísmicos de diseño

Tabla 16: Parámetros iniciales para el espectro elástico.

Provincia:	Manabí	
Cantón:	Manta	
Datos para el espectro elástico		
Categoría Sísmica	Zona Sísmica	VI
Factor z	z (%g)	0,50
Perfil del Suelo	Suelo Tipo	D
Coef. Amplificaciones ordenadas de aceleración	<i>F_a</i>	1,12
Coef. Amplificaciones ordenadas de desplazamiento	<i>F_d</i>	1,11
Comportamiento no lineal del suelo	<i>F_s</i>	1,40
Factor usado en el espectro de diseño elástico	<i>r</i>	1,00
relación de amplificación espectral	<i>η</i>	1,80

Datos para el espectro reducido		
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8
Factor de importancia	I	1,0
Altura de la edificación en metros	hn	18,00
Tipo Estructura	De Acero sin arriostramientos	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	C_t	0,072
	α	0,800
Cálculos		
Limites T_0 y T_c		
Periodo Límite de Vibración	T_0	0,139
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	T_c	0,763
Periodo fundamental T		
Periodo de Vibración Método 1	T_a CODIGO	0,727
Periodo de Vibración Método 2	$1.3 * T_a$ Código	0,945
Periodo de Vibración	T_a	0,727
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k	1,114
Aceleración Espectral	$S_a(T_a)$	1,008
Irregularidad en planta	ϕ_P	0,9
Irregularidad en elevación	ϕ_E	1
	C	0,140

Nota: Elaborado por José Pinto R.

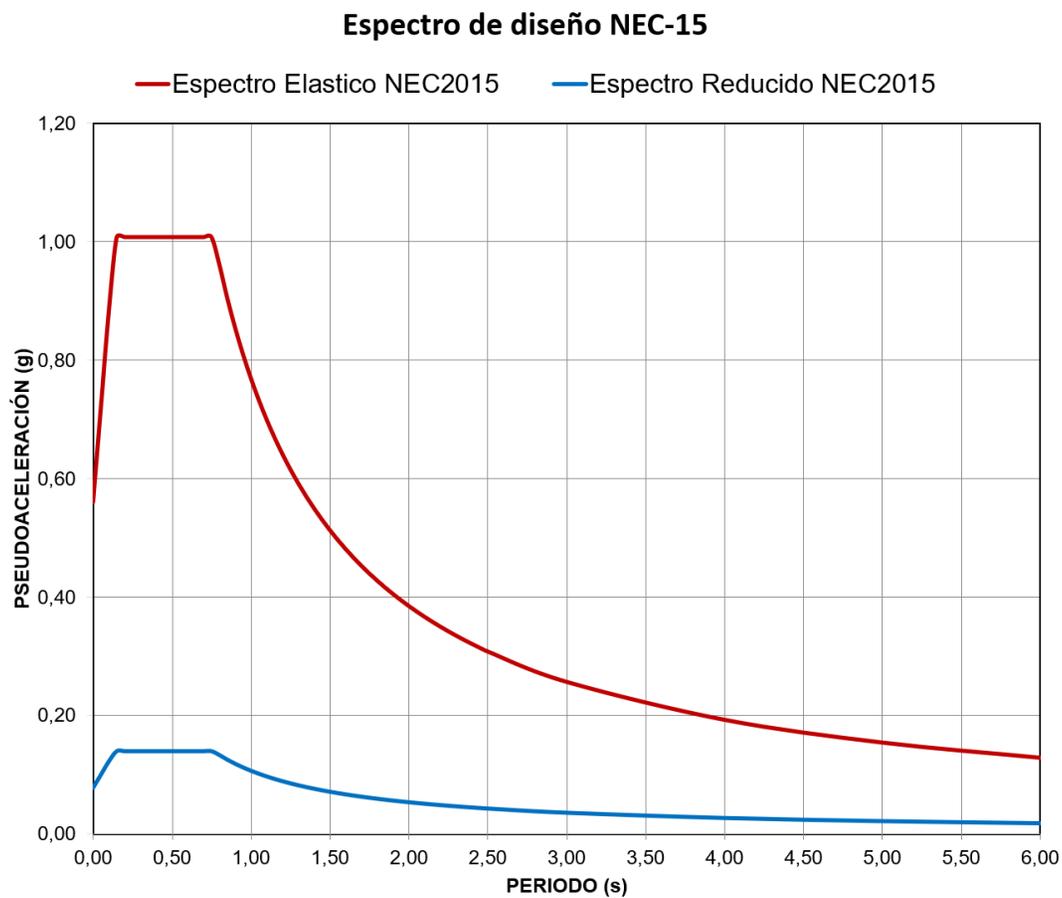


Figura 12: Espectro de diseño elástico.

Nota: Elaborado por José Pinto R.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado mediante modelación computacional en ETABS v19, comparando tres configuraciones estructurales de acero tipo 2 con columnas HEB.

1. El Modelo 1 corresponde al diseño base propuesto por la NEC-SE-AC (2015), como referencia para sistemas estructurales tipo 2, y fue modelado directamente en ETABS.
2. El Modelo 2 conserva las mismas características; esto incluye el área geométrica y el área estructural que se presentó en el Modelo 1, aunque altera la disposición de las columnas HEB.
3. El Modelo 3, en cambio, presenta una disposición alternada de las columnas HEB en relación con el eje principal del edificio, buscando así analizar su efecto en el comportamiento durante un sismo.

Se evalúan factores importantes como el periodo de vibración, desplazamientos laterales, deriva máxima de entrepisos, torsión relativa y la distribución de cortante en la base. Estos hallazgos permiten valorar el rendimiento estructural de cada modelo ante cargas sísmicas, de acuerdo con los criterios definidos en la NEC-SE-AC (2015).

4.1. Sistema constructivo de marcos de acero tipo 2

4.1.1. Periodos de vibración

Esta es una característica dinámica que depende principalmente de la masa y la rigidez de la estructura, no de las condiciones sísmicas externas. En estructuras consideradas regulares, los tres primeros modos de vibración tienden a concentrar la mayor participación modal, por lo que son los más relevantes para el análisis.

A continuación, se presenta la Tabla 17, que resume los periodos obtenidos para los tres primeros modos de cada modelo, calculados mediante análisis modal espectral en ETABS v19.

Tabla 17: *Periodos de vibración*

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Modo	Periodo	Periodo	Periodo
	(seg)	(seg)	(seg)
1	2,457	2,645	2,456
2	2,096	2,467	2,297
3	1,443	1,74	1,546
4	0,776	0,7	0,671
5	0,668	0,695	0,664
6	0,529	0,533	0,47
7	0,422	0,438	0,427
8	0,325	0,333	0,368
9	0,275	0,291	0,288
10	0,265	0,278	0,252
11	0,224	0,23	0,237
12	0,176	0,224	0,18
13	0,162	0,171	0,163
14	0,155	0,158	0,162
15	0,122	0,15	0,126
16	0,121	0,125	0,122
17	0,115	0,121	0,121
18	0,089	0,113	0,097

Cada entrepiso en una estructura presenta tres grados de libertad: dos traslacionales (en las direcciones X e Y) y uno rotacional (alrededor del eje Z). En general, los dos primeros modos de vibración corresponden a movimientos traslacionales, mientras que el tercer modo suele estar asociado a la rotación en el plano (torsión).

En los resultados obtenidos mediante análisis modal espectral, los porcentajes de masa participativa en las direcciones traslacionales se identifican en las pestañas UX y UY, mientras que los porcentajes de masa rotacional se encuentran en RX, RY y RZ. A continuación, se presentan los resultados para cada modelo.

4.1.2. Modelo 1

- a) **Primer modo:** Movimiento traslacional predominante en la dirección Y, con un 75,80% de masa participativa. El periodo asociado es de 2,457 seg, sin participación torsional significativa (0,00%).
- b) **Segundo modo:** Movimiento traslacional en la dirección X, con un 77,39% de masa participativa. El periodo es de 2,096 seg, también sin torsión.
- c) **Tercer modo:** Movimiento torsional en RZ, con un 78,61% de masa participativa. El periodo correspondiente es de 1,443 seg.

A continuación, se muestra la Tabla 18, que resume los porcentajes de masa del modelo 1.

