



# POSGRADOS

MAESTRÍA EN \_\_\_\_\_

INGENIERÍA MECÁNICA CON  
MENCIÓN EN DISEÑO DE  
ESTRUCTURAS METÁLICAS EN OBRAS  
CIVILES E INDUSTRIALES

RPC-SO-24-NO.540-2020

OPCIÓN DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE TITULACIÓN CON  
COMPONENTES DE INVESTIGACIÓN  
APLICADA Y/O DE DESARROLLO

TEMA:

DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN  
PARA USO RESIDENCIAL DE ACERO  
ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE  
MEDIANTE LA COMPARACIÓN DE  
TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS EN LAS  
JUNTAS VIGA-COLUMNA

AUTORES:

RAMOS HENÁNDEZ CRISTIAN ALEJANDRO  
YANZA JARAMILLO VICTOR ISRAEL

DIRECTOR:

JONNATHAN DARÍO SANTOS BENÍTEZ.

CUENCA - ECUADOR

2024

### **Autores:**



#### ***Cristian Alejandro Ramos Hernández***

Ingeniero Mecánico

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Quito.

cramosh1@est.ups.ed.ec



#### ***Víctor Israel Yanza Jaramillo***

Ingeniero Mecánico

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Cuenca.

vyanza@est.ups.edu.ec

### **Dirigido por:**



#### ***Jonnathan Darío Santos Benites***

Ingeniero Mecánico

Magíster en mecánica de materiales y estructuras.

jsantos@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

2024 © Universidad Politécnica Salesiana.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

***Cristian Alejandro Ramos Hernández - Víctor Israel Yanza Jaramillo.***

***DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN PARA USO RESIDENCIAL DE ACERO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE MEDIANTE LA COMPARACIÓN DE TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS EN LAS JUNTAS VIGA-COLUMNA.***

## **DEDICATORIA**

A mi madre Rosario quien con su esfuerzo y dedicación ha sido un apoyo incondicional para alcanzar esta meta, a mi padre Patricio que me ha inculcado responsabilidad y trabajo. A mis hermanas Pauli y Miriam por su apoyo constante en momentos difíciles. Finalmente, a mi compañera de vida Cathy por su paciencia y ser mi refugio y a mi hija Sophy por ser el motor para alcanzar mis sueños.

*Cristian Alejandro*

A mi familia, por su apoyo incondicional, ya que son un pilar fundamental en mi vida y la motivación para superarme cada día. A mis padres, quienes con esfuerzo y dedicación me han guiado por el camino correcto, inculcándome los valores necesarios para alcanzar una meta más en mi vida. Finalmente, a mis hijas y a mi esposa por darme la fuerza para seguir adelante con orgullo y dedicación.

*Víctor Israel*

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a todos los miembros de mi familia que de una u otra manera han contribuido a la realización de esta tesis. Agradezco a mis docentes de la maestría por compartir sus enseñanzas y experiencias profesionales vividas, en especial al Ing. Jonnathan Santos por su predisposición y apoyo para el desarrollo de este trabajo.

*Cristian Alejandro*

Agradezco a mi familia y compañero de tesis por el apoyo brindado durante la realización de esta tesis, y de manera especial a mi tutor al. Ing. Jonnathan Santos por su orientación, conocimiento y compromiso para la culminación de esta tesis.

Víctor Yanza

# TABLA DE CONTENIDO

<b>RESUMEN</b> .....	<b>8</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>9</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>10</b>
<b>2 DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA</b> .....	<b>12</b>
2.1 ANTECEDENTES.....	12
2.2 IMPORTANCIA Y ALCANCE.....	13
2.3 DELIMITACIONES .....	13
<b>3 OBJETIVOS</b> .....	<b>14</b>
3.1 OBJETIVO GENERAL .....	14
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
<b>4 MARCO TEÓRICO REFERENCIAL</b> .....	<b>15</b>
4.1 ANTECEDENTES DE ESTRUCTURAS METÁLICAS .....	15
4.2 CONDICIONES INICIALES.....	16
<i>Tipos de carga</i> .....	16
<i>Cargas permanentes</i> .....	17
<i>Cargas variables</i> .....	17
<i>Cargas ambientales</i> .....	18
<i>Tipos de uniones</i> .....	18
<i>Juntas soldadas</i> .....	18
<i>Juntas empernadas</i> .....	18
<i>Propiedades mecánicas de pernos estructurales</i> .....	19
<i>Perno 307</i> .....	19
<i>Pernos de acero estructural</i> .....	19
4.3 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	20
4.4 TÉRMINOS CONSTRUCTIVOS Y ECONÓMICOS.....	20
4.5 MÉTODOS DE DISEÑO ASD Y LRFD .....	21
<b>5 METODOLOGÍA</b> .....	<b>22</b>
5.1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	22
5.2 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA .....	22
5.3 VARIABLES PARA EL CÁLCULO DEL ESPECTRO ELÁSTICO .....	24
5.4 DETERMINACIÓN DE CARGAS.....	27
<i>Carga viva (L)</i> .....	27

	<i>Carga muerta (D)</i> .....	27
	<i>Sobrecarga (SD)</i> .....	28
	<i>Carga de granizo (S)</i> .....	28
	<i>Carga de viento (W)</i> .....	28
5.5	COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN LA NEC-15.....	29
	<i>Combinadas de cargas para el diseño por ultima resistencia</i> .....	29
5.6	PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL .....	30
	<i>Predimensionamiento de la viga</i> .....	30
	<i>Predimensionamiento de la columna</i> .....	31
	<i>Predimensionamiento de las vigas secundarias</i> .....	32
5.7	MODELAMIENTO NUMÉRICO DEL CASO DE ESTUDIO MEDIANTE MEF.....	36
	<i>Definición de las combinaciones de cargas conforme NEC 2015</i> .....	42
	<i>Perfiles empleados para la edificación</i> .....	46
	<i>Cálculo de deriva inelástica</i> .....	48
5.8	ANÁLISIS DE LA JUNTA CRÍTICA MEDIANTE SOFTWARE .....	49
<b>6</b>	<b>DISEÑO DE CONEXIONES</b> .....	<b>51</b>
6.1	CONEXIÓN EMPERNADA .....	51
6.2	CONEXIONES SOLDADAS .....	52
<b>7</b>	<b>DISEÑO DE CONEXIÓN DEL CASO DE ESTUDIO</b> .....	<b>53</b>
7.1	CONEXIÓN MEDIANTE SOLDADURA.....	53
7.2	CONEXIÓN EMPERNADA .....	56
7.3	CONEXIÓN EMPERNADA PROPUESTA .....	59
<b>8</b>	<b>EVALUACIÓN ECONÓMICA DE CONEXIONES VÁLIDAS</b> .....	<b>61</b>
<b>9</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>63</b>
<b>10</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>65</b>
<b>11</b>	<b>ANEXOS</b> .....	<b>69</b>

DISEÑO DE UNA  
EDIFICACIÓN PARA USO  
RESIDENCIAL DE ACERO  
ESTRUCTURAL  
SISMORRESISTENTE  
MEDIANTE LA COMPARACIÓN  
DE TÉCNICAS  
CONSTRUCTIVAS EN LAS  
JUNTAS VIGA-COLUMNA

AUTORES:

RAMOS HERNÁNDEZ CRISTIAN ALEJANDRO

## RESUMEN

---

El presente trabajo muestra un estudio técnico para el diseño de una edificación de 4 pisos de un sistema estructural destinado para el uso de una vivienda ubicada en la ciudad de Cuenca aplicando la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Se inició con el dimensionamiento de la estructura con ayuda de planos arquitectónicos y se detallaron las variables para el desarrollo del espectro elástico donde se determinó que el periodo fundamental de la estructura es  $S_a = 0,647g$ , seguidamente se determinaron las cargas que intervienen en el sistema estructural, así como las combinaciones. Posteriormente, se desarrolló un predimensionamiento de vigas principales con un perfil tipo IPE 200, para las columnas un perfil tubular con dimensiones 250 x 250 x 6 mm y para las vigas secundarias se determinó un tubo rectangular de 150 x 50 x 4 mm. Luego mediante el software comercial de elementos finito (MEF) se definieron las configuraciones requeridas para el modelado, se realizó la simulación numérica y se observó que la demanda capacidad de varios perfiles superan el valor máximo de 1. Por lo tanto, se procedió a modificar los miembros estructurales, consiguiendo que todo el sistema experimente una relación demanda capacidad menor que 1. Seguidamente se analizó la deriva inelástica, donde se determinó el valor máximo se encuentra a lo largo del eje X en la planta 2 con un valor de 1,4% mismo que no supera el valor de 2% permitido por la NEC-15.

Finalmente, con el diseño ya establecido se determinó la junta viga columna con mayor sollicitación, donde se compararon casos de estudio con conexiones empernadas y soldadas, se obtuvo la unión más eficiente que cumple con la normativa aplicada; además se desarrolla un estudio económico para encontrar el modelo que se desempeñe mejor para las condiciones del proyecto.

**Palabras clave:** Diseño estructural, NEC-15, Junta viga-columna, Deformación, Software MEF, Von Mises.

## ABSTRACT

---

This study presents a technical analysis for the design of a 4-story building with a structural system intended for residential use, located in the city of Cuenca, following the Ecuadorian Construction Code (NEC-15). The process began with the structural dimensioning using architectural plans and detailing the variables for the development of the elastic spectrum. It was determined that the fundamental period of the structure is  $S_a = 0.647g$ . Subsequently, the loads acting on the structural system were calculated, along with their combinations. A preliminary design was then carried out, selecting IPE 200 profiles for the main beams, tubular profiles with dimensions of 250 x 250 x 6 mm for the columns, and rectangular tubes of 150 x 50 x 4 mm for the secondary beams. Using commercial finite element software (FEM), the required configurations for modeling were defined, and a numerical simulation was performed. The results showed that the demand-to-capacity ratio of several profiles exceeded the maximum allowable value of 1. Therefore, structural members were adjusted to ensure the entire system achieved a demand-to-capacity ratio below 1. An inelastic drift analysis was then performed, revealing that the maximum value occurred along the X-axis on the second floor, with a value of 1.4%, which is within the 2% limit established by NEC-15.

Finally, with the design finalized, the beam-column joint under the highest stress was identified. Comparative studies were conducted for bolted and welded connections, determining the most efficient joint that complies with the applicable standards. Additionally, an economic analysis was performed to identify the most cost-effective model for the project conditions.

**Keywords:** Structural design, NEC-15, Beam-column joint, Deformation, FEM software, Von Mises.

# 1 Introducción

---

Las normativas para construcciones de acero estructural buscan garantizar que los edificios puedan resistir cargas sísmicas sin colapsar, reduciendo los daños estructurales mediante el uso de configuraciones capaces de soportar deformaciones inelásticas. En países con altas exigencias sísmicas, es común emplear estructuras compuestas de acero y hormigón, utilizando pernos y soldaduras para lograr conexiones seguras y resistentes. Por lo cual, la conexión viga columna es considerada el elemento más crítico en la construcción, debido a la función que esta desempeñan, por lo tanto, se debe asegurar una alta capacidad de carga, ductilidad y buena disipación de energía [1].

La moderna concepción de arquitectura e ingeniería hace posible la construcción de viviendas con perfiles de acero tipo IPR (viga en forma de I) o HSS (sección estructural hueca), laminas, armadas, etc.; el uso de combinaciones entre acero, concreto y vidrio da como resultado edificaciones de gran complejidad, belleza y alta seguridad [2].

El acero estructural se ha convertido en uno de los materiales más importantes para la construcción de edificaciones tanto comerciales como residenciales, de acuerdo con varios estudios, una de las principales ventajas del acero es su capacidad para ser reciclado convirtiéndolo en un material muy amigable con el medio ambiente, por lo en países en desarrollo ha logrado alcanzar un reciclaje del 80%. En el año 2023 del total del acero reportado como utilizado, el 52% ha sido usado para construcciones e infraestructuras [3].

En países europeos, así como en Canadá y Estados Unidos, las construcciones ha evolucionado de manera significativa, esto debido a que el acero permite la creación de viviendas ligeras, resistentes y permite innovar en diseños arquitectónicos, las construcciones modulares con componentes prefabricados en acero facilita la creación de viviendas siendo estas más asequibles, rápidas y con menores desperdicios [4].

América Latina, ha experimentado un aumento a un ritmo menor respecto a otros lugares del mundo, su poca aceptación se debe a los altos costos iniciales y la falta de conocimiento en técnicas constructivas adecuadas direccionadas a este material, diversos gobiernos y empresas privadas han considerado al acero como una solución viable para el

déficit habitacional en países con una alta demanda sísmica como Ecuador, Perú, Chile México, entre otros [5].

En el Ecuador, el uso del acero ha sido menor en comparación a otros países de la zona [3]. En la actualidad, el diseño de viviendas construidas en acero ha experimentado un crecimiento y aceptación significativo, esto tras experimentar el devastador terremoto de 2016 que afectó a la región costa. El acero es una solución a la alta demanda de construcciones eficientes, seguras y económicas, además del buen comportamiento que muestran en zonas de actividad sísmica. Es indispensable destacar que el acero ofrece una excelente relación entre su resistencia y peso, así como la durabilidad y flexibilidad, por lo que se convierte en un gran aliado frente a cargas laterales provocadas por terremotos. En Ecuador, en gran parte de las construcciones no se aprecia el cumplimiento de lo establecido por la Normativa Ecuatoriana de Construcción (NEC), por lo que es necesario garantizar que las estructuras cumplan con criterios nacionales e internacionales, sin embargo, aún existen vacíos significativos en mano de obra especializada sumando a esto los costos relativamente altos de las importaciones de acero de alta calidad de manera que eleva el presupuesto de cada proyecto [6]. Por lo tanto, es fundamental mejorar los conocimientos técnicos sobre el comportamiento de las edificaciones de acero estructural. Para lo cual se describe el comportamiento general de la estructura y se detalla el uso de los elementos concreto, vigas y columnas incluyendo sus respectivas conexiones.

## 2 Determinación del problema

---

### 2.1 Antecedentes

Las estructuras metálicas, con el transcurso del tiempo se han adaptado al avance tecnológico y exigencias del vivir de las personas, en la fase de la construcción se ha identificado los beneficios y ventajas que estas ofrecen, de manera que se convierten en una competencia directa respecto al concreto armado [7], debido a que el acero estructural es usado para el desarrollo de edificios, coliseos, puentes entre otros; gracias a sus características y propiedades [8], destacando:

- Rapidez al momento de realizar montaje.
- Reutilizable después de desmontar.
- Alta resistencia a la fatiga.
- Material con menor peso respecto al concreto armado.
- Buena permisibilidad para realizar ampliaciones estructurales.
- Alta tenacidad frente a deformaciones.
- Facilidad de construcción (prefabricadas).

También presenta desventajas las cuales son [9]:

- Corrosión al estar expuesto al aire y agua.
- Debilidad contra el fuego.

Durante varias décadas se han registrado terremotos a nivel mundial provocando enormes pérdidas tanto económicas como humanas. En América del Sur se evidencian áreas con sismos de alta magnitud. En Ecuador, se han presentado eventos sísmicos importantes, siendo estos: el terremoto de magnitud 8.8 Mw en 1906, en 1942 y 1958 con una magnitud de 7.8 Mw, en 1979 de magnitud 8.1 Mw y el denominado 16A de magnitud 7.8 Mw. Afectando este último a la provincia de Manabí, siendo la zona más devastada la ciudad de Pedernales el 16 de abril de 2016 [10].

En Ecuador durante los últimos años, se ha evidenciado como las estructuras tradicionales de hormigón armado han sido reemplazadas por sistemas de acero, lo que ha permitido el desarrollo de las ciudades, por lo cual en el año 2015 se oficializó la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015 dando paso al desarrollo del capítulo NEC-SE-AC

“Estructuras de Acero”, donde se dictan las especificaciones y aspectos a tomar en cuenta por los profesionales involucrados en cada proyecto [11].

## 2.2 Importancia y alcance

Los criterios actuales de diseño proporcionan a las edificaciones resistencia sísmica para evitar que estas colapsen, pero en varias zonas, dichas edificaciones son construidas sin considerar códigos sísmicos o en su defecto usan códigos sísmicos no vigentes provocando daños significativos al momento de la presencia de terremotos [12], de acuerdo al informe emitido por la Secretaria de Gestión de riesgos Ecuador, se determinó que el número de víctimas mortales fue 661 y 6274 personas heridas y con afecciones directas durante el sismo ocurrido en el año 2016 [13].

En los últimos años en la industria ecuatoriana, se ha vuelto común conectar vigas y columnas mediante uniones soldadas y empernadas, lo que en la práctica implica riesgos, ya que se ha comprobado que estas conexiones pueden comportarse de manera inadecuada en comparación a lo que se espera de una conexión rígida frente a fuerzas sísmicas [14]. De las uniones que se emplean en nuestra realidad constructiva nacional y local es fundamental determinar el funcionamiento bajo cargas de diseño para evaluar la seguridad de estas ante posibles sollicitaciones sísmicas [15].

## 2.3 Delimitaciones

Este trabajo pretende establecer las condiciones para construir una estructura de uso familiar en la ciudad de Cuenca, considerando ordenanzas municipales y reglamentos establecidos en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2015), para lo que se requiere un análisis de cargas permanentes y de servicio, así como un análisis sismorresistente para identificar las juntas viga-columna críticas considerando procesos de unión en juntas soldadas y empernadas.

## 3 Objetivos

---

### 3.1 Objetivo general

Diseñar una edificación para el uso residencial de acero estructural sismorresistente mediante la comparación de técnicas constructivas en juntas.

### 3.2 Objetivos específicos

- Establecer las condiciones iniciales para el diseño estructural de una edificación de acero sismorresistente a través de un análisis en el diseño de juntas.
- Diseñar una estructura sismorresistente para una edificación en acero mediante software especializado.
- Evaluar el diseño estructural de una edificación sismo resistente en términos constructivos y económicos para establecer la junta más eficiente.

## 4 Marco teórico referencial

### 4.1 Antecedentes de estructuras metálicas

Martínez et al. [16], identifica que los elementos estructurales en especial las uniones deben diseñarse para las condiciones de carga, desde su fabricación hasta su instalación en obra, pues a veces las condiciones de manipulación son más drásticas comparadas con las de servicio [16]. Para ello han desarrollado investigaciones dirigidas a uniones basada en el efecto cuña y uniones postesadas; el primer efecto consiste en sistemas de pórticos resistentes a momentos, ocurre cuando hay un deslizamiento o deformación entre la viga y la columna [17], mientras el segundo es la unión entre viga y columna mediante el uso de placas o postes adicionales en la parte inferior o superior de la viga [18].

Armas [19], analizó los procesos de soldadura SMAW (shielded metal arc welding), GMAW (gas metal arc welding) y FCAW (flux cored arc welding) para unir varillas de acero usando como material base el acero ASTM A706, analizó juntas a tope con bisel simple y doble en varillas de 14 mm de diámetro. Los resultados obtenidos para las juntas a tope simple tiene un mejor comportamiento en la resistencia a tracción para los procesos de soldadura SMAW y FCAW con un valor de 638 y 603 [MPa], en cuanto al bisel doble los valores de la resistencia a tracción incrementaron para los procesos antes mencionados siendo estos valores de 641 y 640 [MPa] respectivamente; también se determinó el comportamiento de ductilidad donde el proceso GMAW y FCAW en bisel simple mostraron valores de 6 y 6,5% valores que son menores al 14% determinado por las propiedades mecánicas mínimas del material base.

