



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO DE CUATRO PISOS PARA VIVIENDA
UBICADA EN EL CANTÓN SAMBORONDÓN**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTOR:

DAVE XAVIER YAGUAL MENDOZA

TUTOR:

ING. HÉCTOR ABEL CAMPOVERDE PÉREZ, MSc.

Guayaquil – Ecuador

2025

1. CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Dave Xavier Yagual Mendoza, con documento de identificación N° 0955654058
y manifiesto que:

Yo soy autor y responsable del presente trabajo; y, autoriza a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 18 de Enero del año 2025

Atentamente,



Dave Xavier Yagual Mendoza
0955654058

2. CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Yo, Dave Xavier Yagual Mendoza, con documento de identificación N° 0955654058, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto técnico de titulación: “DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO DE CUATRO PISOS PARA VIVIENDA UBICADA EN EL CANTÓN SAMBORONDÓN”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente. En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 18 de Enero del año 2025

Atentamente,



Dave Xavier Yagual Mendoza
0955654058

3. CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Héctor Abel Campoverde Pérez, con documento de identificación N° 0930702444, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: “DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO DE CUATRO PISOS PARA VIVIENDA UBICADA EN EL CANTÓN SAMBORONDÓN”, realizado por Dave Xavier Yagual Mendoza, con documento de identificación N° 0955654058, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 18 de Enero del año 2025

Atentamente,



Héctor Abel Campoverde Pérez
0930702444

DEDICATORIA

A mis padres, Rafael Yagual Suarez, por su amor, guía y apoyo incondicional, Idalita Mendoza Esmeralda, por su amor incondicional, esfuerzo y por enseñarme a ser fuerte, ambos han sido pilar fundamental e inspiración a lo largo de este camino recorrido.

A mi compañera de vida y musa, Romina Naranjo Coronel, que, por su amor, apoyo y paciencia, ha sido mi bastón de apoyo en cada desafío de este viaje.

A mi hijo, Mathias Daaniel Yagual Naranjo, por ser fuente de motivación y pedazo de cielo para mí a lo largo de las cosas abrumadoras que trae consigo la vida.

Porque han sido parte de este camino y felicidad, es por esto, que les dedico este gran paso.

Dave Xavier Yagual Mendoza

AGRADECIMIENTO

A Dios, por permitirme la vida y cuidarme con infinito amor en los buenos y malos momentos de la vida.

A mis padres Rafael Yagual Suarez e Idalita Mendoza Esmeraldas, por nunca decaer, mantenerse fuertes y apoyo incondicional. A mi novia, Romina Naranjo Coronel, mi hijo, Mahtias Yagual Naranjo, hermanos; Stalin Yagual Mendoza y Jipson Yagual Mendoza, mi cuñada, Tamara Sadaka, Sobrinos; Ethan Yagual, Raphael Yagual e Ian Yagual, que han sido fuente de apoyo y felicidad a mi vida.

A cada docente, que entregaron parte de su conocimiento y gran madurez, que formaron parte de mi proceso de desarrollo profesional.

Muchas gracias por apoyarme.

Dave Xavier Yagual Mendoza

RESUMEN

A continuación, se presenta el trabajo de titulación que se desarrolló en el Km 4.5 del Cantón Samborondón, Ecuador, el cual, se centra en el diseño de una estructura de acero destinada a vivienda, con la finalidad de obtener analíticamente una edificación estable alineándose con las normativas nacionales NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y normativas internacionales AISC (American Institute of Steel Construction), garantizando el desempeño estructural y beneficios que tiene el acero.

El desarrollo del proyecto comenzó con la recolección de información y datos necesarios apoyándose de las normativas que exponen los procedimientos imprescindibles para evaluar el comportamiento estructural de los miembros o perfiles de acero, los cuales, fueron de tipo W y tipo PTE, sometido a los diferentes esfuerzos, examinando así, la respuesta dinámica de la estructura frente a la fuerza sísmica de 33,43 toneladas, que con los resultados recopilados de diseño y obtenidos del software de análisis finitos, optar por un sistema de solución viable de rigidizadores tipo PTE para lograr conseguir una estructura de acero diseñada para resistir sismos, presentando también un presupuesto referencial de \$149500,31, Ciento cuarenta y nueve mil, quinientos dólares con treinta y un centavos, destinado a los perfiles que se requieren. De manera concluyente, el diseño de la edificación de acero tuvo un impacto positivo porque se compromete con la estabilidad estructural frente al entorno y ubicación que tiene el proyecto.

Palabras claves: diseño, sismos, normativas, estructural, perfiles de acero, rigidizadores.

ABSTRACT

The following is the graduation project developed at Km 4.5 of the Samborondón Canton, Ecuador, which focuses on the design of a steel structure for housing, with the aim of analytically obtaining a stable building that complies with national regulations (NEC - Ecuadorian Construction Standard) and international standards (AISC - American Institute of Steel Construction), ensuring the structural performance and benefits of steel.

The project development began with the collection of necessary information and data, supported by the standards that outline the essential procedures for evaluating the structural behavior of steel members or profiles, which were of the W and PTE types, subjected to different stresses, thus examining the dynamic response of the structure to a seismic force of 33.43 tons. With the results collected from the design and obtained from finite element analysis software, a viable solution system of PTE-type bracings was chosen to design a steel structure capable of withstanding earthquakes, also presenting a reference budget of \$149,500.31 (One hundred forty-nine thousand, five hundred dollars and thirty-one cents) for the required profiles. In conclusion, the steel building design had a positive impact as it ensures structural stability in relation to the environment and location of the project.

Keywords: design, earthquakes, regulations, structural, steel profiles, bracings.

ÍNDICE DE CONTENIDO

Capítulo I	1
Generalidades.....	1
Problema de estudio.....	1
Justificación	2
Objetivos.....	2
Objetivo general.....	2
Objetivos específicos	2
Marco hipotético	3
Capitulo II.....	3
Marco teórico	3
Acero estructural.....	3
Acero A36	3
Acero Gr 50.....	4
Ventajas del acero estructural.....	4
Desventajas del acero estructural.....	6
Propiedades del acero estructural.....	7
Perfiles estructurales	8
Conexiones para los perfiles estructurales	10
Conexiones atornilladas	10
Tipos de tornillos	10
Conexiones soldadas.....	11
Ventaja de la soldadura	11

Tipos de soldaduras.....	11
Diseño y análisis de las estructuras metálicas.....	12
Disposiciones generales	13
Cargas y combinaciones de cargas.....	13
Cargas permanentes	13
Bases de diseño	23
Propiedades de los miembros.....	25
Diseño de conexiones	31
Criterio de columna fuerte – viga débil	31
Losa.....	33
Rigidizadores	36
Capítulo III.....	37
Marco metodológico	37
Descripción del área de trabajo.....	37
Ubicación geográfica	37
Aspectos geográficos	39
Aspecto poblacional.....	39
Aspectos geológicos.....	39
Análisis estructural.....	40
Metodología del proceso técnico de la modelación estructural	42
Proceso arquitectónico	42
Especificación de las cargas de diseño	44
Prediseño de los elementos estructurales	45

Determinación del espectro de diseño y diseño sísmico.....	45
Modelación estructural.....	46
Interpretación de los resultados	46
Análisis de los resultados.....	47
Capítulo IV.....	47
Resultado y análisis.....	47
Configuración estructural.....	47
Evaluación de cargas.....	47
Determinación de carga muerta y viva	47
Elementos estructurales	51
Elementos sometidos a compresión	51
Elementos sometidos a flexión	53
Elementos rigidizadores.....	55
Losa colaborante	56
Análisis sísmico de diseño	57
Parámetros.....	57
Espectro de diseño elástico	58
Espectro de diseño inelástico	59
Periodo de vibración	61
Cortante Basal de diseño.....	62
Peso del edificio.....	62
Fuerza de sismo.....	63
Estructura modelada.....	64

Análisis del software.....	69
Periodo de vibración y modos.....	70
Desplazamiento máximo (Max. Drift).....	72
Valor del cortante basal con respecto a los sismos estáticos y dinámicos	75
Control de derivas.....	76
Parámetros corregidos.....	77
Presupuesto referencial	79
Capítulo V.....	80
Conclusiones.....	80
Recomendaciones	81
Referencias Bibliográficas.....	82
Anexos	84

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Sección transversal de perfiles.....	9
Ilustración 2: Mapa de zonificación sísmica.....	17
Ilustración 3: Curva esfuerzo-deformación	29
Ilustración 4: Novalosa o losa sección compuesta.....	35
Ilustración 5: Localización del cantón Samborondón.....	37
Ilustración 6: Medición de terreno.....	38
Ilustración 7: Vista frontal plano arquitectónico.....	42
Ilustración 8: Vista en elevación	43
Ilustración 10: Vista en planta, planta 2, 3 y 4.....	43

Ilustración 9: Vista en planta, planta baja	43
Ilustración 11: Perfiles de columnas, vista en planta	52
Ilustración 12: Sección transversal de columnas	53
Ilustración 13: Sección transversal de columna.....	53
Ilustración 14: Vista en planta de Vigas.....	54
Ilustración 15: Sección transversal de vigas	55
Ilustración 16: Sección transversal de perfil rigidizador	56
Ilustración 17: Novolosa vista lateral	57
Ilustración 18: Espectro de diseño	61
Ilustración 19: Fuerzas sísmicas laterales entrepiso	64
Ilustración 20: Vista en planta estructura modelada Etabs	65
Ilustración 21: Vista 3d estructura modelada Etabs	65
Ilustración 22: Secciones para la estructura Etabs	66
Ilustración 23: Propiedad losa colaborante Etabs	66
Ilustración 24: Propiedades de los materiales Etabs	67
Ilustración 25: Definición de patrones de cargas Etabs	67
Ilustración 26: Combinaciones de cargas en Etabs	68
Ilustración 27: Función de espectro de diseño Importado Etabs	68
Ilustración 28: Vista en elevación estructura analizada Etabs	69
Ilustración 29: Deformación por sismo vista en elevación Etabs	71
Ilustración 30: Deformación por fuerza de sismo vista en planta Etabs	71
Ilustración 31: Sismo estático en x Etbas	73
Ilustración 32: Sismo estático en Y Etbas	73

Ilustración 33: Sismo dinámico en x Etbas	74
Ilustración 34: Sismo dinámico en Y Etbas	74
Ilustración 35: Vista 3d estructura rigidizada Etabs.....	77

ÍNDICE DE TABLAS

Table 1: Especificaciones técnicas de acero a36.....	4
Table 2 Especificaciones técnicas del acero gr50	4
Table 3: Valor de Z según mapa de zonificación sísmica	17
Table 4: Combinaciones de cargas.....	22
Table 5: Especificaciones de aceros.....	32
Table 6: Metraje de terreno	38
Table 7: Coordenadas del terreno.....	39
Table 8: Materiales destinados a carga muerta	44
Table 9: Carga viva	45
Table 10: Peso de mampostería.....	48
Table 11: Peso del enlucido y empaste	48
Table 12: Peso de la baldosa	48
Table 13: Peso de instalaciones de agua, electricidad y mobiliarios	49
Table 14: Peso de Novolosa.....	49
Table 15: Peso de cielo raso.....	49
Table 16: Carga muerta por piso	50
Table 17: Carga viva por piso	50
Table 18: Carga de escalera	50

Table 19: miembros sujetos a compresión	51
Table 20: Elementos sujetos a flexión	54
Table 21: Elementos rigidizadores	55
Table 22: Propiedades de Novolosa	56
Table 23: Parámetros para diseño de análisis sísmico	58
Table 24: Parámetros para espectro de diseño elástico	59
Table 25: Parámetros para diseño de espectro inelástico	59
Table 26: Espectro de diseño	60
Table 27: periodo de vibración de la estructura	61
Table 28: Cortante basal de diseño	62
Table 29: Peso total del edificio	62
Table 30: Periodo de vibración	63
Table 31: Fuerzas laterales por carga sísmica	63
Table 32: Periodo de vibración de la estructura	70
Table 33: Reacciones según los primeros modos de vibración	72
Table 34: Máximo desplazamiento general entrepisos por sismos	72
Table 35: Cortante basal gravitacional por software	75
Table 36: Control de derivas	76
Table 37: Periodo de vibración de la estructura con rigidizadores	78
Table 38: Reacción de los primeros modos con rigidizadores	78
Table 39: Máximo desplazamiento general de entrepiso con rigidizadores	79
Table 40. Presupuesto referencial de perfiles	79

Capítulo I

Generalidades

Problema de estudio

Ecuador es un país que por su posición en el cinturón de fuego del pacifico tiene una demanda alta por movimientos telúricos, donde se involucran las placas de nazca y la sudamericana que, debido a la subducción de éstas, provocan sismos, donde se ha reflejado que las regiones más afectadas son la sierra y la costa.

Samborondón, un cantón dentro de Guayas, ha enfrentado eventos sísmicos a lo largo de su historicidad al igual que los demás cantones de las provincias que conforman el Ecuador. Pero, dentro de estos acontecimientos sismológicos se involucran todas las estructuras que absorben esta energía que emana el suelo. Por ende, como acontecimiento ejemplar el terremoto que sufrió Ecuador en el 2016 trajo consigo consecuencias devastadoras, que al observar muchas de las estructuras que fallaron no cumplían con los estándares de construcción sísmicas que nos imponen las normativas. Después de esto se tuvo como necesidad realizar un análisis estructural a todos los proyectos de construcción para mitigar todos los riesgos que nos provocarán los futuros sismos.

El crecimiento poblacional de Samborondón aumenta exponencialmente que se proyectan la construcción de edificios con fines de vivienda en muchas obras del sector. Sin embargo, el suelo de este cantón es otro factor que nos enfrenta a la toma de decisiones, es por esto, por lo que en el km 4.5 vía Samborondón se prevé construir con acero, ya que se aprovechará al 100% las propiedades que nos brinda este material, con un buen análisis estructural, con el fin de brindar invulnerabilidad en su estructura.

Justificación

Cuando de construcción de viviendas o edificios residenciales hablamos, elegir acero por encima del hormigón, trae consigo ventajas que pueden ser relevantes, tales como: rapidez de construcción, sostenibilidad, mejor resistencia sísmica, menor mantenimiento con relación al hormigón. Por otro lado, el suelo arcilloso y blando en el que se encuentra nuestro proyecto representa un riesgo a toda estructura levantada en dicho cantón que, debido a su ubicación geográfica, se localiza cerca de brazos de mar que se desembocan a lo largo de la región costera del país. El proyecto que se ejecutará para fines de vivienda, el cual tendrá que garantizar la seguridad estructural a cabo de exponer nuestra estructura a eventos sismológicos, para evitar fallas estructurales y ser lo más óptimo posible; aprovechando las características que nos brinda el acero, como la ductilidad, el acero puede soportar deformaciones significativas bajo grandes esfuerzos sin fallar súbitamente, pero si evidenciando una falla inminente, en las construcciones.

Objetivos

Objetivo general

- Analizar estructuralmente una edificación de acero de cuatro pisos para vivienda en el km 4.5 vía Samborondón.

Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño estructural sometido bajo los diferentes esfuerzos o cargas mediante el software de análisis de elementos finitos.
- Examinar la respuesta dinámica de una estructura de acero ante cargas sísmicas, identificando desplazamientos, esfuerzos y modo de vibración, con el fin de proponer medidas de refuerzo que garanticen estabilidad y seguridad.

- Establecer los perfiles de acero para la estructura metálica, conforme a las normas nacionales e internacionales, minimizando los riesgos de falla o cortes.
- Elaborar un presupuesto referencial del costo del acero necesario para la estructura, basado en cantidades y precios actuales, para estimar la inversión necesaria para la ejecución del proyecto en términos de materiales metálicos.

Marco hipotético

¿Es factible construir en acero debido a sus propiedades y ventajas?

Capítulo II

Marco teórico

Acero estructural

Debido a que en el sector constructivo la demanda por acero tiene gran acogida por sus diferentes beneficios y por sus propiedades. Es una aleación conformada por el hierro y el carbono, lo cual se lo considera un material estructural adecuado para obra.

Acero A36

El acero ASTM A36 es el más utilizado en los medios por dos razones: en sus aplicaciones las cargas y los esfuerzos son moderados, desde el punto de vista de deflexiones y vibraciones los perfiles resultantes del diseño pueden presentar rigideces insuficientes aun cuando las solicitaciones favorecerían el uso de aceros de alta resistencia (Gabriel Valencia Clement, 2006).

Table 1: Especificaciones técnicas de acero a36

Tipo de Acero	Designación NTC	Designación ASTM	Fy (Mpa)	Espesor (mm)
Al carbón	NTC 1920	A-36	250	≤200

Fuente: (Gabriel Valencia Clement, 2006)

Acero Gr 50

Acero de gran resistencia y poca aleación con una calidad estructural de columbio y vanadio. Satisfaciendo la norma americana ASTM A572. Este material cuenta con características destinados a muchos tipos de perfilerías, lo cual requieren una elevada resistencia mecánica (Sumitec, 2024).

Table 2 Especificaciones técnicas del acero gr50

Tipo de Acero	Designación ASTM	Desidad	Fy (Mpa)	Espesor (mm)
Colombio Vanadio	A572gr50	7.85 g/cm3	345	≤50

Fuente: (Sumitec, 2024)

Ventajas del acero estructural

La aparente perfección de este material, considerado quizás el más versátil, resulta más comprensible al considerar factores como su alta resistencia, bajo peso y facilidad de fabricación. Estas características lo hacen ideal para la construcción, dado que es un material que:

- a) **Durabilidad:** Si las estructuras de acero reciben el mantenimiento adecuado, pueden durar indefinidamente. Investigaciones sobre los aceros modernos sugieren que bajo ciertas condiciones, no es necesario aplicar mantenimiento regular, como pintura. De

esta forma, se considera un material sostenible, ya que es reciclable y puede formar parte de una economía circular.

- b) **Alta resistencia:** La gran resistencia por unidad de peso del acero implica que el peso de las estructuras será relativamente bajo. Esto tiene un gran impacto en estructuras como puentes de grandes luces, edificios altos y otras construcciones con cimentaciones más ligeras.
- c) **Ductilidad:** La ductilidad es la capacidad de un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos elevados. Los aceros estructurales, gracias a su naturaleza dúctil, pueden deformarse localmente en áreas con altas concentraciones de esfuerzo, lo que previene fallos prematuros (McCormac Jack & Csernak Stephen, 2013).
- d) **Tenacidad:** Esta propiedad de los aceros estructurales implica que tienen tanto resistencia como ductilidad. Un componente estructural sometido a esfuerzos elevados puede deformarse considerablemente sin fracturarse. Durante su fabricación y montaje, puede someterse a deformaciones de alta demanda, como doblado, martillado, corte y perforado, sin sufrir daños evidentes. La tenacidad es la capacidad de un material para absorber grandes cantidades de energía.
- e) **Uniformidad:** A diferencia del concreto, el acero mantiene su uniformidad a lo largo del tiempo.
- f) **Elasticidad:** Según la ley de Hooke, el acero estructural se ajusta mejor a las hipótesis de diseño de la mayoría de los materiales hasta que los esfuerzos alcanzan niveles muy altos. Esto significa que los momentos de inercia de una estructura de

acero se pueden calcular con precisión, mientras que en el caso de una estructura de concreto reforzado, los valores son relativamente imprecisos.

