



# 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 ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN  
A SER UTILIZADA PARA EL DESARROLLO DE  
ACTIVIDADES DE FORMACIÓN A NIVEL  
PREUNIVERSITARIO CON UNA CAPACIDAD DE  
400 ALUMNOS, BAJO NORMAS Y MÉTODOS  
ESTABLECIDOS EN LA NORMATIVA ESTATAL

### AUTOR:

ALBERTO SEBASTIÁN ESPINOZA PESÁNTEZ

### DIRECTOR:

JONNATHAN DARÍO SANTOS BENÍTEZ

CUENCA – ECUADOR

2024

**Autor:**



**Alberto Sebastián Espinoza Pesántez**

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.

santiagoocoa3@gmail.com

**Dirigido por:**



**Jonnathan Darío Santos Benítez**

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

**ALBERTO SEBASTIÁN ESPINOZA PESÁNTEZ**

Diseño estructural de una edificación a ser utilizada para el desarrollo de actividades de formación a nivel preuniversitario con una capacidad de 400 alumnos, bajo normas y métodos establecidos en la normativa estatal

## ***DEDICATORIA***

Dedico este trabajo a mi esposa y mis hijos por su amor y apoyo incondicional brindado en el transcurso de mi estudio y en el diario vivir, de igual manera a mis padres que siempre han estado pendientes y motivándome para que pueda alcanzar mis metas.

### ***AGRADECIMIENTO***

Agradezco a Dios por brindarme salud y bienestar para continuar mis estudios. Agradezco a los docentes de la maestría por sus enseñanzas y experiencias brindadas, en especial al Ingeniero Jonnathan Santos por su guía, tiempo y conocimiento compartido en este proyecto.

# 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 EL ACERO .....	15
4.2 EL ACERO ESTRUCTURAL .....	15
4.3 NORMATIVA.....	17
4.4 MÉTODO DE DISEÑO “LRFD” .....	18
4.5 MÉTODO DE DISEÑO “ASD” .....	19
<b>5 METODOLOGÍA .....</b>	<b>20</b>
5.1 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA .....	20
5.2 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO.....	25
5.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS .....	28
5.3.1 <i>Carga viva (L)</i> .....	28
5.3.2 <i>Carga muerta (D)</i> .....	30
5.3.3 <i>Carga de granizo (S)</i> .....	31
5.3.4 <i>Carga de viento (W)</i> .....	31
5.4 COMBINACIONES DE CARGA .....	32
5.4.1 <i>Cargas combinadas con las expresiones LRFD</i> .....	32
5.4.2 <i>Cargas combinadas con las expresiones ASD</i> .....	33
5.5 PRE DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL .....	33
5.5.1 <i>Pre dimensionamiento de la viga</i> .....	33
5.5.2 <i>Pre dimensionamiento de la columna</i> .....	34

---

5.5.3	<i>Pre dimensionamiento de viguetas</i> .....	35
5.6	DISEÑO MEDIANTE SOFTWARE ETABS .....	41
5.6.1	<i>Diseño por el método LRFD</i> .....	47
5.6.2	<i>Diseño por el método ASD.</i> .....	56
5.7	DISEÑO MEDIANTE SOFTWARE REVIT.....	64
<b>6</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>67</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>70</b>
<b>8</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>72</b>
<b>9</b>	<b>ANEXOS</b> .....	<b>74</b>

DISEÑO ESTRUCTURAL DE  
UNA EDIFICACIÓN A SER  
UTILIZADO PARA EL  
DESARROLLO DE  
ACTIVIDADES DE  
FORMACIÓN  
PREUNIVERSITARIO CON  
UNA CAPACIDAD DE 400  
ALUMNOS, BAJO NORMAS Y  
MÉTODOS ESTABLECIDOS EN  
LA NORMATIVA ESTATAL

# RESUMEN

---

En el presente trabajo se muestra el diseño de un sistema estructural para una edificación a ser utilizada para el desarrollo de formación a nivel preuniversitario, con la finalidad de obtener el diseño e información técnica de la estructura para una futura construcción, basándonos en los dos tipos de diseño que brinda la Normativa Ecuatoriana de construcción NEC. Dicha estructura ofrecerá seguridad con el correcto dimensionamiento del perfil de acorde al uso del establecimiento, además, de evitar un sobredimensionamiento que aumentaría el costo de la edificación.