Tabla 18: Porcentajes de masa de participación modal-Modelo 1

Modelo 1									
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2,457	0,00%	75,80%	0,2441	0	0,00%	24,41%	0,00%	0,00%
2	2,096	77,39%	0,00%	0	0,228	0,00%	24,41%	22,80%	0,00%
3	1,443	0,00%	0,00%	0,0035	0	78,61%	24,75%	22,80%	78,61%
4	0,776	4,10%	0,00%	0	0,1448	0,00%	24,75%	37,28%	78,61%
5	0,668	0,00%	13,92%	0,4695	0	0,09%	71,71%	37,28%	78,70%
6	0,529	10,05%	0,00%	0	0,3953	0,00%	71,71%	76,81%	78,70%
7	0,422	0,00%	0,22%	0,0046	0	11,66%	72,17%	76,81%	90,36%
8	0,325	0,00%	3,44%	0,0888	0	0,44%	81,04%	76,81%	90,79%
9	0,275	0,00%	2,42%	0,0522	0	0,11%	86,27%	76,81%	90,90%
10	0,265	5,19%	0,00%	0	0,1211	0,00%	86,27%	88,92%	90,90%
11	0,224	0,00%	0,65%	0,0218	0	3,57%	88,45%	88,92%	94,47%
12	0,176	0,00%	1,69%	0,0566	0	1,68%	94,11%	88,92%	96,15%
13	0,162	2,48%	0,00%	0	0,0866	0,00%	94,11%	97,58%	96,15%
14	0,155	0,00%	1,04%	0,0324	0	1,15%	97,35%	97,58%	97,29%
15	0,122	0,00%	0,82%	0,0262	0	0,08%	99,97%	97,58%	97,37%
16	0,121	0,78%	0,00%	0	0,0242	0,00%	99,97%	100,00%	97,37%
17	0,115	0,00%	0,00%	0	0	1,96%	99,97%	100,00%	99,33%
18	0,089	0,00%	0,01%	0,0003	0	0,67%	100,00%	100,00%	100,00%

4.1.2.1. Desplazamientos laterales

En la Figura 13 se visualizan los desplazamientos laterales absolutos por nivel en las direcciones X e Y para el Modelo 1.

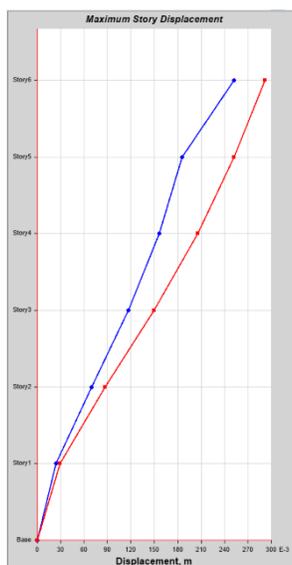


Figura 13: Desplazamiento max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 1

Se observa que los desplazamientos aumentan progresivamente con la altura, siendo mayores en la dirección Y, lo cual es coherente con la masa participativa predominante en esa dirección (ver sección 4.1.2). El desplazamiento máximo se presenta en el Piso 6, con 0,252 m en X y 0,291 m en Y, lo que indica una mayor flexibilidad estructural en la dirección transversal del edificio; se muestra en la Tabla 19:

Tabla 19: Desplazamiento max-Modelo 1

Piso	Elevación	Localización	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Piso6	18	Top	0,252436	0,291869
Piso5	15	Top	0,185625	0,251845
Piso4	12	Top	0,156479	0,205415
Piso3	9	Top	0,116648	0,149291
Piso2	6	Top	0,069543	0,086983
Piso1	3	Top	0,024189	0,029295
Base	0	Top	0	0

4.1.2.2. Deriva máxima de entrepiso

En la Figura 14 se muestran las derivas máximas de entrepiso obtenidas para el Modelo 1 en ambas direcciones principales. Se observa que la deriva máxima en dirección Y ocurre en el Piso 3, con un valor de 0,0212, mientras que en la dirección X, el valor máximo se presenta en el Piso 6, con 0,0316. Estos resultados se comparan con el límite normativo establecido por la NEC-SE-AC, que indica que la deriva inelástica no debe superar el 0,040 radián.

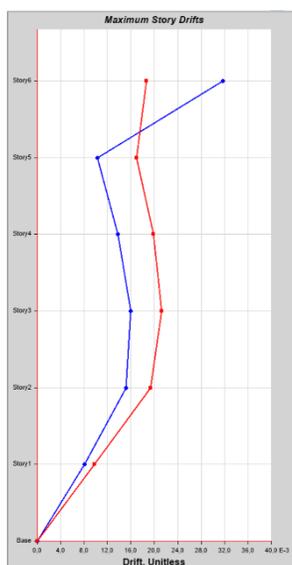


Figura 14: Derivas max del pórtico sin arriostamiento-Modelo 1

Las derivas máximas de cada nivel en ambas direcciones obtenidas con ayuda del programa ETABS; se muestran en la Tabla 20:

Tabla 20: Derivas max modelo 1

Modelo 1				
Piso	Elevación	Localización	X-Dir	Y-Dir
	m			
Piso6	18	Top	0,031698	0,01864
Piso5	15	Top	0,010317	0,016931
Piso4	12	Top	0,013795	0,019833
Piso3	9	Top	0,015956	0,021226
Piso2	6	Top	0,015174	0,019309
Piso1	3	Top	0,008063	0,009765
Base	0	Top	0	0

4.1.3. Modelo 2

- a) Primer modo: Movimiento traslacional en Y, con un 74,86% de masa participativa. El periodo es de 2,645 seg, con una torsión mínima de 0,02%.
- b) **Segundo modo:** Movimiento traslacional en X, con un 75,02% de masa participativa. El periodo es de 2,467 seg, sin torsión.
- c) **Tercer modo:** Movimiento torsional en RZ, con un 79,24% de masa participativa. El periodo es de 1,740 seg.

A continuación, se muestra la Tabla 21, que resume los porcentajes de masa del modelo 2.

Tabla 21: Porcentajes de masa de participación modal-Modelo 2

Modelo 2									
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2,645	0,00%	74,86%	0,2526	0	0,02%	25,26%	0,00%	0,02%
2	2,467	75,02%	0,00%	0	0,2532	0,00%	25,26%	25,32%	0,02%
3	1,74	0,00%	0,01%	0,0037	0	79,24%	25,63%	25,32%	79,26%
4	0,7	0,00%	14,23%	0,4501	0	0,03%	70,64%	25,32%	79,29%
5	0,695	14,18%	0,00%	0	0,4434	0,00%	70,64%	69,66%	79,29%
6	0,533	0,00%	0,28%	0,0042	0	9,94%	71,06%	69,66%	89,24%
7	0,438	0,00%	1,20%	0,0231	0	2,18%	73,37%	69,66%	91,41%
8	0,333	5,33%	0,00%	0	0,1384	0,00%	73,37%	83,50%	91,41%
9	0,291	0,00%	5,02%	0,1323	0	0,70%	86,60%	83,50%	92,11%
10	0,278	0,00%	0,56%	0,0108	0	1,79%	87,68%	83,50%	93,90%
11	0,23	0,00%	0,18%	0,0063	0	3,03%	88,32%	83,50%	96,93%
12	0,224	2,61%	0,00%	0	0,0715	0,00%	88,32%	90,65%	96,93%
13	0,171	0,00%	2,47%	0,0788	0	0,30%	96,20%	90,65%	97,23%
14	0,158	2,12%	0,00%	0	0,0696	0,00%	96,20%	97,62%	97,23%
15	0,15	0,00%	0,31%	0,0097	0	2,03%	97,17%	97,62%	99,26%
16	0,125	0,00%	0,71%	0,0226	0	0,16%	99,43%	97,62%	99,42%
17	0,121	0,75%	0,00%	0	0,0238	0,00%	99,43%	100,00%	99,42%
18	0,113	0,00%	0,18%	0,0057	0	0,58%	100,00%	100,00%	100,00%

4.1.3.1. Desplazamientos laterales

En la Figura 15 se visualizan los desplazamientos laterales absolutos por nivel en las direcciones X e Y para el Modelo 2.

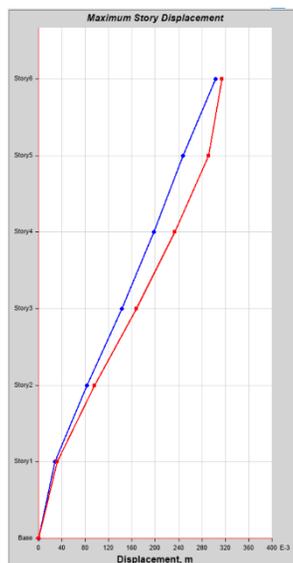


Figura 15: Desplazamiento max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 2

Se observa que los desplazamientos aumentan progresivamente con la altura, siendo mayores en la dirección Y, lo cual es coherente con la masa participativa predominante en esa dirección (ver sección 4.1.3). El desplazamiento máximo se presenta en el Piso 6, con 0,302 m en X y 0,314 m en Y, lo que indica una mayor flexibilidad estructural en la dirección transversal del edificio; se muestra en la tabla 22:

Tabla 22: Desplazamiento max-Modelo 2

Piso	Elevación	Localización	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Piso6	18	Top	0,302792	0,314091
Piso5	15	Top	0,247359	0,291183
Piso4	12	Top	0,197814	0,233152
Piso3	9	Top	0,142589	0,167097
Piso2	6	Top	0,082918	0,09625
Piso1	3	Top	0,027978	0,032088
Base	0	Top	0	0

4.1.3.2. Deriva máxima de entrepiso

En la Figura 16 se muestran las derivas máximas de entrepiso obtenidas para el Modelo 2 en ambas direcciones principales. Se observa que la deriva máxima en dirección Y ocurre en el Piso

3, con un valor de 0,0241, mientras que en la dirección X, el valor máximo se presenta en el Piso 6, con 0,0210.

Estos resultados se comparan con el límite normativo establecido por la NEC-SE-AC, que indica que la deriva inelástica no debe superar el 0,040 radián.