La investigación realizada por Chango y Ruíz [20], establece una comparativa entre columnas rectangulares de 350 x 450 x 10 mm de acero rellenas de hormigón y de sección hueca cuya dimensión fue 400 x 450 x 12 mm, determinando que cumplen con las conexiones viga columna propuestas, mostraron resultados de derivas inelásticas máximas con valores de 1,98 y 1.97% respectivamente, las mejores conexiones columna fuerte viga débil se presentaron en las secciones con concreto, así como el incremento de la capacidad de cargas a compresión; sin embargo, se determinó que la principal ventaja de estructuras con secciones huecas es obtener una estructura más liviana.

Las estructuras de acero son un conjunto de componentes robustos, sosteniendo todas las fuerzas que actúan sobre él, provenientes de diversos factores y causas que generan deformaciones de distintos tipos. Pimbo [16], realizó la evaluación de vulnerabilidades sísmicas de la Facultad de Comunicación Social de la Universidad Central del Ecuador, en la cual hizo una inspección y evaluación rápida aplicando la FEMA 154 (Guía acreditada que presenta directrices para determinar el índice de vulnerabilidad de edificios), determinado que, debido al suelo tipo D, el sistema muestra irregularidades de grado medio a alto. Por lo tanto, concluyo que las columnas tienen fallas debido a la relación de demanda-capacidad dando un valor de 1.26 superando al valor máximo permitido de 1, además, se observó que las derivas inelásticas presentaron un valor máximo de 3,49 %, superando el valor permitido en la norma del 2% indicando que el edificio es muy flexible.

Guerrero [17], analizó dos tipos de conexiones viga-columna con dimensiones para la viga de 50x100x3 mm y para la columna 100x150x3 mm. La primera es una conexión directa donde se suelda la viga con la columna, mientras la segunda muestra una conexión experimental la cual consiste en insertar la viga por una de las caras de la columna y fijarlas con soldadura, donde se aplicaron cargas cíclicas para determinar la resistencia a flexión cumpliendo con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015. Además, se aplicó la normativa FEMA 2000, dando como resultado que la segunda conexión cuenta con un momento del 24 al 27% presentando mejores cualidades que la primera cuyos momentos están en un rango del 20 al 24%. Sin embargo, ninguna de las dos probetas califica como una conexión parcial ni completamente rígida debido a que no alcanzan el valor del 80% del momento plástico de la viga, por lo tanto, no pueden ser usadas en pórticos resistentes a momentos.

## 4.2 Condiciones iniciales

### Tipos de carga

Las fuerzas ejercen un impacto directo en el funcionamiento de la estructura, estas fuerzas son variadas, resultado de diversos factores como efectos naturales, el peso propio de la estructura y las acciones a las que está expuesta, o una combinación de estas [21].

La Figura 1 , muestra la categorización de las cargas, para el diseño estructural, a su vez estas fuerzas se clasifican en: permanentes, variables y accidentales, además cada una de ellas posee una subclasificación.

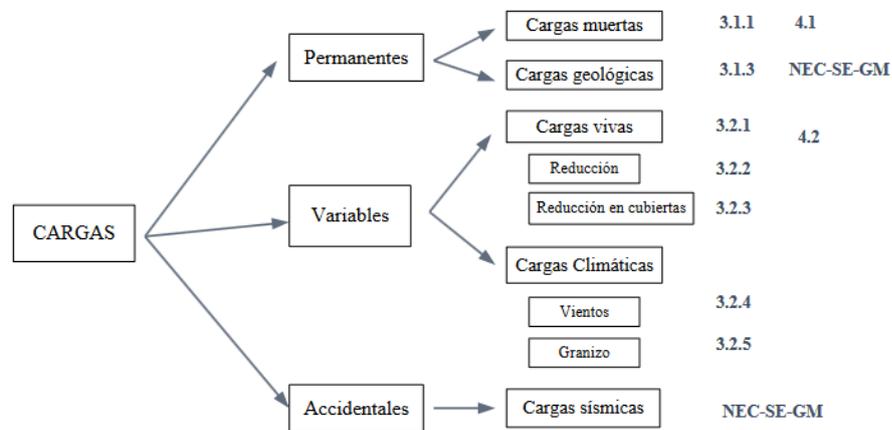


Figura 1. Esquema conceptual de las cargas. Imagen extraída de NEC-SE-CG [18].

### Cargas permanentes

También llamadas cargas muertas, son aquellas que permanecen de manera constante, y tanto su posición, magnitud y dirección no cambia durante la vida útil de la estructura ejemplos claros son: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas [22], estas cargas están relacionadas de manera directa con el peso propio de la estructura.

### Cargas variables

Son producidas por el uso y ocupación de la estructura, estas pueden cambiar de posición, lugar y dirección, esto causa que sean cargas con un alto grado de incertidumbre, sin embargo, gracias a los avances e investigaciones detalladas en los códigos de diseño estructural se ha logrado establecer valores mínimos según el destino de servicio a prestar; estas cargas son producidas por personas, equipos y maquinaria móvil. Es importante mencionar que las cargas ambientales no son parte de esta clasificación [22].

## **Cargas ambientales**

Estas cargas pueden suceder de manera aleatoria durante la vida de la estructura, se presenta en periodos cortos, pero si tienen grandes magnitudes lo que genera grandes fuerzas y tensiones en la estructura. En esta clasificación se incluye al viento, movimientos sísmicos y lluvia, así como también otros posibles eventos que pueden ocurrir [22].

## **Tipos de uniones**

### **Juntas soldadas**

En los últimos años los problemas que han surgido a partir de los terremotos en las juntas soldadas han hecho que inicie un amplio estudio para evitar que las estructuras colapsen por una resistencia insuficiente o por los cambios estructurales que presentan las mismas, además es importante considerar la geometría, el metal base y de aporte [23].

La soldadura emerge como la opción más rentable y eficaz para la unión permanente de componentes metálicos. Su aplicación prevalece en la construcción de edificaciones, destacándose por múltiples ventajas frente a alternativas de unión de elementos de acero. A pesar de los notables beneficios que brindan las conexiones soldadas entre miembros de acero, es esencial ejercer precaución en su diseño para asegurar el comportamiento deseado [19].

Según la organización American Welding Society (AWS) existen 5 tipos de juntas de soldadura, estas son: a tope, esquina, borde, traslape y te.

### **Juntas empernadas**

En gran medida, los pernos han sustituido a los remaches en la construcción de acero, principalmente debido a su menor costo de instalación, facilidad de colocación y mantenimiento. En este contexto, se emplean dos tipos de pernos con frecuencia: los pernos de acero estructural de alta resistencia y los pernos A307, también conocidos como pernos comunes. Dentro de la categoría de pernos de acero estructural, se pueden clasificar en dos subgrupos: pernos A325 (Grupo A) y pernos A490 (Grupo B), ambos caracterizados por su alta resistencia [20].

## Propiedades mecánicas de pernos estructurales

### Perno 307

Estos tipos de pernos no son muy utilizados en estructuras metálicas ya que se los conoce como pernos comunes, la Tabla 1, indica el grado de dureza clasificándolos en tres categorías, donde se determinan valores de resistencia, límite elástico y el porcentaje de elongación.

**Tabla 1.** Propiedades mecánicas del perno 307 [24].

Grado	Resistencia a tracción [ksi]	Límite elástico [ksi]	Elongación [%]
A	60	---	18
B	60 - 100	---	18
C*	58 - 80	36	23

\* A partir de agosto de 2007, Grado C ha sido reemplazado por la especificación F1554 Grado 36.

### *Pernos de acero estructural*

Los pernos de acero estructural son elementos esenciales en la construcción de estructuras robustas y seguras. Se utilizan según la normativa, pernos A325 y A490. En la Tabla 2, se indica el tamaño de perno que van desde ½ hasta 1 ½ pulgadas, además se determinan propiedades mecánicas de resistencia a la tracción, límite elástico y porcentaje de elongación.

**Tabla 2.** Propiedades mecánicas perno A325 [25].

Tamaño	Resistencia a tracción [ksi]	Límite elástico [ksi]	Elongación [%]
½ - 1	120	92	14
1 ¼ - 1 ½	105	81	14

La Tabla 3, muestra el tamaño de perno que va desde ½ hasta 1 ½ pulgadas, además se determinan propiedades mecánicas de resistencia a la tracción con un rango de 150 a 173 ksi, límite elástico y porcentaje de elongación.

**Tabla 3.** Propiedades mecánicas perno 490 [26] .

Tamaño	Resistencia a tracción [ksi]	Límite elástico [ksi]	Elongación [ % ]
1/2 - 1½	150-173	130	14

### 4.3 Método de Elementos Finitos

El método de los elementos finitos (MEF) es una técnica numérica utilizada para aproximar soluciones de problemas de ingeniería y física. Este método se basa en dividir un dominio continuo en elementos más pequeños y discretos, y luego aproximar la solución en cada elemento, es útil para resolver problemas complejos que no pueden resolverse analíticamente. Al dividir el dominio en elementos, se pueden aplicar ecuaciones matemáticas y principios de física a cada uno de ellos, y luego combinar las soluciones para obtener una solución global. Por lo tanto, este enfoque ofrece una gran flexibilidad y precisión en la resolución de problemas de análisis estructural, mecánica de fluidos, transferencia de calor y muchos otros campos de la ingeniería. Al proporcionar soluciones aproximadas a través de un proceso iterativo, el MEF permite obtener resultados cercanos a la realidad y realizar análisis detallados de diferentes fenómenos físicos [27].

### 4.4 Términos constructivos y económicos

Cadme y Estrella [28], determinan la importancia del modelo comparativo entre construcciones de hormigón y acero estructural, indicando ventajas y desventajas para cada tipo de construcción, además, es importante recalcar que cada proyecto es único, por lo que es indispensable realizar un análisis comparativo de las características de cada uno. Elaboraron un diseño estructural, para ser modelado en un software especializado y obtener las condiciones adecuadas que garanticen el comportamiento tomando en cuenta los requisitos necesarios para estructuras sismorresistentes. La principal ventaja del acero es el proceso de industrialización mismo que permite reducir los tiempo de ejecución si lo comparamos con el hormigón, además se requiere de personal técnico y especializado para el control de calidad [9].

## 4.5 Métodos de diseño ASD y LRFD

La metodología ASD (Allow Stress Design), “método de diseño mediante esfuerzos admisibles”, es una de las primeras metodologías empleadas en diseño estructural, radica en calcular las cargas aplicadas sobre la estructura para luego analizar las tensiones en cada uno de los miembros, de manera que estas permanezcan bajo los límites de diseño permitidos. En cuanto a la metodología LRFD (Load and Resistance Factor), “método de diseño por el estado límite de resistencia y servicio”, es un sistema moderno, considerado confiable y racional, mismo que cubre limitaciones del método ASD. En la aplicación del método LRFD se determinan las cargas que actúan sobre la estructura, así como se determina la resistencia para soportar estas cargas para luego ser comparadas con resistencias disponibles de los miembros estructurales, se considera como un modelo adecuado, si la resistencia requerida es menor o igual a la disponible. El LRFD es un método más completo frente al ASD ya que considera la probabilidad de falla y sus principios de diseño se basan en la confiabilidad convirtiéndolo en el método favorito de muchos países. En miras de generar un documento conciso, en la Tabla 4, se presenta una comparación de las principales características entre los dos métodos de cálculo comentados anteriormente.

**Tabla 4.** Comparativa entre el método ASD y LRFD [26], [29].

Característica	ASD	LRFD
<b>Filosofía de diseño</b>	Diseño en estado elástico, considerando solo cargas de servicio.	Diseño en estado límite, considerando capacidad última de la estructura.
<b>Criterio de seguridad</b>	Mantener tensiones debajo de ciertos límites.	Basado en el diseño para resistir cargas máximas de diseño (mejor seguridad en eventos sísmicos).
<b>Ventajas</b>	Método simple, fácil de entender y aplicar.	Mayor seguridad y eficiencia, optimización de materiales y costos.
<b>Uso en construcciones sismorresistente</b>	Menos común en construcciones sismorresistentes por su enfoque más conservador.	Preferido para diseño sismorresistente debido a su capacidad para manejar cargas extremas.
<b>Normativas en Ecuador</b>	Menos usado en normas modernas, pero aplicable a estructuras simples.	Método estándar en normas actuales de diseño sísmico, recomendado por AISC 360.

## 5 Metodología

En este capítulo se presenta la metodología que se empleó para el desarrollo del modelo sismorresistente. Esta es de tipo descriptiva experimental, se plantea el modelado y simulación de una estructura sismorresistente, partiendo del predimensionamiento de vigas principales, secundarias y columnas de manera que cumplan con características y especificaciones requeridas por normativa nacional, posteriormente se diseña y analiza la junta que está sometida a mayores prestaciones.

### 5.1 Ubicación de la estructura

La estructura está ubicada en la provincia de Azuay, cantón Cuenca, sector San Blas, en la Figura 2, se muestra la ubicación de la vivienda, en la avenida Huayna Cápac y calle Gran Colombia.

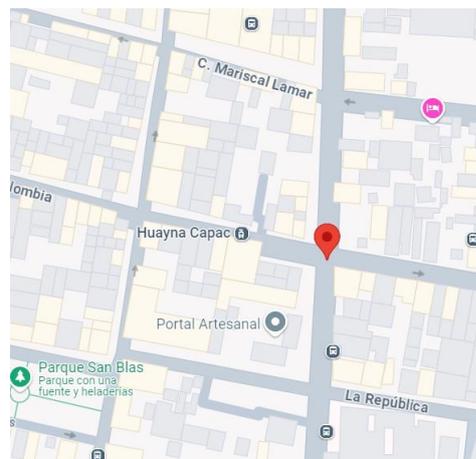
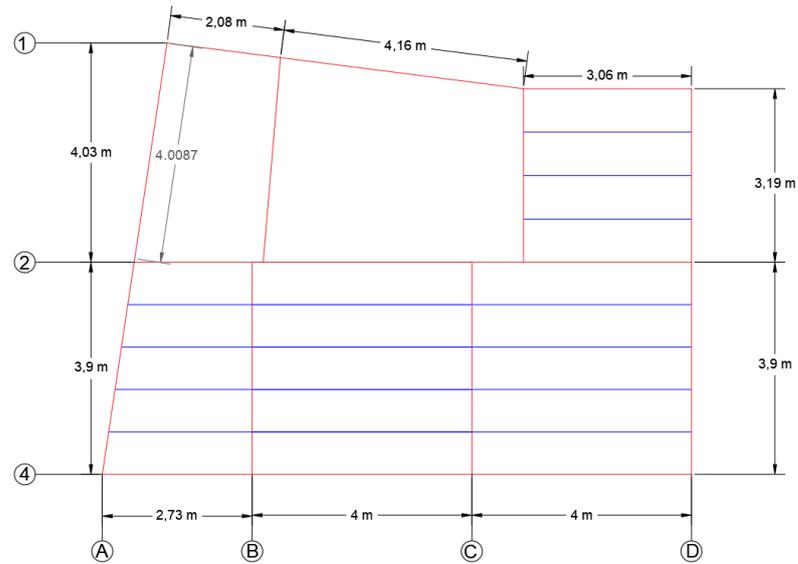


Figura 2. Ubicación de la vivienda.

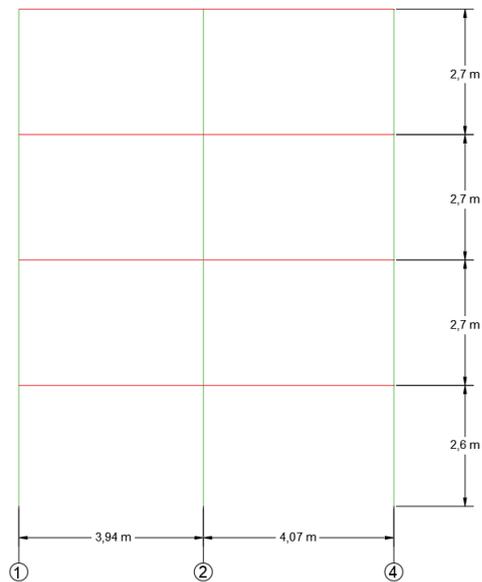
### 5.2 Dimensiones de la estructura

Las distancias entre los pórticos y alturas de entresijos fueron determinadas por requerimientos arquitectónicos. La Figura 3, muestra las dimensiones de planta para los pisos 1, 2, 3 y 4 donde se identifican las vigas principales con líneas continuas de color rojo y las vigas secundarias líneas continuas de color azul, además se determina un área de  $50,48\text{m}^2$  para cada piso y una totalidad útil de todo el sistema de  $252,4\text{ m}^2$ .



**Figura 3.** Dimensiones de las plantas 1,2,3 y 4.

La Figura 4, muestra al pórtico 2 donde las columnas y vigas principales se identifican con líneas continuas de color verde y rojo respectivamente, además se muestra las dimensiones de entrepiso.



**Figura 4.** Dimensiones pórtico 2.

### 5.3 Variables para el cálculo del espectro elástico

Debido a que se conoce la ubicación de la vivienda, la Tabla 5, muestra las características de zona sísmica, perfil de suelo y los factores a considerar para el cálculo del espectro elástico conforme a lo dictaminado en la normativa NEC-SE-DS.

**Tabla 5.** Variables para determinar el espectro elástico según NEC-SE-CS [30].

Coefficientes	Detalle	Valor	Observación	Sección NEC
Z	Factor de zona	0.4	La ciudad de "Cuenca"	3.1.1
R	Factor de reducción	6	Valor para el presente proyecto	6.3.4
Suelo	Tipo de suelo	C	Se considera tipo C al no tener un estudio de suelos	3.2.1
$F_a$	Factor de amplificación	1.2		
$F_d$	Factor de desplazamiento	1.11	Para Suelo tipo C y Z=0.4	3.2.2
$F_s$	Factor de suelo	1.11		
I	Factor de importancia	1	Para edificaciones residenciales	4.1
$\varphi_p$	Factor de configuración de piso	0.9		5.2.3
$\varphi_e$	Factor de configuración de elevación	1		5.2.3
$\eta$	Razón de aceleración PGA	2.48	Valor determinado para la Sierra ecuatoriana	3.3.1
$C_t$	Coefficiente tipo de edificio	0.072	Valor para estructuras de acero sin arriostramiento	6.3.3
$\alpha$	Coefficiente tipo de edificación	0.8	Valor para estructuras de acero sin arriostramiento	6.3.3

A continuación, se realizará el cálculo de la respuesta sísmica del caso de estudio, de conformidad a las ecuaciones ( 1 ) hasta la ( 6 ). En las cuales se determinan las siguientes variables para la construcción del espectro elástico, la aceleración de meseta ( 1 ), la aceleración de superficie ( 2 ), el periodo inicial de meseta ( 3 ), el periodo final de meseta ( 4 ), el periodo de vibración de la estructura ( 5 ) y la aceleración de la estructura ( 6 ). La Figura 5, muestra el espectro de respuesta elástico obtenido por la norma NEC-SE-CS,2015.