Una vez identificados los problemas se procede a un diseño arquitectónico donde se define áreas y distribución de cargas que cumpla las necesidades del propietario como la capacidad de alumnado requerida y divisiones que delimiten aulas y corredores, mediante el software AutoCAD®.

En cuanto el diseño y análisis estructural se utilizan dos softwares de ingeniería mediante elementos finitos, entre ellos REVIT® y ETABS® mismos estudios que permitirán una selección adecuada sobre el dimensionamiento del perfil estructural para las columnas, vigas y viguetas.

Se presenta el diseño del estudio que interviene cálculos y definiciones técnicas con referencia a los dos diferentes tipos de diseño LRFD (Diseño basado en Factores de Carga y Resistencia) y ASD (Diseño por Resistencia Admisible), especificada en la normativa local.

**Palabras clave:** Análisis estructural, Diseño, Software de elementos finitos.

# ABSTRACT

---

This work shows the design of a structural system for a building to be used for the development of training at a pre-university level, with the purpose of obtaining the design and technical information of the structure for a future construction, based on the two types of design provided by the NEC. This structure will offer security with the correct sizing of the profile according to the use of the establishment, in addition to avoiding oversizing that would increase the cost of the building.

Once the problems have been identified, an architectural design is carried out where areas and load distribution are defined to meet the needs of the owner such as the required student capacity and divisions that delimit classrooms and corridors, using AutoCAD® software.

Regarding the design and structural analysis, two engineering software through finite elements is used, including REVIT® and ETABS®, the same studies that will allow an adequate selection of the sizing of the structural profile for the columns, beams and joists.

The design of the study is presented it involves calculations and technical definitions with reference to the two different types of LRFD design (Load and Resistance Factor Design) and ASD (Allowable Stress Design), specified in local regulations.

**Keywords:** Structural analysis, Design, Finite element software.

# 1 INTRODUCCIÓN

---

Las edificaciones que utilizan el acero estructural para conformar sus pórticos aseguran que sea una edificación sismorresistente debido a las propiedades que posee dicho material como su elevada resistencia, rigidez y ductilidad, otorgando capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia (Crisafulli, 2018).

Las estructuras metálicas aparte de sus propiedades mecánicas posee características naturales como su reciclaje, u otros aspectos como mayor rapidez de construcción o montaje, procesos de construcción eficientes, minimización de riesgos, variedad de perfiles y dimensiones, etc. (Gervásio, 2018 ; McCormac, 2012).

Se atribuye diferentes responsabilidades al diseñador estructural ante un proyecto de construcción de tipo civil o industrial, teniendo el deber de obtener una estructura económica, segura y factiblemente económica, que cumpla con los requisitos funcionales y estéticos. Para ello, es necesario que dichos profesionales dispongan de conocimiento de la estática, mecánica, dinámica, análisis estructural, propiedades de los materiales estructurales, distribución de elementos estructurales y técnicas constructivas. Entonces el proyectista será el encargado de satisfacer y cumplir aquellos requisitos constructivos plasmados en la normativa de construcción en acero, perteneciente a la nación de emplazamiento, en este caso de acuerdo a la normativa ecuatoriana de construcción en acero, que se desarrolla con las disposiciones presentes en la AISC (*“American Institute of Steel Construction”*), es así que, en la normativa se despliega dos distintos métodos de diseño estructural, uno corresponde al diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) y el otro al diseño por esfuerzos permisibles (ASD), cada uno de estos métodos tiene un enfoque diferente y por ende entregara diferentes resultados (Troglia, 2018; McCormac, 2012).

Para identificar los resultados que entrega cada uno de los métodos de diseño, se analiza la edificación mediante software comercial de elementos finitos ETABS® utilizando cada uno de estos métodos, concluyendo con una comparación de resultados que pueda identificar al proyectista por cual estudio optar, garantizando la seguridad y el menor costo de la estructura.

## 2 DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

---

### 2.1 ANTECEDENTES

Diferentes catástrofes ocurridas en la República ecuatoriana ante cargas naturales, han llevado al registro pavoroso de números de afectaciones materiales y humanas. Los registros existentes en el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional ante la acción sísmica que mantienen las regiones ecuatorianas, son de estricta consideración al momento de una construcción civil e industrial (Instituto Geofísico, 2023).