- f) **Fabricación y montaje:** Esta es una ventaja clave, ya que influye significativamente en el tiempo. El acero permite una fácil unión de sus componentes mediante conexiones simples, soldadura o pernos. Además, se puede prefabricar, lo que acelera el proceso de montaje, y su capacidad para ser reciclado contribuye a una economía circular (McCormac Jack & Csernak Stephen, 2013).

Desventajas del acero estructural

De acuerdo con el libro de McCormac, "Diseño de estructuras de acero", el acero presenta las siguientes desventajas:

- a) **Altas temperaturas y protección contra el fuego:** A pesar de que los miembros estructurales de acero no son combustibles, su resistencia se ve reducida significativamente a temperaturas alcanzadas durante un incendio. Además, el acero es un excelente conductor de calor, lo que implica que los otros componentes sin protección pueden transferir suficiente calor a otras secciones, lo que podría incendiar materiales cercanos. Por esta razón, la estructura de acero debe ser protegida con materiales aislantes térmicos y el edificio debe contar con un sistema de prevención de incendios que cumpla con las normativas locales de seguridad del código de construcción.
- b) **Corrosión:** El contacto con el aire, agua o humedad hace que el acero sea vulnerable a la corrosión, por lo que es necesario aplicar un tratamiento de pintura periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros resistentes a la intemperie para ciertas aplicaciones puede reducir este costo. Aunque estos aceros son muy eficaces, en

algunos casos su uso no resulta viable. El acero también puede estar expuesto a ambientes corrosivos o a esfuerzos cíclicos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede disminuir significativamente si se encuentran en un ambiente químicamente agresivo.

- c) **Fatiga:** Un aspecto desfavorable del acero es que su resistencia puede verse afectada si se somete a una cantidad considerable de cambios en la magnitud de las tensiones. La fatiga es un fenómeno que únicamente ocurre bajo tensiones cíclicas.
- d) **Fractura frágil:** El acero puede perder su capacidad de deformarse bajo ciertas condiciones, lo que puede provocar fracturas frágiles en zonas con alta concentración de esfuerzos. Las cargas que inducen fatiga y temperaturas extremadamente bajas agravan esta situación, y las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden contribuir a una posible fractura frágil (McCormac Jack & Csernak Stephen, 2013).

Propiedades del acero estructural

- a) **Resistencia:** la resistencia a la fluencia tiene gran importancia dentro de un diseño, por eso se presenta su tipología más representativa en obra (ANSI/AISC 360-16, 2016).
- b) **Módulo de elasticidad:** el módulo de elasticidad del acero es el que indica según la pendiente en que zona elástica del diagrama esfuerzo-deformación, su valor es de 29000 ksi y tiene un peso específico de 7850 kg/cm^3 según (AISC 360-10, 2010). Este se asemeja al módulo de Young que caracteriza el comportamiento de un material elástico (Morral, F.R., Molera, P., Jimeno, E., 1985)

$$Es = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Ecuación 1

Donde:

Es = módulo de Young, elástico

σ = esfuerzo

ε = deformación unitaria

c) Módulo de rigidez: el módulo de rigidez es una constante elástica para un material dado en este caso el acero estructural según (Ruiz & Blanco Díaz, 2015) y consta de la siguiente formula:

$$G = \frac{Es}{2(1 + \mu)}$$

Ecuación 2

Donde:

G = módulo de rigidez

Es = módulo elástico

μ = coeficiente de Poisson

Perfiles estructurales

En el diseño estructural se emplean distintos perfiles, estos contienen una forma que se caracteriza de otras, por consiguiente, podemos encontrar perfiles laminados en frio y caliente.

Según (AISC Steel Construction Manual, 2011) los perfiles estructurales tienen una clasificación de acuerdo con su sección transversal. Entre los más usados, tenemos:

- a) Perfiles W: perfiles que constan con una sección transversal en forma de I, se caracteriza por tener patín superior, alma y patín inferior.
- b) Perfiles C: perfiles denominados canales.
- c) Perfiles L: perfiles denominados ángulos.
- d) Perfiles HSS: perfiles que constan con una sección transversal cuadradas, circulares y transversales.

Sin embargo, se tienen más secciones con sus respectivas características, pero en la siguiente ilustración según (Arequipa, 2023) se detallan mejor su sección transversal.

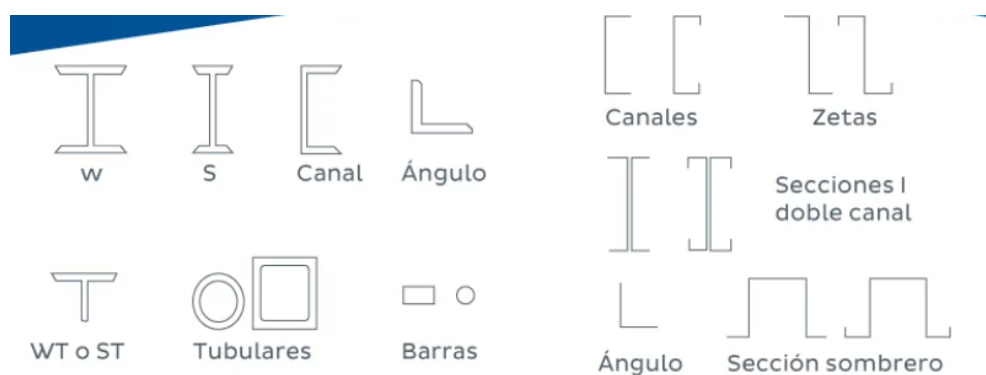


Ilustración 1: Sección transversal de perfiles

Fuente: (Arequipa, 2023)

Conexiones para los perfiles estructurales

Conexiones atornilladas

El montaje de estructuras de acero utilizando tornillos es un procedimiento que demanda mano de obra especializada, aunque el proceso sea relativamente rápido. Por lo tanto, representa una ventaja económica debido a la variedad de tipos de conexiones disponibles.

Tipos de tornillos

- Tornillo A307: tornillos comunes o pernos sin torneear, disponibles en diámetros que van de $\frac{1}{2}$ a $1 \frac{1}{2}$ pulgada.
- Tornillos A325 y A490: son tornillos de alta resistencia, estos pueden alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, disponibles a diámetros mayores de $1 \frac{1}{2}$ pulgada.

Las ventajas que tienen estos tornillos de alta resistencia son: buenas juntas atornilladas pueden realizarla personas con menos experiencia con relación la soldadura, se requiere de equipos más baratos, soportan mucho mejor el esfuerzo de tensión que las uniones remachadas y en caso de que las estructuras necesiten modificaciones es más sencillo el desmontaje (Caori Patricia Takeuchi, 2006).

Método para tensar completamente los tornillos de alta resistencia

- a) Método de giro de la tuerca: los tornillos se aprietan sin holgura y luego con llave de impacto se le da un tercio de vuelta completa.
- b) Método de la llave calibrada: se usa una llave de impacto que estará ajustada para detenerse cuando se alcanza la tensión esperada.

Conexiones soldadas

Este tipo de conexiones es el proceso en el que se une partes metálicas mediante el calentamiento de la superficie de sus cuerpos a un estado plástico o fluido, lo que permite que estos cuerpos fluyan y se unan. Donde en la actualidad se ha determinado que las juntas soldadas tienen resistencias considerables a la fatiga y la mano de obra se ha calificado aún más y de la misma manera la inspección por soldadura se ha proliferado en base la AWS (Sociedad Americana de Soldadura) (Larry Jeffus, 2009).

Ventaja de la soldadura

Para muchos proyectistas, la soldadura resulta ser más rentable desde el punto de vista económico, ya que su uso permite reducir significativamente el peso utilizado, lo que a su vez elimina una gran cantidad de placas de unión y empalme. Este método cubre un área mayor que las conexiones atornilladas, lo que hace que las estructuras soldadas sean más rígidas (Caori Patricia Takeuchi, 2006).

Tipos de soldaduras

- a) Soldadura por arco: En este proceso se genera un arco eléctrico entre las piezas a soldar, y el operador sostiene el electrodo con un maneral o una máquina automática. El arco es una chispa continua entre el electrodo y las piezas, lo que provoca su fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas transforma la energía eléctrica en calor, generando temperaturas entre 6000 y 1000 grados Fahrenheit. A medida que el electrodo se funde, pequeñas gotas de metal fundido son impulsadas por el arco hacia las piezas, penetrando en el metal y formando la soldadura. El grado de penetración de los electrodos favorece la formación de la soldadura, y este proceso también se puede utilizar en trabajos de altura.

- b) Soldadura por gas: Este tipo de soldadura utiliza un soplete, que puede ser manejado por el soldador o una máquina automática. El proceso es simple: se quema una mezcla de oxígeno con un gas adecuado, siendo el acetileno el gas más comúnmente utilizado en soldadura estructural, lo que recibe el nombre de soldadura oxiacetilénica. La llama producida se puede usar tanto para cortar metales como para soldar. Este método es relativamente sencillo y económico, aunque su velocidad es más lenta en comparación con otros tipos de soldadura.

La sociedad americana de soldadura (AWS) acepta cuatro procesos de soldado como precalificados, estos son:

- a) Soldadura de arco metálico protegido (SMAW)
- b) Soldadura por arco sumergido (SAW)
- c) Soldadura de arco metálico a gas (GMAW)
- d) Soldadura de arco metálico con núcleo fundente (FCAW)

Dentro de las conexiones de soldadura tenemos su clasificación, los cuales son:

- a) Soldadura de filete: son aquellas que se hacen con las partes que se traslapan una sobre otra.
- b) Soldadura de ranura: estas son de penetración completa, misma que se extiende a lo largo de todo el espesor (Larry Jeffus, 2009).

Diseño y análisis de las estructuras metálicas

Para el diseño y análisis de las estructuras metálicas según el (AISC 360-10, 2010) en el capítulo B para el requisito de diseño de las estructuras metálicas se representan en:

Disposiciones generales

El diseño de los miembros y las conexiones debe ser coherente con el comportamiento esperado del sistema estructural y las suposiciones realizadas durante el análisis, indica el (AISC 360-10, 2010). O al menos que exista restricciones por parte de las normativas de cada edificación.

Cargas y combinaciones de cargas

Según la normativa las cargas y sus respectivas combinaciones de cargas estarán sometidas según la normativa que rige cada país, en este caso para el diseño nos enfocaremos en las combinaciones de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC - SE - CG, 2015).

Cargas permanentes

También conocidas como cargas permanentes, son aquellas que se componen del peso de los elementos estructurales, como muros, paredes, revestimientos, y las instalaciones sanitarias y eléctricas; es decir, son elementos que forman parte de la estructura de manera permanente, según (NEC - SE - CG, 2015).

Para los proyectos estructurales se prevé con elementos que lo conforman, en este caso se enfocará en:

a) Peso de la placa colaborante

Según (NTE INEN 2397, 2015) para la determinación de un diseño factible de una losa con placa colaborante se debe tomar en cuenta las cargas que residen por sí mismas, distancia entre apoyos, espesor de losa y espesor de la placa colaborante, esto rige según catálogos.

b) Peso del hormigón

El hormigón estará analizado mediante el peso que se ejecutará sobre la losa siguiendo normativas de la (NTE INEN 2397, 2015) se obtendrá el volumen del hormigón que existe para cada metro cuadrado. Se analizará de con la siguiente expresión:

$$Pca = \rho_{ca} * Vca \quad \textbf{Ecuación 3}$$

Donde:

Pca = peso del hormigón armado ($\frac{kgf}{m^2}$)

ρ_{ca} = peso específico del hormigón 2400 ($\frac{kgf}{m^3}$)

Vca = volumen del hormigón en m^2 en la placa colaborante ($\frac{m^3}{m^2}$)

c) Peso de la malla electrosoldada

La malla electrosoldada es la responsable de actuar para la retracción y la temperatura, por lo cual se regirá según (NTE INEN 2209, 2012)

d) Peso de piso y rasante

Para el cálculo del peso que se ejecutará en el piso y rasante sobre la losa y contrapiso, se extraerá un espesor e_{pr} con un peso específico de mortero de $2200 \frac{kgf}{m^3}$ según (NEC - SE - CG, 2015, p. 21), esto se calcula de la siguiente manera:

$$Ppr = \rho_{pr} * epr \quad \textbf{Ecuación 4}$$

P_{pr} = peso del piso y rasante ($\frac{kgf}{m^2}$)

ρ_{pr} = peso específico del piso y rasante ($\frac{kgf}{m^3}$)

e_{pr} = espesor del piso y rasante (m)

e) Peso del cielo raso

El peso del cielo raso hace referencia al revestimiento de gypsum, un material que se empleara, estas cargas estarán sometidas en un área de metro cuadrado. Este peso estará determinado según (NEC - SE - CG, 2015, p. 21).

f) Peso de la mampostería

La mampostería genera una carga considerable a lo largo de la estructura, estas cargas se determinarán con la siguiente expresión:

$$P_m = \frac{L_m * e_m * h_m * \rho_m}{A_t} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

P_m = peso de la mampostería ($\frac{kgf}{m^2}$)

L_m = longitud de la mampostería (m)

e_m = espesor de la mampostería (m)

h_m = altura de la mampostería (m)

ρ_m = peso específico de la mampostería ($\frac{kgf}{m^3}$)

A_t = area del tablero mas critico (m^2)

Cargas variables

a) Cargas vivas

Las sobrecargas empleadas en los cálculos dependerán del tipo de ocupación para la cual está proyectada la edificación. Estas sobrecargas consisten en los pesos de personas u objetos temporales o móviles, y se expresan en valores de carga uniforme (kN/m^2) y carga concentrada (kN) según (NEC - SE - CG, 2015).

b) Cargas sísmicas

Las cargas de sismo se determinan con respecto al espectro de respuesta, éste se estipula con los parámetros de diseño que establecen características; tales como: tipo de suelo, localización y detalles de la edificación según (NEC-SE-DS, 2015). Para el cálculo de estas cargas se deben tener a consideración los siguientes parámetros:

Zonificación sísmica y curvas de peligro sísmico: el edificio o estructura que se prevé construir deberá considerar la zona en donde este ubicado; ya que el valor de Z dependerá de dicha localización, de acuerdo con el siguiente mapa:

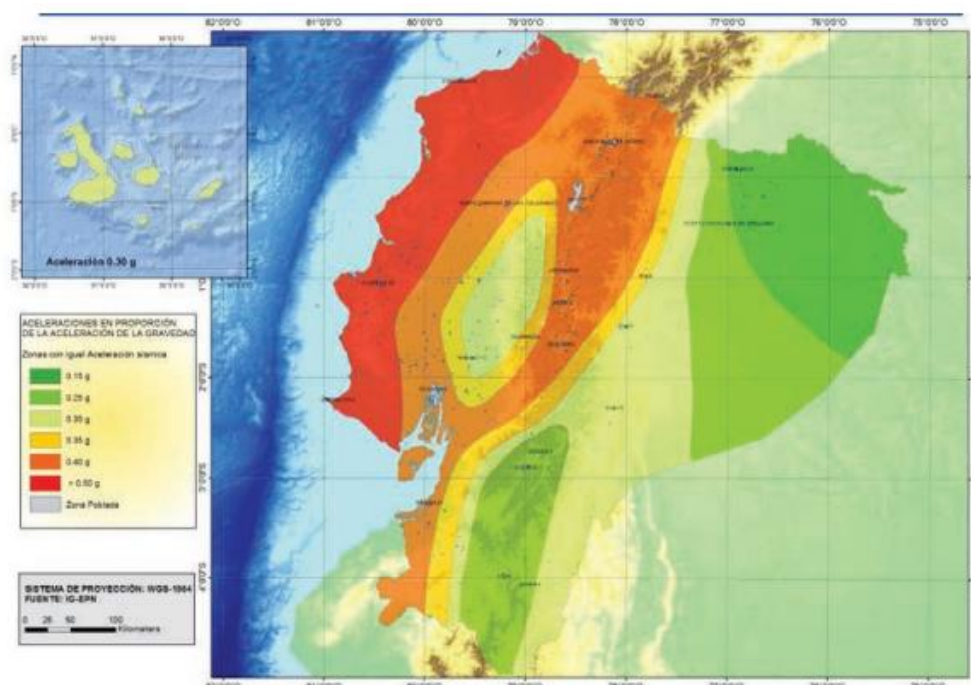


Ilustración 2: Mapa de zonificación sísmica

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, p.27)

Este mapa de zonificación sísmica para todo diseño tiene una zona de valores el cual estará localizado el proyecto; de acuerdo con la siguiente tabla:

Table 3: Valor de Z según mapa de zonificación sísmica

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

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015, p.27)

- Selección tipo de suelo

En cuanto a la geología local del proyecto, se centrará en el suelo tipo D, correspondiente a perfiles de suelos rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de onda cortante, que establece que $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$. Aunque la clasificación de suelos se divide en seis tipos (A, B, C, D, E), los parámetros que definen los suelos de tipo A, B, C, D y E corresponden a los 30 metros superiores. Por otro lado, el tipo de suelo F se evalúa con criterios distintos, y su respuesta no debe limitarse a los 30 metros superiores del perfil según (*NEC-SE-DS*, 2015).

- Coeficientes de perfil de suelo

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto.

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

- Periodos límites de vibración para el espectro sísmico de aceleraciones

To: periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (*NEC-SE-DS*, 2015).

$$T_o = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 6}$$

Tc: periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (*NEC-SE-DS*, 2015).

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 7

- Razón entre la aceleración espectral

Para el periodo de retorno seleccionado, en este caso $\eta = 1.80$ dedicado para provincias de la costa, excepto Esmeraldas (NEC-SE-DS, 2015, p.34).

- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Expresado como una fracción de la aceleración debida a la gravedad, depende del período o modo de vibración de la estructura. Este espectro se ajusta a una fracción de amortiguamiento del 5% en relación con el valor crítico (NEC-SE-DS, 2015) , se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

Ecuación 8

- Coeficiente de importancia I

La edificación por construirse se clasificará en tres categorías diferentes según la tabla 6 de la (NEC-SE-DS, 2015, p. 39), la cuales, son categorizadas como: edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial y otras estructuras, para este caso el valor de coeficiente de importancia será: $I = 1.0$.

- Factor de reducción R

Para fuerzas sísmicas de diseño se han establecido un valor de R, se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor R, cuando el diseño de este

tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad de estas, $R = 2$ según la tabla 18 de (NEC-SE-DS, 2015, p. 67).

- Coeficiente de regularidad de planta $\emptyset_p$

El coeficiente $\emptyset_p$ se dictará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas de la estructura según la tabla 13 de (NEC-SE-DS, 2015, p. 50).

$$\emptyset_p = \emptyset_{pa} * \emptyset_{pb} \quad \textbf{Ecuación 9}$$

- Coeficiente de regularidad de elevación $\emptyset_e$

El coeficiente $\emptyset_e$ se dictará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de elevación de la edificación según tabla 14 de (NEC-SE-DS, 2015, p. 51).

$$\emptyset_e = \emptyset_{ea} * \emptyset_{eb} \quad \textbf{Ecuación 10}$$

- Periodo de vibración T_a

Periodo de vibración para estructuras, el valor de T se puede determinar con la siguiente expresión:

$$T = C_t * h n^\alpha \quad \textbf{Ecuación 11}$$

Valores como $C_t = 0.073$, h_n es la altura máxima de la edificación y $\alpha = 0.75$ son específicamente al tipo de estructura, en este caso de acero, se extraen de (NEC-SE-DS, 2015, p62).

- Peso de la estructura W

Peso propio de toda estructura que se medirá en toneladas.