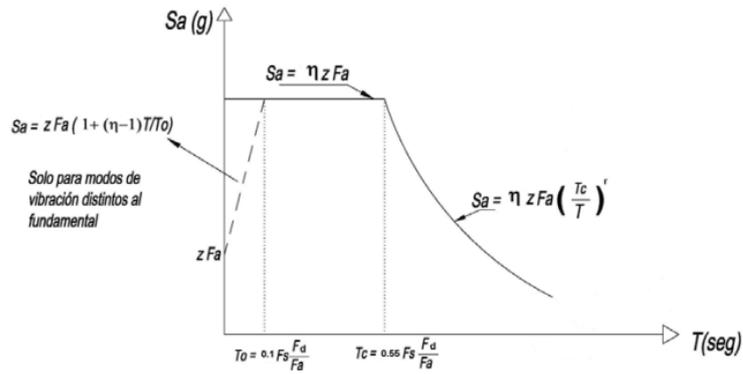


Figura 5. Espectro elástico según NEC-SE-CS, 2015 [30].

A continuación, se muestra el desarrollo analítico del proceso antes descrito:

Aceleración de meseta,  $S_a$ :

$$S_a = n \cdot z \cdot F_a \quad (1)$$

$$S_a = 2,48 \cdot 0,4 \cdot 1,2$$

$$S_a = 1,19g$$

Aceleración en la superficie,  $zF_a$ :

$$zF_a = 0,40 \cdot 1,2 \quad (2)$$

$$zF_a = 0,48g$$

Periodo inicial de meseta  $T_o$ :

$$T_o = 0,1 \cdot F_s \cdot \left(\frac{F_d}{F_a}\right) \quad (3)$$

$$T_o = 0,1 \cdot 1,11 \cdot \left(\frac{1,11}{1,2}\right)$$

$$T_o = 0,102675$$

Periodo final de meseta  $T_c$ :

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (4)$$

$$T_c = 0,55 \cdot 1,11 \cdot \left(\frac{1,11}{1,2}\right)$$

$$T_c = 0,564712$$

Periodo de vibración de la estructura  $T$ :

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (5)$$

$$T = 0,072 \cdot (10,7^{0,8})$$

$$T = 0,479556$$

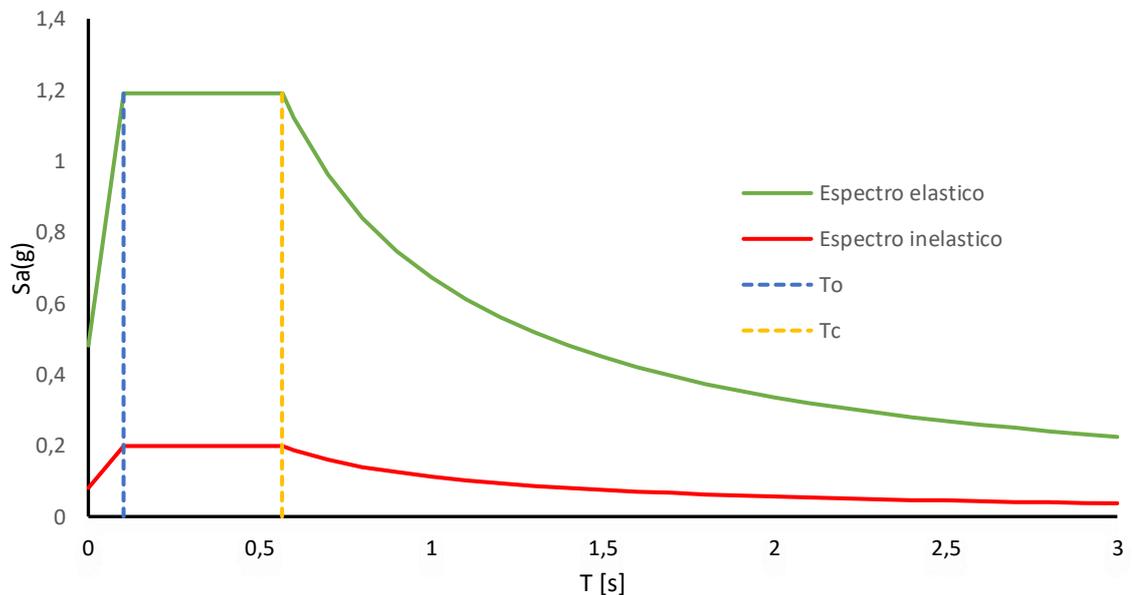
$S_a$  en función del periodo fundamental de la estructura:

$$S_a = n \cdot Z \cdot F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad (6)$$

$$S_a = 2,48 \cdot 0,4 \cdot 1,2 \cdot \left( \frac{0,564712}{0,479556} \right)^1$$

$$S_a = 0,647g$$

La Figura 6, línea de color verde muestra el espectro elástico para la estructura y de color rojo se observa el espectro inelástico mismo que se determina al dividir las Ecuaciones ( 1 ) y ( 6 ) por el facto R (factor de reducción).



**Figura 6.** Espectro elástico e inelástico de la estructura.

## 5.4 Determinación de cargas

### *Carga viva (L)*

Debido a que la edificación esta destina para una vivienda, se establece una carga de servicio  $L$ , este valor se determinó en función a lo dictaminado en la norma NEC-SE-CG, sección 4.2 donde se indica que el valor a usarse para viviendas unifamiliares y bifamiliares es de  $2 \text{ kN/m}^2$ . Esto por servicios de ocupación destinada a cubrir los pesos de personas, muebles y equipos siendo estos fijos o temporales.

### *Carga muerta (D)*

De acuerdo con la normativa NEC-SE-CG, las cargas muertas están definidas por todos los elementos estructurales que se encuentran en cada nivel de manera fija y permanente, hasta el 2015 [31], se asumía una carga muerta igual a la carga viva de  $2 \text{ kN/m}^2$  [32]. Sin embargo, en la actualidad gracias al uso de un software comercial de simulación mediante elementos finitos es posible el modelado del caso de estudio en donde se logra determinar de manera más precisa el peso propio de la estructura. Además, se puede hacer un análisis de acuerdo con los materiales empleados dado que es indispensable acudir a catálogos de fabricantes nacionales y a normativas, la Tabla 6, muestra los pesos de los materiales que interviene en cada piso, obteniendo un valor total de  $3,56 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabla 6.** Detalle de las solicitaciones de carga muerta del caso de estudio.

Carga	Valor [kN/m <sup>2</sup> ]	Detalle
Peso losa de hormigón	1,754	5 cm espesor de la losa sobre cresta
Placa colaborante Novalosa 55	0,073	0,76 mm de espesor
Cielorraso de yeso sobre listones de madera	0,2	---
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento por cm de espesor	0,4	2 cm de espesor
Paredes de bloque	0,981	Bloque de entre 12 y 15 cm
Instalaciones (eléctricas y sanitarias)	0,147	Diámetro de conductores residenciales
<b>Total</b>	<b>3, 56 [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>363, 02 [kg/m<sup>2</sup>]</b>

## Sobrecarga (SD)

Teniendo en consideración la Tabla 6, se determina que es necesario asumir un 50% del valor de la carga total calculada para determinar el peso de instalaciones eléctricas, sanitarias, paredes, pisos, sistema de almacenamiento entre otros. En la Tabla 7, se identifica que el valor calculado para sobrecarga es de  $1,78 \text{ kN/m}^2$ , pero para tener un índice de seguridad se determina que el valor para la simulación de la sobrecarga será de  $2 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabla 7.** Cálculo de la sobrecarga.

Carga	Valor [kN/m <sup>2</sup> ]	Detalle
Peso total de carga muerta	3,56	Valor calculado
Peso sobrecarga calculado	1,78	50% de carga muerta
Valor asumido para simulación	2	-

## Carga de granizo (S)

De acuerdo con la dispuesto, por la normativa NEC-SE-DG, sección 3.2.5 para cubiertas con pendientes menores al 5% recomienda una carga mínima de  $1 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabla 8.** Carga viva para viviendas.

Detalle	Valor [kN/m <sup>2</sup> ]
Cubiertas con inclinación menores del 5 %	1

## Carga de viento (W)

La carga de viento se determina en base a la velocidad del viento, para lo cual la norma NEC-SE-DG recomienda un valor de viento no menor a  $75 \text{ km/h}$ ; sin embargo, para tener un valor más conservador se emplea una velocidad de  $90 \text{ km/h}$  ( $25 \text{ m/s}$ ), el cálculo se lo realiza en las ecuaciones ( 7 ) y ( 8 ), donde se determina la velocidad corregida de viento  $V_b$  y (W) la carga de viento. La Tabla 9, muestra los valores para el desarrollo de las ecuaciones antes citadas.

**Tabla 9.** Factores para el cálculo de la velocidad de viento corregida.

Variable	Valor
Velocidad asumida del viento [m/s]	25
Coefficiente de corrección ( $\sigma$ ) (Obstrucción baja para altura de 10,7 m)	0,97
Coefficiente $C_e$	1.011
Coefficiente $C_f$	0.8
Densidad del viento [kg/m <sup>3</sup> ]	1.25

La velocidad corregida se obtiene:

$$V_b = v \cdot \sigma \quad (7)$$

$$V_b = 25 \text{ m/s} \cdot 0,97$$

$$V_b = 24,25 \text{ m/s}$$

Para determinar la presión  $W$  (wind), ejercida por el viento en la estructura se determina con los valores de la Figura 5, conforme a la Ecuación ( 8 ).

$$W = \frac{1}{2} \cdot \rho_{viento} \cdot V_b^2 \cdot C_e \cdot C_f \quad (8)$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(24,25 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \cdot 1,003 \cdot 0,8$$

$$W = 30,07 \text{ Pa}$$

$$W = 0,295 \text{ kN/m}^2$$

## 5.5 Combinaciones de carga según la NEC-15

### Combinadas de cargas para el diseño por ultima resistencia

Para el diseño se considera las siguientes combinaciones de carga dictaminadas por la normativa NEC-SE-DG sección 3.4.3 [21].

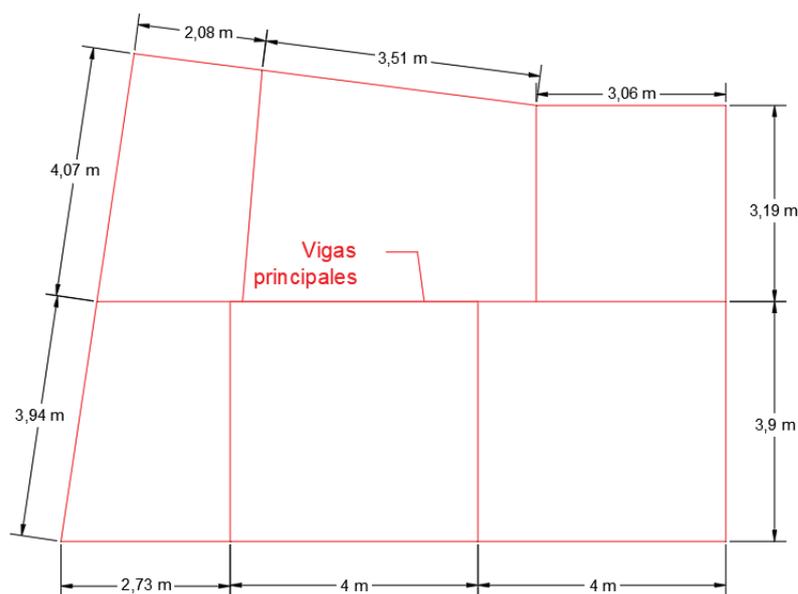
**Tabla 10.** Combinaciones de cargas según NEC-SE-DG.

Denominación	Combinación
Combinación 1	$1,4 \cdot D$
Combinación 2	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \max(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
Combinación 3	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot \max(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + \max(L \text{ o } 0,5 \cdot W)$
Combinación 4	$1,2 \cdot D + 1 \cdot W + L + 0,5 \cdot \max(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
Combinación 5	$1,2 \cdot D + E + L + 0,2 \cdot S$
Combinación 6	$0,9 \cdot D + W$
Combinación 7	$0,9 \cdot D + E$

## 5.6 Predimensionamiento estructural

### Predimensionamiento de la viga

En la Figura 7, se muestran las longitudes de las vigas principales donde se observa existen claros de 4 m, y para realizar un predimensionamiento rápido se puede aplicar el criterio de dividir el claro mayor para un valor entre 20 y 28 [33], de manera que se obtendrá la altura ( $h$ ) del perfil I. Al resolver la Ecuación ( 9 ), se determina la altura mínima requerida de alma del perfil el valor calculado es de 18,18 cm, por lo tanto, se elige un perfil IPE 200.



**Figura 7.** Longitud de vigas principales de la planta 1,2,3 y 4.

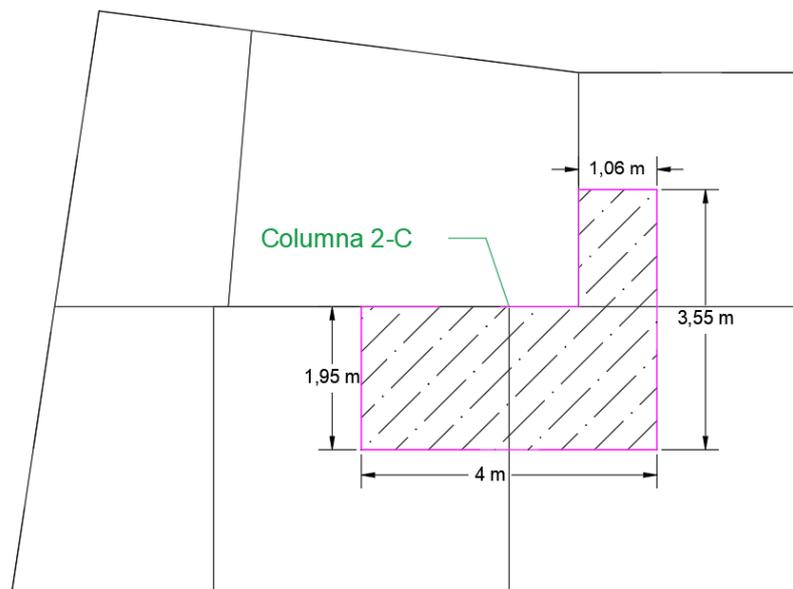
$$h = \frac{l}{22} \quad (9)$$

$$h = \frac{400 \text{ cm}}{22}$$

$$h = 18,18 \text{ cm}$$

### Predimensionamiento de la columna

Para el predimensionamiento de la columna de sección hueca, se determina que la columna 2-C al ser una columna central está sometida a la mayor concentración de cargas [34], para lo cual se inicia con el cálculo del área tributaria, se desprecia el peso propio de la columna ya que comparada con la edificación es insignificante, además se usan los valores de la Tabla 11 y el área tributaria delimitada por color morado mostrado en la Figura 8.



**Figura 8.** Distribución del área tributaria de la columna 2-C.

**Tabla 11.** Variables para el predimensionamiento de columna.

Denominación	Símbolo	Valor
Límite de fluencia Acero A36	$f_y$	2530 $\left[ \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$
Altura entre pisos	$h$	2,6 [m]
Carga muerta calculada	$D$	363,47 $\left[ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$
Carga viva	$L$	204 $\left[ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$
Número de pisos	$N_p$	4

En la Ecuación ( 10 ), se determina el valor del área tributaria para la columna 2-C.

$$A_{trib\ columna\ 2-C} = (4\ m \cdot 1,95m) + (1,06m \cdot 1,6m) \quad (10)$$

$$A_{trib\ columna\ 2-C} = 9,496\ m^2$$

Cálculo de carga ultima

$$P_u = (1,2D + 1,6L) \cdot N_p \cdot A_{trib\ columna\ 2-C} \quad (11)$$

$$P_u = (1,2 \cdot 363,02 + 1,6 \cdot 203,94)kg/m^2 \cdot 4 \cdot 9.496\ m^2$$

$$P_u = 28941,073\ kg$$

Para el cálculo de la relación de esbeltez  $Kl/r$ , se recomienda usar un valor entre 120 a 200 [35], al tratarse de un miembro principal se usa  $kl/r = 150$ , además se determina un factor de carga para miembros sometidos a compresión denominado  $F_a = 467\ kg/cm^2$ , este valor se extrae del Anexo 1, para calcular el área requerida del perfil se emplea la Ecuación ( 12 ), donde se divide la carga ultima  $P_u$  para el Factor de carga  $F_a$ .

$$A_{req} = \frac{P_u}{F_a} \quad (12)$$

$$A_{req} = \frac{28965,23\ kg}{467\ kg/cm^2}$$

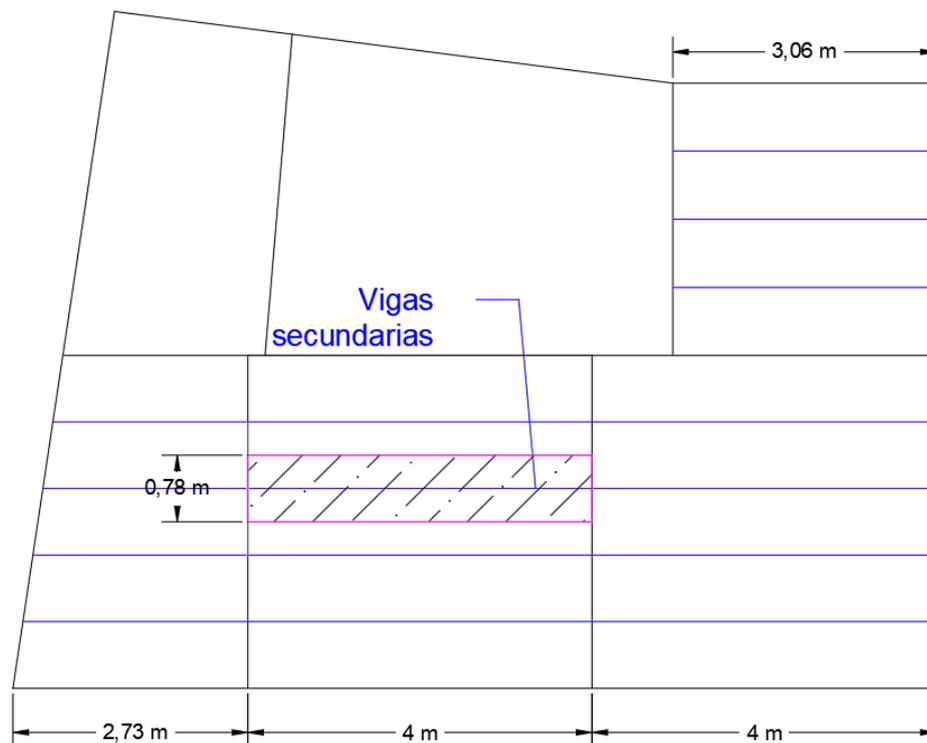
$$A_{req} = 62,02\ cm^2$$

Con el resultado obtenido de la Ecuación ( 12 ), se usa un catálogo de tubería estructural de sección cuadrada (Anexo 2) para buscar un perfil con un área igual o cercana al valor obtenido, se identifica que el perfil tubular de 250 x 250 x 6 mm tiene un área de 57,63 cm<sup>2</sup> misma que está muy cercana al área calculada.