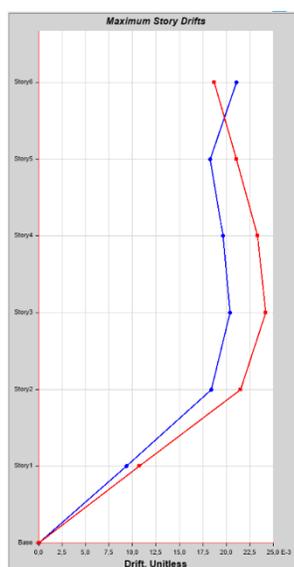


Figura 16: Derivas max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 2

Las derivas máximas de cada nivel en ambas direcciones obtenidas con ayuda del programa ETABS; se muestran en la Tabla 23:

Tabla 23: Derivas max modelo 2

Modelo 2				
Piso	Elevación	Localización	X-Dir	Y-Dir
	m			
Piso6	18	Top	0,021078	0,018699
Piso5	15	Top	0,018284	0,021048
Piso4	12	Top	0,019645	0,023348
Piso3	9	Top	0,020382	0,024189
Piso2	6	Top	0,018402	0,021502
Piso1	3	Top	0,009326	0,010696
Base	0	Top	0	0

4.1.4. Modelo 3

- a) Primer modo: Movimiento traslacional en Y, con un 75,85% de masa participativa. El periodo es de 2,456 seg, con una torsión mínima de 0,01%.
- b) **Segundo modo:** Movimiento traslacional en X, con un 76,24% de masa participativa. El periodo es de 2,297 s, sin torsión.
- c) **Tercer modo:** Movimiento torsional en RZ, con un 78,72% de masa participativa. El periodo es de 1,546 seg.

A continuación, se muestra la Tabla 24, que resume los porcentajes de masa del modelo 3.

Tabla 24: Porcentajes de masa de participación modal-Modelo 3

Modelo 3									
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2,456	0,00%	75,85%	0,2432	0	0,01%	24,32%	0,00%	0,01%
2	2,297	76,24%	0,00%	0	0,2405	0,00%	24,32%	24,05%	0,01%
3	1,546	0,00%	0,00%	0,0036	0	78,72%	24,67%	24,05%	78,73%
4	0,671	0,00%	13,37%	0,4576	0	0,08%	70,43%	24,05%	78,81%
5	0,664	12,85%	0,00%	0	0,4521	0,00%	70,43%	69,26%	78,81%
6	0,47	0,00%	0,82%	0,0201	0	7,49%	72,44%	69,26%	86,30%
7	0,427	0,00%	0,65%	0,0182	0	4,60%	74,25%	69,26%	90,91%
8	0,368	3,82%	0,00%	0	0,1037	0,00%	74,25%	79,62%	90,91%
9	0,288	0,00%	5,39%	0,1285	0	0,05%	87,11%	79,62%	90,96%
10	0,252	3,89%	0,00%	0	0,0982	0,00%	87,11%	89,44%	90,96%
11	0,237	0,00%	0,19%	0,0076	0	4,14%	87,87%	89,44%	95,10%
12	0,18	0,00%	1,13%	0,0396	0	1,57%	91,83%	89,44%	96,66%
13	0,163	0,00%	1,69%	0,0529	0	0,67%	97,12%	89,44%	97,33%
14	0,162	2,41%	0,00%	0	0,0807	0,00%	97,12%	97,51%	97,33%
15	0,126	0,00%	0,24%	0,007	0	1,77%	97,82%	97,51%	99,11%
16	0,122	0,00%	0,65%	0,0212	0	0,22%	99,94%	97,51%	99,33%
17	0,121	0,79%	0,00%	0	0,0249	0,00%	99,94%	100,00%	99,33%
18	0,097	0,00%	0,02%	0,0006	0	0,67%	100,00%	100,00%	100,00%

4.1.4.1. Desplazamientos laterales

En la Figura 17 se visualizan los desplazamientos laterales absolutos por nivel en las direcciones X e Y para el Modelo 3.

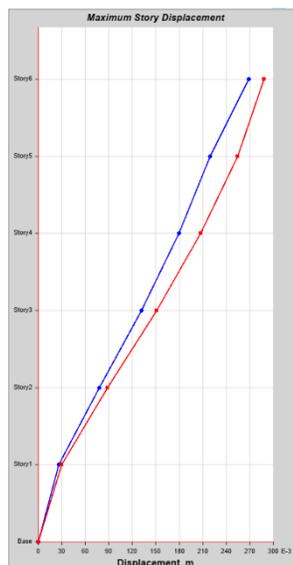


Figura 17: Desplazamiento max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 3

Se observa que los desplazamientos aumentan progresivamente con la altura, siendo mayores en la dirección Y, lo cual es coherente con la masa participativa predominante en esa dirección (ver sección 4.1.4). El desplazamiento máximo se presenta en el Piso 6, con 0,268 m en X y 0,288 m en Y, lo que indica una mayor flexibilidad estructural en la dirección transversal del edificio; se muestra en la tabla 25:

Tabla 25: Desplazamiento max-Modelo 3

Piso	Elevación	Localización	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
Piso6	18	Top	0,268521	0,288106
Piso5	15	Top	0,219321	0,254196
Piso4	12	Top	0,17955	0,207581
Piso3	9	Top	0,131564	0,150928
Piso2	6	Top	0,077436	0,087909
Piso1	3	Top	0,026453	0,029616
Base	0	Top	0	0

4.1.4.2. Deriva máxima de entrepiso

En la Figura 18 se muestran las derivas máximas de entrepiso obtenidas para el Modelo 3 en ambas direcciones principales. Se observa que la deriva máxima en dirección Y ocurre en el Piso

3, con un valor de 0,0214, mientras que en la dirección X, el valor máximo se presenta en el Piso 6, con 0,0202.

Estos resultados se comparan con el límite normativo establecido por la NEC-SE-AC, que indica que la deriva inelástica no debe superar el 0,040 radián.

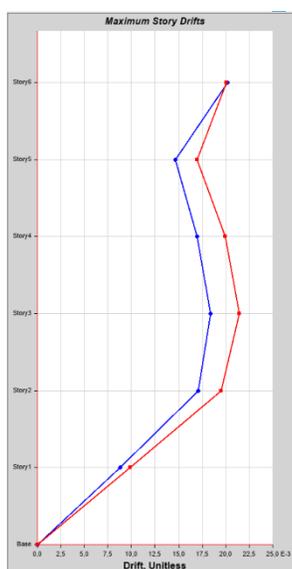


Figura 18: Derivas max del pórtico sin arriostramiento-Modelo 3

Las derivas máximas de cada nivel en ambas direcciones obtenidas con ayuda del programa ETABS; se muestran en la Tabla 26:

Tabla 26: Derivas max modelo 3

Modelo 3				
Piso	Elevación	Localización	X-Dir	Y-Dir
	m			
Piso6	18	Top	0,020228	0,020046
Piso5	15	Top	0,014656	0,016931
Piso4	12	Top	0,016946	0,019951
Piso3	9	Top	0,018415	0,021452
Piso2	6	Top	0,017063	0,019516
Piso1	3	Top	0,008818	0,009872
Base	0	Top	0	0

4.2. Conclusiones

El análisis modal espectral evidenció que los tres modelos presentan periodos fundamentales similares; sin embargo, el Modelo 2 mostró el mayor periodo en el primer modo (2,645 seg), lo que indica una menor rigidez estructural en comparación con los Modelos 1 y 3.

El análisis, basado en los resultados obtenidos durante el desarrollo del proyecto, muestra que los desplazamientos muestran un aumento considerable en términos de altura, especialmente en la dirección Y.

El Modelo 2 demostró con los mayores valores de desplazamiento de (0,314 m), confirmando su menor eficiencia ante cargas sísmicas.

El análisis complementario de conexiones BFP en IDEA StatiCa ofrece información valiosa para futuros proyectos en zonas sísmicas.

Basado en la información recolectada y debidamente analizada, se concluye que todos los modelos cumplieron con el límite de deriva de la NEC-SE-AC (0.040 rad), resaltando que la aplicación del Modelo 1 es considerada la más óptima para utilizar debido a ser el más estable.

Esta disposición alternativa en el Modelo 3 mostró que era ventajoso para administrar cargas y torsiones, pero no para la firmeza. Utilizar ETABS v19 ayudó a verificar de qué manera la colocación de las columnas HEB influye de manera directa en la respuesta sísmica.

4.3. Recomendaciones

Se recomienda considerar la disposición uniforme de columnas HEB, como en el Modelo 1, en proyectos ubicados en zonas de alta sismicidad, debido a su mejor desempeño en términos de rigidez y control de desplazamientos.

Se brinda la recomendación de considerar la integración de conexiones de tipo BFP para el desarrollo de futuros proyectos o investigaciones que conlleven un modelo estructural, específicamente para construcciones de edificios con riesgo crítico ante posibles eventos sísmicos.

Se recomienda investigar con mayor profundidad el tema y ampliar las opciones que el caso de estudio pudiera tener, como ejemplo edificaciones con mayor carga, buscando así otro tipo de comportamiento ante eventos naturales, como son los sismos.