- Cortante basal V

Esta ecuación dependerá de las variables anteriores (NEC-SE-DS, 2015, p61).

$$V = \frac{I * S_a * T}{R * \phi_p * \phi_e} W \quad \textbf{Ecuación 12}$$

En esta sección se considerará un parámetro fundamental, ya que los desplazamientos horizontales provocados por los sismos afectarán la estructura. Estos desplazamientos serán controlados mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas en cada piso. El diseñador será responsable de verificar que la estructura presentará deformaciones inelásticas dentro de límites controlados según (NEC-SE-DS, 2015).

c) Combinación de cargas

Cuando sea necesario, se deberá analizar cada estado límite de resistencia para las combinaciones de cargas. Los eventos más críticos, como el viento y los sismos, no deben ser considerados en la misma ecuación. Las edificaciones, componentes y cimentaciones deben ser diseñados de modo que la resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas aumentadas.

- Anulación de carga de viento

Cabe recalcar que la carga de viento se desprecia o se minimiza, ya que sus valores aportantes son mínimos. Según la (ASCE 7-98, 2002) y la adaptación a la normativa local, la

carga de viento es considerada cuando dichas velocidades parten desde los 55-60km/h que son velocidades básicas mínimas, a las cuales el viento y su efecto de carga ya toma importancia en los componentes estructurales de nuestra edificación.

La velocidad de viento en Guayaquil como punto de referencia gracias a su cercanía a Samborondón oscila entre 10-15km/h, aunque la cifra puede variar alcanzando picos de hasta 20-30 km/h entre los meses de junio a octubre según el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología de Ecuador (INAMHI). La siguiente ilustración detallará información promediada del año 2024 acerca de las velocidades del viento gracias a una aplicación según (Weather Online , 2024).

Por lo tanto, las combinaciones de cargas que se efectuarán serán las siguientes estipuladas por la (NEC - SE - CG, 2015, p.20):

Table 4: Combinaciones de cargas

Combinación	D	L	S	Cvc
1	1,4			
2	1,2	1,6		0,5
3	1,2	1		1,6
5	1,2	1	1	
7	0,9		1	

Fuente: (NEC - SE - CG, 2015, p.19)

Donde, todas las posibles combinaciones de cargas están en función a:

- D: carga muerta
- L: carga viva
- S: carga de sismo
- Cvc: carga viva de cubierta

Existen parámetros para la aplicación de las cargas de sismos S, en el diseño se preverá un análisis en dos ejes, tanto en el eje “x” y “y”, ya que estas cargas generadas influyen en un movimiento que puede generarse en cualquier dirección detallada.

Bases de diseño

En el diseño de las estructuras de acero se utilizan dos métodos, los cuales son a) El método de Diseño de Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y b) El método de Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD), de acuerdo con el (AISC 360-10, 2010).

a) Resistencia requerida

La resistencia requerida de los miembros estructurales y sus conexiones se calcula a través del análisis estructural de las combinaciones de cargas, el cual se considerará tres tipos de análisis que son: elástico, plástico e inelástico. Según (AISC 360-10, 2010).

b) Estados limites

Si la edificación se encuentra sometida a las combinaciones de cargas apropiadas, no se excederán ninguno de los tres estados limites aplicables, resistentes o de servicio, según el principio de los estados límites (AISC 360-10, 2010).

c) Diseño por resistencia usando diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD)

El diseño conforme a las normas de Diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD) cumple con los requisitos de esta especificación cuando la “resistencia de diseño” de cada componente estructural es mayor o igual a la “resistencia requerida”, es decir:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Ecuación 13

Donde:

R_u = resistencia requerida (LRFD)

ϕ = factor de resistencia

R_n = resistencia nominal

ϕR_n = resistencia de diseño

d) Diseño por resistencia usando diseño en base a resistencias admisibles

El diseño de acuerdo con las disposiciones de diseño en base a resistencias admisibles (ASD) satisface los requisitos de esta especificación cuando la “resistencia admisible” de cada componente estructural es mayor o igual a la “resistencia requerida” determinada, es decir:

$$Ra \leq \frac{Rn}{\Omega} \quad \textbf{Ecuación 14}$$

Donde:

R_a = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

Ω = factor de seguridad

R_n/Ω = Resistencia admisible

De acuerdo con el apartado del capítulo B de bases de diseño tenemos parámetros que cumplir según el (AISC 360-10, 2010) una serie de normativas, tales como: diseño de conexiones, diseño para condiciones de servicios, diseño a fatiga, diseño para efectos de la

corrosión y anclaje al hormigón, estas condiciones estarán enfocados a nuestro proyecto en un aspecto mínimo.

Propiedades de los miembros

a) Elementos estructurales

En compresión, las secciones se dividen en esbeltas y no esbeltas. Para los elementos con una sección no esbelta, la relación ancho-espesor de sus componentes sometidos a compresión no debe superar el valor de λ_r . En cambio, si esta relación excede λ_r , se considera una sección esbelta.

En flexión, las secciones se clasifican en compactas, no compactas y esbeltas. Una sección compacta debe tener las alas firmemente conectadas al alma, y la relación ancho-espesor de sus elementos sometidos a compresión no debe superar λ_p . Las secciones no compactas deben cumplir que la relación ancho-espesor de sus elementos en compresión sea mayor que λ_p , pero no debe exceder λ_r . Por último, las secciones esbeltas deben tener una relación ancho-espesor en los elementos comprimidos que supere λ_r . Esto está regulado por las tablas B4.1a y B4.1b del (AISC 360-10, 2010) capítulo B.

Además de los principios básicos para el diseño de estructuras metálicas, también se deben considerar otros requisitos que se aplicarán en el sitio de construcción, como la fabricación, el montaje, el control de calidad y la evaluación de estructuras existentes. Estos factores son fundamentales para un diseño óptimo de cualquier proyecto de estructura metálica. Es importante destacar que estos criterios se emplearán para el diseño de las estructuras metálicas según (AISC 360-10, 2010).

b) Miembros sujetos a compresión

Las columnas son los elementos verticales, estos están sometidos a compresión de tipo axial en el diseño de miembros sometidos a compresión axial aplicada al eje centroidal que muestra el capítulo E en el (AISC 360-10, 2010). Por lo que, existen varios sujetos sometidos a compresión, entre ellos tenemos a) la columna b) diversos miembros de arrojamiento c) cuerdas superiores en las armaduras. Estos sujetos dentro lo que representa el diseño poseen estados límites; es decir, diseñados antes que estos elementos lleguen al fallo, por lo que existen cuatro modos generales según las columnas cargadas axialmente pueden fallar según (McCormac Jack & Csernak Stephen, 2013):

- Pandeo flexionante: llamado también pandeo de Euler, este es la fuerza excesiva de la flexión alrededor de uno de los ejes de su sección transversal, debe ser el primer tipo de pandeo a analizar (ANSI/AISC 360-16, 2016, Capítulo E.3).

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

P_n = Compresión nominal. (kgf)

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión. (kgf)

A_g = Área bruta de la sección transversal. (m^2)

$\phi = 0.9$ Coeficiente de reducción de resistencia por compresión.

$$\text{Para } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad \text{Ecuación 16}$$

$$\text{Para } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Ecuación 17

Donde:

F_e = Tensión de pandeo elástico. $\left(\frac{kgf}{cm^2}\right)$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Ecuación 18

- Pandeo torsional: rotación alrededor del centro de corte de a sección transversal, es el pandeo más peligroso a nivel de diseño (ANSI/AISC 360-16, 2016, Tabla E1.1).
- Pandeo local: este pandeo se da en una zona específica del elemento, esto ocurre porque alguna de su sección es tan delgada que se pandean localmente por la compresión que ejercen las cargas, este perfil estructural se prevé un diseño sísmicamente compacto.
- Pandeo flexotorsional: tipo de estado en donde la flexión se combina con la rotación, es decir la unión de dos tipos de pandeos.

Por eso, entre más larga sea la columna para una misma sección transversal, tiene mayor tendencia a pandearse. Por lo general este fenómeno se mide con la relación de esbeltez, es decir la relación entre la longitud del miembro y su radio mínimo de giro.

$$e = \frac{L}{r}$$

Ecuación 19

Donde:

e = esbeltez

L = longitud del elemento

r = radio mínimo de giro

- Clasificación de elementos a compresión según (AISC 360-10, 2010).
1. Elemento esbelto: estado no deseado, su resistencia es mínima y no tiene un comportamiento adecuado.
 2. Elemento no compacto: no tiene capacidad de alcanzar una distribución plástica (estado plástico significa que toda la sección puede alcanzar el estado de fluencia).
 3. Elemento compacto: tiene la capacidad de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos antes del límite de pandeo.
 4. Elemento sísmicamente compacto: es resistente frente a cargas laterales debido a cargas sísmicas.

Estas columnas estarán fijadas a una placa base que se encuentra soldada a las zapatas en la cimentación. El esfuerzo de diseño por compresión en una zapata debido a una columna de acero es considerablemente mayor en comparación con el concreto. Por lo tanto, cuando la columna descansa sobre una zapata, es crucial que la carga de la columna se distribuya sobre un área adecuada para evitar la sobrecarga de la cimentación. En otras palabras, las cargas transmitidas se distribuirán de manera uniforme gracias a la placa base.

c) Miembros sujetos a flexión

Las vigas (principales y secundarias) son elementos estructurales horizontales, estos sujetos están sometidos a flexión, el miembro es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos detalla en el capítulo F de (AISC 360-10, 2010). Por ende, las vigas son los principales sujetos sometido a flexión, estos se localizan en la posición horizontal y quedan sujetas a cargas de gravedad o cargas verticales, los perfiles W resultan las secciones más acopladas a utilizarse como tal. Estos sujetos dentro lo que representa el diseño poseen estados límites; es decir, diseñados antes que estos elementos lleguen al fallo, según la siguiente ilustración de curva esfuerzo-deformación del acero ASTM A 36 en la figura 2.1 curva esfuerzo-deformación:

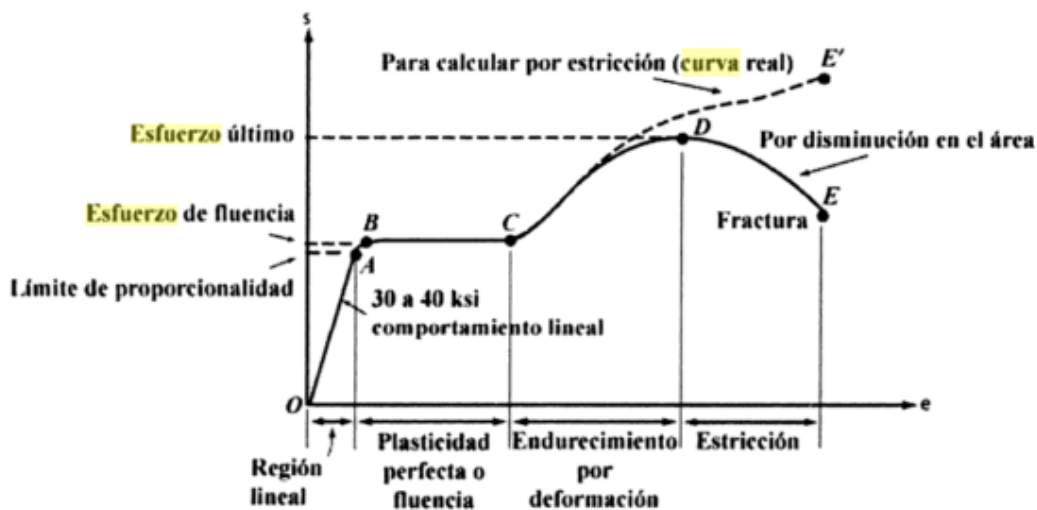


Ilustración 3: Curva esfuerzo-deformación

Fuente: (Valera Negrete, 2005)

Estas vigas estarán clasificadas en vigas principales y vigas secundarias, las cuales una se caracteriza de otra; es decir, las vigas secundarias tendrán como propósito soportar cargas generadas por la losa y ciertas cargas muertas que se inserten, lo cual a su vez se transmiten hacia

las vigas principales dando mayor rigidez a las vigas principales, estas vigas secundarias están sometidas a cargas uniformes plenamente distribuida. Por otro lado, las vigas principales serán aquellas que resistirán el peso de las vigas secundarias, contrario a lo anterior, receptan cargas puntuales; o sea, son cargas que ejercen las vigas secundarias

- Modulo elástico: bajo el diseño, el módulo de elástico se da cuando el miembro estructural empieza a fluir, o sea cuando alcanza el esfuerzo de fluencia F_y (ANSI/AISC 360-16, 2016).

$$M_y = \frac{F_y b d^2}{6} \quad \text{Ecuación 20}$$

- Modulo plástico: bajo el diseño, los miembros dúctiles no fallan sino hasta que ocurre una gran plastificación después que alcanza el esfuerzo de fluencia (ANSI/AISC 360-16, 2016):

$$M_p = F_y \frac{b d^2}{4} \quad \text{Ecuación 21}$$

Estas vigas están sometidas a cargas, que pueden fallar según (ANSI/AISC 360-16, 2016):

- Resistencia de diseño a flexión

Para la resistencia de diseño a flexión para miembros estructurales horizontales se determinan considerando los siguientes estados: fluencia, pandeo local; entonces:

$$\phi M_n > M_u \quad \text{Ecuación 22}$$

ϕMn = Resistencia de diseño.

Mu = Resistencia última.

Diseño de conexiones

Las fuerzas y deformaciones de diseño deberán ser consistentes con el desempeño esperado de la unión y las hipótesis del análisis estructural en capítulo B de (AISC 360-10, 2010). Donde se dividen en conexiones atornilladas y conexiones soldadas.

Criterio de columna fuerte – viga débil

El objetivo principal del criterio de columna fuerte – viga débil es establecer un sistema estructural en el cual las columnas sean más resistentes que las vigas. Es decir, la sección de la columna debe ser mayor que la de la viga, con el fin de provocar que las vigas alcancen el estado límite de fluencia por flexión en los diferentes niveles de los pórticos especiales a momento, cuando estén sometidas a las fuerzas resultantes generadas por el sismo de diseño. Esto permite lograr una mayor disipación de energía sísmica, lo cual se verificará mediante la siguiente relación según (NEC-SE-AC, 2015).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0 \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Sumatoria de momentos plásticos de las columnas en la conexión.

$\sum M_{pv}$ = Sumatoria de momentos plásticos de las vigas en la conexión.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

Z_c = Módulo de la sección plástico de la columna.

F_{yc} = Esfuerzo mínimo de la fluencia de la columna.

P_{uc} = Resistencia a cara axial de la columna.

A_g = Área de la sección transversal de la columna.

$$\sum M_{pv} = \sum (1.1R_y * F_{yv} * Z_v + M_{uv}) \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde:

R_y = Factor de fluencia probable.

F_{yv} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga

Z_v = Módulo de sección plástico de la viga.

M_{uv} = Momento por fuerza cortante en la articulación plástica.

Table 5: Especificaciones de aceros

ASTM	Factor R_y
ASTM A36	1.5
ASTM A500	1.4
ASTM A572 gr 50	1.1
ASTM A588 gr 50	1.1

Fuente: Elaboración propia, 2025

Losa

a) Sección compuesta

La sección compuesta es una metodología de diseño que conforman viga de acero y losa de placa colaborante; es decir que entre viga y losa trabajaran en conjunto soportando las cargas verticales ejercidas por el propio peso y la distribución de las mismas cargas a lo largo de las vigas, capaces de resistir las fuerzas cortantes, alcanzando una mayor rigidez y resistencia cuando trabajan individualmente de tal manera que se aprovecha las características del hormigón y el acero como tal. Aunque como todo elemento estructural tiene sus ventajas y desventajas:

- **Ventajas de la sección compuesta**

El trabajo que tendrán los elementos al trabajar en una sección compuesta se aprovecha la alta resistencia a la compresión que tiene el hormigón y el patín superior de dicha área de la viga de acero trabaje a tensión cuando ambos trabajen de forma individual.

La losa forma una sección de hormigón más grande que va conectada con el patín superior de la viga de acero, aumentando el momento de inercia dándonos así una mayor resistencia del sistema de piso.

Disminuye la cantidad de acero estructural para un claro o una sección de mayor longitud, las deflexiones ocasionadas por la carga viva disminuyen y si a obra se construye con apuntalamiento en las vigas hasta que el hormigón llegue a su fraguado, pues también reducirán las deflexiones por las cargas muertas.

Las placas colaborantes están diseñadas para trabajar como diafragmas rígidos y transmiten adecuadamente las fuerzas ejercidas horizontalmente a los componentes verticales.

- Desventajas de la sección compuesta

Al momento de diseñar con secciones compuestas, la principal desventaja son los costos de los conectores y sus materiales con mano de obra garantizado, esto influye directamente a todo proyecto constructivo (Edwin Antonio Vizuite Romo, 2007).

b) Método de diseño Steel Decking – Novalosa

La lamina de sofito metálico este fabricado con láminas de acero conformada en frio a través de un sistema de rodillos que permiten establecer la sección transversal del sofito, en un patrón repetitivo de nervios paralelos. Esta resistencia y rigidez que tienen dichos paneles es gracias a la forma de la nervadura y las propiedades del acero. Las láminas completas que suelen usarse en obra tienen por dimensión de 12”, 18”, 24”, 30” o 36” y su largo mayor por lo general son menos de 12m, estas características presentan los sofites metálicos utilizados como encofrado colaborante con la acción mixta acero-concreto.

En Ecuador, uno de los principales responsables de la fabricación de las novalosas es el grupo Novacero, que las ofrece como láminas de acero estructural de forma trapezoidal, utilizadas en la construcción de losas compuestas como refuerzo. Esto elimina la necesidad de varillas inferiores, alivianamientos y encofrados. La interacción entre la novolosa y el hormigón se logra a través de resaltes en la placa, los cuales proporcionan un anclaje adecuado que previene el desplazamiento y asegura la adherencia. Una vez que las placas están conectadas o fijadas a la estructura, funcionan como una plataforma de trabajo durante el proceso de fundición, hasta que el hormigón alcanza la resistencia especificada. En ese momento, la novolosa y el hormigón interactúan para formar un sistema compuesto monolítico capaz de soportar las cargas de servicio a las que estará sometida la estructura. El recubrimiento mínimo

que debe tener el hormigón debe ser de 5cm, además, ante la presencia de temperatura y retracción la colocación de la malla electrosoldada deberá estar colocada entre (2-2,5) cm bajo el nivel superior de la losa de hormigón.