El último acontecimiento sísmico significativo ocurrido en Manabí en abril del 2016, el colapso de edificaciones alcanzo un alrededor de 20.000 obras, por diferentes causas, como la ligera responsabilidad que se atribuye el proyectista o como realizar una distribución y dimensionamiento no basado en la normativa o realizado por personal sin ética o sin los conocimientos suficiente, es por ello lo necesario que las leyes y reglamentos constructivos en el Ecuador tienen que ser aplicados (Yanchapaxi Mera & Quishpe Gaibor, 2019).

En cambio, en la ciudad de Cuenca y en ubicaciones cerca del emplazamiento se produjo daños leves y graves como paredes y techos con grietas, desprendimiento de material y problemas estructurales, debido a un terremoto en marzo del 2023, tomando precauciones como un proceso de revisión estricta en proyectos ubicados en el centro histórico debido a los años que mantienen sus viviendas patrimoniales aledañas, la manipulación de sus suelos para nuevas construcciones y cargas naturales que se pueden generar, así surge la importancia de un diseño y análisis realizado por profesionales para este proyecto (Primicias, 2023).

## 2.2 IMPORTANCIA Y ALCANCE

El proyecto beneficia al propietario de la edificación que brinda servicios educativos para formación a nivel preuniversitario, esta estructura de acero entrega seguridad a todos los ocupantes con sus elementos bien dimensionados y distribuidos, soportando las cargas que involucran en una unidad educativa según la NEC.

Actualmente, la construcción en acero ha avanzado e incrementado su uso en todo nuestro país, incluyendo el cantón Cuenca de la provincia del Azuay, debido a sus múltiples atribuciones, por ello se ha adoptado el uso de acero estructural en la intervención de esta edificación, evidenciando a las personas su factible utilidad y sustituir en un futuro por completo a una estructuración de concreto.

En relación con el uso educativo dirigido a jóvenes preuniversitarios, se sostiene que cualquier edificación destinada a este fin debe contar con un diseño antisísmico y un análisis exhaustivo. Esto se debe a la previsión de un uso prolongado y una ocupación total, dado el considerable número de estudiantes que se espera asistan a estos establecimientos. Esta alta demanda se atribuye a la escasez de cupos en las universidades públicas. Por lo tanto, es imperativo que dicha infraestructura ofrezca todas las garantías habitacionales necesarias (Barrera-Erreyes et al., 2019).

## 2.3 DELIMITACIONES

El proyecto basado en el cálculo y diseño se desarrollará en el centro histórico del cantón Cuenca, provincia del Azuay, durante el progreso de este estudio cuenta con la intervención del docente tutor y el estudiante de posgrado de Ingeniería Mecánica con el intelecto adquirido en la mención de diseño de estructuras metálicas civiles e industriales.

## 3 OBJETIVOS

---

### 3.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar un sistema estructural metálico para una edificación a ser utilizada para el desarrollo de actividades de formación a nivel preuniversitario con una capacidad de 400 alumnos, bajo normas y métodos establecidos en la normativa estatal.

### 3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer una distribución arquitectónica para el sistema estructural metálico de la edificación.
- Analizar los métodos de diseño estructural metálico existentes en la normativa estatal.
- Diseñar el sistema estructural metálico de la edificación mediante software de simulación especializado.
- Comparar los métodos de diseño de cálculo para el sistema estructural metálico de la edificación.

## 4 MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

---

### 4.1 EL ACERO

El acero como definición no es más que una aleación conformable en caliente de hierro y carbono, pero con el transcurso del tiempo se ha dado origen a diferentes conceptos por distintos autores, teniendo en cuenta las múltiples características y propiedades dependiendo de los porcentajes que posee cada uno de los elementos químicos que lo estructuran, estas diferentes aleaciones han producido una clasificación del acero por su composición química, por su utilización, o por su conformado, pero muchas veces se dividen los aceros según su aplicación inmediata, como es el acero para herramientas o el acero estructural que es el utilizado para las construcciones de obras civiles e industriales, gracias a estas múltiples aleaciones y aplicaciones, el acero y su definición varían (Eisnhüttenleute, 2021).

### 4.2 EL ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural posee propiedades y características que dependen de una composición química, de su proceso de fabricación, y de las normas y especificaciones en el que se basa cada país, debido a que cada norma establece diferentes límites o valores en las propiedades, características químicas y mecánicas de un material (Trogia, 2018).