### **Predimensionamiento de las vigas secundarias**

La Figura 9, muestra las longitudes de las vigas secundarias y el área tributaria, la viga secundaria de mayor luz es de 4 m, para realizar el predimensionamiento se debe calcular el módulo plástico del perfil. Inicialmente se determina la carga que actuará en la viga para lo

cual se emplea la segunda combinación  $C_2$ , esta carga se transforma en una carga lineal Ecuación ( 13 ). Las vigas trabajan solo a corte, sin embargo, para realizar un cálculo rápido se consideran como una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida, y aplicando la Ecuación ( 14 ) extraída del prontuario básico de estructuras simples Anexo 3, se determina el momento máximo. Finalmente se aplica la Ecuación ( 15 ) para determinar el módulo de sección plástico  $Z_x$  y se lo compara con valores del catálogo de perfiles estructurales rectangulares Anexo 4.



**Figura 9.** Longitudes de las vigas secundarias en los entrepisos 1 - 4.

Combinación 2 cargas mayoradas:

$$C_2 = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5L_r$$

$$C_2 = 1,2(363,47 \text{ kg/m}^2) + 1,6(204 \text{ kg/m}^2) + 0,5 \cdot (102 \text{ kg/m}^2)$$

$$C_2 = 813,56 \text{ kg/m}^2$$

Transformación de la carga  $C_2$  en carga uniforme  $q$ :

$$q = C_2 \cdot \text{ancho\_colaborante} \quad (13)$$

$$q = 813,56 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,78 \text{ m}$$

$$q = 634,58 \text{ kg/m}$$

Cálculo del momento máximo:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (14)$$

$$M_{max} = \frac{634,58 \text{ kg/m} \cdot (4\text{m})^2}{8}$$

$$M_{max} = 1269,15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = 126915,98 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculo del módulo plástico

$$Z_x = \frac{M_{max}}{\phi \cdot F_y} \quad (15)$$

$$Z_x = \frac{126905,50 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Z_x = 55,74 \text{ cm}^3$$

De acuerdo con el catálogo de perfiles estructurales de sección rectangular, Anexo 4, se puede emplear un tubo de 150 x 50 x 4 mm donde se determina un módulo plástico de 66,47 cm<sup>3</sup> siendo este valor mayor al calculado.

Después de haber predimensionado, es indispensable verificar si estas secciones son compactas, es decir que no fallen los pórticos frente a cargas sísmicas, de manera que estos perfiles no presenten fallos por inestabilidad local, para lo cual se determinan las relaciones descritas en la Tabla 12, extraídas del Anexo 5.

**Tabla 12.** Relación máxima ancho vs espesor de sección estructural sismorresistente [36].

Tipo de elemento		Relación	Relación calculada ancho-espesor ( $\lambda$ )	Relación límite ( $\lambda_{ps}$ )
Elemento				
Viga, sección tipo I	Patín		$b/t$	$0,30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7,225$
	Alma		$h/t_w$	$0,77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (2,93 - C_a)$
Vigueta sección rectangular	Patín		$b/t$	$0,55 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13,247$
	Alma		$h/t$	$2,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot (1 - 0,95 \cdot C_a)$
Columna sección cuadrada	Patín		$b/t$	$1,4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39,74$
	Alma		$h/t$	

En la Tabla 13, se determinan las relaciones  $\lambda$  para alma y patín de los perfiles predimensionados, posteriormente se los compara con la relación límite  $\lambda_{ps}$  y se determina si la sección es compacta o no.

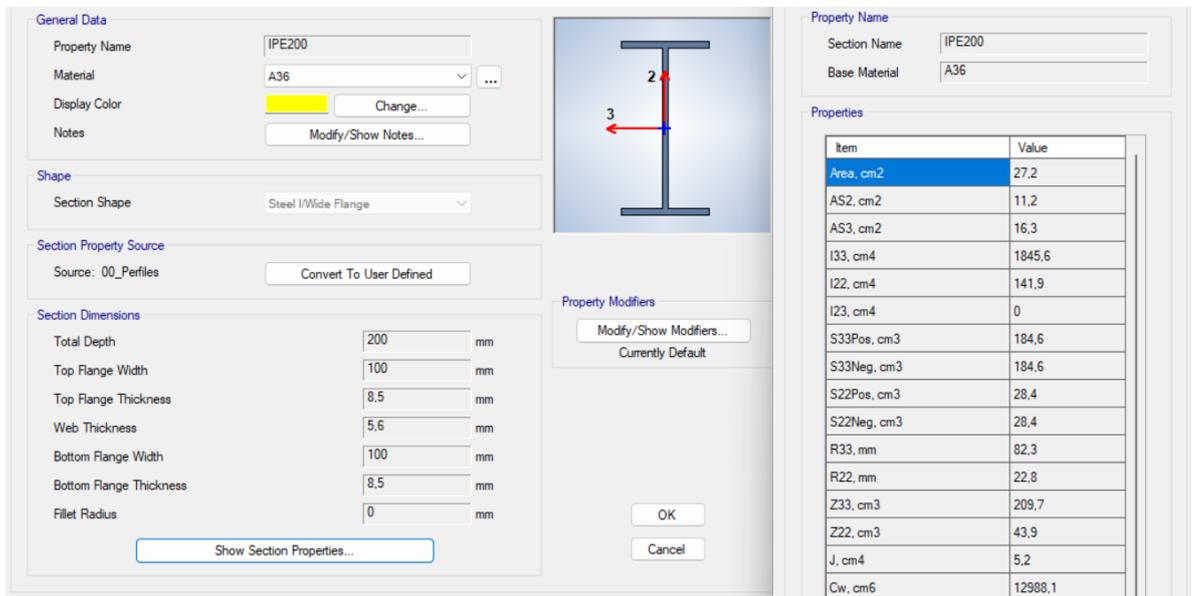
**Tabla 13.** Evaluación del comportamiento sísmico de los perfiles del caso de estudio.

Perfil	Elemento	$\lambda$	$\lambda_{ps}$	Resultado
Viga IPE200	Patín	5,98	7,23	Compacto
	Alma	19,24	59,12	Compacto
Vigueta 150x50x4	Patín	12,5	15,62	Compacto
	Alma	25	64,13	Compacto
Columna 250x4	Patín	37,66	39,74	Compacto
	Alma	37,66	39,74	Compacto

## 5.7 Modelamiento numérico del caso de estudio mediante MEF

El uso del software comercial de elementos finitos (MEF) como herramienta de modelado estructural, permite diseñar con precisión el comportamiento de la estructura frente a cargas de servicio, sísmicas entre otras, también permite optimizar el diseño estructural debido a la obtención de una solución numérica aproximada [37].

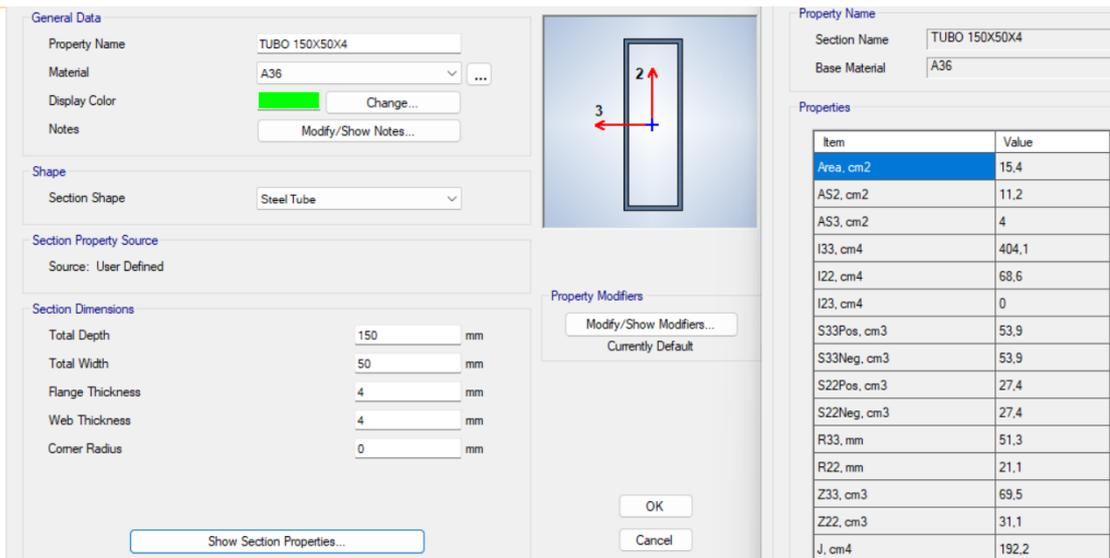
Se procedió a modelar el caso de estudio conforme al posicionamiento mostrado en las Figura 4 y Figura 5; así como perfiles predimensionados. Las Figura 10, Figura 11 y Figura 12 muestran las propiedades para vigas, vigas secundarias y columnas en acero estructural ASTM A36.



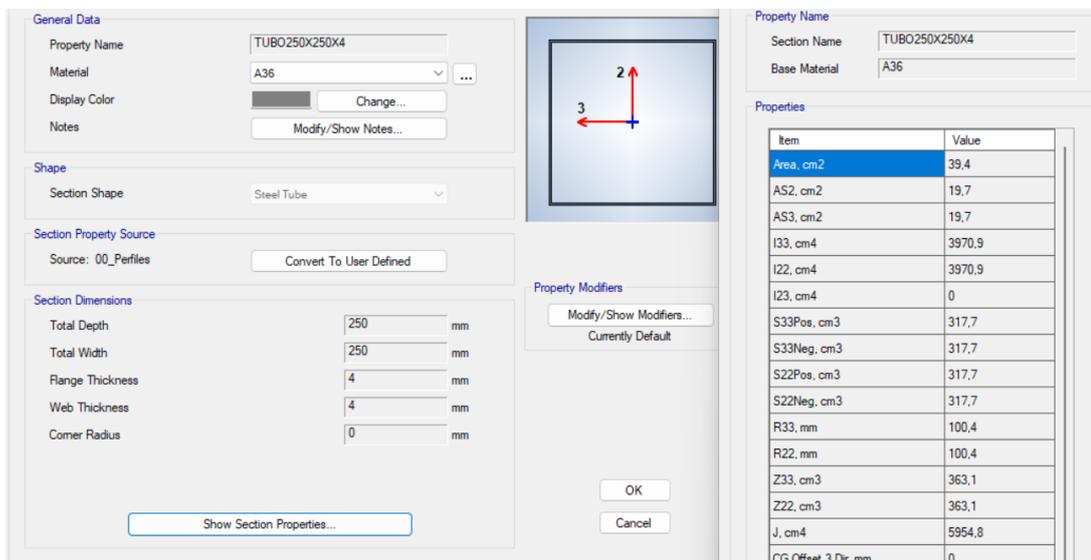
The screenshot displays the properties configuration for an IPE 200 steel section. The 'General Data' section shows the property name as 'IPE200' and the material as 'A36'. The 'Section Dimensions' section lists various geometric parameters in millimeters. The 'Properties' section contains a table with the following data:

Item	Value
Area, cm <sup>2</sup>	27,2
AS2, cm <sup>2</sup>	11,2
AS3, cm <sup>2</sup>	16,3
I33, cm <sup>4</sup>	1845,6
I22, cm <sup>4</sup>	141,9
I23, cm <sup>4</sup>	0
S33Pos, cm <sup>3</sup>	184,6
S33Neg, cm <sup>3</sup>	184,6
S22Pos, cm <sup>3</sup>	28,4
S22Neg, cm <sup>3</sup>	28,4
R33, mm	82,3
R22, mm	22,8
Z33, cm <sup>3</sup>	209,7
Z22, cm <sup>3</sup>	43,9
J, cm <sup>4</sup>	5,2
Cw, cm <sup>6</sup>	12988,1

Figura 10. Propiedades físicas sección IPE 200, viga.

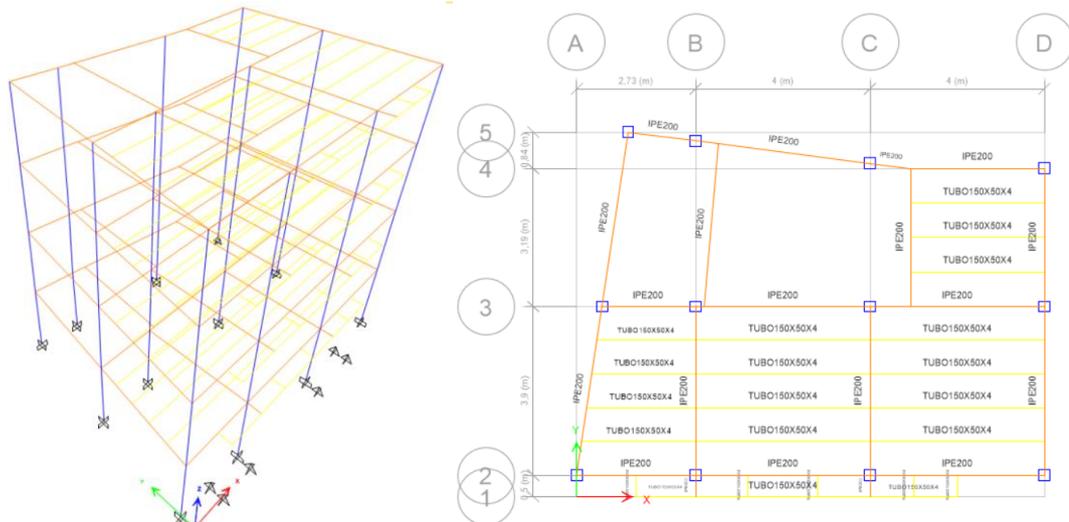


**Figura 11.** Propiedades físicas sección 150x50x4mm, viga secundaria.



**Figura 12.** Propiedades físicas sección 250x250x4mm, columnas.

La Figura 13, muestra una vista isométrica y una vista de planta del primer piso, así como la asignación de los perfiles predimensionados, además se ha agregado un balcón entre las coordenadas 1-2. En la vista de planta se identifican a las vigas principales con líneas continuas de color naranja y las vigas secundarias de color amarillo, en la vista isométrica se muestran las columnas con líneas continuas de color azul.



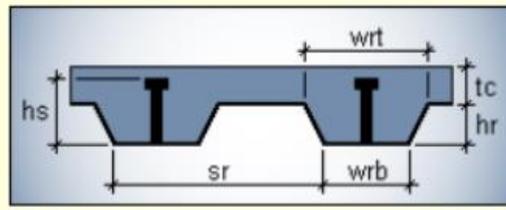
**Figura 13.** Vista Isométrica y de planta.

Se definen los datos para la losa colaborante NOVALOSA 55 en la Figura 14, de acuerdo con lo establecido en el Anexo 6, además se considera una altura para el concreto de 5 cm de espesor sobre la altura de cresta [38], dando un total de 10 cm para la losa, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 240 kg/cm<sup>2</sup>. La

Tabla 14, muestra las dimensiones que serán modificadas en el software.

**Tabla 14.** Propiedades de la losa colaborante [38].

Denominación	Simbología	Valor
Novalosa 55		
Espesor losa colaborante		0,76 mm
Altura sobre cresta	tc	50 mm
Altura de onda	hr	55 mm
Altura de Studs	hs	Por defecto
Distancia entre crestas	sr	325 mm
Distancia entre valles	wrt	191,75 mm
Ancho de valle	wrb	132,5 mm
Peso por unidad de área		7,47 Kg/m <sup>2</sup>



**General Data**

Property Name: NOVALOSA 55

Type: Filled

Slab Material: 240fc

Deck Material: A653SQGr33

Modeling Type: Membrane

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

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

---

**Property Data**

Slab Depth, tc	50	mm
Rib Depth, hr	55	mm
Rib Width Top, wrt	191,8	mm
Rib Width Bottom, wrb	132,5	mm
Rib Spacing, sr	325	mm
Deck Shear Thickness	0,8	mm
Deck Unit Weight	11,23	kgf/m <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	12	mm
Shear Stud Height, hs	80	mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	56,19	kgf/mm <sup>2</sup>

Figura 14. Ingreso de propiedades de losa colaborante.

EL sentido de la losa debe ser perpendicular a las vigas secundarias, la Figura 15, muestra la vista de alzado donde se identifica la disposición de la losa colaborante.

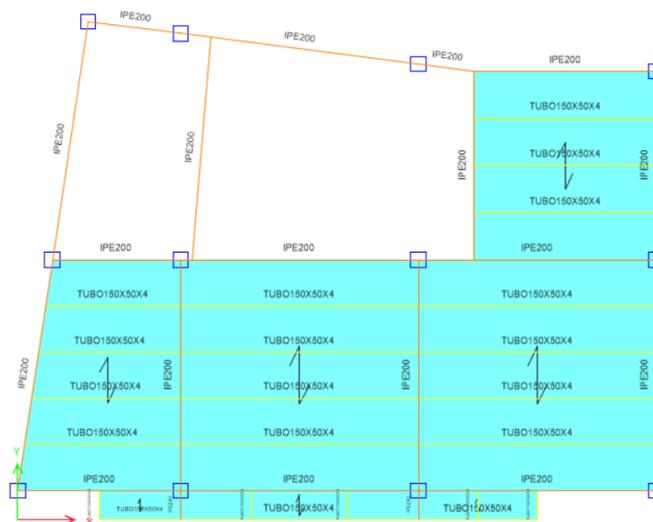


Figura 15. Asignación de la losa colaborante en la estructura.

Se crea una sección donde se aplica las cargas de viento, sin embargo, estas secciones no deben aportar rigidez a la estructura, por lo cual en Figura 16, se muestran sus propiedades.

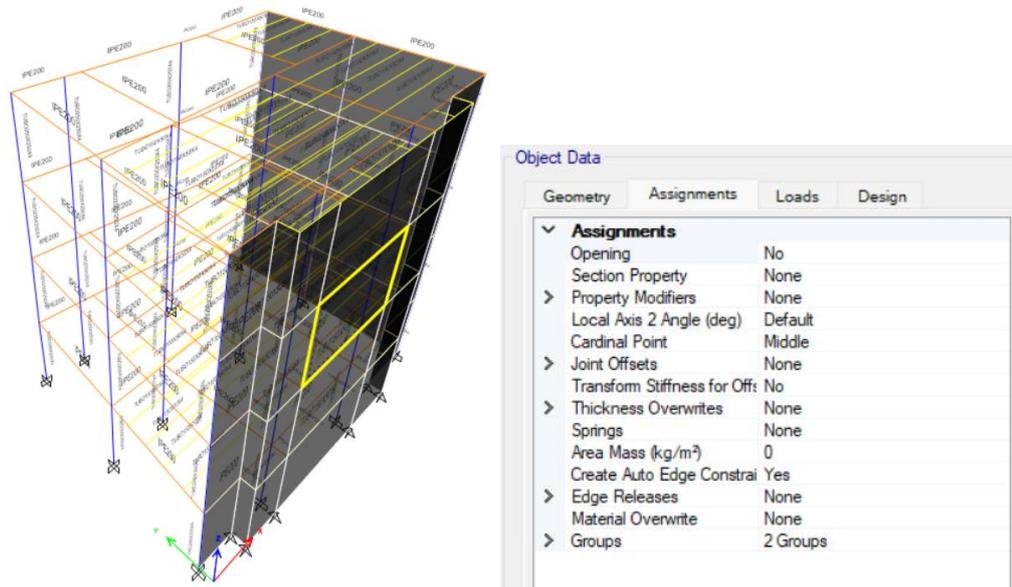


Figura 16. Sección para asignación de cargas de viento al sistema.