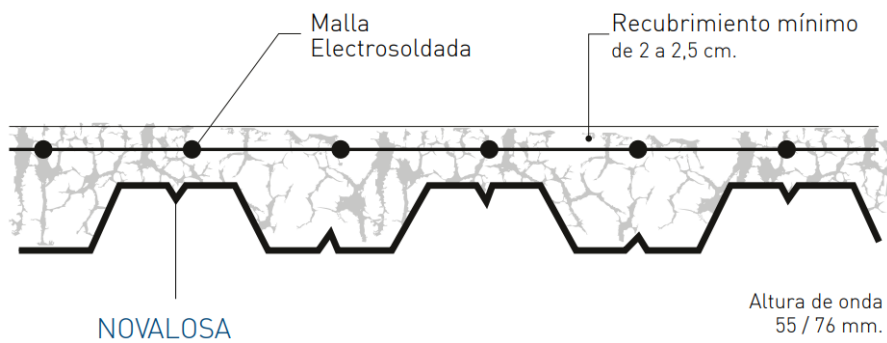


Ilustración 4: Novalosa o losa sección compuesta

Fuente: Catálogo de(Novacero, 2019)

c) Recomendaciones prácticas

- Todas las placas de novalosa deben estar adecuadamente apoyadas y sujetas en todos los soportes o vigas secundarias para soportar todas las cargas incluidas.
- Cualquier cambio en las placas deber ser aprobado por el diseñador.
- Para cohesionar el acero y el hormigón se recomienda el uso de studs o pernos conectores, el cual actúa como anclaje al hormigón frente a los esfuerzos de tracción.
- Diseño de la Novolosa como sección compuesta

Este actúa de monolíticamente cuando el hormigón alcanza la resistencia de compresión mínima de 210 kg/cm^2 , la cual estará diseñada entre la placa de acero y el hormigón, ésta estará simplemente diseñada como refuerzo al momento positivo, apoyada bajo cargas uniformemente repartidas, pero cuando tiende esfuerzos negativos en los apoyos esta estará diseñada como losa continua. Aunque cuando las planchas van en voladizo estas deben estar diseñadas de modo que

actúe como encofrado y debe diseñarse bajo un momento negativo según catálogo digital de (Novacero, 2019).

Rigidizadores

Los rigidizadores son elementos estructurales dedicados a aumentar la rigidez y estabilidad de las estructuras metálicas cuando estas están sometidas a cargas laterales, es decir cargas sísmicas o de viento, limitando su deformación en lo que conlleva a la unión viga-columna; estas sirven como: refuerzo transversal para aumentar la capacidad de resistencia en vigas y columnas porticadas, placas rigidizadoras para aumentar la capacidad de resistencia en zonas locales de los miembros estructurales para prevenir pandeos locales o por torsión y arriostramiento para distribuir mejor las cargas y controlar el movimiento descontrolados ante cargas naturales.

a) Rigidizadores a selección de tipo cuadrado

Este rigidizador es del tipo más común que se encuentran en estructuras de acero, especiales en brindar rigidez en marcos estructurales o estabilidad en el sistema viga-columna; los cuales están sometidos a grandes esfuerzos, su sección transversal es de forma circular o rectangular, lo cual brinda una alta resistencia antes una posible deformación por torsión o flexión. Este tipo de rigidizador garantiza una resistencia alta estructuralmente, bajo peso o carga muerta; es decir son más livianos a diferencia de un muro de cortante u otras secciones macizas lo que no aumenta a gran escala el peso propio de la estructura (S. K. Duggal, 2009).

Capítulo III

Marco metodológico

Descripción del área de trabajo

Ubicación geográfica

En el Km 4.5 vía Samborondón cantón de la provincia de Guayas se encuentra el área del proyecto, limita al norte con parte de la provincia de Los Ríos y el cantón Daule, al sur con la línea que partiendo desde el punto denominado Buijo, hacia el occidente y hasta el sitio conocido con el nombre de Palo de Jabón, al este con parte del cantón Daule y al oeste con el cantón Yaguachi (Samborondón, 2024).

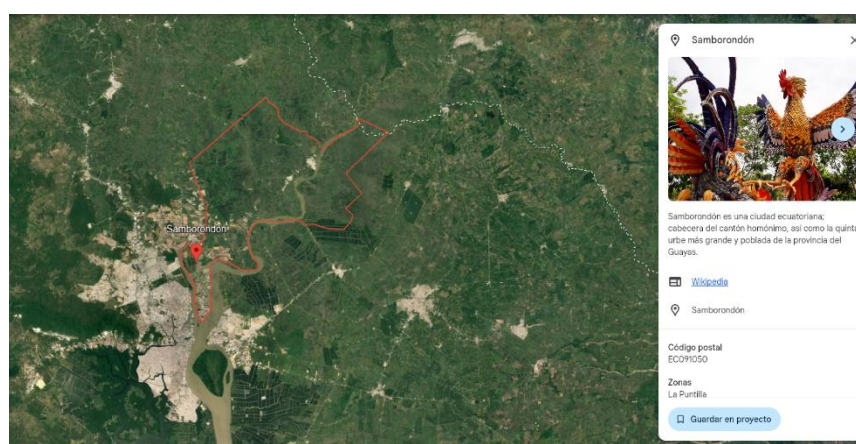


Ilustración 5: Localización del cantón Samborondón
Fuente Google maps, 2025

El sector que se realizará el estudio para el análisis estructural de una edificación de acero de cuatro pisos en el km 4.5 vía Samborondón contará con la superficie total en m^2 y las coordenadas.



Ilustración 6: Medición de terreno

Fuente: Google maps, 2025

Table 6: Metraje de terreno

Superficie total	273,59 m ²
Distancia total	67,90 m

Fuente; Google maps, 2025

Table 7: Coordenadas del terreno

ESTE	NORTE
625371.41	9766354.82
625358.067	9766353.72
625360.27	9766332.72
625373.62	9766332.71

Fuente: Elaboración propia, 2025

Aspectos geográficos

Se puede observar en la figura que el área es un terreno a orillas del río Daule, es decir, un poco más arriba de los 0 msnm. Alrededor se observan más urbanizaciones con fines de vivienda y edificaciones residenciales (Samborondón, 2024).

Aspecto poblacional

Samborondón se ha convertido en una población diversa de múltiples grupos socioeconómicos, el cual ha experimentado significativamente un crecimiento exponencial poblacional más de 100 mil habitantes con una población jovial del 54% entre 0-29 años, por ende, la planificación urbana se vuelve crítico según INEC y (Samborondón, 2024).

Aspectos geológicos

El suelo que caracteriza al cantón Samborondón es de tipo arcilloso debido a sus: Formación coluvial que reposa sobre el complejo piñón la cual está constituida por lutitas arcillosas, brechas volcánicas, entre otros. Formación piñón la cual constituye el núcleo de la cordillera Chongón- Colonche y predominan rocas ígneas básicas oceánicas. Por último,

Deposito aluviales la cual constituye al relleno de la planicie costera desde gravas hasta arcillas según IEE (Instituto Espacial Ecuatoriano) y (Supraquam, 2015).

Análisis estructural

En las estructuras metálicas el análisis estructural es indispensable ya que sintetiza el comportamiento que tendrá la estructura bajo cargas externas, el cual dicho análisis prevé deformaciones y fallos dentro de los miembros; es decir, este análisis garantiza seguridad, estabilidad y funcionalidad en las edificaciones. Para un análisis estructural existen varios enfoques que evalúan los miembros estructurales sometidos a cargas; tales como:

a) Método de elementos finitos (FEM)

Metodología más utilizada para el análisis estructural, cuando las estructuras son complejas y ya sus elementos son dimensionalmente de forma que terminan conformándose en tercera dimensión, lo cual el sistema se convierte en un análisis en conjunto de ecuaciones que describen el comportamiento de los miembros. El cual, la mayoría de los cálculos matriciales se llevan a cabo mediante un programa estructural o software de apoyo por lo que conlleva un procedimiento donde participan factores de: modelación, definiciones de materiales, cargas y combinaciones de cargas, muchas de estos procedimientos que son indispensables para hallar momentos, desplazamientos, esfuerzos y deformaciones. Este método propone que un número infinito de variables desconocidas, sean reemplazadas por un número limitado de elementos de comportamiento bien definido, esas divisiones pueden ser de cualquier forma estructural o sección transversal que lo conforme. Como el número de elementos es limitado es denominado Elementos Finitos (Eadic, 2017).

$$F = K * u$$

Ecuación 26

Donde:

F= Fuerzas

K= constante

u= matriz

b) Etabs

ETABS es un software especializado en cálculos de elementos finitos, con una interfaz gráfica 3D orientada a objetos, diseñado para realizar de manera integrada la modelación, el análisis y el dimensionamiento de estructuras. El programa ofrece gran versatilidad para modelar diferentes tipos de estructuras, tales como puentes, edificios, estadios, presas y estructuras industriales, es decir, cualquier tipo de construcción que requiera análisis y dimensionado en los proyectos. ETABS dispone de diversas herramientas de análisis y procesos que permiten evaluar grandes desplazamientos en cada nivel de la estructura, ya sea de concreto o de acero, y es capaz de generar simulaciones de deformación de la estructura bajo cargas como sismos, viento, vehículos, y cargas muertas y vivas (CSI Spain, 2024).

Metodología del proceso técnico de la modelación estructural

Proceso arquitectónico

Para el proceso arquitectónico se tomará de referencia un plano vista frontal y vista en planta para a estimación o localización de las diferentes columnas, ya sea central, esquinera y lateral, de las diferentes vigas, en este caso vigas en sentido “x” y en sentido “y”, para selección de vigas secundarias que ayudaran a soportar una losa que su diseño estructural dependerá de los dimensionamientos arquitectónicos que tendrá el proyecto, también con la ayuda de la vista frontal se especificaran los espaciamientos que tendrán entrepiso o la altura de entrepiso necesarios para cálculos de dimensionamientos, es decir, un diseño arquitectónico indispensable para distribución y selección de mis elemento o miembros de los diferentes perfiles de acero a utilizarse.

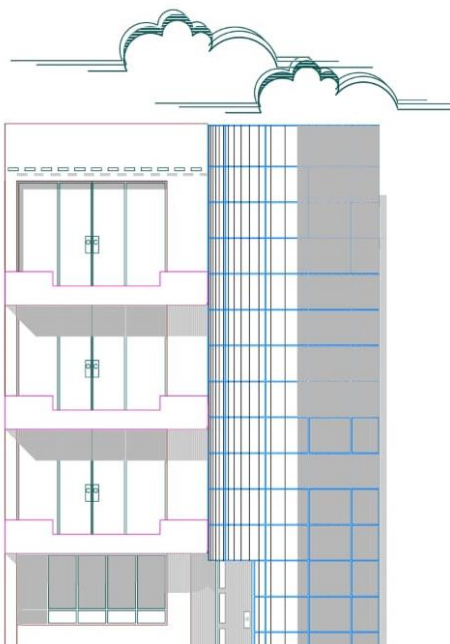


Ilustración 7: Vista frontal plano arquitectónico

Fuente: Elaboración propia,



Ilustración 8: Vista en elevación
Fuente: Elaboración propia

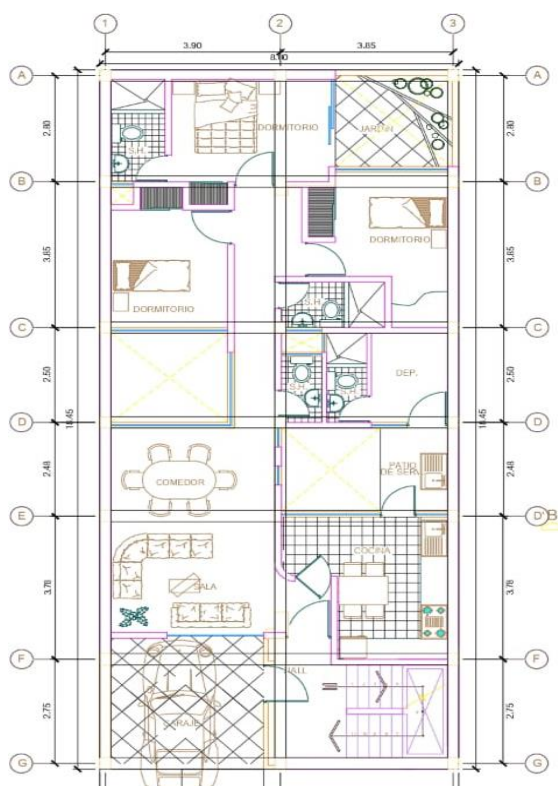


Ilustración 9: Vista en planta, planta baja
Fuente: Elaboración propia

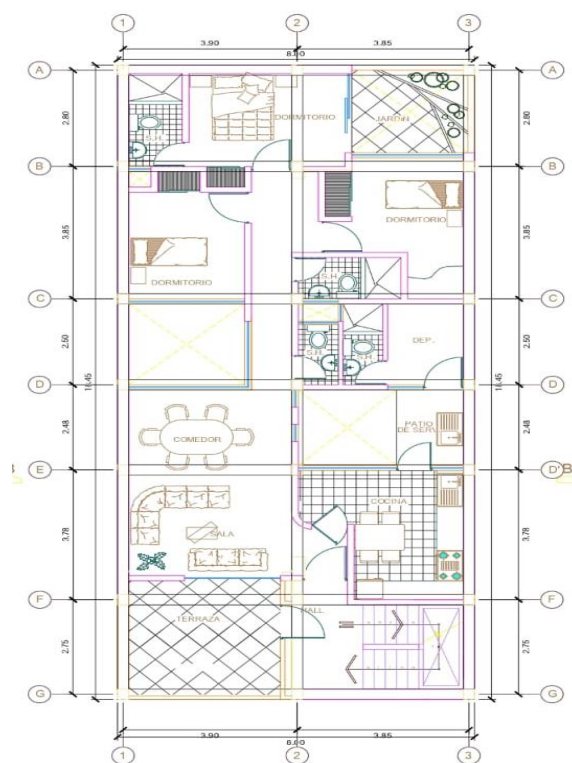


Ilustración 10: Vista en planta, planta 2, 3 y 4
Fuente: Elaboración propia

Especificación de las cargas de diseño

Para las cargas de diseño y sus respectivas combinaciones de cargas se extraerán de las normativas vigentes de (NEC - SE - CG, 2015) que tendrán como distinción la carga muerta, como peso propio de la edificación.

Table 8: Materiales destinados a carga muerta

Material	Peso Unitario kN/m3
Hormigón armado	24
Hormigón simple	22
Mortero: cemento y arena 1:3 a 1:5	20
Acero estructural	78,5
Yeso	10
Material	Peso Unitario kN/m2
Cielo raso de yeso	0,2
Contrapiso de cerámica	0,2

Fuente: (NEC - SE - CG, 2015, p.21)

Para valores de carga viva está en función al régimen de la normativa según estructura y estudio enfocado en residenciales, según su uso y ocupación como cargas no fijas.

Table 9: Carga viva

Ocupación o Uso	Carga Uniforme kN/m2
Residencias Vivienda (unifamiliares y bifamiliares)	2
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0,7

Fuente: (NEC - SE - CG, 2015, p.29)

Para peligro sísmico de (*NEC-SE-DS*, 2015) tomando en cuenta los distintos requerimientos que demanda la ubicación del proyecto.

Prediseño de los elementos estructurales

El prediseño de los elementos o miembros de acero estarán sujetos al análisis del proceso inicial de la determinación de características globales y dimensiones de los perfiles de acero a usar con el apoyo de hojas de cálculo, con la finalidad de encontrar soluciones indispensables desde un punto de vista técnico e ingenieril para el cual estarán sometidas a cargas no sísmicas impuestas por (NEC - SE - CG, 2015) y de peligro sísmico (*NEC-SE-DS*, 2015) con sus respectivas demandas que especifican los diseños de los miembros según (AISC 360-10, 2010).

Determinación del espectro de diseño y diseño sísmico

Para el análisis del diseño de espectro sísmico, se denotaran características para el cálculo de las fuerzas sísmicas que absorberá como energía nuestra estructura, es esencial el análisis del espectro de diseño o de respuesta, ya que esta modelara a la estructura a factores de cargas laterales que estará sometida toda edificación con riesgo sísmico según el peligro sísmico que tendremos de la normativa de peligro sísmico que serán calculados con apoyo de hojas de cálculo, donde involucran parámetros como: Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmicos, su

geología local y tipología de perfiles de suelos, coeficientes de perfil del suelo, espectros elásticos de diseño o componentes horizontales, coeficiente de importancia según la categoría del edificio según (*NEC-SE-DS*, 2015).

Modelación estructural

Para la modelación estructural se requiere el uso de un software que analice la edificación por la metodología de FEM apoyándonos de las hojas de cálculo, las cuales tendremos que seguir pasos o requerimientos que exige el programa computacional, en este caso el Sap 2000, el cual rige parámetros como: definición de unidades en las que se trabajará, dimensionar cotas o espaciamientos, definir las propiedades de los materiales, en este caso acero ASTM A36, definir los perfiles y asignar secciones ya sea de columnas, vigas y elementos de conexión, crear o dibujar la edificación con los parámetros mencionados, definir las restricciones, definir las cargas y sus respectivas combinaciones, definir el espectro de respuesta, resultándonos así un análisis del modelamiento de la estructura (Yagüe Ortega Álvaro, 2024).

Interpretación de los resultados

En este apartado la interpretación de datos que arroja el software Sap 2000 se somete al análisis de los resultados obtenidos para la evaluación del comportamiento estructural bajo distintas condiciones que analiza factores como: esfuerzos axiales, momentos flexionantes, esfuerzos de corte, deformaciones, reacciones y análisis dinámico.

Análisis de los resultados

Por último, se considerará el análisis estructural ya optimizado a fin de verificar el correcto desempeño de la edificación sometida a distintas condiciones de cargas de diseño y de sismo.

Capítulo IV

Resultado y análisis

Configuración estructural

Para este apartado se realizará el predimensionamiento de los elementos estructurales, que van de columnas, vigas y losa con la ayuda de la carga donde el área tributaria del plano arquitectónico sea más desfavorable.

Evaluación de cargas

Las cargas muertas y vivas que tendrá la edificación por cada planta fueron extraídas de la (NEC - SE - CG, 2015) y catálogos, calculadas con ayuda del plano arquitectónico, para ser utilizadas en predimensionamiento estructural, como lo especifica el capítulo II.

Determinación de carga muerta y viva

Se registraron cálculos de pesos que soportará la edificación, excepto el área de esclera.

Table 10: Peso de mampostería

Cálculo de peso pared							
Datos					Calculo		
largo	39	cm	0,39	m	Vol ladrillo	0,0067	m3
ancho	9	cm	0,09	m	Vol ladrillo/m2	0,083	m3/m2
alto	19	cm	0,19	m	Vol mortero/m2	0,0066	m3/m2
espesor de untas jh	1,5	cm	0,015	m	enlucido 1cm espesor	20	kg/m2
espesor de untas jv	1,5	cm	0,015	m	peso ladrillo	6,5	kg/u
Y mortero	2000	kg/m3			peso pared	114,525	kg/m2
Cantidad de ladrillo/m2	12,5	u/m2				0,115	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 11: Peso del enlucido y empaste

Cálculo peso enlucido y empaste					
Datos			Calculo		
Y mortero	2000	kg/m3	enlucido 1cm espesor	20	kg/m2
Y yeso	1000	kg/m4	empaste 1cm espesor	10	kg/m2
			Peso enlucido y empaste	30	kg/m2
				0,03	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 12: Peso de la baldosa

Cálculo de peso de baldosa cerámica		
peso de baldosa cerámica con mortero por cada cm de espesor	0,2	KN/m2
	0,02	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 13: Peso de instalaciones de agua, electricidad y mobiliarios

Peso de instalaciones y mobiliarios		
instalaciones	0,02	ton/m2
mobiliarios	0,01	ton/m2
Total	0,03	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 14: Peso de Novolosa

Cálculo de peso de Losa (Steel Decking)			
interpolación			
1,8	1757		
2	1396		
1,95	1486,25	1,49	ton/m2
carga viva	0,2+0,07	0,27	ton/m2
0,27 < 1,49 ☒			
Losa colaborante de 5cm de espesor			
V horm/m2	0,07473	m3/m2	
Peso específico del hormigon	2,4	ton/m3	
peso losa colaborante	0,18	ton/m2	

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 15: Peso de cielo raso

Cálculo de peso de cielo raso de yeso (Gypsum)		
Cielo raso de yeso	0,2	KN/m2
	0,02	Ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 16: Carga muerta por piso

Carga muerta		
WdΣ	0,39	ton/m2
Wpp (5%)	0,020	ton/m2
Σ	0,41	ton/m2
Piso 1	0,41	ton/m2
Piso 2	0,41	ton/m2
Piso 3	0,41	ton/m2
Piso 4	0,41	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 17: Carga viva por piso

Carga viva		
residencial	0,2	ton/m2
tejado	0,07	ton/m2
Σ	0,27	ton/m2
Piso 1	0,2	ton/m2
Piso 2	0,2	ton/m2
Piso 3	0,2	ton/m2
Piso 4	0,27	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Para el área de la escalera se tendrá unidades de cargas, es decir otro peso.