Finalmente, se sugiere que los resultados de esta investigación sean considerados por profesionales del diseño estructural y autoridades normativas como referencia para mejorar los criterios de diseño en zonas de alta amenaza sísmica.

Bibliografía

- AISC 341. (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC 358. (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC 360. (2016). *Especificación para construcciones de acero*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- Andrade, C. (2015). *Calificación de conexiones de perfiles I de acero - viga conectada al eje debil de la columna*. Bogota: Universidad nacional de Colombia.
- Aranda, C., & Jacho, D. (2022). *Análisis y diseño sismo resistente de edificios de acero con marcos a momento, considerando columnas cruciformes y tubulares huecas*. Quito: Universidad Politécnica Salesiana.
- Bin, C. (2023). *Análisis comparativo de marcos especiales resistentes a momento utilizando conexiones precalificadas RBS y BFP*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Caiza de la cruz, N., & Córdova, L. (2023). *Diseño y Análisis comparativo de un edificio de cuatro plantas en estructura de acero y estructura de hormigon armado mediante metodología mives*. Cuenca: Universidad Politécnica Salesiana.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero (5 ed.)*. Mendoza, Argentina: Universidad Nacional de Cuyo.
- DIPAC. (2024). *Catalogo General de Productos 2024*. Manta: Dipac Manta.
- FEMA. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350)*. California: SAC Joint Venture.

- ImportAceros. (2021). *Catalogo importaceros*. Quito: Importaceros.
- Martínez , C. (2023). *Comportamiento de la conexión precalificada placas apernadas al alma y al ala (BFP) con columna tipo tubular aplicada en pórticos resistentes a momento*.
Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
- MIDUVI. (2016). *Guía práctica de diseño de estructuras de acero de conformidad con la norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-AC. (2015). *Estructuras de Acero*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-CG. (2015). *Cargas (No Sísmicas)*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico (Diseño Sismo Resistente)*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- Pannillo, G., Chacón, M., & Riera, H. (2018). Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16. *Gaceta Técnica, vol. 19, núm. 2, pp. 51-68, 19*.
- Parraguez, G. (2018). *Estudio numérico de conexiones tipo End -Plate conectadas por eje debil en columnas tipo Wide -Flange*. Santiago: Universidad de Chile.
- Pilatasig, J., Aguiar, R., Cagua, B., Andachi, O., & Ceron, P. (2021). Analysis of the reinforcement of a steel structure with concentric diagonals. manta uvc case. *Ingeniería De Construcción, 36(3), 294–310.*, 17. doi:http://dx.doi.org/10.7764/RIC.00004.21
- Ramírez, Reyes, Yamín, & Correal. (2015). *Estado del arte de Ingeniería Sísmica en Colombia*. Colombia: VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

Rojas, C. (2017). Propuesta metodológica para el diseño de conexiones metálicas precalificadas en Colombia. *Maestría en Ingeniería Estructural*, 384.

Vargas, P. (2017). *Análisis comparativo de un edificio residencial, irregular de 5 pisos realizado mediante 2 tipos de conexiones precalificadas Por el AISC 358-10: conexión de plancha de ala empernada (BFP) y Sección de viga reducida (RBS)*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

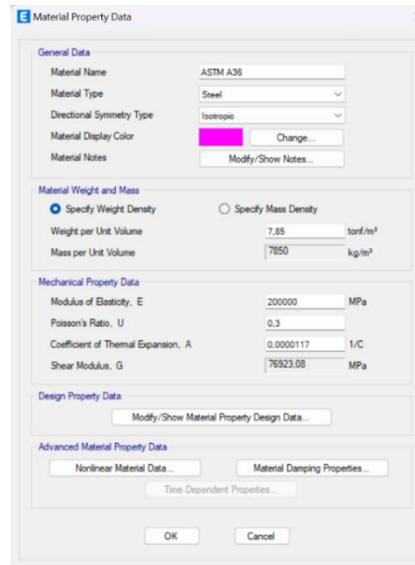
Vega, A. (2021). *Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

Anexos

Característica de los materiales

a) Acero ASTM A 36

El A 36 es uno de los grados de acero más importantes para todo tipo de construcción.



Se definen los esfuerzos mínimos de fluencia y rotura para:

$$1 \text{ ksi: } 70,30696 \approx 70,307 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi: } 6,89475 \approx 6,895 \text{ MPa}$$

$$36 \text{ ksi} * 70,307 \text{ kg/cm}^2 = 2531,052 \text{ kg/cm}^2$$

$$36 \text{ ksi} * 6,895 \text{ MPa} = 248,22 \text{ MPa}$$

$$58 \text{ ksi} * 70,307 \text{ kg/cm}^2 = 4077,806 \text{ kg/cm}^2$$

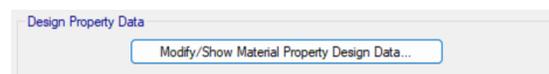
$$58 \text{ ksi} * 6,895 \text{ MPa} = 399,91 \text{ MPa}$$

esfuerzos mínimos de fluencia y rotura a considerar;

$$36 \text{ ksi} \approx 248,11 \text{ MPa: } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$58 \text{ ksi} \approx 400,11 \text{ MPa: } F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

Cambiamos las propiedades del material



Cambiamos los siguientes valores

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: ASTM A36

Material Type: Steel, Isotropic

Grade: Grade 36

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 248,11 MPa

Minimum Tensile Strength, Fu: 400,11 MPa

Expected Yield Stress, Fye: 372,17 MPa

Effective Tensile Strength, Fue: 480,13 MPa

OK Cancel

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: ASTM A36

Material Type: Steel, Isotropic

Grade: Grade 36

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 2530 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, Fu: 4080 kgf/cm²

Expected Yield Stress, Fye: 3795,03 kgf/cm²

Effective Tensile Strength, Fue: 4895,98 kgf/cm²

OK Cancel

b) Acero ASTM A 572 Gr. 50

El A 572 está disponible en diferentes grados según el tamaño del perfil y el grosor de la placa.

Grado 50, con esfuerzos mínimos de fluencia y rotura para:

$$1 \text{ ksi}: 70,30696 \approx 70,307 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ ksi}: 6,89475 \approx 6,895 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ ksi} * 70,307 \text{ kg/cm}^2 = 3515,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$50 \text{ ksi} * 6,895 \text{ MPa} = 344,75 \text{ MPa}$$

$$65 \text{ ksi} * 70,307 \text{ kg/cm}^2 = 4569,955 \text{ kg/cm}^2$$

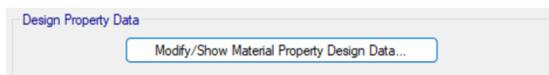
$$65 \text{ ksi} * 6,895 \text{ MPa} = 448,175 \text{ MPa}$$

esfuerzos mínimos de fluencia y rotura a considerar;

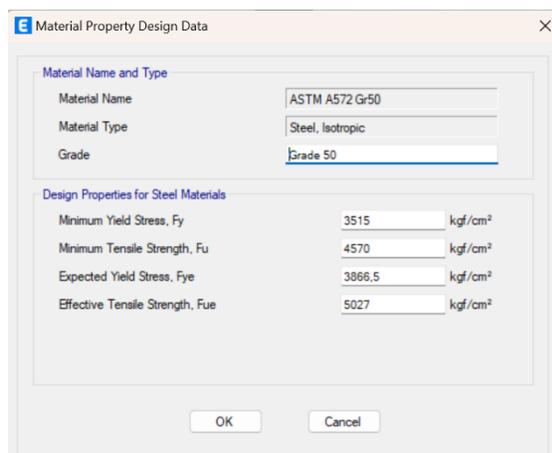
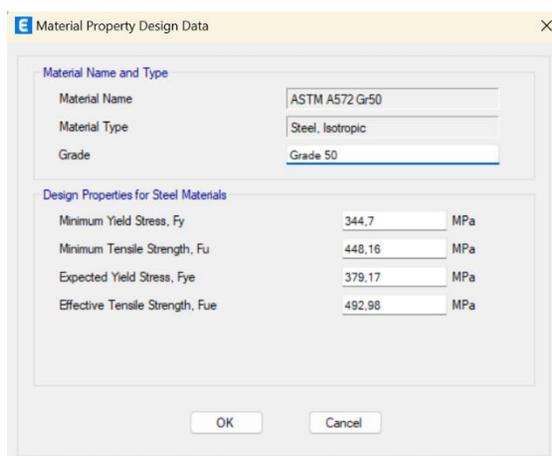
$$50 \text{ ksi} \approx 344,7 \text{ MPa}: F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$65 \text{ ksi} \approx 448,16: F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

Cambiamos las propiedades del material



Cambiamos los siguientes valores



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_f)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

c) **Hormigón**

Se utilizará hormigón solamente para la losa Deck, con una resistencia de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