La Figura 17, muestra las cargas definidas para realizar el análisis de la estructura, también se determina la sobrecarga muerta “SD”. Además, es importante calcular el coeficiente basal para el comportamiento sísmico estático. En las Figura 18 y Figura 19 se determina los valores para el sismo estático en sentido x “Ex estático” y sentido Y “Ey estático”.

Loads			
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
SD	Super Dead	0	
L	Live	0	
S	Snow	0	
Ex estático	Seismic	0	User Coefficient
Ey estático	Seismic	0	User Coefficient
W	Wind	0	None

Figura 17. Definición de tipo de cargas.

Las variables que intervienen en la configuración de las cargas sísmicas en sentido X e Y de la Figura 18 y Figura 19 son: el periodo de vibración  $T$ , un factor  $k$  y el cortante basal  $V$ . El período de vibración se lo define como el tiempo que tarda una estructura en completar un ciclo, se relaciona de manera directa con la masa e indirecta con la rigidez, por lo que a mayor

masa el periodo incrementa, caso contrario con la rigidez que al ser mayor el periodo tiende a disminuir [39], la Ecuación ( 16 ) muestra las variables para realizar el cálculo y se extrae de la Tabla 5.

$$T = C_t \cdot (h_n)^\alpha \quad (16)$$

$$T = 0,072 \cdot (10,7)^{0,8}$$

$$T = 0,4796 \text{ s}$$

Se determina el coeficiente  $k$  relacionado con el periodo de vibración de la estructura, como el período de vibración es menor a 0,5 [s] toma un valor de  $k = 1$  [30] este es importante debido a que permite generar una distribución no lineal de las fuerzas laterales calculadas, se ingresa en las configuraciones del sismo estático Figura 18 y Figura 19.

El cortante basal es la acumulación de esfuerzos cortantes de cada uno de los niveles de la estructura, se caracteriza por que a medida que se acerca a la base de la estructura este se aumenta, este valor depende las configuraciones geométricas de la edificación y de su ubicación, se lo calcula con la Ecuación ( 17 ) [30] y se configura en el software de simulación Figura 18 y Figura 19.

$$V = \frac{I \cdot Sa(T)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \quad (17)$$

$$V = \frac{I \cdot \eta \cdot F_a \cdot Z}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e}$$

$$V = \frac{1 \cdot 2,48 \cdot 1,20 \cdot 0,4}{6 \cdot 0,9 \cdot 1}$$

$$V = 0,2204$$



Direction and Eccentricity		Factors	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0,2204
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0,05	Top Story	Story4
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base

**Figura 18.** Configuraciones del sismo estático en dirección X,  $E_x$  estático.



Figura 19. Configuraciones del sismo estático en dirección Y,  $E_y$  estático.

## Definición de las combinaciones de cargas conforme NEC 2015

Se define las combinaciones de cargas, de acuerdo con lo establecido en la normativa NEC 2015, además en donde existe la carga muerta  $D$ , se añade la sobrecarga muerta  $SD$ , tal como se indica en la

Tabla 15.

Tabla 15. Combinaciones de cargas según NEC-SE-DG.

Denominación	Combinación
Combinación 1	$1,4 \cdot D + 1,4 \cdot SD$
Combinación 2	$1,2 \cdot D + 1,2 \cdot SD + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot S$
Combinación 3	$1,2 \cdot D + 1,2 \cdot SD + 1,6 \cdot S + L$
Combinación 4	$1,2 \cdot D + 1,2 \cdot SD + 1 \cdot W + L + 0,5 \cdot S$
Combinación 5	$1,2 \cdot D + E_x + L + 0,2 \cdot S$
Combinación 6	$1,2 \cdot D + E_y + L + 0,2 \cdot S$
Combinación 7	$0,9 \cdot D + 0,9 \cdot SD + W$
Combinación 8	$0,9 \cdot D + 0,9 \cdot SD + E_x$
Combinación 9	$0,9 \cdot D + 0,9 \cdot SD + E_y$

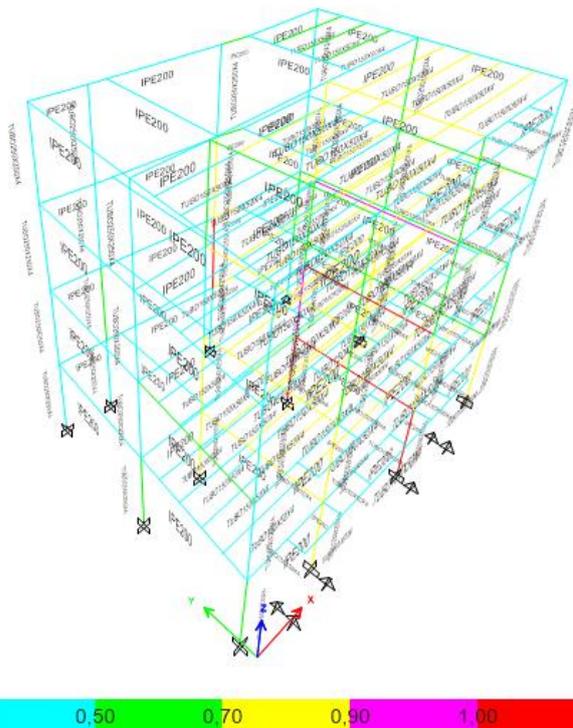
En la Figura 20, la columna de la derecha muestra las configuraciones realizadas al aplicar el método de diseño LRFD mismas que se indican de color negro, se modifica al método a OMF (Ordinary Moment Frame), que corresponde a pórticos ordinarios resistentes a momentos, también se cambia la categoría sísmica a “C”, se define el factor de reducción  $R = 6$  se lo usa para reducir la intensidad de las fuerzas sísmica de diseño elásticas, también se modifica el factor de sobrerresistencia del sistema “Dising System Omega” a 2,5 [40] y el método de análisis se lo cambia a “Effective Lenght” caracterizado para estructuras que

soportan principalmente cargas gravitacionales considerando el comportamiento inelástico de los miembros estructurales.

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	OMF
04	Seismic Design Category	C
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0,5
08	Design System R	6
09	Design System Omega0	2,5
10	Design System Cd	5,5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Effective Length
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	BRB Beta Factor	1,3

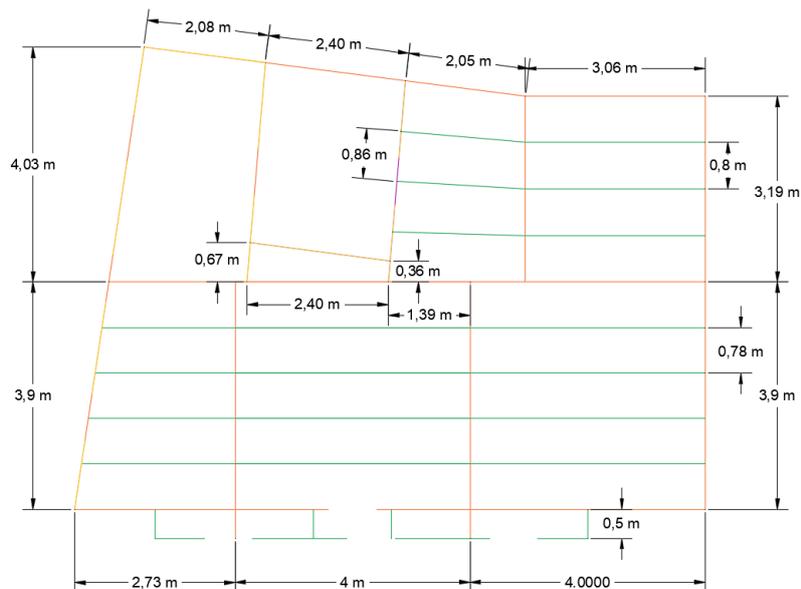
**Figura 20.** Configuración de parámetros del método de análisis LRFD conforme al caso de estudio.

Se realiza la simulación numérica con los perfiles predimensionados (Viga IPE 200, vigas secundarias tubo rectangular 150 x 50 x 4 mm y columna cuadrada de 250 x 250 x 4 mm), se determina si la demanda capacidad es adecuada para los elementos estructurales. En la Figura 21, se observa que la demanda capacidad de varios perfiles superan el valor máximo de 1, de manera que el software muestra dichos perfiles en color rojo. Consecuentemente, se debe realizar un cambio de perfiles y determinar si estas nuevas secciones cumplen con las condiciones determinadas.

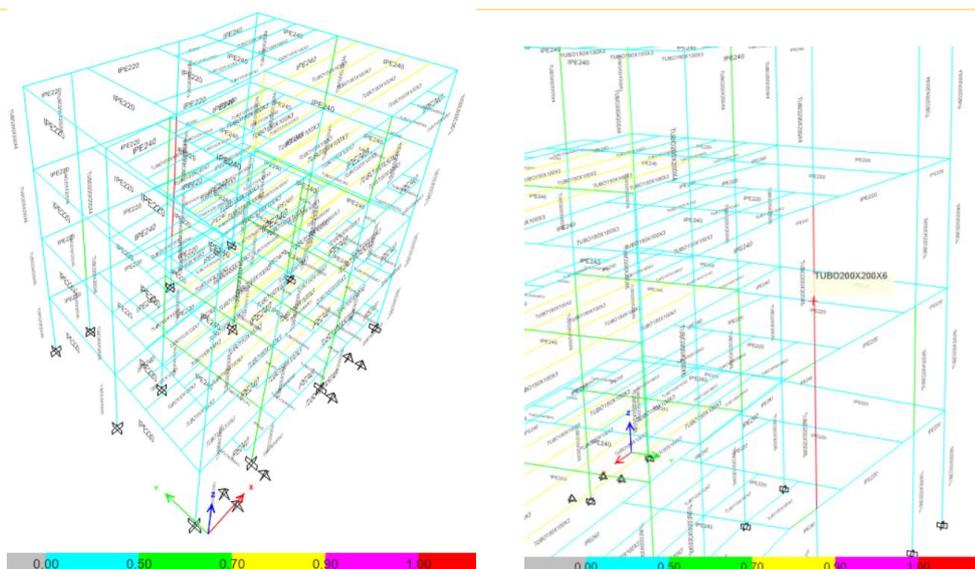


**Figura 21.** Resultados de la relación demanda-capacidad del sistema conforme el método LRFD

La Figura 22, muestra una nueva distribución para las gradas, sin embargo, aún se observa que las columnas 1-C de la segunda y tercera planta (250 x 250 x 6 mm), no cumplen con la demanda capacidad, ver Figura 23.

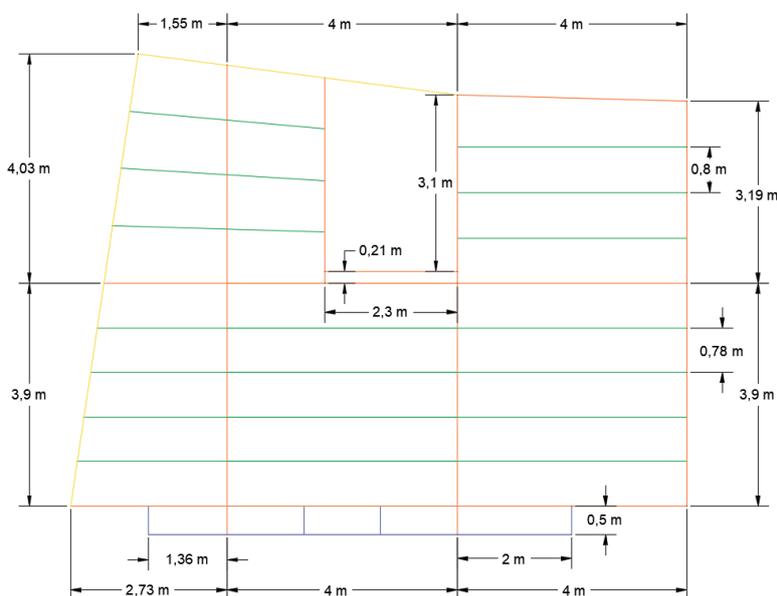


**Figura 22.** Cambio de distribución espacial a los entresijos.



**Figura 23.** Demanda capacidad LRFd con sobre carga para la columna 1-C.

Se realiza un cambio en la distribución de planta dando continuidad a la viga IPE 240 del pórtico C, este cambio se realiza en todos los pisos como se muestra en la Figura 24. Además, se optimiza el área de ocupación, área para las gradas y para el ducto de iluminación, dando como resultado un área de ocupación de 69,89 m<sup>2</sup> para el modelo final, frente a 62.42 m<sup>2</sup> del modelo anterior.



**Figura 24.** Redistribución de plantas del modelo final.

La Figura 25, muestra la relación demanda capacidad del modelo final, donde se observa que la mayoría de los perfiles trabajan a una capacidad por debajo de 0,5.

Priorizando la seguridad estructural del proyecto y amplificando el área de uso del inmueble.

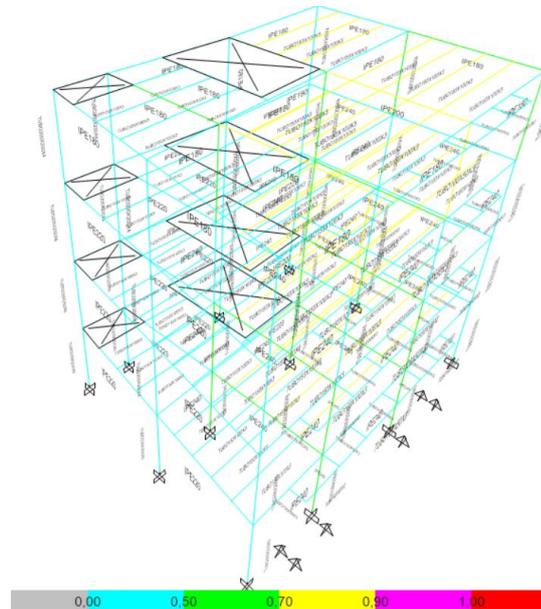
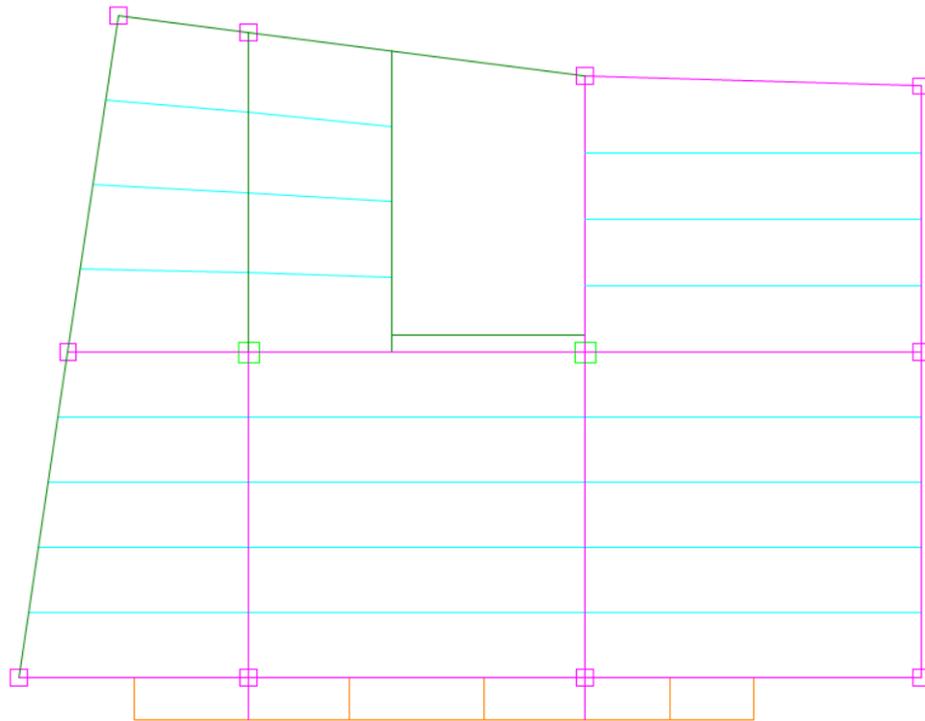


Figura 25. Demanda capacidad del modelo final mediante método LRFD.

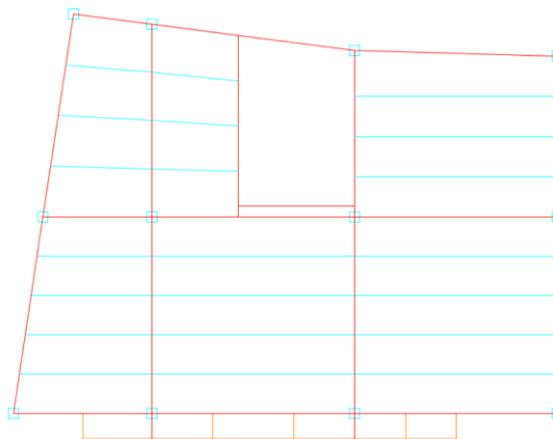
### Perfiles empleados para la edificación

Los perfiles empleados en las plantas 1, 2 y 3 se muestran en la Figura 26, donde se identifican a las vigas principales con líneas continuas de color verde y magenta siendo estos perfiles tipo IPE 220 e IPE 240, respectivamente. Las vigas secundarias se muestran con líneas continuas color cian y son perfiles tubulares 150 x 100 x 3 mm, para el balcón se usan perfiles tubulares 100 x 50 x 3 mm y se muestran con líneas continuas color naranja



**Figura 26.** Perfiles usados para los pisos 1 a 3.

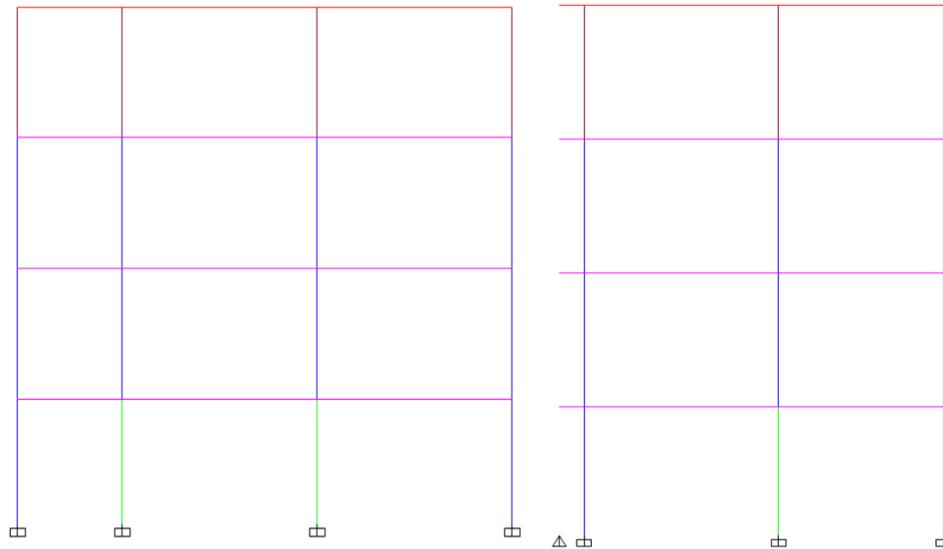
La Figura 27, muestra los perfiles usados para el piso 4, donde se identifican a las vigas principales con líneas continuas de color rojo siendo estos perfiles IPE 180, las vigas secundarias y el balcón se muestran con líneas continuas de color cian y naranja siendo estos perfiles tubulares 150 x 100 x 3 mm y 100 x 50 x 3 mm respectivamente.