Table 18: Carga de escalera

Carga escalera para todos los niveles		
Wd	0,5	ton/m2
Wl	0,2	ton/m2

Fuente: Elaboración propia, 2025

Elementos estructurales

Elementos sometidos a compresión

Las columnas diseñadas para soportar cargas gravitacionales y peso propio de la estructura son consideradas de la normativa internacional (AISC Steel Construction Manual, 2011). A continuación, se detallan como es su distribución.

Table 19: miembros sujetos a compresión

Miembros sujetos a compresión							
	Columnas	Especificación ASTM	M. elasticidad (Mpa)	Fy (Mpa)	Fu (Mpa)	Ry	Rt
Columnas centrales	PTE 250X250X9	ASTM A500Gr c	200000	345	425	1,4	1,3
Pórtico arriostramiento concentrico	W12x120	ASTM A500Gr 50	200000	345	450	1,1	1,1
Pórtico resistente a momento	W18x175	ASTM A500Gr 50	200000	345	450	1,1	1,1
Concreto (relleno en la seccion hueca)	Modulo de elasticidad (Mpa)						
F'c = 21 Mpa	17872,05						

Fuente: Elaboración propia, 2025

Perfiles destinados a columnas que soportarán cargas gravitacionales y de sismos serán distribuidas a lo largo de cada piso, con su respectiva visualización del eje transversal.

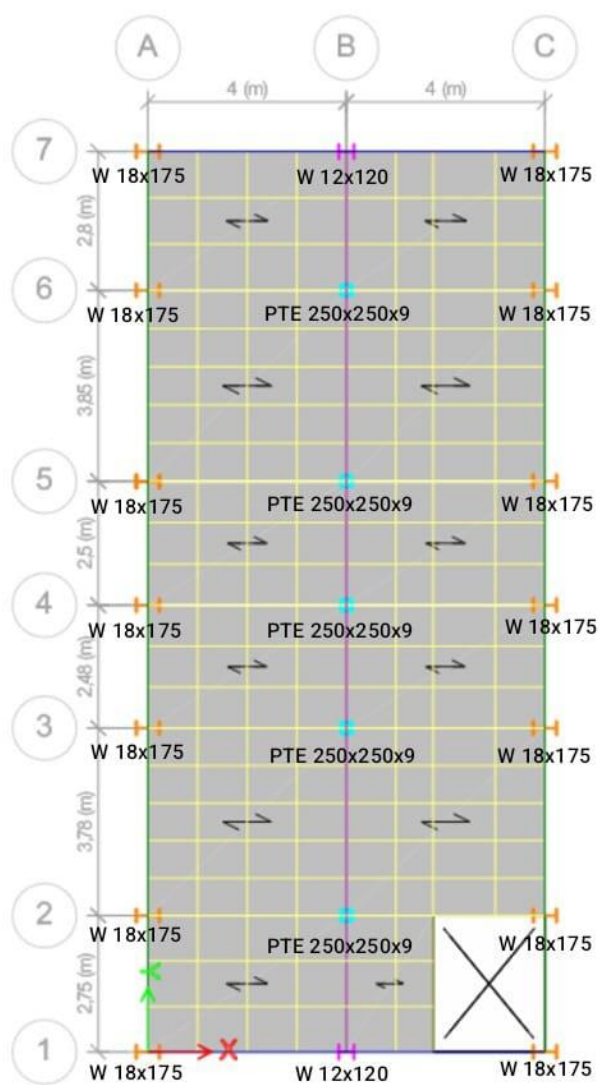


Ilustración 11: Perfiles de columnas, vista en planta
Fuente: Elaboración propia

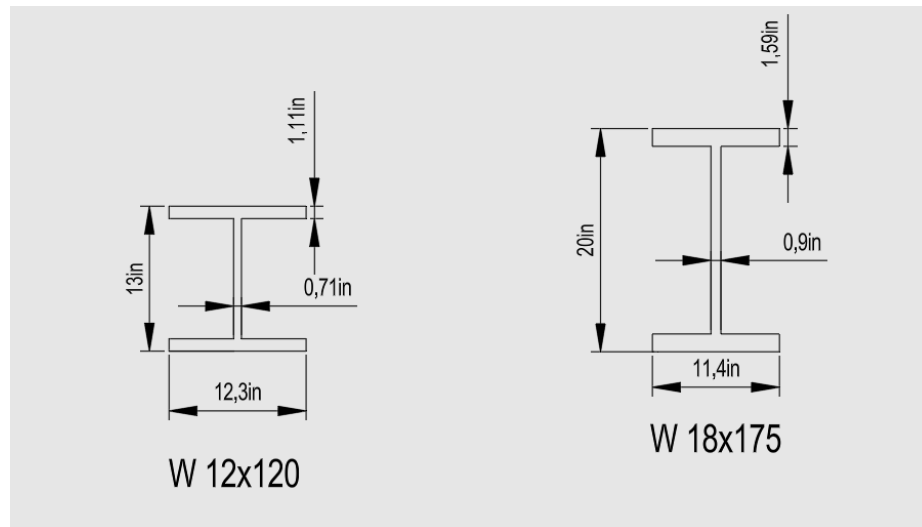


Ilustración 12: Sección transversal de columnas
Fuente: Elaboración propia

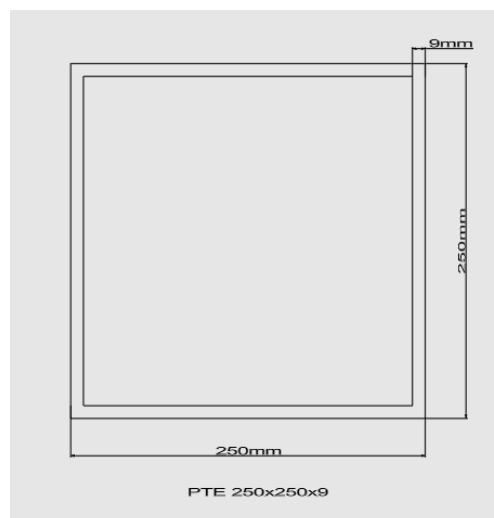


Ilustración 13: Sección transversal de columna
Fuente: Elaboración propia

Elementos sometidos a flexión

Las Vigas principales y secundarias diseñadas para soportar cargas gravitacionales y peso propio de la estructura son consideradas de la normativa internacional (AISC Steel Construction Manual, 2011). A continuación, se detallan como es su distribución.

Table 20: Elementos sujetos a flexión

Miembros sujetos a flexión							
	Vigas	Especificación ASTM	M. elasticidad (Mpa)	Fy (Mpa)	Fu (Mpa)	Ry	Rt
	W18x35	ASTM A500Gr 50	200000	345	450	1,1	1,1
Pórtico arriostramiento concentrico	W18x50	ASTM A500Gr 50	200000	345	450	1,1	1,1
Pórtico resistente a momento	W24x76	ASTM A500Gr 50	200000	345	450	1,1	1,1
Vigas secundarias	W14x22	ASTM A500Gr 50	200000	345	450	1,1	1,1

Fuente: Elaboración propia, 2025

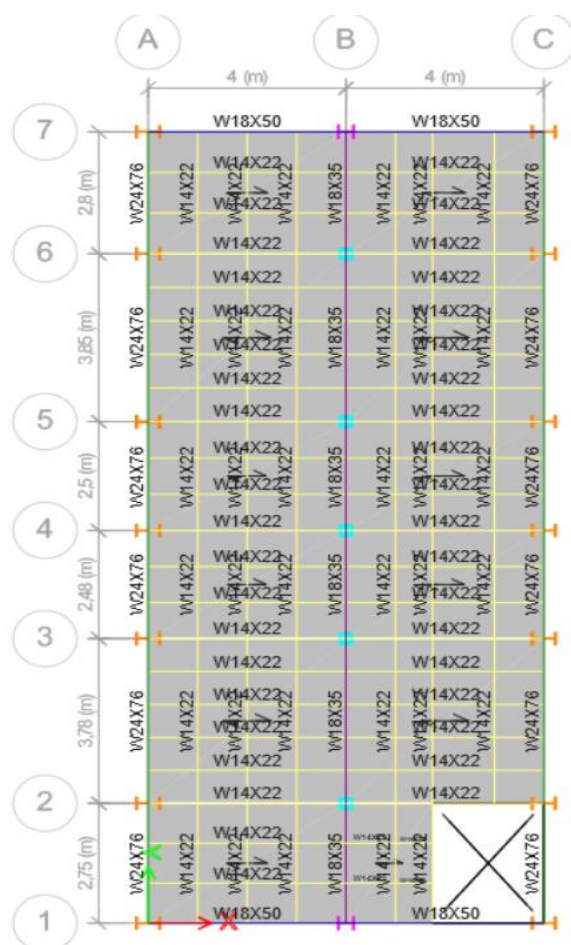


Ilustración 14: Vista en planta de Vigas

Fuente: Elaboración propia

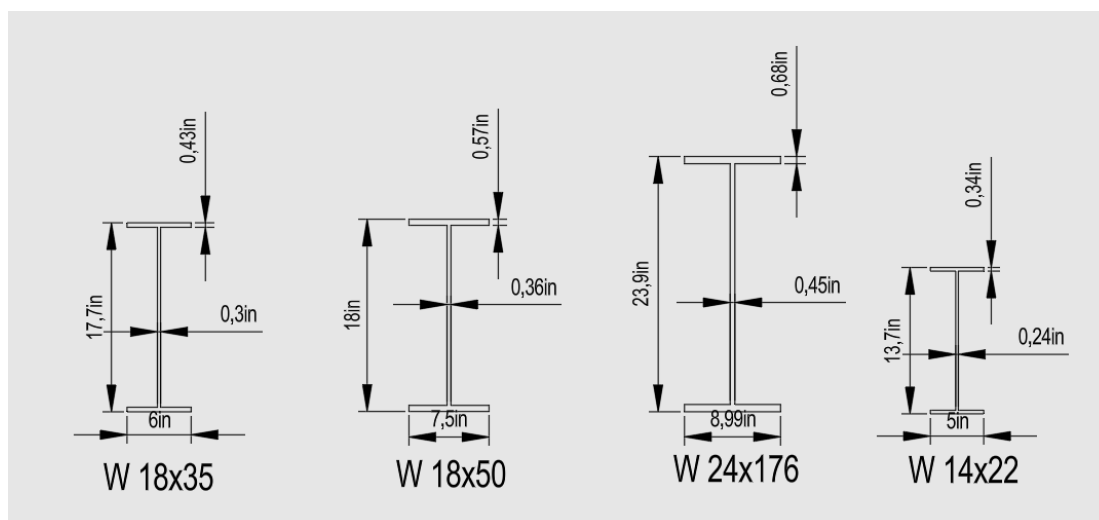


Ilustración 15: Sección transversal de vigas
Fuente: Elaboración propia

Elementos rigidizadores

Elemento en forma de V y V invertida con la finalidad de hacer más rígida o aumentar la resistencia de la estructura, evitando deformaciones fuera de su rango por efectos de cargas gravitacionales y para disminuir el periodo de espectro de sismo, esta sección es cuadrada, cuenta con las siguientes especificaciones.

Table 21: Elementos rigidizadores

Rigidizadores						
Riostras	Especificación ASTM	M. elasticidad (Mpa)	Fy (Mpa)	Fu (Mpa)	Ry	Rt
PTE 100x100x9	ASTM A500Gr c	200000	315	425	1,4	1,3

Fuente: Elaboración propia, 2025

Se mostrará una perspectiva al eje de la sección transversal que tiene este elemento estructural.

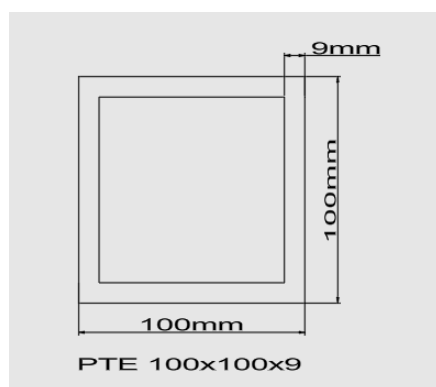


Ilustración 16: Sección transversal de perfil rigidizador

Fuente Elaboración propia, 2025

Losa colaborante

El Steel Deck o Novolosa que se impuso está diseñada con el manual de Novacero como se indicó, para mayor apreciación.

Table 22: Propiedades de Novolosa

Novolosa				
Propiedades de la sección compuesta				
	Espesor losa colaborante (mm)	Espesor hormigon (cm)	Volumen hormigon (m3/m2)	mallla electrosoldada t/m2
	1,00	6,00	0,08473	0,001
Separación entre apoyo influyente (m)	2,00			

Fuente: Elaboración propia, 2025

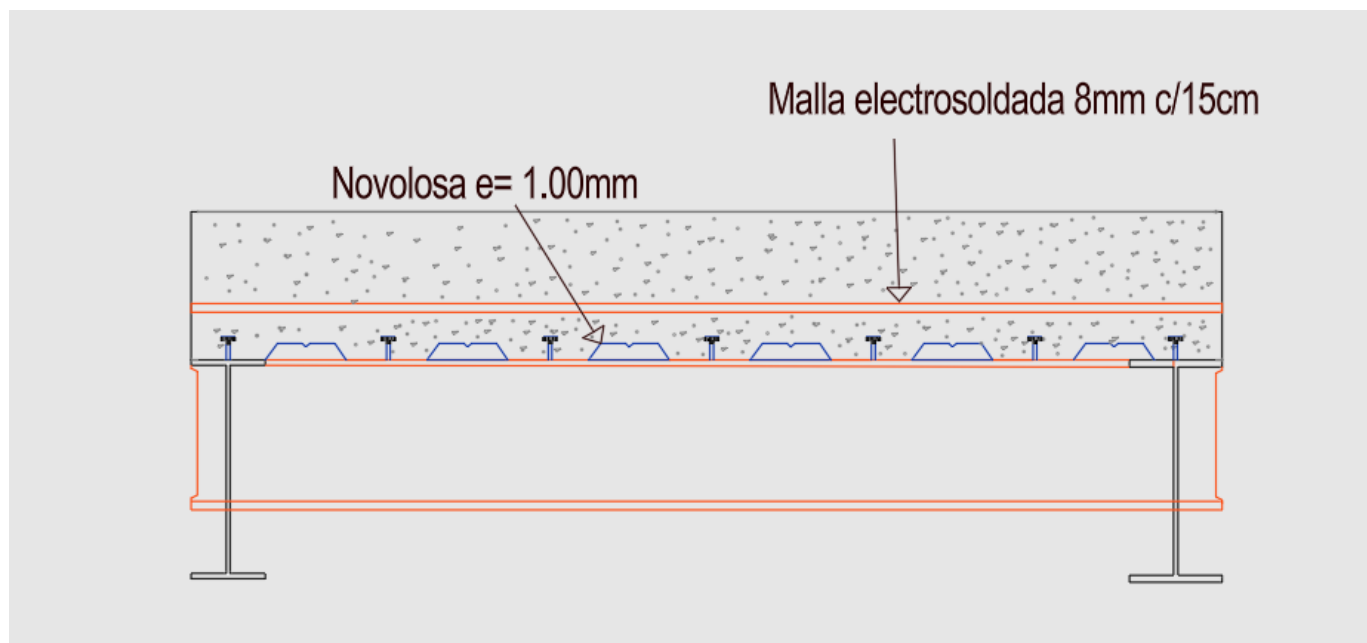


Ilustración 17: Novolosa vista lateral
Fuente: Elaboración propia

Análisis sísmico de diseño

Parámetros

Se utilizarán los siguientes parámetros para el diseño sísmico según impone la normativa para peligro sísmico según con el lugar de diseño de proyecto, con lo diferentes datos para obtener criterios con espectro de diseño, cortante basal y carga sísmica, obteniendo así una estructura sismorresistente.

Table 23: Parámetros para diseño de análisis sísmico

Parámetros para análisis sísmico	
Z	0,4
Perfil de suelo	D
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
η	1,8
r	1
Ct	0,073
H	10,4
μ	0,8
R	8
I	1
fi p	0,9
fi e	1

Fuente: Elaboración propia, 2025

Espectro de diseño elástico

Los espectros de diseño elásticos se relaciona a los valores que se obtienen por el análisis que mantienen un comportamiento lineal de un grado de libertad; es decir, considera los efectos del sitio o del terreno, ya que la acción dinámica del sismo no tiene el mismo efecto en otros lugares donde pueda alcanzar las ondas sísmicas desde el punto de origen o epicentro. Este se calculará con la ayuda de la normativa de peligro sísmico que dependerá de valores como: razón de la aceleración espectral y el PGA, zona sísmica y el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Henry Vinicio Bermeo Moyano, 2016).

$$S_a(t) = \eta * Z * F_a$$

Ecuación 27

Table 24: Parámetros para espectro de diseño elástico

Espectro elástico	
n	1,80
Z	0,40
Fa	1,20

Fuente: Elaboración propia, 2025

Espectro de diseño inelástico

Regido a la metodología que se detalla en el proyecto, se apoyara con material de la normativa de acuerdo con el peligro sísmico regido con la ductilidad, la importancia que tiene el edificio, irregularidad torsional y de configuración de elevación.