El acero estructural, utilizado para la construcción de obras civiles (figura 1), tiene dos características principales, el de poseer una alta resistencia mecánica y alta ductilidad, por ello, la combinación de estos dos factores hace que el acero sea capaz de resistir sismos de consideración, además que la ductilidad del material permita acomodar deformaciones considerables y también que pueda disipar energía por deformación

plástica. A este material le podemos identificar con diferentes formas y propiedades, es decir, se encuentra estandarizadas con el fin de que el lenguaje sea común entre todas las personas que manejen estos elementos (*Medina, 2015*).



**Figura 1.** Obra civil con acero estructural.

Entonces, para el diseño próximo de la edificación en este proyecto, se prevé que los materiales utilizados en la construcción estén disponibles comercialmente en el Ecuador, donde el esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , y el esfuerzo último,  $F_u$ , se detallan apropiadamente (Tabla 1).

**Tabla 1.** Tipos de aceros utilizados en la construcción en el Ecuador.

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

Es importante recalcar que según registro bibliográfico en ASTM A588 no deja de ser material más utilizado en todo tipo de estructuras a nivel mundial (*Medina, 2015*). A

diferencia del país ecuatoriano, donde el profesional encargado de la construcción supervisa que se emplee el acero ASTM A572 Gr.50, que según la tabla 1 los materiales coinciden con la resistencia a la fluencia y a la tracción (NEC, 2015). Para una mejor inspección del material a ocuparse en la Tabla 2, se desglosa las características y propiedades.

**Tabla 2.** Características del acero ASTM A572 Gr.50

<b>Propiedades mecánicas</b>	
Limite elástico (MPa)	345
Resistencia a la tracción (MPa)	450
Módulo elástico (MPa)	200,000
Ruptura de elongación (%)	18-21
Módulo de volumen (GPa)	160
Módulo de corte (GPa)	80
<b>Composición química</b>	
Carbono (C)	0,23 Max
Magnesio (Mn)	1,35 Max
Silicio (Si)	0,4 Max
Fosforo (P)	0,4 Max
Azufre (S)	0,05 Max

**Fuente:** Lee & Choi, 2021.

### 4.3 NORMATIVA AISC.

El normativa AISC, sirve a la comunidad del diseño en acero estructural y la industria de la construcción en Estados Unidos de América, el país ecuatoriano también se basa en esta normativa donde promueve el uso de este acero estructural como material, esta normativa incluye: desarrollo de especificaciones y códigos, investigación, educación, asistencia técnica, certificación de calidad, estandarización y desarrollo de mercados (Jaramillo Jiménez, 2010).

Por la normativa presente se recalca la factibilidad para que un diseñador estructural distribuya y dimensionen las partes de la estructura con el propósito de soportar las cargas a las cuales serán sometidas. Entonces el diseñador se rige a la norma ecuatoriana de construcción con el código correspondiente a la sección de acero (NEC-SE-AC), recalcando de ella los dos tipos de diseño que se puede emplear (MacCorman, 2011).

Se puede emplear el diseño de estructuras de acero, con perfiles estructurales y lámina delgada mediante los estados límites de resistencia y de servicio (LRFD), o implementando el proceso de diseño con el método de los esfuerzos admisibles (ASD) (Jaramillo Jiménez, 2010).

## 4.4 MÉTODO DE DISEÑO LRFD

Este método, es una de las formas actuales para diseñar elementos estructurales de acero, por ello es optado actualmente por una gran parte del sector constructivo civil e industrial a nivel latinoamericano. Los dos métodos de diseño especificados por la AISC se basan en los principios del diseño de estado límite y emplean el mismo método de análisis estructural, pero existe dos diferencias entre LRFD y ASD, los cuales consisten en el método para determinar las cargas de diseño y el uso de los factores de resistencia y seguridad. El método LRFD consiste en que las fuerzas factorizadas en un miembro no sean mayores a la resistencia nominal de un miembro estructural multiplicado por un factor de seguridad, esta fuerza factorizada es la combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo por un factor de carga, en forma de ecuación se puede escribir como: (Crisafulli, 2018; McCormac, 2012).

$$\text{Factor de reducción } (\phi) \cdot \text{Resistencia nominal } (R_n) \geq \text{Fuerza factorizada } (R_u) \quad (1)$$