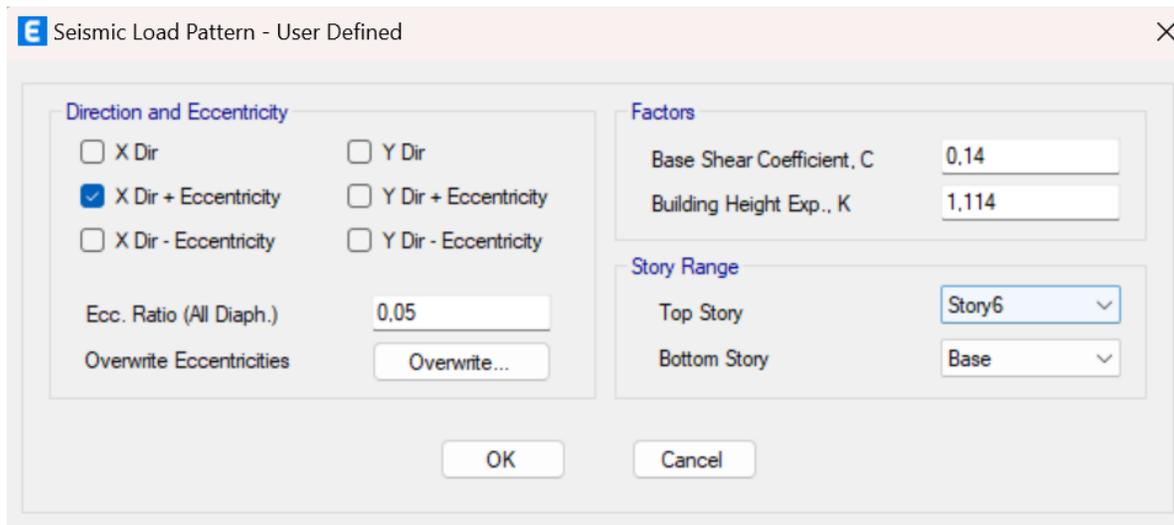
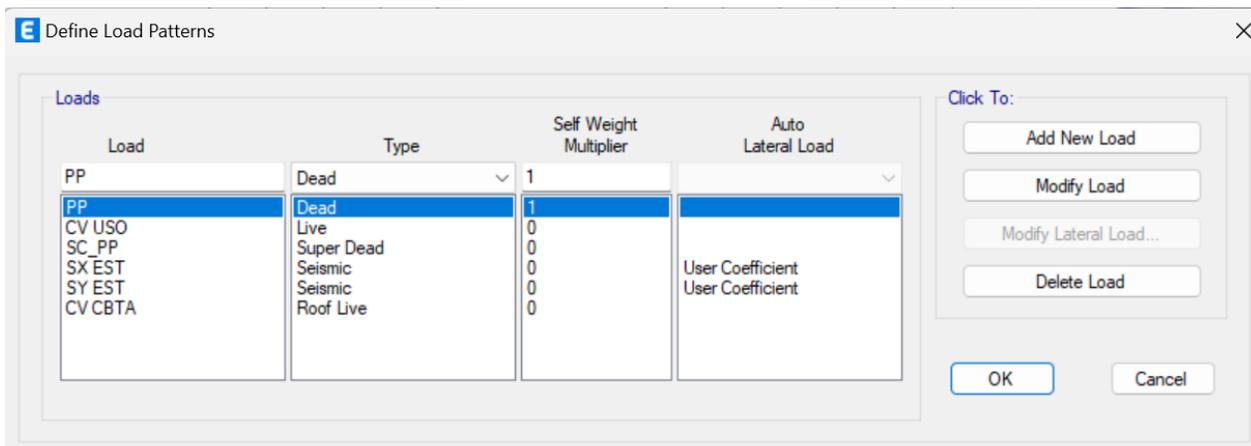
En módulo de elasticidad colocamos la ecuación del ACI $15100 \cdot \sqrt{240}$

Las propiedades del concreto las cambiamos en la misma ventana en

Cambiamos la resistencia (en este caso 240)

Definición de casos de carga en ETABS

En el software ETABS v19, los casos de carga se definen mediante la opción Define → Load Patterns. Se crean patrones para carga muerta (CM), sobrecarga permanente (SCP) y carga viva (L), diferenciados por nivel según la ocupación y los elementos constructivos considerados.



E Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Definición de masa gravitatorias Máss Source.

E Mass Source Data

Mass Source Name

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
PP	1
SC_PP	1

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

Cálculo de parámetros Sísmicos

a) Tipos de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Coefficientes de Perfil de Suelo

a) Coeficiente de Amplificación de Suelo F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.2

b) Coeficiente de Amplificación de Suelo F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

c) Coeficiente de Amplificación de Suelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Configuración del Espectro de Diseño

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

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

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1 \text{ s}$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

- r** Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del Proyecto.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E

Periodo de vibración T

a) Método 1 (Empírico)

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

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

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Cortante basal

Es una de las fuerzas más importantes que debe considerarse en el diseño de estructuras, especialmente en zonas sísmicas. La NEC-SE-DS (2015) define al constante basal con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W$$

Derivas de Piso

La deriva es el desplazamiento lateral relativo de un piso, causado por la acción de una fuerza horizontal, con respecto al piso consecutivo y dividida para la altura de entrepiso. En cuanto al control de derivas se deberá realizar una revisión de deformaciones, a través del cálculo de derivas inelásticas máximas de piso (NEC-SE-AC, 2015).

a) Límites Permisibles de Derivas de Piso

Los límites permitidos para las derivas de los pisos están establecidos en las normas de construcción de cada país. En Ecuador, la norma NEC-SE-DS establece los siguientes límites:

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

b) Deriva de Piso Inelástica

Según la NEC-SE-DS (2015) las derivas inelásticas son usadas como un parámetro de control de las deformaciones, estas se calculan mediante la ecuación:

$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$ Ecuación 4	
Dónde:	
ΔM	Coeficiente que depende del tipo de edificio.
ΔE	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.
R	Factor de reducción de resistencia.

El valor ΔM del sistema no debe exceder el valor especificado en NEC-SE-AC para el tipo de sistema de viga-columna.

$$\Delta M < \Delta M \text{ maxima}$$

Coeficiente de Importancia.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras y otras estructuras que no entran en las categorías anteriores	1

Cálculo de carga permanente para losa de entrepiso

El valor de la carga permanente para losa de entrepiso se la obtiene de la suma del peso propio de la losa más el peso propio del acabado de piso y el peso propio de la mampostería, valores que se detallan a continuación.

Losa Deck DIPAC

Segun (DIPAC, 2025), es una placa de acero galvanizado con protuberancias en su superficie. Se usa como losa metálica para pisos y terrazas, como se ve en la imagen.

a) Características generales

Losa Dipac forma parte de un sistema cuyos componentes son:

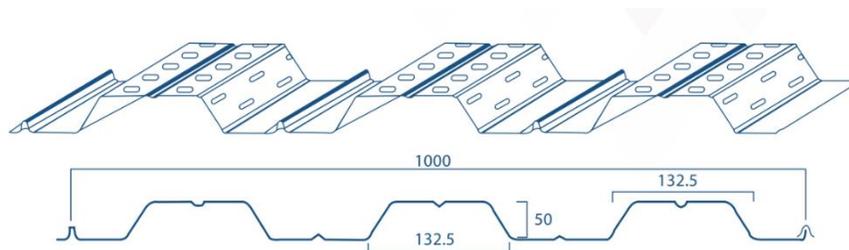
- Lámina galvanizada trapezoidal con resaltes: $Fy = 2600 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón: $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Malla electrosoldada: refuerzo por temperatura
- Como complemento se puede utilizar conectores de cortante para lograr el efecto de viga compuesta o para aumentar la capacidad propia de la losa colaborante.

b) Características técnicas



Recubrimiento:	Galvanizado Zinc
Calidad de Acero	ASTM A-653 Gr. 37
Ancho útil:	1000 mm
Altura de onda:	55 mm
Número de ondas:	3

c) Geometría Losa DIPAC



E Deck Property Data ✕

General Data

Property Name: Deck e=0,65mm H=12cm

Type: Filled i

Slab Material: fc 240 kg/cm² ...