Con la ayuda de esta fórmula, se creará un espectro de diseño relacionado con la aceleración y un periodo del sismo. que será utilizado en el programa computacional como diseño para la interpretación que tendrá el dibujo dentro del software.

$$Sa(i) = \frac{sa * I}{R * fi p * fi e}$$

Ecuación 28**Table 25: Parámetros para diseño de espectro inelástico**

Espectro inelástico	
I	1
fi p	0,9
fi e	1
R	8

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 26: Espectro de diseño

T(s)	Sa (t)	Sa (i)
0,00	0,864	0,12000
0,10	0,86	0,12000
0,20	0,86	0,12000
0,30	0,86	0,12000
0,40	0,86	0,12000
0,50	0,86	0,12000
0,60	0,86	0,12000
0,70	0,86	0,11968
0,80	0,75	0,10472
0,90	0,67	0,09308
1,00	0,60	0,08378
1,10	0,55	0,07616
1,20	0,50	0,06981
1,30	0,46	0,06444
1,40	0,43	0,05984
1,50	0,40	0,05585
1,60	0,38	0,05236
1,70	0,35	0,04928
1,80	0,34	0,04654
1,90	0,32	0,04409
2,00	0,30	0,04189
2,10	0,29	0,03989
2,20	0,27	0,03808
2,30	0,26	0,03642
2,40	0,25	0,03491
2,50	0,24	0,03351
2,60	0,23	0,03222
2,70	0,22	0,03103
2,80	0,22	0,02992
2,90	0,21	0,02889
3,00	0,20	0,02793

Fuente: Elaboración propia, 2025

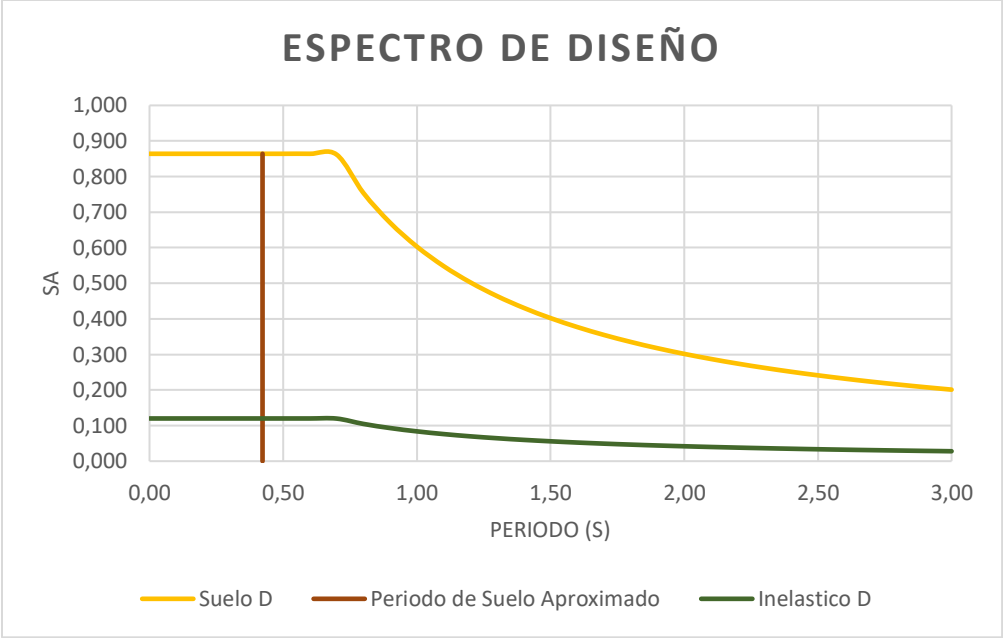


Ilustración 18: Espectro de diseño
Fuente: Elaboración propia

Periodo de vibración

Para este periodo de vibración T se apoya del material y fórmulas que exige la normativa de peligro sísmico con la siguiente formula:

$$T = Ct * Hn^{\alpha}$$

Ecuación 29

Table 27: periodo de vibración de la estructura

Periodo de vibración		
Ct	0,073	
H	10,40	m
a	0,80	
T	0,475	s

Fuente: Elaboración propia, 2025

Cortante Basal de diseño

Para determinar el peso y distribución de carga sísmica que tendrá la edificación se ejecutaran mediante la siguiente formula:

$$V = \frac{I * Sa(ta)}{R * fi p * fi e} W$$

Ecuación 30

Table 28: Cortante basal de diseño

Cortante basal de diseño V		
I	1,00	
Sa(Ta)	0,864	
R	8,00	
fp	0,90	
fe	1,00	
V	0,120	W

Fuente: Elaboración propia, 2025

Peso del edificio

El peso que tendrá la edificación estará sometido a la multiplicación del área que tiene cada piso por su combinación de carga, es decir:

Table 29: Peso total del edificio

Peso del edificio									
	Escalera				Planta				
Pisos	Área (m2)	PD	PL	Wdesc= (D+0,25L)*A	Área (m2)	PD	PL	Wpiso= (D+0,25L)*A	Peso total por piso (Ton)
4	6,19	0,50	0,20	3,40	141,41	0,414	0,27	68,09	71,49
3	6,19	0,50	0,20	3,40	141,41	0,414	0,20	65,61	69,02
2	6,19	0,50	0,20	3,40	141,41	0,414	0,20	65,61	69,02
1	6,19	0,50	0,20	3,40	141,41	0,414	0,20	65,61	69,02
Area total de piso			147,60	W edificio					278,55

Fuente: Elaboración propia, 2025

Por lo tanto, con el peso de toda la edificación y el porcentaje de la cortante basal de diseño mi cortante basal (V) tendrá un valor de:

$$V = 0,120W \quad \text{Ecuación 31}$$

$$V = 33,43 \text{ Ton} \quad \text{Ecuación 32}$$

Fuerza de sismo

Para extraer el porcentaje de la fuerza que tendrá el sismo según mi espectro de diseño dependerá de factores que se extraen de parámetros que se impuso en el capítulo II, con material del peligro sísmico según la fórmula de cortante basal se obtuvo el porcentaje que se multiplicará con el área de cada piso, con la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{W_x H_x^k}{\sum W_i * H_i^k} V \quad \text{Ecuación 33}$$

Table 30: Periodo de vibración

T	0,469	s
T<0,5 ; k= 1		

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 31: Fuerzas laterales por carga sísmica

Pisos	Wi (T)	Hi (m)	Hi^k	Wi*Hi^k	Wi*Hi^k/Σ	V (ton)	Fuerzas
4	71,49	10,40	10,40	743,50	0,4085	33,43	13,65
3	69,02	7,80	7,80	538,36	0,2958		9,89
2	69,02	5,20	5,20	358,90	0,1972		6,59
1	69,02	2,60	2,60	179,45	0,0986		3,30
			Σ	1820,21			

Fuente: Elaboración propia, 2025

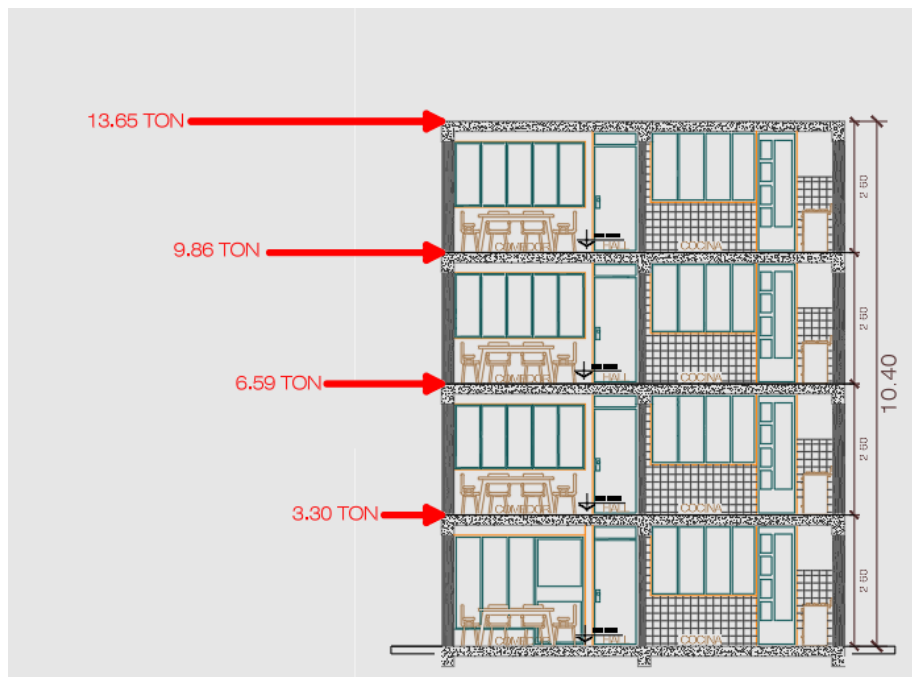


Ilustración 19: Fuerzas sísmicas laterales entrepiso
Fuente Elaboración propia

Estructura modelada

La estructura estará modelada en programa de análisis de elementos finitos Etabs, herramienta utilizada para el análisis y comportamiento de las estructuras, con este modelamiento permitirá llevar a cabo el análisis estático y dinámico afinando los resultados y detalles que puede tener una estructura enfrenando los diferentes tipos y combinaciones de cargas en la que se expone.

Para el modelado estructural se asignaron primero las cotas o características geométricas según el plano que se proporcionó, luego se asignaron los diferentes tipos de materiales metálicos con sus propiedades, que se emplearan para el predimensionamiento estructural de las columnas, vigas, viguetas, rigidizadores y losa, o sea, elementos tipo Frames y Shell.

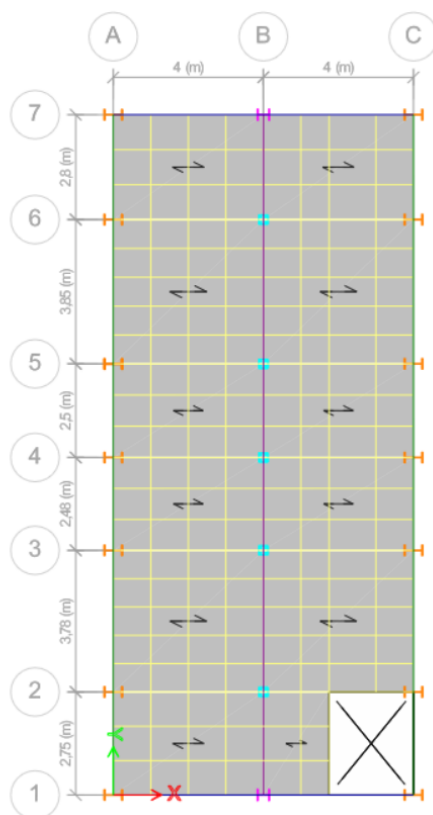


Ilustración 20: Vista en planta estructura modelada Etabs
Fuente: Elaboración propia

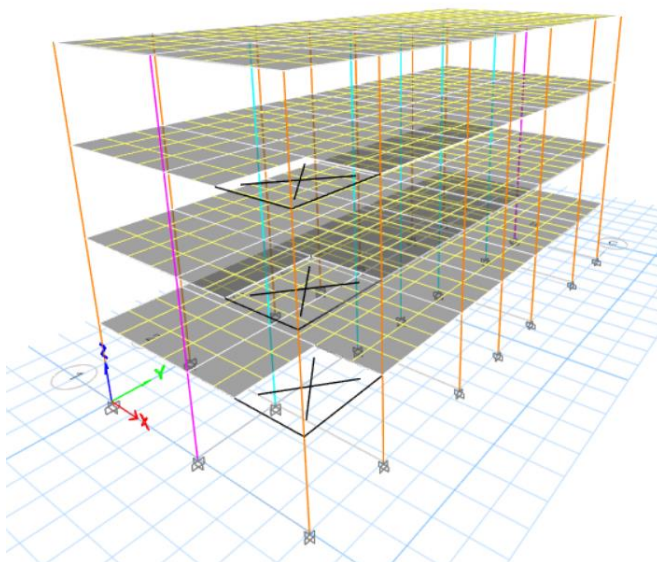


Ilustración 21: Vista 3d estructura modelada Etabs
Fuente: Elaboración propia

Se incorporaron las secciones para que el dibujo tenga las especificaciones del plano arquitectónico, de columnas, losa, viga y viguetas.

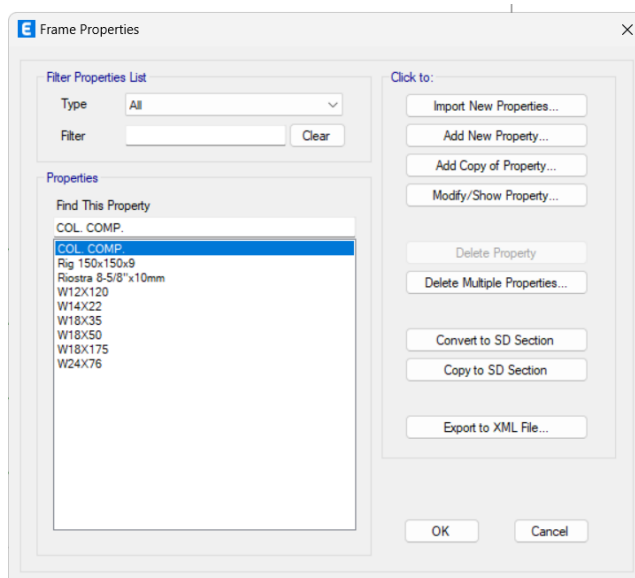


Ilustración 22: Secciones para la estructura Etabs
Fuente: Elaboración propia

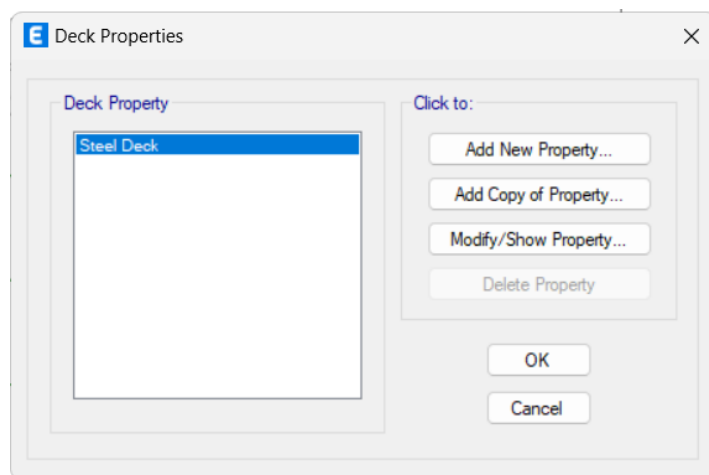


Ilustración 23: Propiedad losa colaborante Etabs
Fuente: Elaboración propia

Para la asignación de o materiales se utilizaron se tomaron las características que tienen los diferentes tipos de perfiles y regidos a la normativa que se apega cada perfil, a excepción de la columna tipo cuadrada que ésta estará rellena con material de concreto para efectos de mayor rigidez y soportar mayores efectos a la compresión.

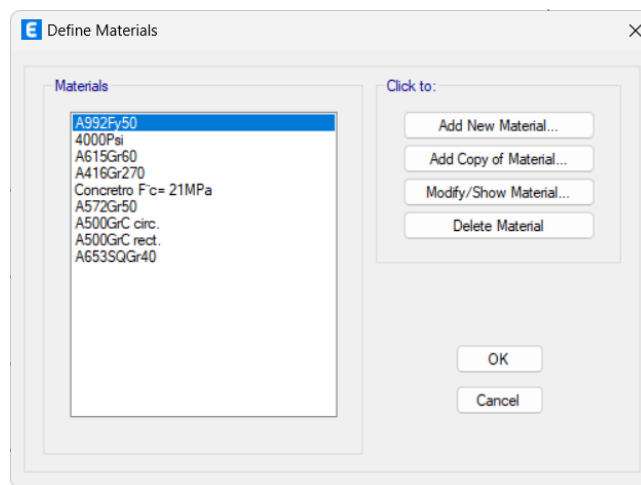


Ilustración 24: Propiedades de los materiales Etabs
Fuente: Elaboración propia

Para el análisis estructural se deben asignar los diferentes tipos de cargas o patrones de cargas, que estarán detalladas carga viva, carga muerta, sobrecarga carga de sismo y carga de escalera.

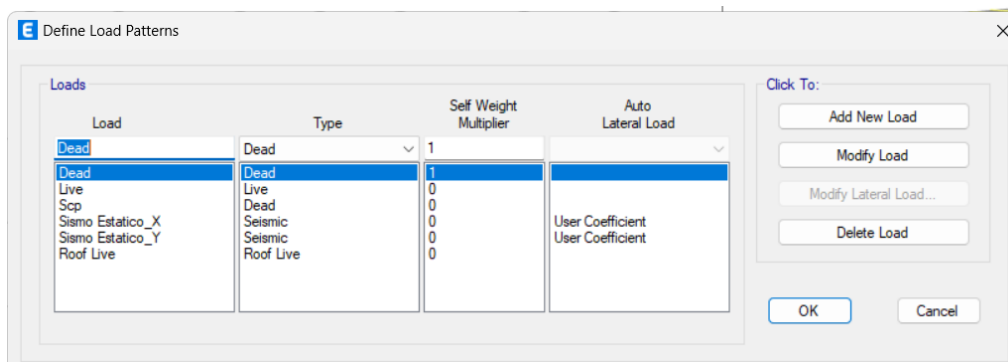


Ilustración 25: Definición de patrones de cargas Etabs
Fuente: Elaboración propia

Para las combinaciones de cargas se ingresaron 21 combinaciones diferentes para el análisis estático y dinámico de la estructura.

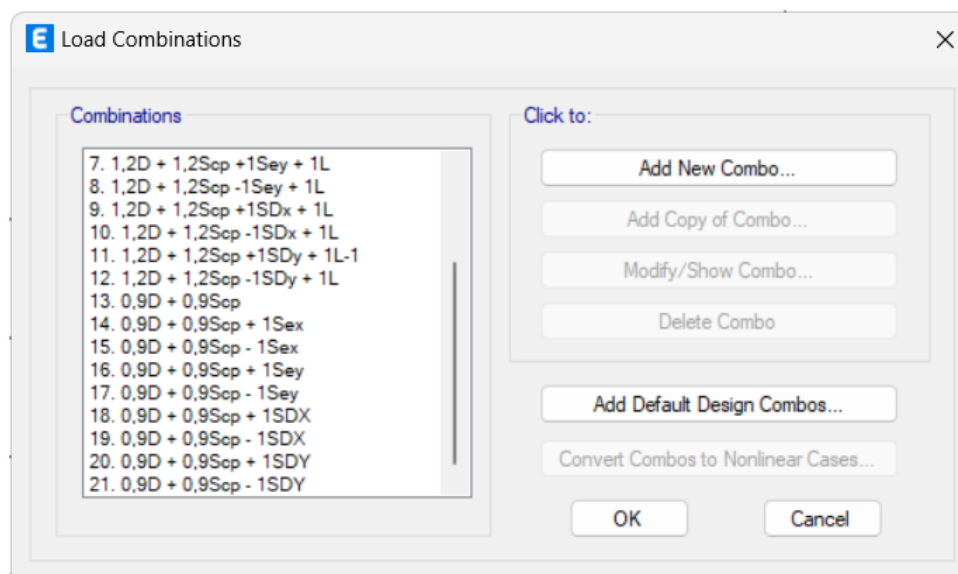


Ilustración 26: Combinaciones de cargas en Etabs
Fuente: Elaboración propia

El espectro de diseño que se calculó en la hoja de cálculo ser digitalizado dentro del programa como función, para el análisis sísmico y de respuesta que tendrá la edificación.