## 4.5 MÉTODO DE DISEÑO ASD

Este método prevé obtener un margen numérico entre la resistencia y la carga que conduzca a una posibilidad aceptablemente pequeña de una respuesta estructural inaceptable, a pesar de no ser el método actualmente más utilizado, sigue siendo parte de normativas y posibilidades de diseño para el estructurista. Este método en sí, verifica que la tensión máxima de un cuerpo no sea superada por tensiones persuadidas, es decir las fuerzas totales en miembros no deben ser mayor a la resistencia nominal del miembro dividida para un factor de seguridad, en forma de ecuación se representa de la siguiente manera: (Crisafulli, 2018; McCormac, 2012).

$$\frac{\text{Resistencia nominal } (R_n)}{\text{Factor de seguridad } (\Omega)} \geq \text{mayor fuerza calculada } (R_a) \quad (2)$$

## 5 METODOLOGÍA

El diseño de la estructura civil a realizarse está ubicado en el cantón Cuenca, provincia del Azuay sector del centro histórico, en la figura 2 se puede observar la ubicación del preuniversitario en la calle Tomas Ordoñez entre Juan Jaramillo y Honorato Vásquez.

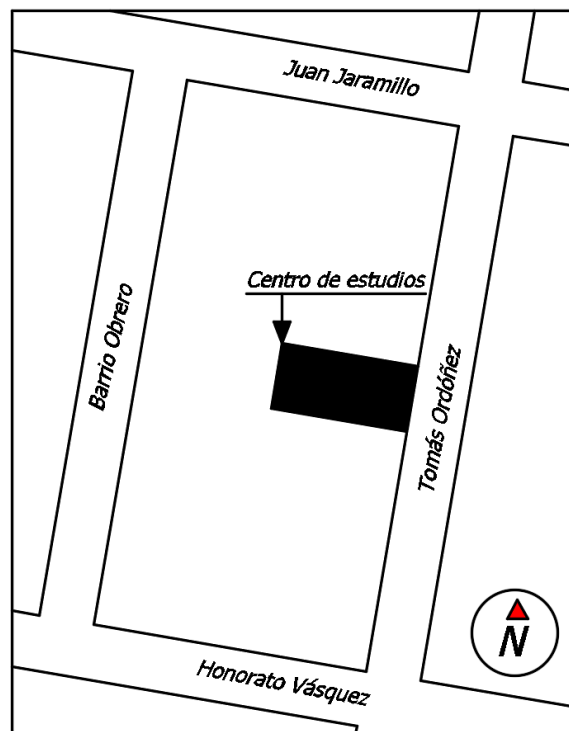
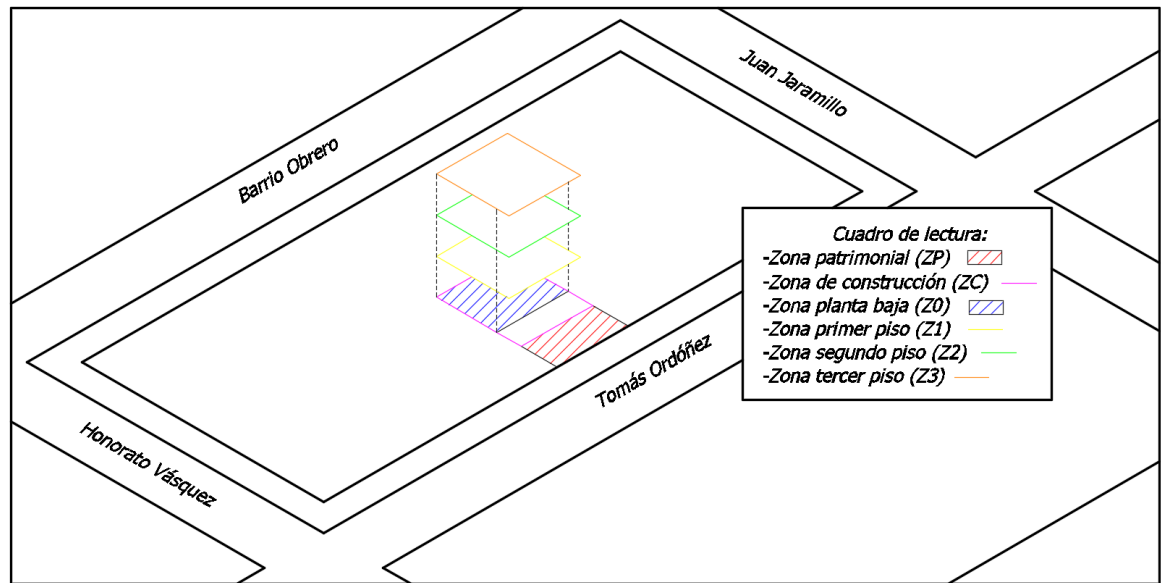


Figura 2. Ubicación centro de estudios.