Deck Material: A653 SS Gr40 ...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 120 mm

Rib Depth, hr: 55 mm

Rib Width Top, wrt: 132,5 mm

Rib Width Bottom, wrb: 197,5 mm

Rib Spacing, sr: 330 mm

Deck Shear Thickness: 3 mm

Deck Unit Weight: 2600 kgf/m²

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 80 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 40,79 kgf/mm²

OK
Cancel

El peso propio de la losa es una carga permanente que se la obtiene del catalogo ImportAceros (2021) como muestra en la tabla 14 al sumar el peso de la loseta más el peso losa deck, dando como resultado:

Altura	Espesor	Peso	Peso Lineal	Largo
mm	mm	kg/m ²	kg/m	m
55	0,65	6,38	6,28	2 hasta 12
	0,76	7,42	7,31	

Espesor de placa	Altura de Losa		Volumen Hormigón	Cargas de peso propio (Kg/m ²)		
	Hormigón	Placa + Hormigón		Hormigón	Placa	Total
mm	cm	cm	m ³ /m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
0,65	5	10,50	0,08	188	6,38	194
	6	11,50	0,09	212	6,38	218
	8	13,50	0,11	259	6,38	265
	10	15,50	0,13	306	6,38	312
	12	17,50	0,15	353	6,38	360
0,76	5	10,50	0,08	188	7,42	195
	6	11,50	0,09	212	7,42	219
	8	13,50	0,11	259	7,42	266

$$Pp_{losa\ 0,65mm} = 360\ kgf/m^2 \approx 3,60\ kN/m^2$$

1) Peso propio de acabados losa

$$P_{recubri\ Piso_losa\ 2cm} = 1m * 1m * 0,02m * 22\ kN/m^3$$

$$P_{recubri\ Piso_losa\ 2cm} = 0,44\ kN/m^2 \approx 44\ kgf/m^2$$

$$P_{baldosa} = 0,20\ kN/m^2 \approx 0,020\ tnf/m^2$$

$$P_{cielo\ raso} = 0,20\ kN/m^2 \approx 0,020\ tnf/m^2$$

$$P_{instalaciones} = 0,10\ kN/m^2 \approx 0,010\ tnf/m^2$$

$$Pp_{acabados\ losa} = W_{recubri\ Piso_losa\ 2cm} + W_{baldosa} + W_{cielo\ raso} + P_{instalaciones}$$

$$Pp_{acabados\ losa} = 0,44\ kN/m^2 + 0,20\ kN/m^2 + 0,20\ kN/m^2 + 0,10\ kN/m^2$$

$$Pp_{acabados\ losa} = 0,94\ kN/m^2 \approx 0,094\ tnf/m^2$$

2) Peso propio de la mampostería

Ahora para tener el peso propio de la mampostería se procede a calcular el número de bloques que por cada metro cuadrado (m^2) de pared, considerando que las medidas del bloque son de 40cm de largo, 20 cm de alto y de un espesor que varía entre 10 o 15 cm; además es importante tomar en cuenta el mortero con el que se coloca el bloque que es de 1.5cm en cada lado, el peso del bloque que es de 8kg.

Paso 1: Determinar el área cubierta por cada bloque

- El bloque tiene dimensiones:

Largo del bloque: 40 cm = 0,40 m

Alto del bloque: 20 cm = 0,20 m

- **Área del bloque (sin mortero):**

$$A_{\text{bloque}} = \text{largo} * \text{alto}$$

$$A_{\text{bloque}} = 0,40\text{m} * 0,20\text{m} = 0,08 \text{ m}^2$$

El bloque cubre 0.08 m^2 sin considerar el mortero.

Paso 2: Considerar las juntas de mortero

Las juntas de mortero agregan $1,5 \text{ cm}$ ($0,015 \text{ m}$) a cada lado. Esto afecta tanto el largo como el alto del bloque.

- **Largo con mortero:**

$$\text{largo total} = 0,4 \text{ m} + 0,015 \text{ m} + 0,015 \text{ m} = 0,43 \text{ m}$$

- **Alto con mortero:**

$$\text{alto total} = 0,2\text{m} + 0,015\text{m} + 0,015\text{m} = 0,23 \text{ m}$$

- **Área total por bloque (con mortero):**

$$A_{\text{bloque con mortero}} = 0,43\text{m} * 0,23\text{m} = 0,0989 \text{ m}^2$$

Paso 3: Número de bloques por metro cuadrado

Para cubrir un metro cuadrado de pared, necesitas calcular cuántos bloques (incluyendo el mortero) caben:

$$\#bloques = \frac{1\text{m}^2}{A_{\text{bloque con mortero}}}$$

$$\#bloques = \frac{1\text{m}^2}{0,0989 \text{ m}^2}$$

$$\#bloques = 10,11 \text{ bloques/m}^2 \approx 10,5 \text{ bloques}$$

Peso bloque por cada metro cuadrado $W_{\text{bloque}}/\text{m}^2$

$$W_{\text{bloque mamposteria}} = 10 \text{ u/m}^2 * 0,08 \text{ kN}$$

$$W_{\text{bloque mamposteria}} = 0,80 \text{ kN/m}^2 \approx 0,080 \text{ tnf/m}^2$$

Paso 4: Peso del enlucido 1m²

De la misma manera para obtener el peso propio de la mampostería se necesita saber peso del enlucido que se realizará en la pared a los dos lados, considerando un espesor de 1.5 cm a cada lado y de hormigón simple de 22 kN/m³.

$$W_{\text{enlucido}} = 1\text{m}^2 * 0,03\text{ m} * 22\text{ kN/m}^3$$

$$W_{\text{enlucido}} = 0,66\text{ kN/m}^2 \approx 0,066\text{ tnf/m}^2$$

$$Pp_{\text{mamposteria}} = W_{\text{bloque mamposteria}} + W_{\text{enlucido}}$$

$$Pp_{\text{bloque mamposteria}} = 0,80\text{ kN/m}^2 + 0,66\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Pp_{\text{bloque mamposteria}} = 1,46\text{ kN/m}^2 \approx 0,146\text{ tnf/m}^2$$

d) Peso propio de losa de entrepiso

El peso propio de la losa es una carga permanente que se la obtiene al sumar el peso de la loseta más el peso de bloques de mampostería, dando como resultado:

$$CM_{\text{losa entrepiso}} = Pp_{\text{losa}} + Pp_{\text{acabados losa}} + Pp_{\text{bloque mamposteria}}$$

$$CM_{\text{losa entrepiso}} = 3,60\text{ kN/m}^2 + 0,94\text{ kN/m}^2 + 1,46\text{ kN/m}^2$$

$$CM_{\text{losa entrepiso}} = 6,00\text{ kN/m}^2 \approx 0,600\text{ tnf/m}^2$$

e) Peso propio de losa cubierta:

$$CM_{\text{losa cubierta}} = 3,60\text{ kN/m}^2$$

Descripcion del material	Carga (kN/m ²)
Peso losa	3,60
Peso acabados	0,94
Peso mamposteria	1,46
Total carga muerta x piso	6,00

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material: ...

Display Color: Change...

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: Nordic

Section Dimensions

Total Depth: mm

Top Flange Width: mm

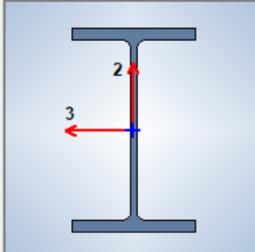
Top Flange Thickness: mm

Web Thickness: mm

Bottom Flange Width: mm

Bottom Flange Thickness: mm

Fillet Radius: mm



Property Modifiers

Currently Default

E Frame Section Properties

Property Name

Section Name:

Base Material:

Properties

Item	Value
Area, mm ²	23900
AS2, mm ²	7250
AS3, mm ²	14000
I33, mm ⁴	1072000000
I22, mm ⁴	126200000
S33Pos, mm ³	4288000
S33Neg, mm ³	4288000
S22Pos, mm ³	841333,3
S22Neg, mm ³	841333,3
R33, mm	211,8
R22, mm	72,7
Z33, mm ³	4815000
Z22, mm ³	1292000
J, mm ⁴	5480000
Cw, mm ⁶	7,018E+12
Fillet Radius, mm	27
CG Offset 3 Dir, mm	0
CG Offset 2 Dir, mm	0
PNA Offset 3 Dir, mm	0
PNA Offset 2 Dir, mm	0

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: IPE360

Material: ASTM A36

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

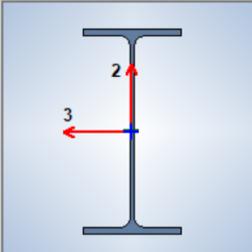
Source: Nordic

Section Dimensions

Total Depth	360	mm
Top Flange Width	170	mm
Top Flange Thickness	12,7	mm
Web Thickness	8	mm
Bottom Flange Width	170	mm
Bottom Flange Thickness	12,7	mm
Fillet Radius	18	mm

Property Modifiers

Currently Default



Frame Section Properties

Property Name

Section Name: IPE360

Base Material: ASTM A36

Properties

Item	Value
Area, mm ²	7270
AS2, mm ²	2880
AS3, mm ²	3598,3
I33, mm ⁴	162700000
I22, mm ⁴	10430000
S33Pos, mm ³	903888,9
S33Neg, mm ³	903888,9
S22Pos, mm ³	122705,9
S22Neg, mm ³	122705,9
R33, mm	149,6
R22, mm	37,9
Z33, mm ³	1019000
Z22, mm ³	191000
J, mm ⁴	374000
Cw, mm ⁶	3,136E+11
Fillet Radius, mm	18
CG Offset 3 Dir, mm	0
CG Offset 2 Dir, mm	0
PNA Offset 3 Dir, mm	0
PNA Offset 2 Dir, mm	0

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: IPE240

Material: ASTM A36

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

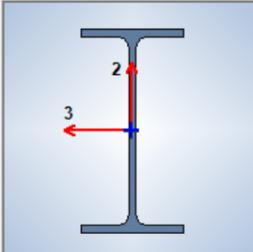
Source: Nordic

Section Dimensions

Total Depth	240	mm
Top Flange Width	120	mm
Top Flange Thickness	9,8	mm
Web Thickness	6,2	mm
Bottom Flange Width	120	mm
Bottom Flange Thickness	9,8	mm
Fillet Radius	15	mm