**Figura 27.** Perfiles usados para Piso 4 conforme colorimetría indicada en el documento.

En la Figura 28, se muestra a la izquierda el pórtico 2 y a la derecha el pórtico C, donde se identifican a las vigas principales con líneas continuas de color rojo y magenta

siendo estos perfiles IPE 180 e IPE 240, además, se muestran columnas representadas con líneas continuas de color azul, verde y café, siendo estos perfiles tubulares 200 x 200 x 6 mm, 250 x 250 x 6 mm y 200 x 200 x 4 mm, respectivamente.



**Figura 28.** Perfiles usados en los pórticos 2 y C, conforme colorimetría indicada en el documento.

### Cálculo de deriva inelástica

De acuerdo con la normativa NEC 2015, se establece las combinaciones de carga que provoca los desplazamientos laterales más desfavorables son las combinaciones 5 y 6 de acuerdo con la

Tabla 15, la combinación 5 actúa a lo largo del eje X y la combinación 6 a lo largo del eje Y, se determina que el valor de la deriva no debe ser exceder el 2% o 0,02 [30], los valores de derivas se calculan en las Tabla 16 y Tabla 17, donde se observa que ningún valor esta sobre 0,02 por lo tanto, la estructura cumple con el análisis de deriva elástica.

Cálculo de deriva de piso, consiste determinar la diferencia entre el desplazamiento del piso superior  $X_i$  y el desplazamiento del piso inferior  $X_{i-1}$ , y luego este valor dividir para la altura de entrepiso  $h$  [30].

$$\Delta_E = \frac{X_i - X_{i-1}}{h} \quad (18)$$

Cálculo de la deriva inelástica [30].

$$\Delta_{Mx} = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad (19)$$

**Tabla 16.** Calculo derivas dirección X.

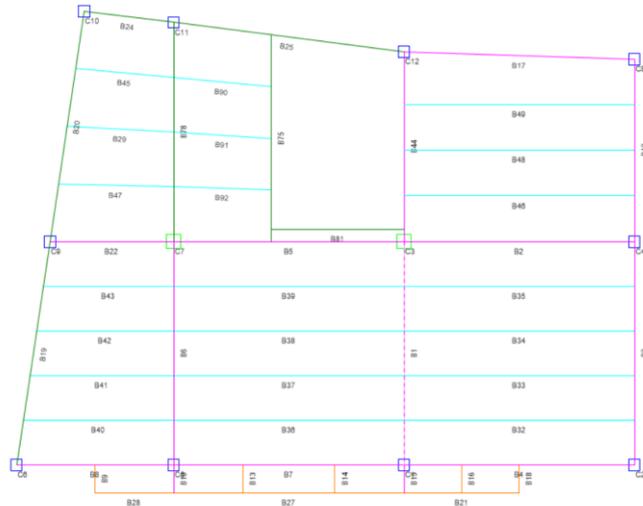
Piso	Desplazamiento Sentido X [mm]	Altura de entresijos h [mm]	$\Delta_{Ex}$	R	$\Delta_{Mx}$	< 0.02
4	26,7017	2700	0,0022	6	0,0098	Ok
3	20,8468	2700	0,0026	6	0,0117	Ok
2	13,8101	2700	0,0031	6	0,0140	Ok
1	5,4276	2700	0,0020	6	0,009	Ok
Base	0	2600	0	6	0	Ok

**Tabla 17.** Calculo derivas dirección Y.

Piso	Desplazamiento Sentido Y [mm]	Altura de entresijos h [mm]	$\Delta_{Ey}$	R	$\Delta_{My}$	< 0.02
4	27,7486	2700	0,0023	6	0,0103	Ok
3	21,5669	2700	0,0028	6	0,0125	Ok
2	14,0577	2700	0,0032	6	0,0144	Ok
1	5,4459	2700	0,0020	6	0,0091	Ok
Base	0	2600	0	6	0	Ok

## 5.8 Análisis de la junta crítica mediante software

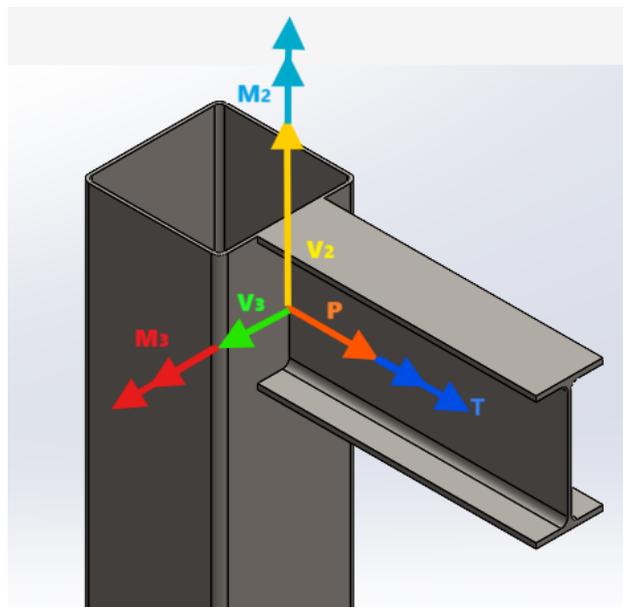
Para encontrar la junta que está trabajando a mayores sollicitaciones, se analiza la estructura de acuerdo con la combinación de cargas 5 y 6, mismas que son las más desfavorables, y de acuerdo con lo mencionado anteriormente los pórticos centrales de los niveles inferiores son los que acumulan las mayores cargas por lo tanto mediante el software se determinan que: la viga B1 del piso 1 es la más crítica. La Figura 29, muestra la viga B1, misma que se representa con líneas entrecortada de color magenta, mientras en la Figura 30, se determinan los valores de las reacciones extraídos del software. La Figura 31, muestra un esquema donde se representa el sentido de las reacciones tomadas de la Figura 30, siendo P la reacción normal, V2 y V3 son reacciones cortantes, T es la torsión, M2 y M3 son momentos flectores.



**Figura 29.** Identificación de la viga más desfavorable resaltada mediante línea discontinua de color magenta. Vista del entrepiso Piso 1.

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element
Story1	B1	8	1,2D+1,2SD+Ey+L+0,2S	Combination			3,775	-0,5406	55,263	-0,0005	-1,849E-05	0,0079	-46,2288	8-5
Story1	B6	14	1,2D+1,2SD+Ey+L+0,2S	Combination			3,775	-0,1622	46,7653	-0,0015	0,0002	-0,0054	-42,1939	14-5
Story1	B3	6	1,2D+1,2SD+Ey+L+0,2S	Combination			3,8	1,5407	32,5296	0,01	-0,0001	-0,0074	-31,3079	6-5
Story1	B44	25	1,2D+1,2SD+Ey+L+0,2S	Combination			3,2117	0,6952	27,8566	0,0026	0,0017	-0,0002	-28,7391	25-5
Story1	B1	8	1,2D+1,2SD+Ex+L+0,2S	Combination			3,775	0,5754	45,1026	-0,0111	0,0002	0,0007	-28,4126	8-5
Story1	B12	20	1,2D+1,2SD+Ey+L+0,2S	Combination			3,09	0,2313	28,8784	0,0031	0,0003	0,0028	-28,3572	20-4

**Figura 30.** Reacciones en la viga B1 – Piso 1.



**Figura 31.** Reacciones viga-columna.

## 6 Diseño de conexiones

El diseño de conexiones se desarrolla siguiendo los lineamientos indicados en la normativa AISC 360-16. En este sentido, a continuación, se presenta un resumen conciso del procedimiento general de diseño para conexiones mediante soldadura y empernada, respectivamente.

### 6.1 Conexión empernada

Las ecuaciones inmersas en el proceso de cálculo de una conexión empernada se presentan en la Tabla 18.

**Tabla 18.** Ecuaciones para conexiones empernadas [36].

Verificación resistencia a tracción (AISC 360-16: J3-1)		
	$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b$	( 20 )
$F_{nt}$ :	Resistencia a la tensión nominal	AISC 360-16, tabla J3.2
$A_b$ :	Área bruta del perno	
$\phi$	Factor de resistencia	
Verificación resistencia a cortante (AISC 360-16: J3-1)		
	$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b$	( 21 )
$F_{nv}$ :	Resistencia a tensiones tangenciales	AISC 360-16, tabla J3.2
$A_b$ :	Área Bruta del perno	
$\phi$	Factor de resistencia	
Verificación resistencia a cortante (AISC 360-16: J3-3)		
	$R_n = 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u$	( 22 )
$l_c$ :	Distancia libre entre el borde de agujero y el borde del material	AISC 360-16, tabla J3-6
$t$ :	Espesor de la placa	
$d$ :	Diámetro del perno	
$F_u$ :	Resistencia a la tracción	
$\phi$ :	Factor de resistencia	

## 6.2 Conexiones soldadas

Las ecuaciones inmersas en el proceso de cálculo para una conexión soldada se presentan en la Tabla 19.

**Tabla 19.** Ecuaciones para conexiones soldadas [36].

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)	
	$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we}$ (23)
$F_{nw}$ :	Resistencia nominal del material de aportación $F_{nw} = 0.6F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin^{1.5} \cdot \theta)$ $F_{EXX}$ =Resistencia mínima a la tracción especificada $\theta$ =Angulo de la soldadura
$A_{we}$ :	Área eficaz del elemento de soldadura
$\phi$ :	Factor de resistencia para conexiones soldadas

## 7 Diseño de conexión del caso de estudio

El análisis se realiza mediante el software comercial, que permite evaluar el comportamiento de la conexión y seleccionar los perfiles comerciales adecuados. En este caso, se ha utilizado un perfil tubular cuadrado de 250 x 250 x 6 mm como columna, y un perfil IPE 240 como viga principal. Este análisis busca asegurar que las conexiones puedan soportar las solicitaciones sin comprometer la integridad estructural del conjunto.

Los escenarios planteados para el estudio de diseño de conexión comprenden una configuración distinta del modelo estructural inicial. Se observan cambios en la geometría y disposición de los elementos, tanto en uniones soldadas como conexiones empernadas. De tal manera, se presentan los resultados de la simulación numérica en tres grupos de datos, conexión mediante soldadura, conexión empernada y nueva conexión empernada propuesta.

### 7.1 Conexión mediante soldadura

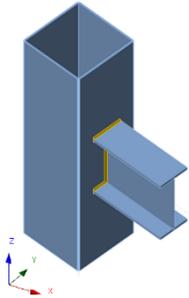
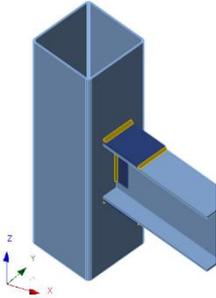
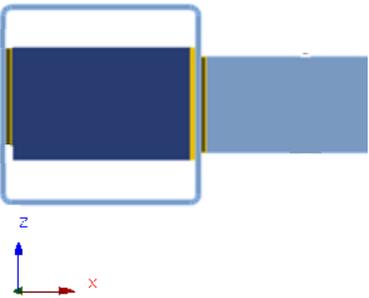
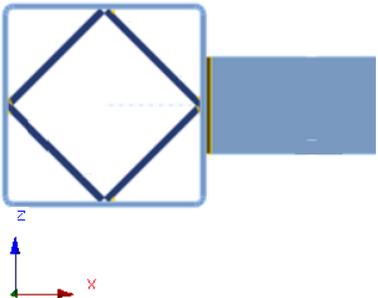
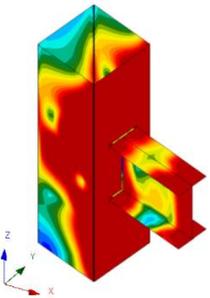
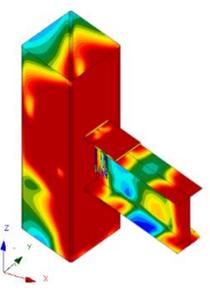
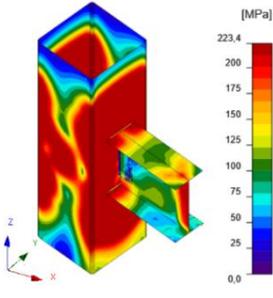
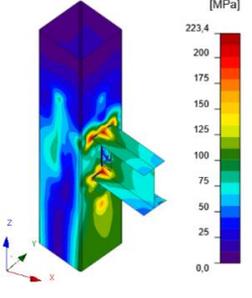
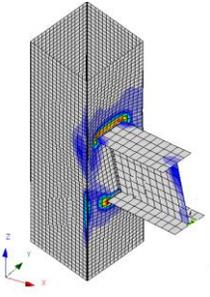
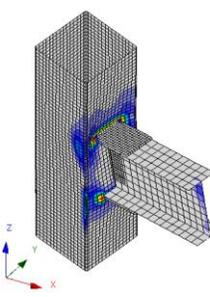
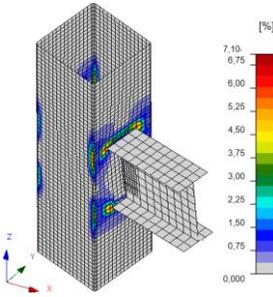
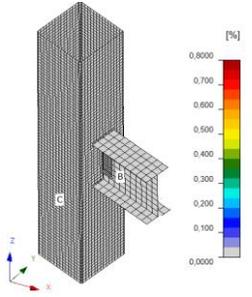
En la Tabla 20, se establece el análisis de uniones soldadas, ya que es un aspecto crítico en el diseño estructural, que influye directamente en la capacidad, seguridad y durabilidad de los elementos estructurales. En este estudio, se evaluaron cuatro configuraciones diferentes de modelos estructurales para determinar el desempeño de las placas y soldaduras bajo condiciones de carga específicas.

Este análisis permite comprender cómo diferentes diseños geométricos afectan el comportamiento de los materiales, proporcionando criterios para optimizar la resistencia y minimizar los riesgos de falla. Los resultados obtenidos destacan la importancia de seleccionar configuraciones que reduzcan la demanda sobre los elementos críticos, garantizando un desempeño estructural óptimo.

En esta subsección se presenta la exploración del comportamiento de tensiones y deformaciones de la unión analizada, mediante un proceso de diseño secuencial enfocado en el cumplimiento de los lineamientos de diseño de la normativa AISC 360-16 (tensión máxima, i.e.). En este caso se puede observar en la Tabla 20, el caso inicial de diseño, W1, no cumple los parámetros de diseño. Consecuentemente, el siguiente modelo nombrado como W2, contempla la incorporación de placas de refuerzo en los patines y en el alma (ver Tabla 20).

Este cambio refleja una reducción del porcentaje de deformación plásticas de las placas de la unión en alrededor del 9%. Similarmente, se puede observar que la relación del factor de uso de la soldadura se reduce en más del 40%, cumpliendo la normativa. Una vez que la relación demanda/capacidad de la soldadura se cumple y siguiendo esta tendencia decreciente de esfuerzos y deformaciones con la exploración de uniones soldadas. El caso W3 muestra una deformación plástica de las placas de la unión de alrededor del 10%, el doble del valor sugerido en el código de programación del software comercial de elementos finitos. Esta deformación se debe a la incorporación de rigidizadores en el interior de la columna al nivel de los patines de la viga IPE. Finalmente, el caso de estudio W4, que tiene refuerzos simétricos en el interior de la columna, es capaz de satisfacer todas las condiciones de diseño indicadas en la normativa, ver Tabla 20. Interesantemente, el esfuerzo de Von Mises se mantiene virtualmente decreciendo para todos los casos, excepto el W1, en el cual se puede observar un incremento en el valor del esfuerzo (276 MPa).

**Tabla 20.** Casos de estudio mediante conexiones soldadas normalizadas.

Caso	W1	W2	W3	W4
Modelo propuesto				
Placa (%)	26.3 > 5.0	17.4 > 5.0	10 > 5.0	0.1 < 5.0
Soldadura (%)	130.7 > 100	90.4 < 100	93.2 < 100	79.3 < 100
Von Mises (MPa)				
	276.1	258.3	243.4	223.6
Deformación plástica (%)				
	26.3	17.45	10	0.1

## 7.2 Conexión empernada

En la Tabla 21, se presenta el análisis de conexiones empernadas, fundamentales para transferir fuerzas entre los componentes estructurales de manera eficiente y segura. Este tipo de conexiones requiere un estudio detallado para garantizar que tanto los elementos involucrados como las uniones trabajen dentro de límites seguros, minimizando la deformación y el riesgo de falla.

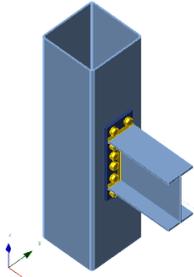
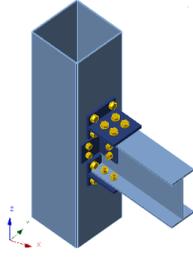
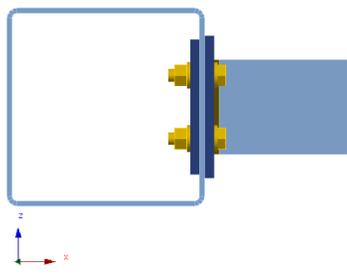
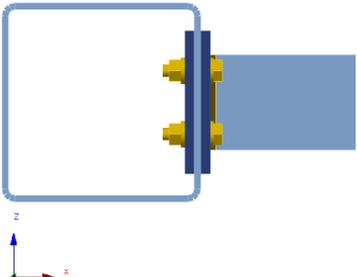
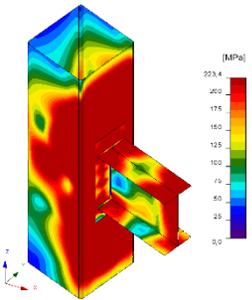
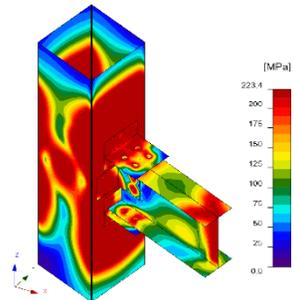
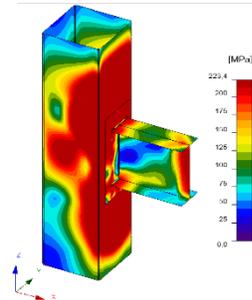
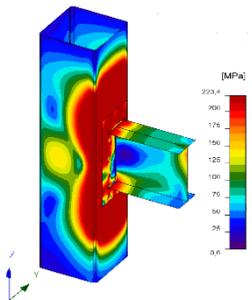
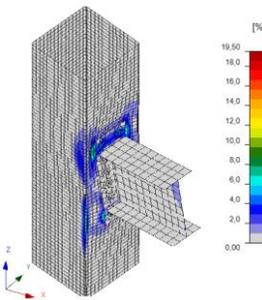
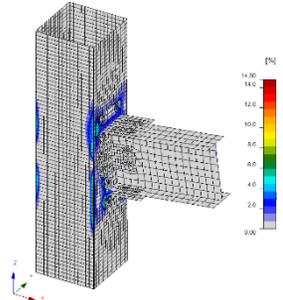
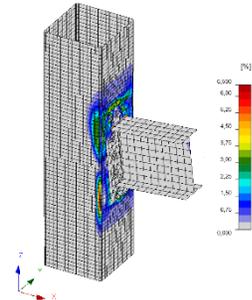
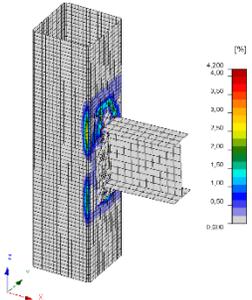
En este estudio se evaluaron cuatro configuraciones diferentes de conexiones empernadas: B1, B2, B3 y B4. Considerando criterios clave como el porcentaje de deformación en la placa, la deformación plástica local, el desempeño de los pernos, las soldaduras asociadas y los esfuerzos máximos de Von Mises. El objetivo principal fue identificar la configuración más eficiente y segura, garantizando el cumplimiento de los lineamientos normativos (AISC 360-16) y optimizando el comportamiento estructural.