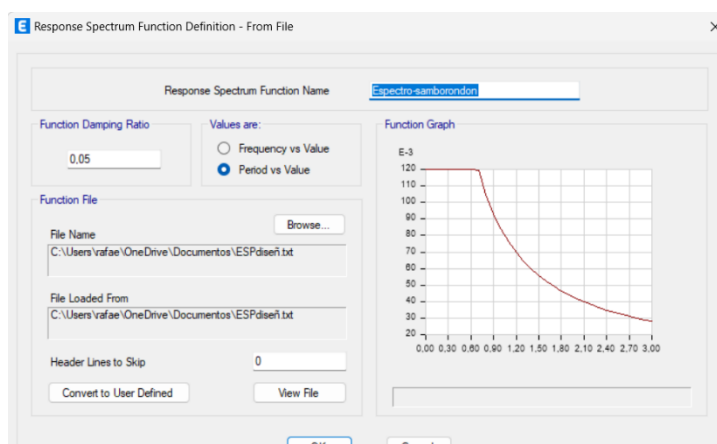
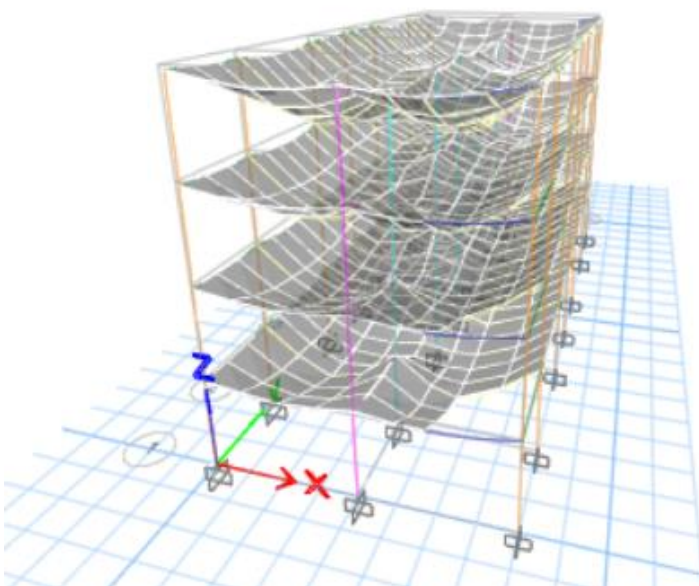


Ilustración 27: Función de espectro de diseño
Importado Etabs
Fuente: Elaboración propia

Análisis del software

Una vez que se definieron los parámetros sísmicos y combinaciones de cargas, se procedió a correr el análisis, para examinar todos los componentes estructurales. Lo cual, el programa permitió simular el comportamiento dinámico y estático de la estructura bajo las condiciones que se resaltó al inicio del párrafo, realizando un análisis modal y espectral dependiendo de la fuerza que tiene el sismo y de los diferentes niveles que tiene la edificación, este procedimiento es esencial para que la estructura tenga una respuesta adecuada y así prevenir anomalías dentro del modelado, ya sea por torsión, por deflexión, fallas por cortes, etc.



**Ilustración 28: Vista en elevación estructura analizada
Etabs**

Fuente: Elaboración propia

Periodo de vibración y modos

El periodo de vibración que se obtuvo del análisis modal se excedió a comparación con el periodo calculado o de diseño, el cual, debe corregirse. Dentro del análisis presento un caso de torsión que se excede un 35% dentro de un modo, estos factores deben ser mejorados con sistemas de arriostramientos para disminuir dichos valores.

Table 32: Periodo de vibración de la estructura

Modo	Periodo
	sec
1	0,657
2	0,366
3	0,337
4	0,113
5	0,109
6	0,09
7	0,069
8	0,052
9	0,042
10	0,039
11	0,026
12	0,024

Fuente: Elaboración propia, 2025

Se presento una falla significativa en cuestión de desplazamiento o deformaciones dentro de un modal, es decir según el dibujo presento desplazamiento lateral, debido a esto también se puede considerar como torsión en el segundo modo alrededor del 52%, lo cual el rango moderado a considerarse es del 20% al 30%, para enfrentar esta situación se debe considerar la posibilidad de usar rigidizadores en la sección que presenta torsión.

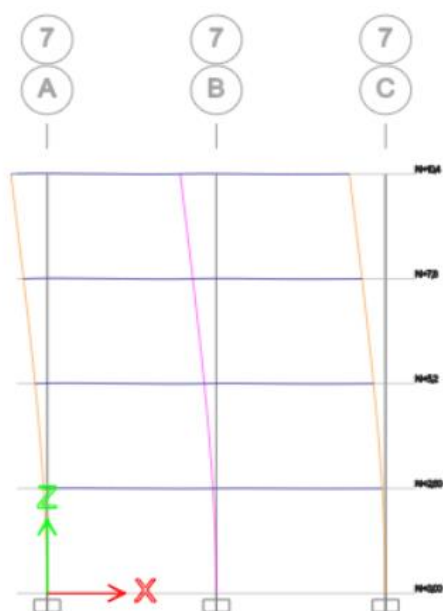


Ilustración 29: Deformación por sismo vista en elevación Etabs
Fuente: Elaboración propia

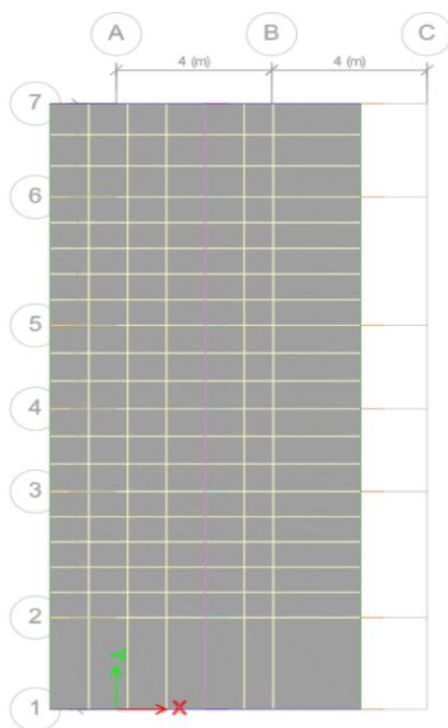


Ilustración 30: Deformación por fuerza de sismo vista en planta Etabs
Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, debido a la apreciación del dibujo y a las perspectivas de vista en planta y vista en elevación, se sugiere que existe una deformación o desplazamiento excesivo durante el análisis sísmico, a pesar de que en el segundo modo presenta un porcentaje de torsión de diferencia, sin que la estructura tenga un efecto torsional.

Table 33: Reacciones según los primeros modos de vibración

RX	RY	RZ	Σ	%	Diferencia
0	0,3386	0,0001	0,3387	0,000295	0,03
0,0026	0,0465	0,0550	0,1041	0,528338	52,83
0,1554	0,000001166	0,0085	0,163901	0,051861	5,19

Fuente: Elaboración propia, 2025

Desplazamiento máximo (Max. Drift)

En cuanto a las derivas que tendrá la estructura a partir de los análisis sísmicos estático y dinámico se emplea para verificar si la deriva inelástica se ajusta a los límites establecidos por la normativa de peligro sísmico, las cuales indican que deben ser menor al >2%.

Table 34: Máximo desplazamiento general entrepisos por sismos

Max Drift			
Sismo estático X	Sismo estático Y	Sismo dinámico X	Sismo dinámico Y
0,003091	0,000637	0,002364	0,000714
Δ_X	0,003091	1,85	<2% ☒
Δ_Y	0,000714	0,43	

Fuente: Elaboración propia, 2025

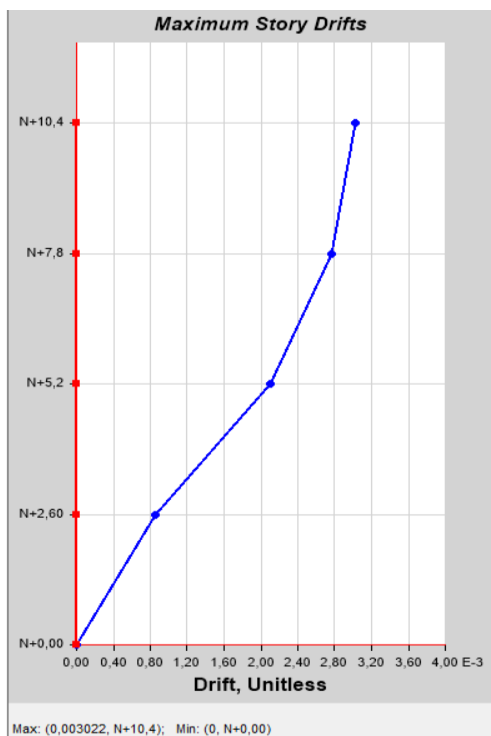


Ilustración 31: Sismo estático en x Etabs
Fuente: Elaboración propia

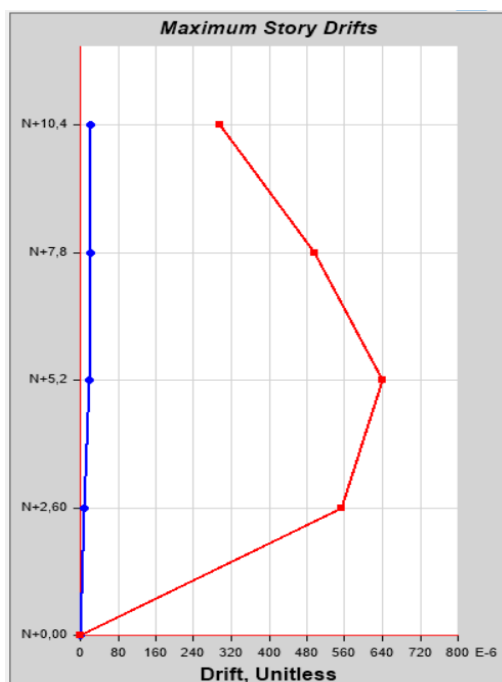


Ilustración 32: Sismo estático en Y Etabs
Fuente: Elaboración Propia

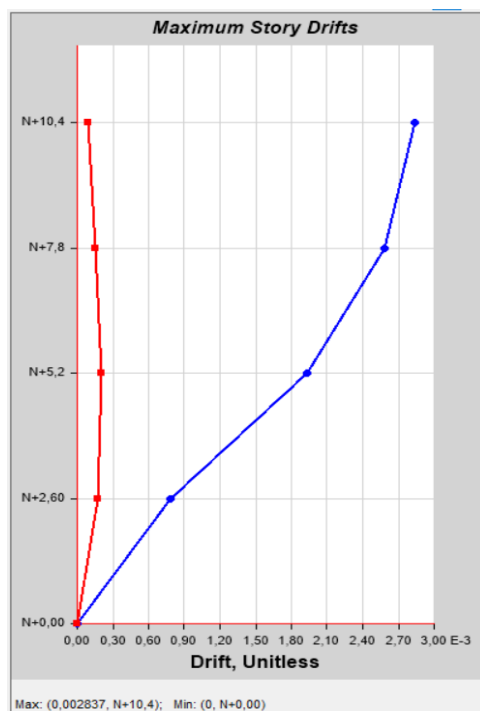


Ilustración 33: Sismo dinámico en x Etabs
Fuente: elaboración propia

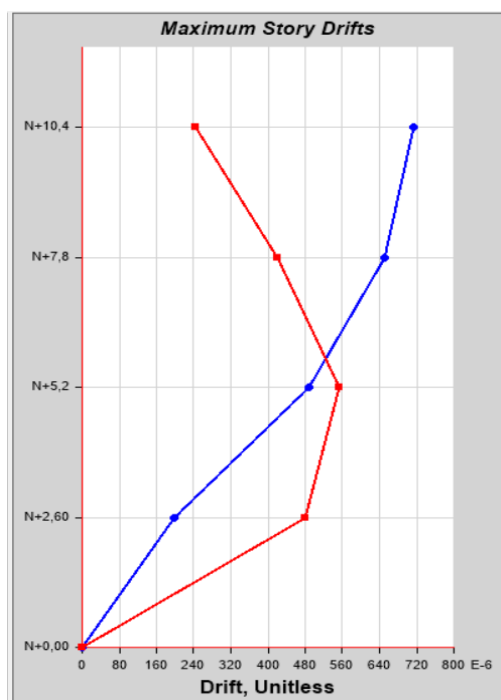


Ilustración 34: Sismo dinámico en Y Etabs
Fuente: Elaboración propia

Valor del cortante basal con respecto a los sismos estáticos y dinámicos

El valor del cortante basal con respecto a los sismos estáticos y dinámicos, lo cual este procedimiento se lleva a cabo conforme a los criterios establecidos a la normativa, verificando las fuerzas de reacción generadas en los casos de análisis sísmicos de la estructura, ya sea estático como dinámico. Esta normativa rige que el esfuerzo derivado de análisis dinámico debe ser mínimo al 85% del esfuerzo que es calculado mediante el análisis estático.

En este caso, si los parámetros a cumplir no se ejecutan, es necesario buscar un factor de incremento, que se multiplique y modifique dentro del software, para que el espectro de diseño, los valores dinámicos tienden a ser menores que los estáticos, así garantizar el cumplimiento de este criterio, como se muestra en la siguiente tabla:

Table 35: Cortante basal gravitacional por software

Cálculo de cortante basal antes de corregirle				
Sismo Estático_X	44,70			
Sismo Estático_Y	44,70			
Sismo Dinámico -X	32,73	>	37,995	No cumple
Sismo Dinámico -Y	38,84	>	37,995	☑
Factor multiplicación Sx	1,2			
Cálculo de cortante basal después de corregirle				
Sismo Dinámico -X	39,27	>	37,995	☑
Sismo Dinámico -Y	38,84	>	37,995	☑

Fuente: Elaboración propia, 2025

Control de derivas

Para el control de derivas del edificio refiriendo al desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos durante el análisis durante un evento sísmico, o sea, la deriva de piso se mide entre el desplazamiento horizontal entre dos niveles dividido por la altura de entre piso, deben regir con un límite permisible, que por normativa dictamina que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica. Es decir, la deriva que nos permite la (*NEC-SE-DS*, 2015) es de 0.02 que se expresa como un porcentaje de la altura de piso tanto como en el sentido X y sentido Y, el valor excesivo de deriva puede ser un indicativo de un mal comportamiento como el fallo o colapso. A continuación, los datos extraídos del programa nos detallan que estos valores ingresan como dentro del rango impuesto.

Table 36: Control de derivas

Piso	Dx (cm)	Altura (cm)	Deriva	Nec (0,020)
4	2,27	260	0,003038462	☑
3	1,48	260	0,002730769	☑
2	0,77	260	0,002115385	☑
1	0,22	260	0,000846154	☑
Piso	Dy (cm)	Altura (cm)	Deriva	Nec (0,020)
4	0,51	260	0,000269231	☑
3	0,44	260	0,0005	☑
2	0,31	260	0,000653846	☑
1	0,14	260	0,000538462	☑

Fuente: Elaboración propia, 2025

Parámetros corregidos

Por lo tanto, para regular la excedencia por falla a desplazamiento excesivo durante un sismo y el disminuir el periodo de respuesta sísmica, con el objetivo de aumentar la rigidez de la edificación, controlando los desplazamientos y las deformaciones durante un evento sísmico que se visualizaron en las figuras anteriores. Estos elementos estructurales se colocaron en el lado de desplazamiento excesivo o de deformación que genera el análisis sísmico, es decir opuesto al desplazamiento de deformación para que este tenga un comportamiento más óptimo ante eventos sísmicos y así lograr obtener una estructura sismorresistente, garantizando la seguridad de los habitantes. A continuación, modelamiento estructural con rigidizadores.

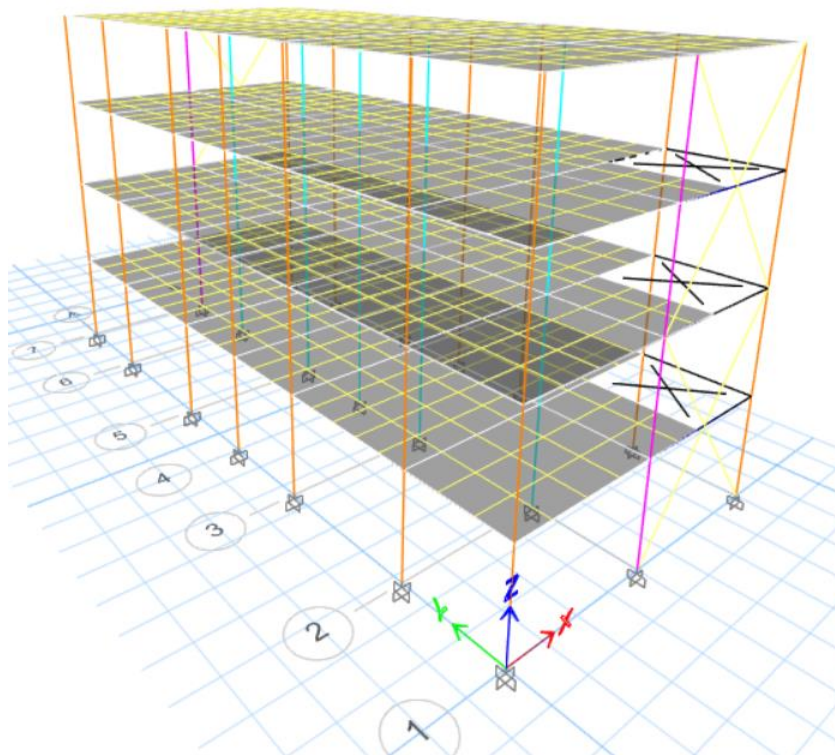


Ilustración 35: Vista 3d estructura rigidizada Etabs
Fuente: Elaboración propia

Se verifico los modales y el periodo de respuesta del sismo en la estructura y se comprobaron las anomalías que presentaban cuando la estructura ya está sometida a rigidizadores, exponiendo una respuesta positiva ante el nuevo diseño, disminuyendo el periodo de respuesta del sismo, lo cual también ayuda en la otra consigna, regulando la deformación que se tenía, es decir; también controló la deformación que tenía ante el sismo de diseño. A continuación, se presentan los datos con sus respectivas tablas.

Table 37: Periodo de vibración de la estructura con rigidizadores

Mode	Period
	sec
1	0,336
2	0,266
3	0,174
4	0,113
5	0,075
6	0,069
7	0,054
8	0,053
9	0,036
10	0,03
11	0,024
12	0,02

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 38: Reacción de los primeros modos con rigidizadores

RX	RY	RZ	Σ	Diferencia	%	Verificación
0,1573	0,0002	0,001031	0,158531	0,00650346	0,65	☑
0,00004013	0,2655	0,001	0,26654	0,00375178	0,38	☑
0,002728	0,0015	0,00059	0,004818	0,12245745	12,25	☑

Fuente: Elaboración propia, 2025

Table 39: Máximo desplazamiento general de entrepiso con rigidizadores

Max Drift			
Sismo estático X	Sismo estático Y	Sismo dinámico X	Sismo dinámico Y
0,000402	0,000622	0,000396	0,000535
Δ_X	0,000402	0,24	<2✓
Δ_Y	0,000622	0,37	

Fuente: Elaboración propia, 2025

Presupuesto referencial

Para el presente presupuesto referencial destinado al acero, es decir; columnas vigas, viguetas y rigidizadores, ha sido elaborado tomando en cuenta valores referenciales de la empresa Import Aceros, los cuales varían en la tipología del acero y la especificación técnica que tiene cada perfil, considerando el margen de variaciones que tiene la estructura. Por eso, de este modo se proporciona una estimación aproximada del costo total que será indicativo para la planificación económica en el proceso constructivo.

Table 40. Presupuesto referencial de perfiles

PRESUPUESTO REFERENCIAL DE PERFILES					
Tipo de perfil	Cantidad de perfiles (u)	Longitud (m)	Cantidad lineal de perfil requerido (m)	Costo por metro lineal de perfil (m)	Costo (\$)
Columnas					
PTE 300X300X9	20	2,60	52,00	86,59	4502,68
W12x120	8	2,60	20,80	70	1456,00
W18x175	56	2,60	145,60	129,16	18805,70

Vigas					
W18x35	4	18,16	72,64	110,35	8015,82
W18x50	8	8,00	64	120,25	7696,00
W24x76	8	18,16	145,28	86,33	12542,02
W14x22	20	8,00	160	88,33	14132,80
Viguetas eje X					
W14x22	56	8	448	88,33	39571,84
W14x22 sección hueca	8	5,75	46	88,33	4063,18
Viguetas eje Y					
W14x22	24	15,41	369,84	88,33	32667,97
W14x22 sección hueca	20	2,75	55	88,33	4858,15
Rigidizadores					
PTE 100x100x9	16	3,28	52,48	22,64	1188,15
Total					149500,31

Fuente: Elaboración propia, 2025

Capítulo V

Conclusiones

- El diseño de la estructura de acero fue desarrollado de manera que se rigió a cumplimientos que sugieren tanto las normativas locales (NEC - SE - CG, 2015), (NEC-SE-DS, 2015), (NEC-SE-AC, 2015) e internacionales (AISC 360-10, 2010), garantizando un desempeño óptimo en la estructura y cada uno de sus miembros, ante cargas gravitacionales y de sismos. Esperando que, para un sismo de diseño, dependiendo de la localidad, su nivel de daño se minimice, debido a su diseño y las características que nos promueve el acero.
- Los perfiles de acero seleccionados cumplieron con el análisis que genera el peso por el área de influencia de la estructura, garantizando estabilidad y resistencia adecuada ante las diferentes cargas impuestas por (NEC - SE - CG, 2015) siguiendo las especificaciones detalladas para la selección adecuada del perfil.