Property Modifiers

Currently Default



E Frame Section Properties

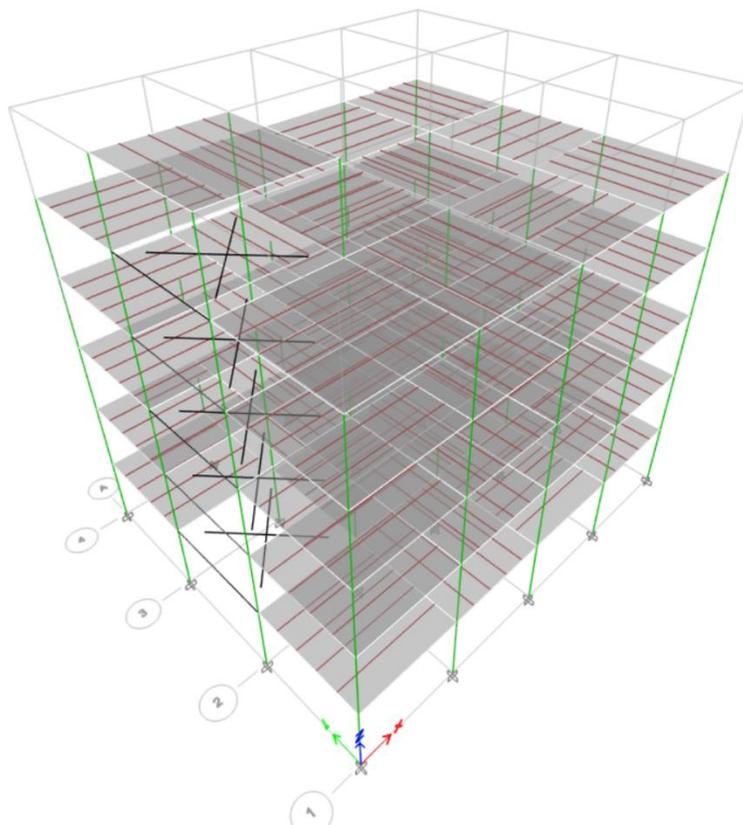
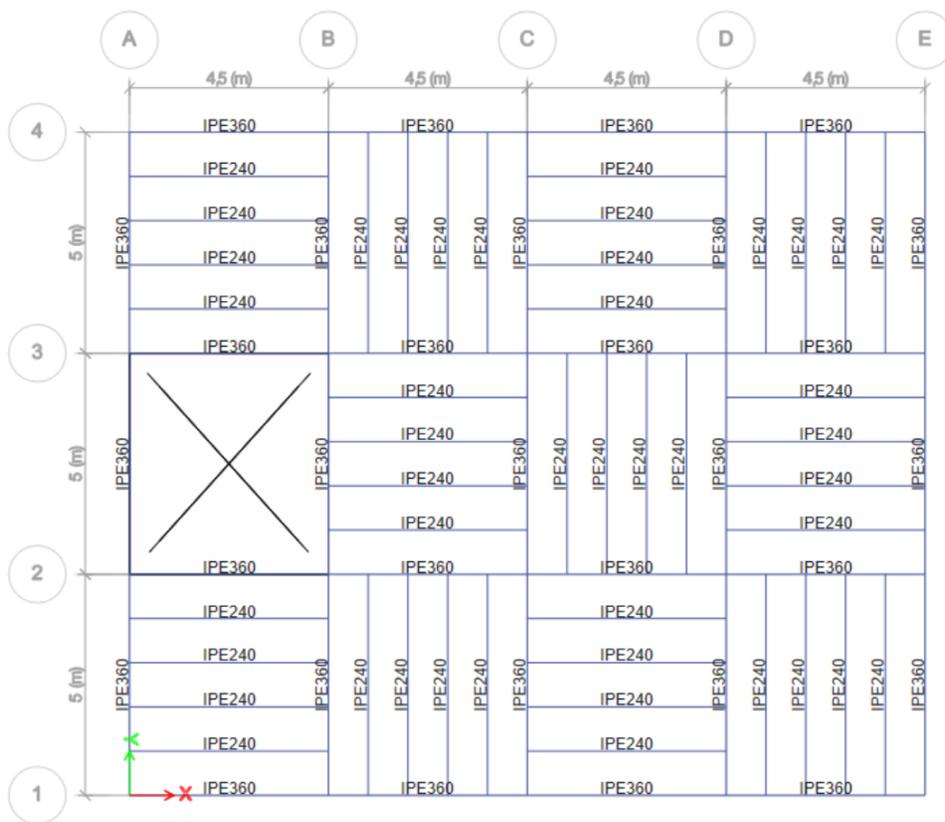
Property Name

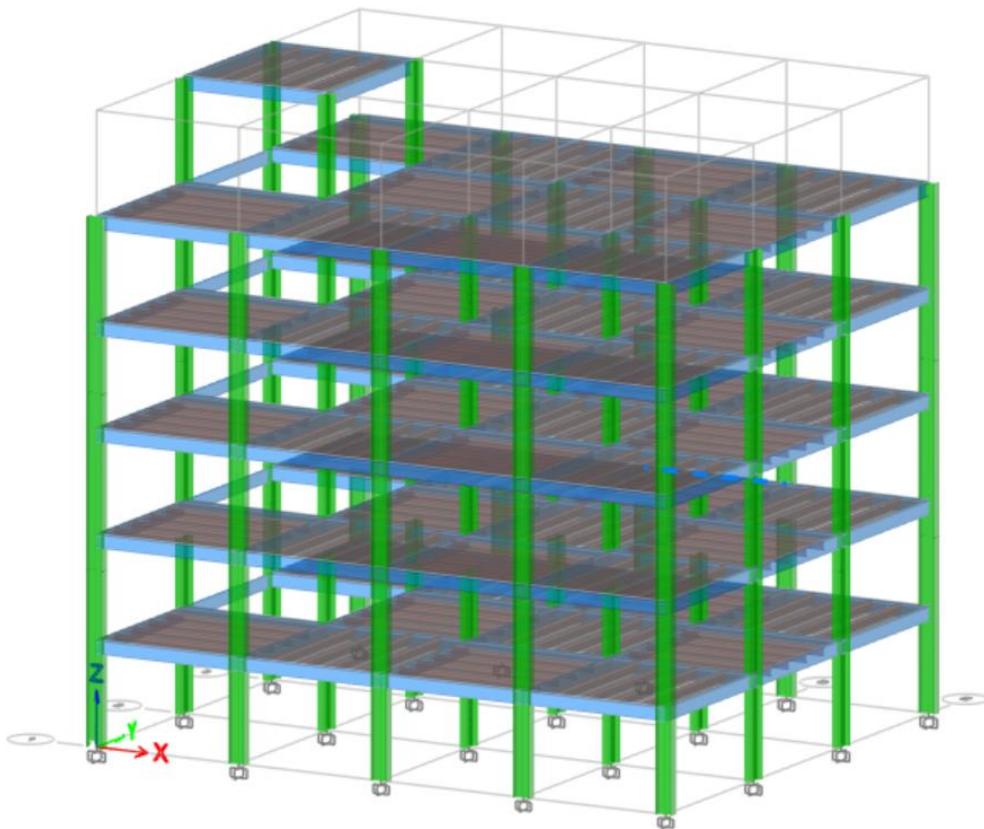
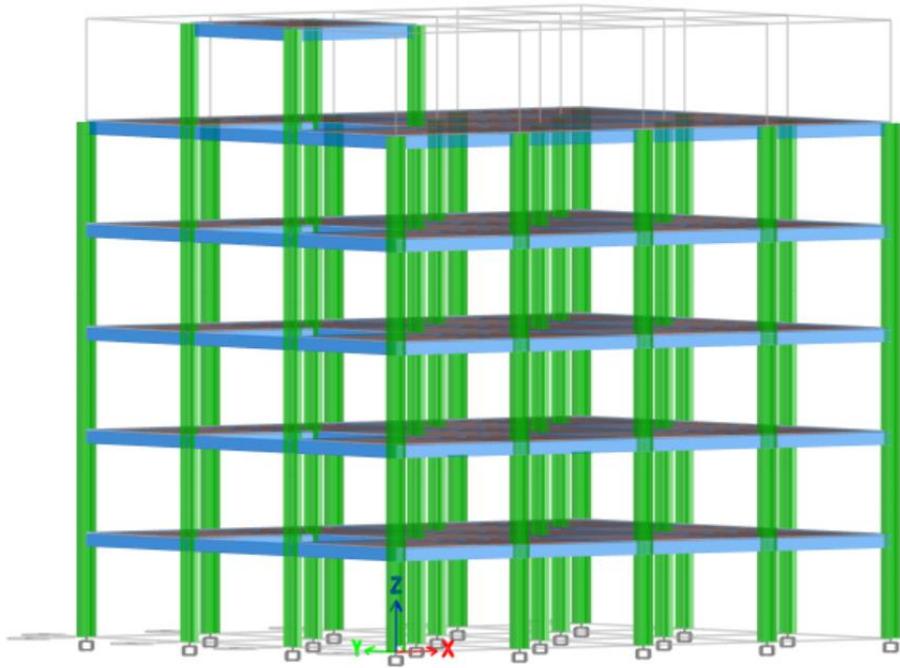
Section Name: IPE240