Las configuraciones evaluadas permitieron analizar cómo el diseño geométrico y las disipaciones estructurales afectan directamente el desempeño de las uniones. Esto facilitó la selección del modelo que mejor equilibra eficiencia y cumplimiento normativo, proporcionando una base sólida para el diseño final.

En la Tabla 21, se observa inicialmente que el caso B1 no cumple con los parámetros de diseño y representan un riesgo de falla estructural ya que sus resultados son demasiado elevados a lo requerido, consecuentemente en el caso B2 se observa una mejor disposición en las placas de refuerzos que comprende tanto en las alas superior como inferior, igualmente en el alma frontal como posterior, la cual se evidencia una disminución significativa en la deformación local cerca del 2%, al mismo tiempo se observa que existe una disminución considerable en el factores de Von mises de 5 MPa y deformación plástica de 0.5% dando una mejor resultado significativo pero todavía no cumpliendo con límites establecidos por la normativa. Sin embargo, los factores de soldadura se mantienen dentro del rango aceptable. En el caso B3 (ver Tabla 21) se realiza una configuración distinta ya que se integró dos placas (12 mm espesor de las placas) a la columna, las cuales muestra un resultado de la deformación plástica del 8% y una sustancial mejora en los tornillos con una reducción del 17% cumpliendo con la normativa propuesta. Finalmente, en el caso de estudio B4 se mantiene la misma configuración que en el caso B3, con la diferencia de

que el espesor de la columna se incrementa a 8 mm en lugar de los 6 mm utilizados previamente. Este ajuste permite mejorar el desempeño estructural, logrando un diseño más eficiente y seguro. Como resultado, se observa una disminución significativa en el esfuerzo de Von Mises, reduciéndose a 26.9 MPa, y una deformación del 13.5%, lo que garantiza el cumplimiento de los requerimientos establecidos en la normativa.

**Tabla 21.** Casos de estudio de conexiones mediante empernadura normalizada.

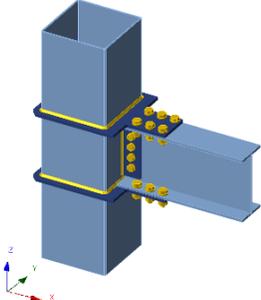
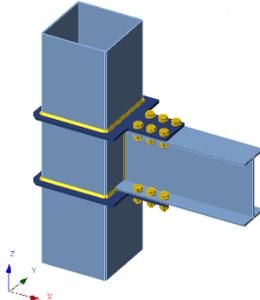
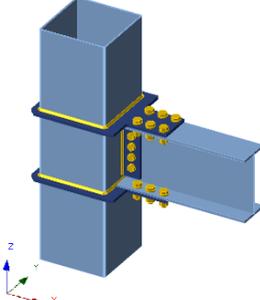
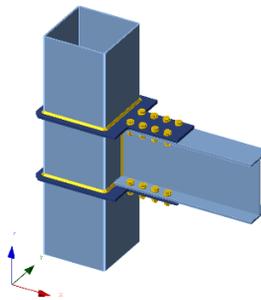
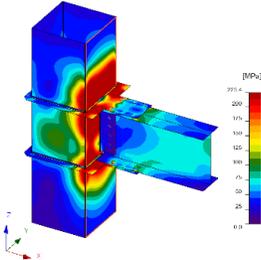
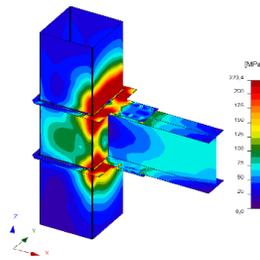
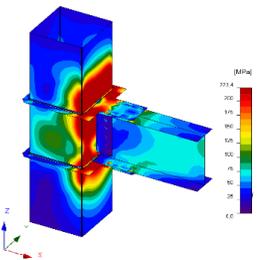
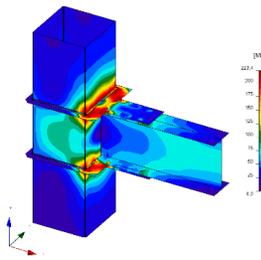
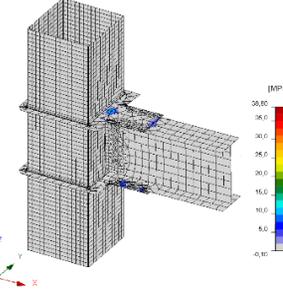
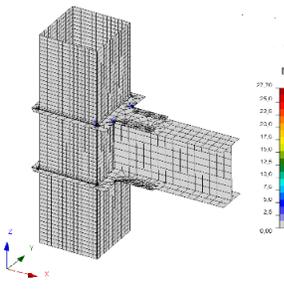
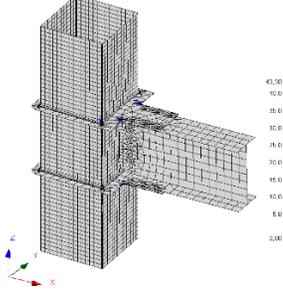
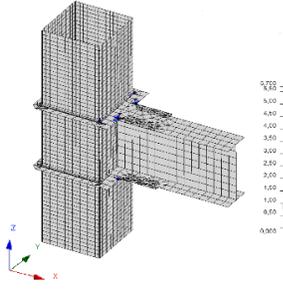
Caso	B1	B2	B3	B4
Modelo propuesto				
Placa (%)	18.1 % > 5.0	15.8 % > 5.0	10 % > 5.0	4.6 % < 5.0
Deformación local (%)	6.9 % > 3	4.3 % > 3	---	---
TORNILLOS (%)	95 < 100	95.6 < 100	78.5 < 100	77.1 < 100
SOLDADURA (%)	84.2 < 100	89.5 < 100	97.1 < 100	96.2 < 100
Von Mises (MPa)	 259.5 MPA	 255 MPA	 244.4 MPA	 232.6 MPA
Deformación Plástica (%)	 18.1	 17.45	 10.5	 4.6

### 7.3 Conexión empernada propuesta

En la Tabla 22, se presenta el análisis de las conexiones empernadas propuestas, las cuales se agrupan en cuatro configuraciones: BP1, BP2, BP3 y BP4. Para cada una de estas configuraciones, se diseñó una placa de refuerzo que envuelve la columna, con el objetivo de mejorar su rigidez. Además, dicha placa se extiende hacia la viga, permitiendo la conexión mediante pernos y proporcionando una mayor rigidez en este elemento estructural.

Inicialmente, el caso BP1 no cumple con los parámetros establecidos en la normativa, ya que presenta un valor computacional de deformación plástica del 46%, a pesar de contar con una placa de refuerzo entre la columna y el alma de la viga. En contraste, el caso BP2 muestra una mejora significativa gracias a una mejor distribución de las placas de refuerzo, lo que permite una disminución del 36% en el esfuerzo de Von Mises y una reducción del 18% en la deformación plástica. Sin embargo, estos valores aún no se encuentran dentro de los límites establecidos por la normativa. A pesar de esto, los factores relacionados con las soldaduras se mantienen dentro del rango aceptable, con un 89.5%, al igual que los tornillos pretensados, que presentan un valor de 88.7%. Por otro lado, el caso BP3 (ver Tabla 22) se utiliza la misma configuración de placas de refuerzo que en el caso BP1, pero con un aumento en el espesor de la columna a 8 mm. Lo que reduce la deformación en un 38% y una reducción del valor de Von Mises del 76.9 MPa en comparación con el caso BP1. El valor de los tornillos pretensados en BP3 se mantiene constante. Finalmente, en el caso de estudio BP4 se tiene una configuración distinta a las anteriores, incrementando dos pernos para rigidizar la viga, manteniendo la columna en 6 mm de espesor. Con este ajuste se permite mejorar el desempeño estructural, obteniendo una disminución significativa en el esfuerzo de Von Mises de 86 MPa y una deformación del 43%, lo que garantiza el cumplimiento de los requerimientos establecidos en la normativa.

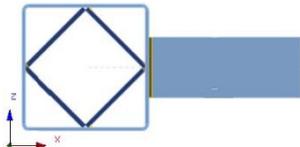
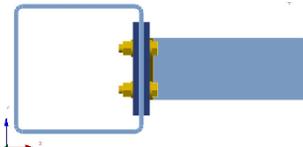
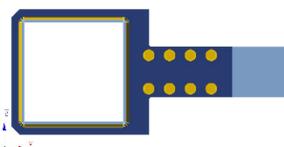
**Tabla 22.** Casos de estudio de conexiones mediante empennadura propuesta.

CASO	BP1	BP2	BP3	BP4
MODELO PROPUUESTO (%)				
DEFORMACION LOCAL %	46 > 5	28.1 > 5.0	7.6 > 5.0	3 < 5.0
TORNILLOS %	9.2 < 100	---	7.3 < 100	---
TORNILLOS PRETENSADOS %	98.2 < 100	88.7 < 100	98.1 < 100	98.4 < 100
SOLDADURA %	98.6 < 100	89.5 < 100	80.6 < 100	79.4 < 100
VON MISES (MPa)	 315.5	 279.7	 238.6	 229.4
DEFORMACION PLASTICA (%)	 46	 28.1	 7.6	 3

## 8 Evaluación económica de conexiones válidas

En esta sección, se presenta el análisis económico del proceso constructivo de las juntas que cumplen con los lineamientos establecidos en la normativa. Los costos de los diversos elementos que integran la conexión fueron resumidos en la Tabla 23. Los costos unitarios fueron determinados como el valor medio de los proveedores conforme el mercado constructivo de la ciudad de Cuenca. Consecuentemente, los oferentes locales, cotizan el sistema estructural incluyendo mano de obra, es decir el proceso de montaje con soldadura o emperadura. Por tanto, todas las juntas incluyen los costos de los perfiles, viga-columna, placas o rigidizadores.

**Tabla 23.** Evaluación económica de conexiones.

Costo	W4	B4	BP4
			
Viga	359,19	359,19	359,19
Columna	352,87	464,10	352,87
Placa de refuerzo	75,56	60,00	90,00
<b>TOTAL \$</b>	<b>787,62</b>	<b>921,32</b>	<b>871,69</b>

El análisis de costos de las conexiones (Casos W4, B4 y BP4) refleja un equilibrio entre eficiencia económica y capacidad estructural. El Caso W4 es el más económico (787,62 USD) y adecuado para proyectos con restricciones presupuestarias, mientras que el Caso B4 es el más robusto, pero también el más costoso (921,32 USD), ideal para aplicaciones críticas que requieren mayor resistencia. El caso B4 exhibe un incremento de costos de alrededor del 15 % con respecto al caso más económico, W4. El Caso BP4 ofrece un balance intermedio (871,69 USD) entre costo y desempeño, el cual es casi el punto medio entre W4 y B4. La

---

elección dependerá de las prioridades del proyecto, considerando siempre seguridad, funcionalidad y presupuesto disponible.

## 9 Conclusiones

---

En este trabajo se diseñó una edificación de acero estructural sismorresistente destinada al uso residencial, orientando el estudio en la comparación de técnicas constructivas para juntas viga columna. Para dicho fin, la metodología de trabajo inició con la determinación de las combinaciones de cargas, lo que permitió seleccionar los perfiles idóneos para resistir las solicitaciones estructurales establecida en la Normativa Ecuatoriana para la Construcción (NEC-15), de manera que se garantiza un diseño estructural eficiente y seguro, alineado con los requisitos de resistencia sísmica y funcionalidad. Además, el proceso de análisis tensión-deformación de diversas tipologías de juntas viga columna fueron presentados. Así, a continuación, se presenta las conclusiones de este estudio.

- Se determinaron las diversas condiciones de diseño adecuadas para desarrollo y modelado de la estructura metálica estudiada, aplicando la normativa NEC-15, lo cual permitió realizar un proceso de cálculo estructural conforme los lineamientos de la normativa y la realidad emplazada en el proyecto.
- El sistema estructural de acero propuesto posee un área útil para cada planta de 69,89 m<sup>2</sup> y un área total de 279,56 m<sup>2</sup> para los pisos 1 al 4, además se garantiza que los perfiles utilizados están por debajo de la demanda capacidad, la deriva más crítica se identifica en sentido del eje Y y está en la planta 2 con un valor de 1,44 % mismo que no supera el 2 % permitido por la norma.
- Se compararon las juntas viga-columna: W4, B4 y BP4. Aunque los tres modelos cumplían con los requisitos estructurales, se descartó el modelo W4 por su complejidad constructiva y de montaje en campo. El modelo B4, aunque viable, resulta costoso debido al uso de placas de refuerzo, pernos y soldadura, su costo se ve afectado por el cambio de sección para la columna a 250x250x8 dando un precio de \$921,32. El modelo BP4, que también

---

combina placas de refuerzo, soldadura y pernos, fue es más eficiente para el montaje.

## 10 Referencias bibliográficas

- [1] FEMA - 350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, 2000.
- [2] M. Camacho, «Recorrido por el uso del acero», *Revista Mexicana de la Construcción*, n.º637, febrero de 2019. [En línea]. Disponible en: [https://issuu.com/helios\\_comunicacion/docs/rmc\\_637](https://issuu.com/helios_comunicacion/docs/rmc_637)
- [3] E. Basson, «2024 World Steel in Figures», *WORLDSTEEL ASSOCIATION*, p. 30, 2023.
- [4] T. Thai, T. Duc, y B. Uy, «A review on modular construction for high-rise buildings», 2020, DOI: 10.1016/j.istruc.2020.09.070.
- [5] F. Crisafulli, *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 5.ª ed. 2018. [En línea]. Disponible en: [https://cms.alacero.org/uploads/disenio\\_sismorresistente\\_de\\_construcciones\\_de\\_acero\\_5ta\\_ed\\_20135148cc.pdf](https://cms.alacero.org/uploads/disenio_sismorresistente_de_construcciones_de_acero_5ta_ed_20135148cc.pdf)
- [6] D. P. Pazmiño y D. X. Pazmiño, «DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON UN ÁREA DE CONSTRUCCIÓN DE 125 m2 UBICADA EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA SEGÚN NORMA NEC-15», Universidad Politécnica Salesiana, Quito, Ecuador, 2022.
- [7] B. Hurtado y D. Rojas, «Análisis del comportamiento estructural de vigas con distancias mayores a 10m en edificaciones de estructura metálica y concreto armado, Pasco 2023», Tesis, Cerro de Pasco, Perú, 2024. [En línea]. Disponible en: [http://repositorio.undac.edu.pe/bitstream/undac/4323/1/T026\\_70224411\\_T.pdf](http://repositorio.undac.edu.pe/bitstream/undac/4323/1/T026_70224411_T.pdf)
- [8] Y. Ramos y L. Ayala, «COMPARACIÓN FINANCIERA ENTRE CONCRETO REFORZADO Y ACERO ESTRUCTURAL COMO ALTERNATIVA DE VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL (VIS) PARA CASAS DE DOS PISOS EN BOGOTÁ D.C.», Bogotá, Colombia, 2016.
- [9] P. Cabrera y I. Castro, «Diseño estructural y comparación técnico-económica de una edificación en tipología constructiva en acero y hormigón armado», Tesis, Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador, 2023. [En línea]. Disponible en: <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/13400>
- [10] A. Mejía, C. Frau, y J. C. Vielma, «ANÁLISIS NO LINEAL DE SISMOS DESTRUCTIVOS. TERREMOTO DE ECUADOR DEL 16 DE ABRIL DE 2016», *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 28, n.º1, Art. n.º1, mar. 2023, DOI: 10.24133/riie.v28i1.3107.
- [11] «9.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf». Accedido: 11 de septiembre de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/9.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- [12] M. L. Carreño, O. D. Cardona, y A. H. Barbat, «Evaluación de la habitabilidad de edificios afectados por sismo utilizando la teoría de conjuntos difusos y las redes neuronales artificiales», *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 27, n.º4, pp. 278-293, 2011, DOI: 10.1016/j.rimni.2011.08.006.
- [13] secretaria de Gestión de Riesgos, «INFORME DE SITUACION N°65 – 16/05/2016 Terremoto 7.8 ° - Pedernales», Pedernales, Ecuador, mayo 2016. [En línea]. Disponible en: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp->

content/uploads/downloads/2016/05/Informe-de-situaci%C3%B3n-n%C2%B065-especial-16-05-20161.pdf

- [14] M. Arnal, «Tensiones y Deformaciones en Conexiones Viga – Columna con Perfiles Tubulares Rectangulares sin Relleno de Concreto Mediante Soldadura Directa, Empleando el Programa de Análisis por Elementos Finitos Ansys R.17», Tesis, UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO, Caracas, Venezuela, 2017. [En línea]. Disponible en: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAT6499.pdf>
- [15] F. Álvarez y I. Mejía, «SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA UNION ENTRE ELEMENTOS METALICOS (VIGA Y COLUMNA) PARA UNIONES SOLDADASY EMPERNADAS DEL PROYECTO DE VIVIENDA LOS CAPULÍES EN LA CIUDAD DE CUENCA», SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA UNION ENTRE ELEMENTOS METALICOS (VIGA Y COLUMNA) PARA UNIONES SOLDADASY EMPERNADAS DEL PROYECTO DE VIVIENDA LOS CAPULÍES EN LA CIUDAD DE CUENCA, Cuenca, Ecuador, 2018. [En línea]. Disponible en: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/15366/1/UPS-CT007555.pdf>
- [16] J. Martínez, J. Álvarez, y N. Fundora, «Uniones viga-columna continuas de hormigón armado prefabricado: apuntes sobre su comportamiento. Precast continuous beam-column joints: Notes on their behavior», n.º3, 2015.
- [17] N. Fundora y J. Martínez, *Modelo matemático computacional de unión viga-columna continua prefabricada con el empleo del efecto cuña*. 2018.
- [18] K. Leandro y E. Vela, «Análisis comparativo de vigas de concreto postensado y vigas de concreto armado para el diseño sismorresistente de una estructura aporticada», Huánuco, Perú, 2023. [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.13080/9217>
- [19] D. Armas, «ANÁLISIS DE LOS PROCESOS DE SOLDADURA SMAW, GMAW Y FCAW EN VARILLAS DE ACERO ESTRUCTURAL CORRUGADO ASTM A706, MEDIANTE JUNTAS A TOPE CON BISEL EN V SIMPLE Y DOBLE, Y SU INCIDENCIA EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA JUNTA SOLDADA», Trabajo de Titulación, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador, 2022. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/35115>
- [20] B. Chango y K. Ruiz, «Estudio comparativo Técnico-Económico de un edificio de estructura metálica con pórticos resistentes a momento con columnas de acero huecas y con columnas de acero compuestas rellenas de hormigón», Tesis, Quito, Ecuador, 2021. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21622>
- [21] NEC - SE - CG, «CARGAS (NO SÍSMICAS)», en *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*, Ecuador, 2014. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- [22] M. Jack y C. Stephen, *Diseño de estructuras de acero - 5a ed.* Alfaomega Grupo Editor, 2013.
- [23] D. Stroianovskyi, «The study of welding requirements during construction and installation of seismic-resistant steel structures», *Journal of Research in Science*,