- La respuesta dinámica que tuvo la estructura frente a cargas sísmicas expuso una deformación considerable en un modo de vibración y su respectivo periodo de vibración excedía un 65% de lo que mostró el análisis del software. Lo cual, fue un indicativo para promover el uso de rigidizadores en pórticos que presentaban dichas deformaciones, logrando una respuesta positiva, disminuyendo el periodo de vibración y la deformación ante evento sísmicos.
- El presupuesto referencial elaborado, destinado al acero es necesario para reflejar una estimación basada en cantidades especificadas por la empresa Import Aceros, presentando una visión clara del gasto considerado de \$149500,31, Ciento cuarenta y nueve mil, quinientos dólares con treinta y un centavos. Es importante resaltar que la que el valor ofertado netamente en estructura metálica es notoriamente costoso, haciendo hincapié el costo por construir con estos elementos por los beneficios que brinda el acero

Recomendaciones

- Se recomienda el mantenimiento de los miembros metálicos debido a factores de humedad y corrosión que impone el ambiente y la cercanía al río Daule.
- Reconsiderar la estimación del costo del presupuesto referencial destinado netamente a estructura metálica.
- Considerar el proceso constructivo con estructuras metálicas debido a los rigidizadores por cambios significativos que se pueden generar en el diseño arquitectónico, cambiando considerablemente el dibujo.

- Se sugiere realizar un análisis de viabilidad económica del proyecto, considerando otras alternativas para el financiamiento del proyecto de forma más eficiente, como la revisión de incorporar otros materiales.

Referencias Bibliográficas

AISC 360-10. (2010). *AISC 360-10*.

AISC Steel Construction Manual. (2011). 5. *Aisc-steel-construction-manual-14th-edition*.

ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings dated and all previous versions Approved by the Committee on Specifications*.

ASCE 7-98. (2002). *By Authority Of THE UNITED STATES OF AMERICA Legally Binding Document*.

Caori Patricia Takeuchi. (2006). *Conexiones en Estructuras Metálicas*.

Edwin Antonio Vizuite Romo. (2007). *DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO CON ELEMENTOS COMPUESTOS*.

Gabriel Valencia Clement. (2006). *Diseño asico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10*.

Henry Vinicio Bermeo Moyano. (2016). *TÍTULO DE LA MONOGRAFÍA: PROYECTO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE ESPECIALISTA EN*.

Larry Jeffus. (2009). *Soldadura. Principios y aplicaciones*.

McCormac Jack, & Csernak Stephen. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.

NEC - SE - CG. (2015). *NEC - SE - CG*.

NEC-SE-AC. (2015). *ESTRUCTURAS DE ACERO*.

NEC-SE-DS. (2015).

Novacero. (2019, February). *CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS*.

NTE INEN 2209. (2012). *INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN*.

NTE INEN 2397. (2015). *INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN NORMA TÉCNICA ECUATORIANA NTE INEN 2 397:2008 PLACA COLABORANTE DE ACERO. REQUISITOS*.

Ruiz, M. C., & Blanco Díaz, E. (2015). *Resistencia de Materiales*. www.cimne.com

S. K. Duggal. (2009). *Design of Steel Structures S K Duggal*.

Sumitec. (2024). *AE04*.

Supraquam. (2015). *Plan Cantonal De Desarrollo & Plan De Ordenamiento Territorial*.

Valera Negrete, J. P. A. (2005). *Física General* (V. Negrete & J. P. Agustín, Eds.).

Yagüe Ortega Álvaro. (2024). *Dimensionamiento de estructuras mediante CYPE y comparación de resultados con SAP2000*.

Arequipa, A. (2023). <https://www.construyendoseguro.com/tipos-de-perfiles-estructurales-y-tipos-de-estructuras-de-acero/>

Clement, G. V. (2006). *Estructuras de acero introducción al diseño*.

Clement, G. V. (2006). *Estructuras de acero. Introducción al diseño*.

CSI Spain, IGENMAI. (2024). *CSI Spain*. CSI Spain:

<https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>

Dorian Luis Linero, Diego Garzón, Angélica Ramírez. (2013). *Análisis estructural mediante el método de los elementos finitos. Introducción al comportamiento lineal elástico*. Universidad Nacional de Colombia.

Eadic. (2017). *Eadic*. <https://eadic.com/blog/entrada/calculo-de-estructuras-por-el-metodo-de-elementos-finitos/>

Morral, F.R., Molera, P., Jimeno, E. (1985). *Metallurgia general* . Reverté, S.A.

Samborondón, M. d. (2024). *Samborondón GAD Municipal*.

<https://www.samborondon.gob.ec/datos-generales/>

Weather Online . (2024).

<https://www.woespana.es/weather/maps/city?FMM=1&FYY=2024&LMM=11&LYY=2024&WMO=84203&CONT=samk®ION=0021&LAND=EQ&ART=WST&R=0&NOREGION=0&LEVEL=162&LANG=es&MOD=tab>

Anexos

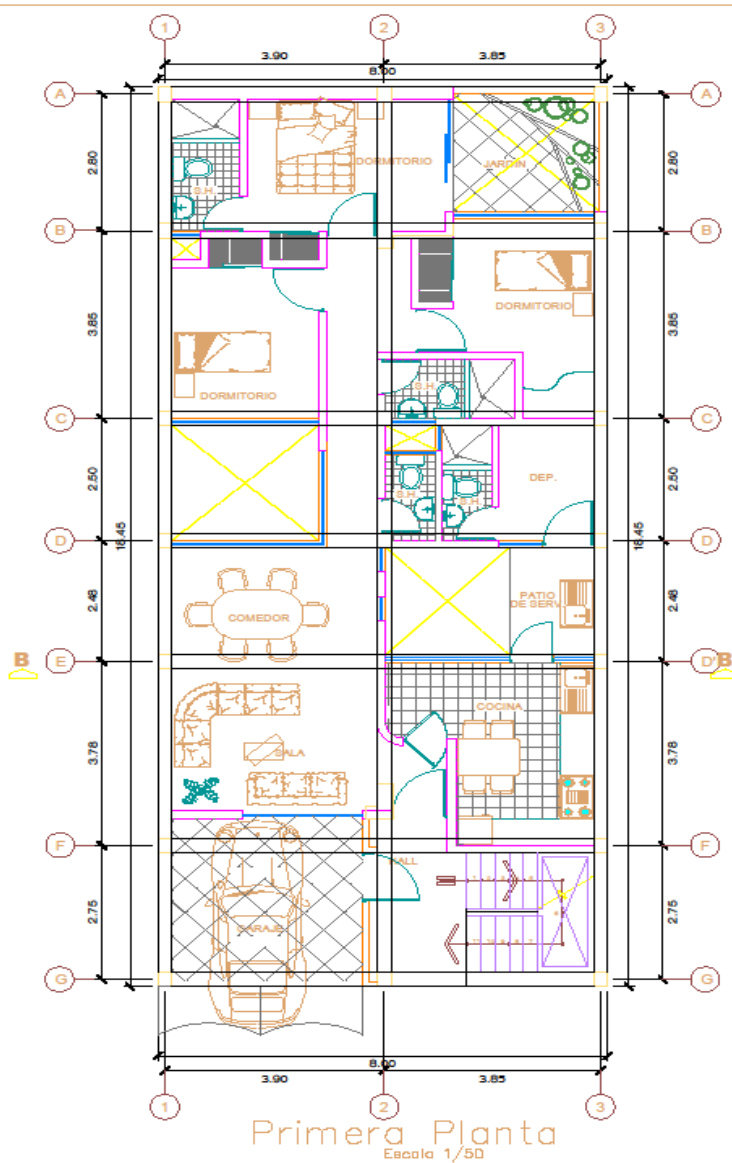
VISTA EN PLANTA PLANTA BAJA

Plano arquitectónico destinado a diseño de una estructura de acero en el cantón Samborombón

Nombre: Dave Xavier
Yagual Mendoza

Universidad Politécnica
Salesiana

Carrera: Ingeniería Civil



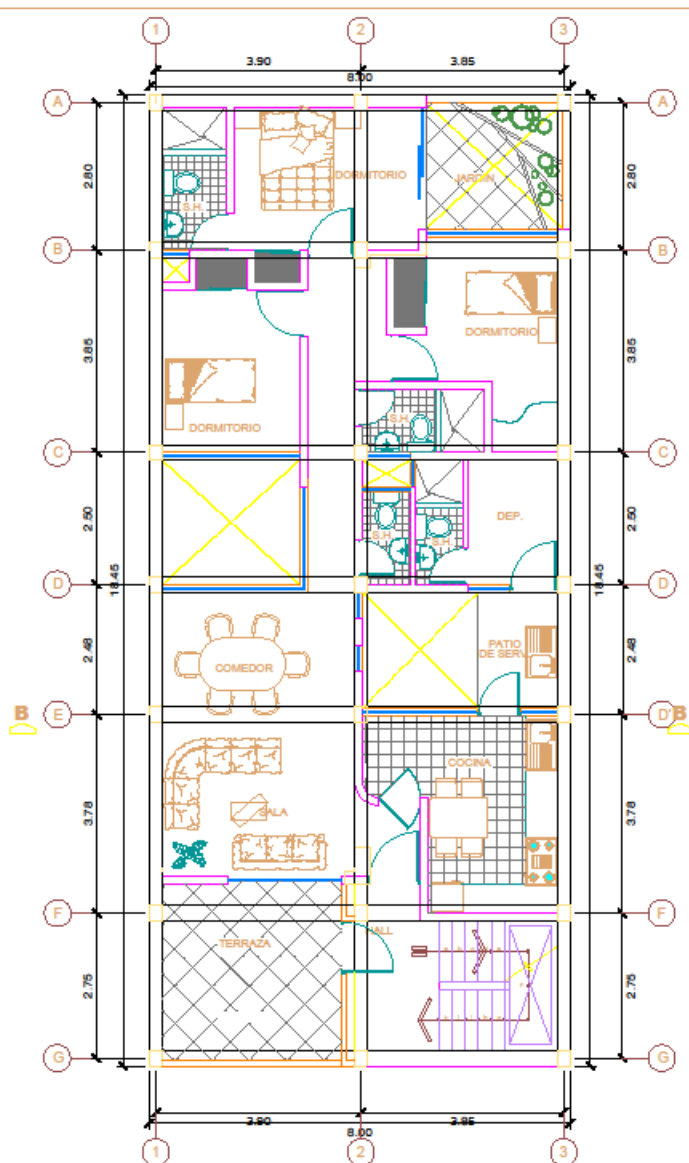
VISTA EN PLANTA PLANTA 2, 3, 4

Plano arquitectónico destinado a diseño de una estructura de acero en el cantón Samborombón

Nombre: Dave Xavier
Yagual Mendoza

Universidad Politécnica
Salesiana

Carrera: Ingeniería Civil



2da, 3ra y 4ta Planta
Escala 1/50

VISTA EN ELEVACIÓN

Plano arquitectónico destinado a diseño de una estructura de acero en el cantón Samborombón

Nombre: Dave Xavier
Yagual Mendoza

Universidad Politécnica
Salesiana

Carrera: Ingeniería Civil



CORTE B—B

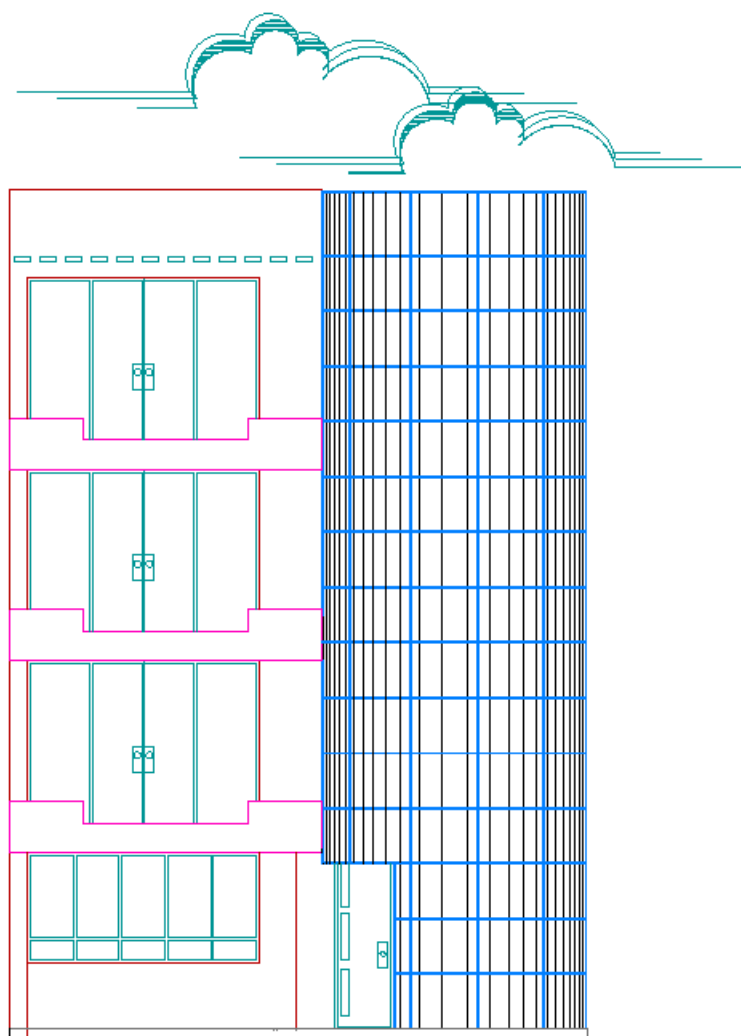
VISTA FRONTAL

Plano arquitectónico destinado a diseño de una estructura de acero en el cantón Samborondón

Nombre: Dave Xavier
Yagual Mendoza

Universidad Politécnica
Salesiana

Carrera: Ingeniería Civil



FRONTAL

ESC 1/50

PERFILES

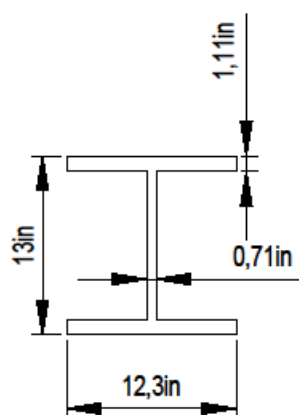
COLUMNAS

Especificación: ASTM A500Gr50
20000 Mpa

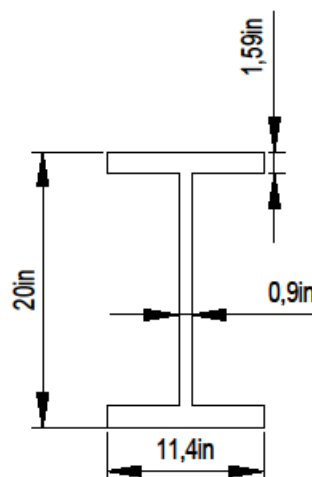
NOMBRE: DAVE XAVIER YAGUAL
MENDOZA

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

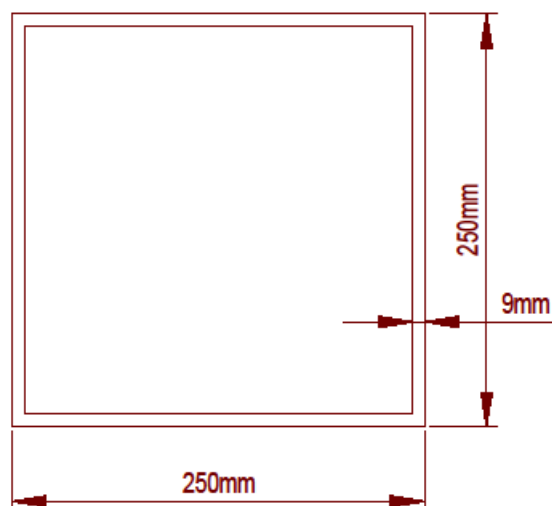
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL



W 12x120



W 18x175



PERFILES

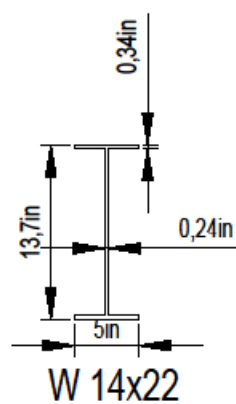
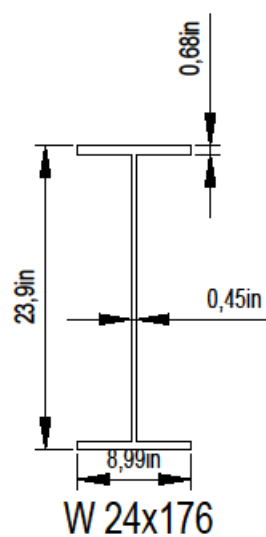
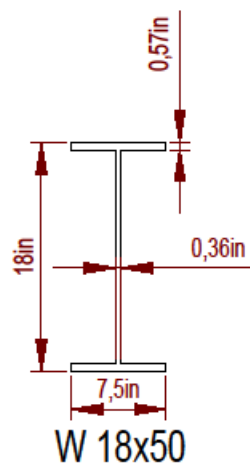
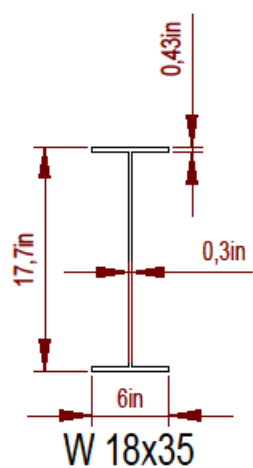
VIGAS

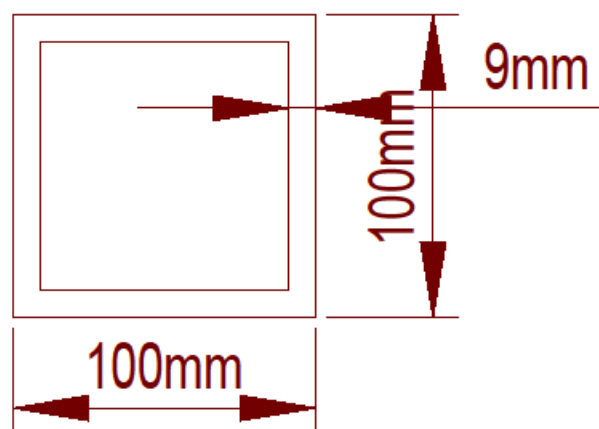
Especificación: ASTM A500Gr50
20000 Mpa

NOMBRE: DAVE XAVIER YAGUAL
MENDOZA

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL





STEEL DECK

Losa

NOMBRE: DAVE XAVIER YAGUAL
MENDOZA

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