Base Material: ASTM A36

Properties

Item	Value
Area, mm ²	3910
AS2, mm ²	1488
AS3, mm ²	1960
I33, mm ⁴	38920000
I22, mm ⁴	2840000
S33Pos, mm ³	324333,3
S33Neg, mm ³	324333,3
S22Pos, mm ³	47333,3
S22Neg, mm ³	47333,3
R33, mm	99,8
R22, mm	27
Z33, mm ³	367000
Z22, mm ³	73900
J, mm ⁴	130000
Cw, mm ⁶	37391183424
Fillet Radius, mm	15
CG Offset 3 Dir, mm	0
CG Offset 2 Dir, mm	0
PNA Offset 3 Dir, mm	0
PNA Offset 2 Dir, mm	0











Nuevo proyecto

Proyecto

Nombre del proyecto

IdeaStatiCa-frame_Phine_Mod_1

Carpeta de proyectos

D:\Tesi-2024-1\TESIS\Simulacion Numerica\MODELANDO\Mo

Project type

Steel Concrete

Ajustes

Código

 ▼

Subcode

LRFD (AISC 360-16) ▼



152 [Elemento de diseño]

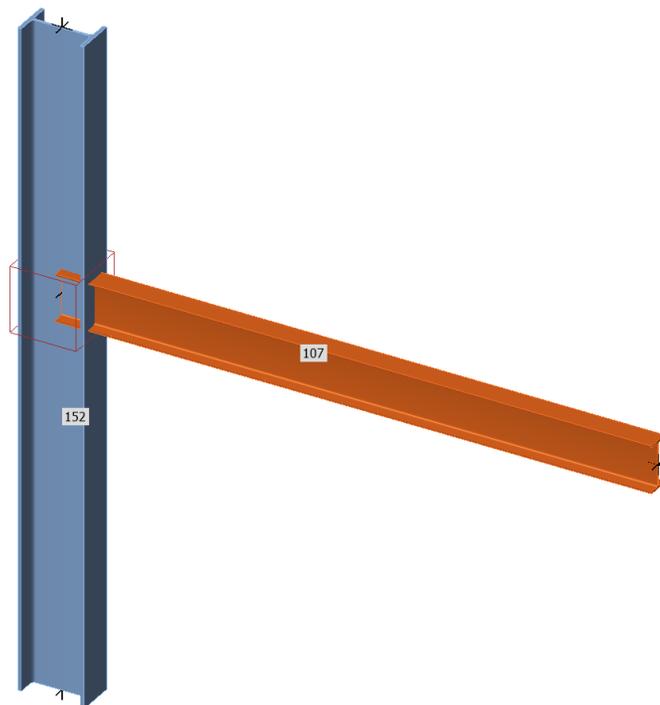
▼ Properties

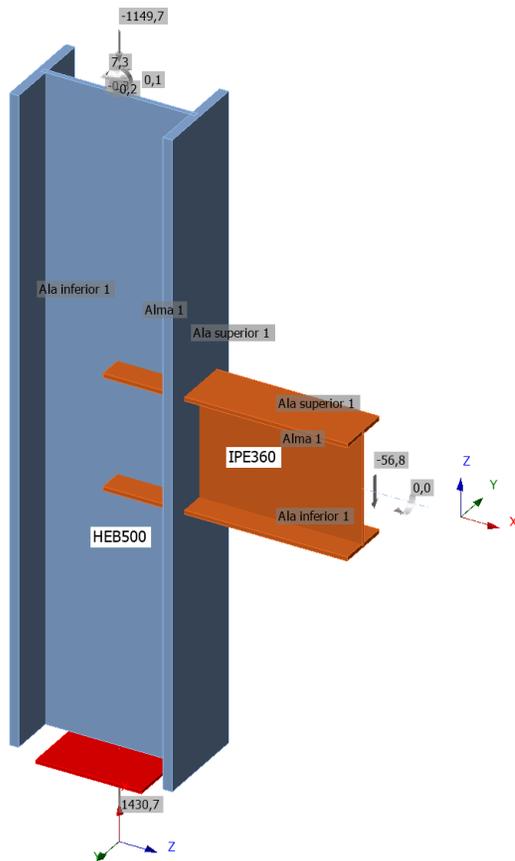
Name	152
Elements	E1
Begin node	2 [0,00; 0,00; 0,00]
End node	3 [0,00; 0,00; 5,00]
Longitud [m]	5,00
Sección transversal	1. HEB500 (ASTM A572 Gr50) ▼ ✎ +
Material	ASTM A572 Gr50
Rotación [°]	0,0
Eccentricity ey [mm]	0
Eccentricity ez [mm]	0

107 [Elemento de diseño]

▼ Properties

Name	107
Elements	E2
Begin node	1 [0,00; 0,00; 3,00]
End node	4 [4,50; 0,00; 3,00]
Longitud [m]	4,50
Sección transversal	2. IPE360 (ASTM A36) ▼ ✎ +
Material	ASTM A36
Rotación [°]	0,0
Eccentricity ey [mm]	0
Eccentricity ez [mm]	0





Diseño de conexiones

Conjunto de diseño de conexiones: **IDEA StatiCa** **Privado** **Empresa**

Geometry

- Actual
- Selección
- Ninguno

Adicional

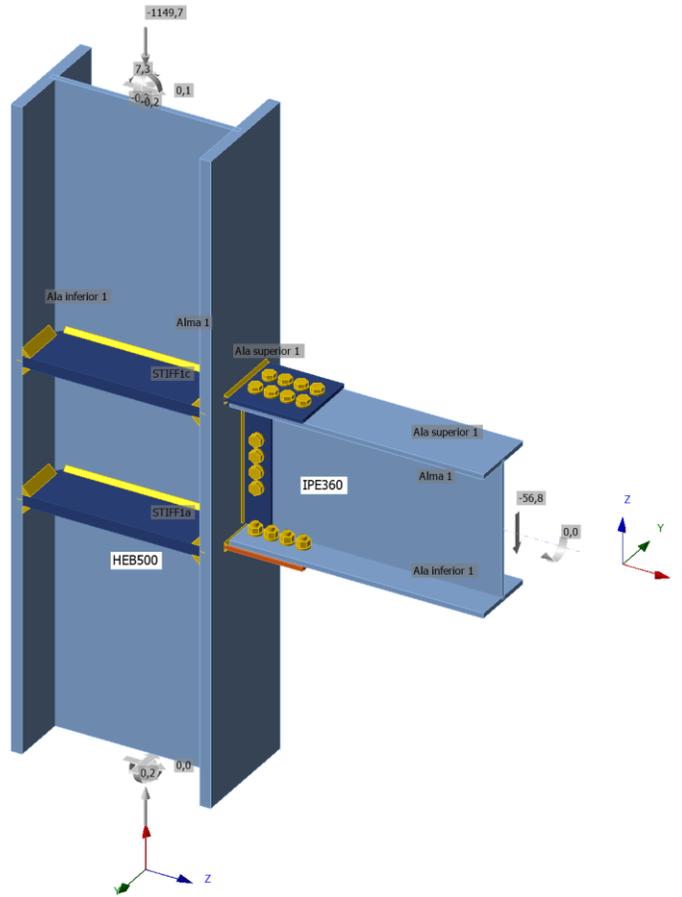
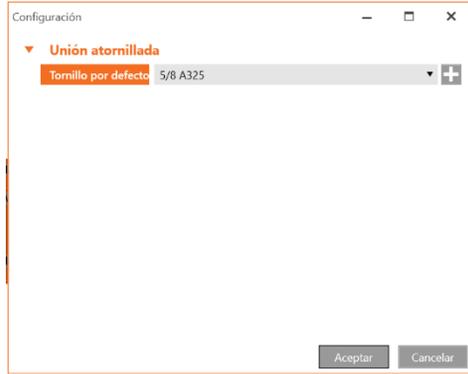
- Tornillo
- Soldadura

Grid of connection options (16 thumbnails). The bottom-right thumbnail is highlighted with an orange border.

Propiedades

Nombre Fin plates, stiffeners
 Tipo Soldada & atornillada

Aplicar OK Cerrar



FP3 [Placa transversal]		Pre-diseñar	Editor	Copia	Eliminar
▼ Placa transversal					
Elemento	IPE360	▼			
Parte del elemento	Ala inferior 1	▼			
Conectado a	HEB500	▼			
Material	< defecto >	▼			
Espesor [mm]	10,0	▲▼			
Localización	Parte frontal	▼			
Tipo de unión	Atornillado	▼			
Espacio [mm]	10				
Dimensiones	Línea central	▼			
Solape [mm]	185				
Superior [mm]	5				
Inferior [mm]	5				
Muesca	<input checked="" type="checkbox"/>				
Desplazamiento de la muesca [mm]	6				
▼ Tornillos					
Tipo	5/8 A325	▼			
Transversal [mm]	30				
Longitudinal [mm]	20 40				
Plano de corte en rosca	<input checked="" type="checkbox"/>				
Transmisión de cortante	Aplastamiento - Interacción tracción	▼			
▼ Soldaduras					
Placa [mm]	7,1	▲▼	E7C	▼	