- Engineering and Technology*, vol. 8, n.º 2, Art. n.º 2, sep. 2020, DOI: 10.24200/jrset.vol8iss2pp17-20.
- [24] «Norma ASTM A307 (pernos y varillas roscadas)». Accedido: 28 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.imporpernos.com/blog/norma-astm-a307>
- [25] «Norma ASTM A325 (pernos estructurales)». Accedido: 28 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.imporpernos.com/blog/norma-astm-a325>
- [26] «Norma ASTM A490 (pernos estructurales)». Accedido: 28 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.imporpernos.com/blog/norma-astm-a490>
- [27] R. Álvarez, J. Benito, J. Flores, E. Salete, y F. Ureña, *INTRODUCCIÓN AL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS*. Editorial UNED, 2023.
- [28] R. Cadme y J. Estrella, «Análisis técnico y económico comparativo entre hormigón armado y estructura de acero del nuevo edificio administrativo de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay», Tesis, Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador, 2016. Accedido: 10 de septiembre de 2024. [En línea]. Disponible en: <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/5745>
- [29] L. Cabanillas, «ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO UTILIZANDO LOS MÉTODOS ASD y LRFD», Cajamarca, Perú, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/11537/27923>
- [30] NEC - SE - DS, «PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE», vol. 1, Ecuador, 2014. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- [31] E. Páez y C. Páez, «DETERMINACIÓN DE LA CARGA PERMANENTE CORRESPONDIENTE A DISTINTOS TIPOS DE MAMPOSTERÍAS EN EDIFICACIONES DE VIVIENDA», mayo 2018.
- [32] A. Ibán, L. Gil, E. Hernández, M. Cámara, V. Compan, y A. Sáez, «Mechanical models in structural Engineering», vol. Sexta, 2021.
- [33] C. Cházaro, *Diseño básico de estructuras de acero. Método DEP /DFCR*. Mexico, 2019.
- [34] C. Arya, *Design of Structural Elements*, 3Th ed. Taylor & Francis, 2009.
- [35] L. Hernández, «DISEÑO DE ARMADURAS PARA TECHO», TESIS PROFESIONAL, México, 2005. [En línea]. Disponible en: <https://www.monografias.com/trabajos-pdf2/disen-armaduras-techo/disen-armaduras-techo.pdf>
- [36] American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16, Chicago, IL, USA., 2016.
- [37] E. Zamudio, «Modelamiento por el método de elementos finitos en el diseño estructural de edificaciones de albañilería confinada», Huancayo, Perú, 2019.
- [38] NOVACERO, *Catálogo estructuras metálicas y mixtas: Novalosa*, 2019.
- [39] C. Maigua, «EVALUACIÓN SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 5 PLANTAS UBICADO EN LA CIUDAD DE QUITO, MEDIANTE EL MÉTODO DE MUROS DE CORTE», Universidad Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, 2023.
- [40] ASCE 7-05, *Minimum Design Loads for buildings and other Structures*, Reston, Virginia., 2006. DOI: 0-7844-083 1-9.
- [41] G. Troglia, D. Troglia, y B. Godoy, *Perfiles laminados y tubos estructurales para aplicación de los reglamentos CIRSOC 301/2005*. 2005.
- [42] J. López, *Prontuario básico de estructuras simples*, Alicante, España., 2012.

[43] COLMENA, *Perfil estructural tubular, negro y galvanizado*, Bogotá, Colombia. [En línea]. Disponible en: <https://tuboscolmena.com/>

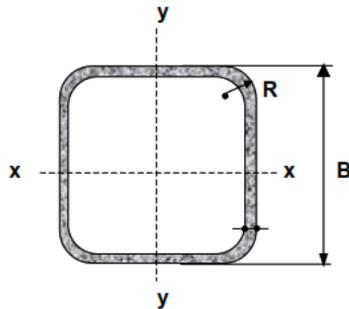
# 11 Anexos

Anexo 1. Factores de carga para miembros a compresión con  $Kl/r$ , Acero A36 [35].

Esfuerzos admisibles en $\text{kg/cm}^2$ para miembros a compresión									
Miembros principales y secundarios $\frac{Kl}{r} \leq 120$						Miembros principales $120 \leq \frac{Kl}{r} \leq 200$			
$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\frac{Kl}{r}$	$F_a$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
1	1516	41	1344	81	1072	121	713	161	405
2	1513	42	1338	82	1064	122	702	162	400
3	1510	43	1332	83	1056	123	693	163	395
4	1507	44	1326	84	1048	124	682	164	390
5	1504	45	1320	85	1040	125	671	165	386
6	1501	46	1315	86	1031	126	662	166	381
7	1498	47	1308	87	1024	127	651	167	376
8	1494	48	1303	88	1015	128	641	168	372
9	1491	49	1297	89	1007	129	631	169	368
10	1488	50	1290	90	998	130	622	170	364
11	1484	51	1284	91	991	131	612	171	359
12	1480	52	1278	92	982	132	603	172	355
13	1477	53	1271	93	973	133	593	173	351
14	1473	54	1265	94	965	134	585	174	347
15	1469	55	1259	95	956	135	576	175	343
16	1465	56	1252	96	948	136	567	176	339
17	1461	57	1245	97	939	137	560	177	335
18	1457	58	1239	98	930	138	551	178	331
19	1453	59	1233	99	921	139	543	179	328
20	1448	60	1226	100	913	140	536	180	324
21	1444	61	1218	101	903	141	528	181	321
22	1440	62	1212	102	894	142	521	182	317
23	1435	63	1205	103	885	143	513	183	314
24	1431	64	1198	104	877	144	506	184	310
25	1426	65	1191	105	867	145	499	185	307
26	1422	66	1184	106	858	146	493	186	304
27	1417	67	1177	107	849	147	486	187	300
28	1412	68	1170	108	840	148	480	188	297
29	1407	69	1162	109	830	149	473	189	294
30	1402	70	1155	110	821	150	467	190	291
31	1397	71	1148	111	811	151	461	191	288
32	1392	72	1140	112	802	152	454	192	285

## Anexo 2. Catálogo de tubos de acero sección cuadrada [41].

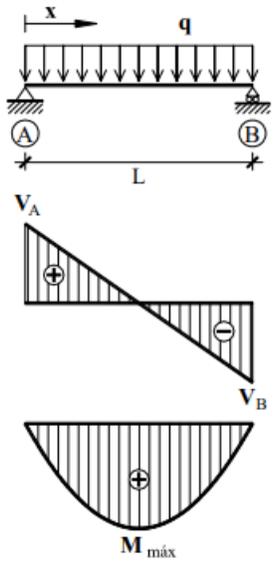
Tubos de acero  
Sección  
Cuadrada  
IRAM-IAS  
U 500-218  
U 500-2592

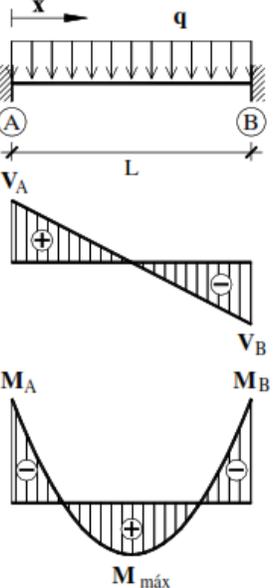


**B** = Ancho exterior  
**t** = Espesor de pared  
**R** = Radio de esquina exterior =  $2,00 t$   
**p** = Área exterior por metro lineal  
**A** = Sección bruta  
**g** = Peso por metro lineal  
**I** = Momento de Inercia  
**S** = Módulo elástico resistente  
**r** = Radio de giro  
**Z** = Módulo plástico  
**J** = Módulo de Torsión  
**C** = Constante torsional

<b>B</b> [mm]	<b>t</b> [mm]	<b>p</b> [m <sup>2</sup> /m]	<b>Ag</b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>g</b> [Kg/m]	<b>I<sub>x</sub>=I<sub>y</sub></b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>S<sub>x</sub>=S<sub>y</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>r<sub>x</sub>=r<sub>y</sub></b> [cm]	<b>Z<sub>x</sub>=Z<sub>y</sub></b> [cm <sup>3</sup> ]	<b>J</b> [cm <sup>4</sup> ]	<b>C</b> [cm <sup>3</sup> ]
180	10.00	0.69	65.42	51.36	3084.59	342.73	6.87	411.57	4847.53	574.14
	12.00	0.68	76.93	60.39	3525.06	391.67	6.77	476.82	5578.34	670.70
200	5.00	0.78	38.36	30.11	2408.88	240.89	7.92	278.90	3698.02	379.77
	6.00	0.78	45.63	35.82	2831.13	283.11	7.88	329.71	4364.65	450.80
	8.00	0.77	59.79	46.94	3619.16	361.92	7.78	426.52	5624.39	587.85
	10.00	0.77	73.42	57.64	4334.41	433.44	7.68	516.99	6785.78	718.14
	12.00	0.76	86.53	67.93	4979.83	497.98	7.59	601.27	7848.57	841.58
250	6.00	0.98	57.63	45.24	5669.3	453.5	9.92	524.5	8695.7	713.6
	8.00	0.97	75.79	59.50	7311.3	584.9	9.82	682.8	11290.2	935.0
	10.00	0.97	93.42	73.34	8835.8	706.9	9.73	833.0	13731.4	1148.1
	12.00	0.96	110.53	86.77	10246.7	819.7	9.63	975.4	16019.0	1352.8

### Anexo 3. Viga simple apoyada y empotrada con carga uniforme [42].

<b>VI GA SIMPLE APOYADA: carga uniforme <math>q</math> en todo el vano.</b>	
	<b>Reacciones y solicitaciones</b>
	Reacciones: $R_A = R_B = \frac{qL}{2}$ Cortantes: $V_{AB} = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$ $V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$ Flectores: $M_{AB} = \frac{qx}{2}(L-x)$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8}$ para $x = \frac{L}{2}$
	<b>Deformaciones</b>
	Giros: $\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI}$ $\varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$ Elástica: $y_{AB} = \frac{qx}{24EI}(x^3 - 2Lx^2 + L^3)$ Flecha máxima: $y_{\text{máx}} = \frac{5qL^4}{384EI}$ para $x = \frac{L}{2}$

<b>VI GA SIMPLE EMPOTRADA: carga uniforme <math>q</math> en todo el vano.</b>	
	<b>Reacciones y solicitaciones</b>
	Reacciones: $R_A = R_B = \frac{qL}{2}$ Cortantes: $V_{AB} = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$ $V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$ Flectores: $M_{AB} = -\frac{q}{12}(L^2 - 6Lx + 6x^2)$ $M_A = M_B = -\frac{qL^2}{12}$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{24}$ para $x = \frac{L}{2}$ $M_x = 0$ para $x = 0,2113L$
	<b>Deformaciones</b>
	Elástica: $y_{AB} = \frac{qL^4}{24EI}\left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2}\right)^2$ Flecha máxima: $y_{\text{máx}} = \frac{qL^4}{384EI}$ para $x = \frac{L}{2}$

### Anexo 4. Catálogo de tubo de acero sección rectangular [43].

PERFIL ESTRUCTURAL RECTANGULAR													
CARACTERÍSTICAS Y DENOMINACIÓN				PROPIEDADES ESTÁTICAS									
Referencia	Espesor pared e mm	PESO Negro Kg/m	ÁREA A cm <sup>2</sup>	EJE X - X			EJE Y - Y			Módulo Plástico		TORSIÓN	
				Momento inercia I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	Módulo elástico S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Radio de giro r <sub>x</sub> cm	Momento inercia I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	Módulo elástico S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Radio de Giro r <sub>y</sub> cm	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	Momento inercia J cm <sup>4</sup>	Módulo elástico B cm <sup>3</sup>
50 x 13	1,50	1,47	1,73	4,54	1,81	1,61	0,50	0,77	0,54	2,46	0,90	1,60	1,45
	1,50	1,87	2,24	7,54	3,01	1,83	3,42	2,28	1,23	3,70	2,60	7,60	3,83
50 x 30	2,00	2,45	2,93	9,54	3,81	1,80	4,29	2,86	1,21	4,74	3,33	9,77	4,84
	2,50	3,02	3,59	11,30	4,52	1,77	5,05	3,37	1,19	5,70	3,98	11,74	5,72
60 x 40	1,50	2,34	2,83	14,39	4,80	2,25	7,71	3,86	1,64	5,77	4,38	15,97	6,35
	2,00	3,08	3,72	18,41	6,14	2,22	9,83	4,92	1,62	7,47	5,65	20,70	8,12
	2,50	3,80	4,59	22,07	7,36	2,19	11,74	5,87	1,60	9,06	6,84	25,14	9,72
76 x 38	1,50	2,67	3,07	24,72	6,51	2,75	8,47	4,46	1,61	8,02	4,97	20,30	7,69
	2,00	3,52	4,26	31,80	8,37	2,72	10,81	5,69	1,59	10,42	6,44	26,33	9,85
	2,50	4,35	5,27	38,32	10,08	2,69	12,94	6,81	1,56	12,68	7,81	31,99	11,83
80 x 40	1,50	2,81	3,17	28,99	7,25	2,90	9,94	4,97	1,70	8,93	5,53	23,77	8,57
	2,00	3,71	4,50	37,36	9,34	2,87	12,72	6,36	1,67	11,61	7,17	30,88	11,00
	2,50	4,59	5,57	45,11	11,28	2,84	15,26	7,63	1,65	14,15	8,72	37,58	13,24
90 x 50	3,00	5,45	6,61	52,25	13,06	2,81	17,56	8,78	1,63	16,54	10,16	43,88	15,28
	1,50	3,28	3,55	44,68	9,93	3,32	18,12	7,25	2,11	12,06	8,06	40,87	12,29
	2,00	4,34	5,23	57,88	12,86	3,29	23,37	9,35	2,09	15,74	10,50	53,37	15,88
	2,50	5,37	6,57	70,26	15,61	3,27	28,24	11,29	2,07	19,25	12,82	65,30	19,24
100 x 40	1,50	3,28	3,31	50,49	10,10	3,53	12,16	6,08	1,73	12,68	6,69	31,90	10,80
	2,00	4,34	4,99	65,38	13,08	3,50	15,61	7,81	1,71	16,54	8,69	41,47	13,89
	2,50	5,37	6,57	79,32	15,86	3,47	18,78	9,39	1,69	20,2	10,6	50,5	16,8
100 x 50	2,00	4,65	5,39	74,98	15,00	3,62	25,67	10,27	2,12	18,50	11,46	61,59	17,73
	2,50	5,77	7,07	91,20	18,24	3,59	31,06	12,42	2,09	22,67	14,01	75,39	21,49
	3,00	6,86	8,41	106,46	21,29	3,56	36,06	14,42	2,07	26,66	16,44	88,56	25,01
	4,00	9,00	10,95	134,14	26,83	3,50	44,95	17,98	2,03	34,10	20,93	112,99	31,35
120 x 60	2,00	5,59	6,04	131,92	21,99	4,36	45,33	15,11	2,56	27,00	16,75	107,88	26,05
	2,50	6,94	8,20	161,23	26,87	4,33	55,15	18,38	2,53	33,20	20,56	132,57	31,74
	3,00	8,28	10,16	189,12	31,52	4,30	64,40	21,47	2,51	39,18	24,21	156,33	37,14
150 x 50	3,00	9,22	10,61	298,55	39,81	5,12	52,65	21,06	2,15	51,43	23,49	150,21	38,28
	4,00	12,14	14,95	381,39	50,85	5,05	66,16	26,47	2,10	66,47	30,13	192,13	48,30
150 x 100	4,00	15,44	18,95	594,60	79,28	5,60	318,57	63,71	4,10	95,67	72,50	661,62	104,94
	6,00	22,70	27,63	834,69	111,29	5,50	444,19	88,84	4,01	136,68	103,30	948,30	147,07
200 x 70	4,00	16,69	19,15	969,18	96,92	6,87	185,51	53,00	3,00	124,52	59,08	519,81	95,83
	6,00	24,58	30,03	1.364,48	136,45	6,74	255,38	72,97	2,92	178,35	83,75	734,45	132,74
200 x 100	4,00	18,58	21,47	1.199,71	119,97	7,23	410,78	82,16	4,23	148,04	91,70	985,37	141,81
	6,00	27,41	33,63	1.703,31	170,33	7,12	576,91	115,38	4,14	213,27	131,50	1.416,99	200,09
250 x 100	5,00	26,95	36,10	2.553,76	204,30	8,75	609,85	121,97	4,28	258,51	135,84	1.620,09	217,08
250 x 150	5,00	30,88	38,27	3.304,18	264,33	9,28	1.507,95	201,06	6,27	319,76	225,48	3.284,52	336,90

Anexo 5. Relación ancho espesor AISC 360-16 LRFD [36].

TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{HD}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{MD}$ Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements  Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Stems of tees	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ (a)	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	$h/t_w$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Stiffened Elements  Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes	$b/t$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$h/t$			
	Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels (a) 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	$h/t_w$	For $C_2 \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04C_2)$ For $C_2 > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_2)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_2 \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04C_2)$ For $C_2 > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_2)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$

## Anexo 6. Propiedades de la losa colaborante, Novalosa 55 [38].

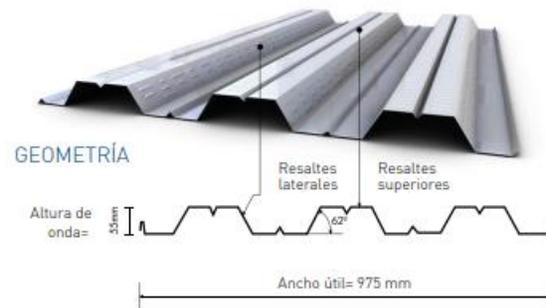
### TIPOS DE NOVALOSA

#### NOVALOSA 55

**NORMAS TÉCNICAS:**  
NTE INEN 2397  
ASTM A653  
ANSI/ASCE 3-91

**LONGITUDES:**  
4, 5 y 6 metros en stock  
Otras longitudes bajo pedido

**RECUBRIMIENTO:**  
Galvanizado G90



Propiedades de la Sección Simple Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Ie+ (cm <sup>4</sup> /m)	Se+ (cm <sup>3</sup> /m)	Se- (cm <sup>3</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03
1,00	9,82	52,38	16,76	18,84	12,02

#### USO DEL PRODUCTO:

Sistema de losa alivianada para: entresijos de estructuras metálicas, entresijos de sistemas mixtos con una estructura principal de hormigón y vigas secundarias metálicas.

### TIPOS DE NOVALOSA

#### NOVALOSA 55

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa (a) (cm)	Volumen hormigón (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Peso hormigón (kg/m <sup>2</sup> )	I <sub>d</sub> (b) (cm <sup>4</sup> /m)	ΦsMno (c) (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875
1,00	5	0,07473	179,3	654,57	1,230
	6	0,08473	203,3	851,84	1,437
	8	0,10473	251,3	1358,74	1,872
	10	0,12473	299,3	2035,55	2,327
	12	0,14473	347,3	2906,07	2,796
	14	0,16473	395,3	3993,85	3,274
	16	0,18473	443,3	5322,30	3,759