### 5.1 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA.

El área de terreno para el desarrollo del proyecto está ubicada detrás de la construcción frontal designada como patrimonio del centro histórico del cantón, la cual es no modificable según las leyes estatales, para una identificación de las áreas descritas y la proyección de la edificación, se estableció seis zonas como se observa la figura 3.

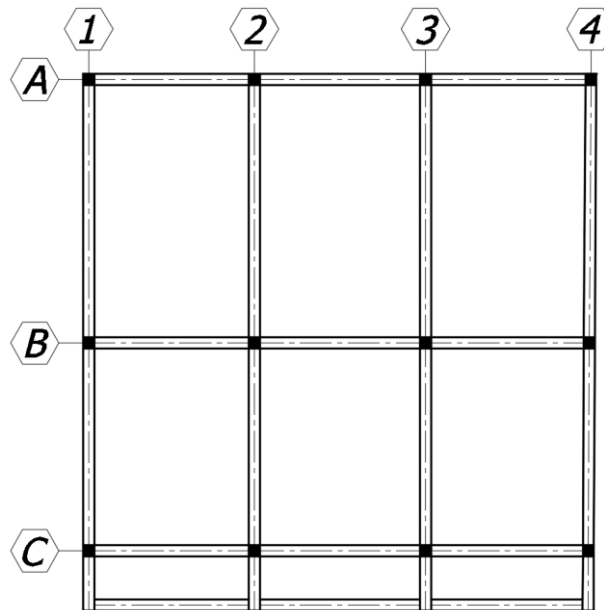


**Figura 3.** Zonas del proyecto.

El área de las zonas tiene los siguientes valores:

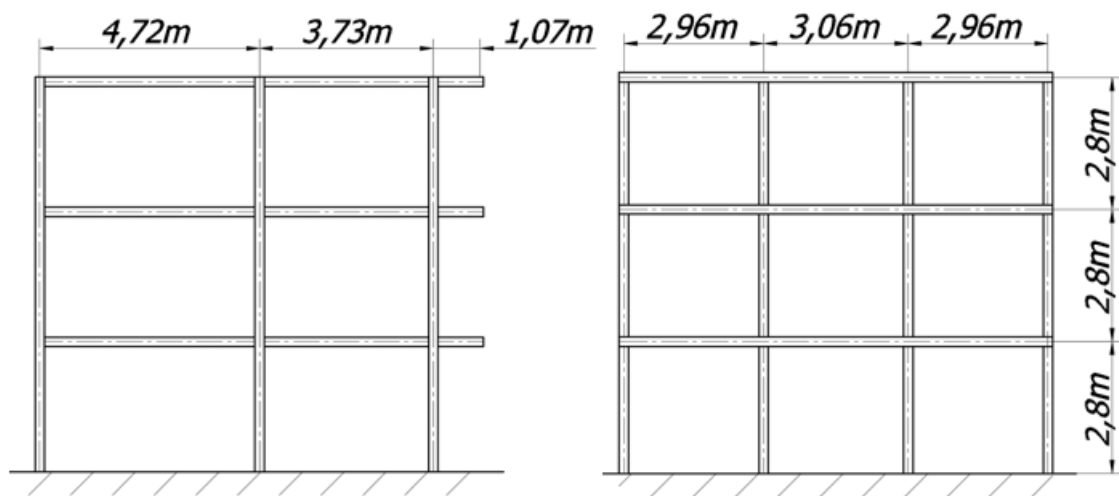
- Zona patrimonial = 55,15 m<sup>2</sup>
- Zona de construcción = 106,61 m<sup>2</sup>
- Zona planta baja = 86,55 m<sup>2</sup>
- Zona primer piso = 88,33 m<sup>2</sup>
- Zona segundo piso = 88,33 m<sup>2</sup>
- Zona tercer piso = 88,33 m<sup>2</sup>

En la figura 4, se puede observar la distribución en planta de los elementos estructurales que se mantendrá constante en cada piso, específicamente las columnas en conexión con las vigas principales.



**Figura 4.** Distribución de elementos estructurales.

Para detallar las medidas de la elevación de la estructura y la distancia entre columnas, observamos el plano estructural “A” y “1” en la figura 5.

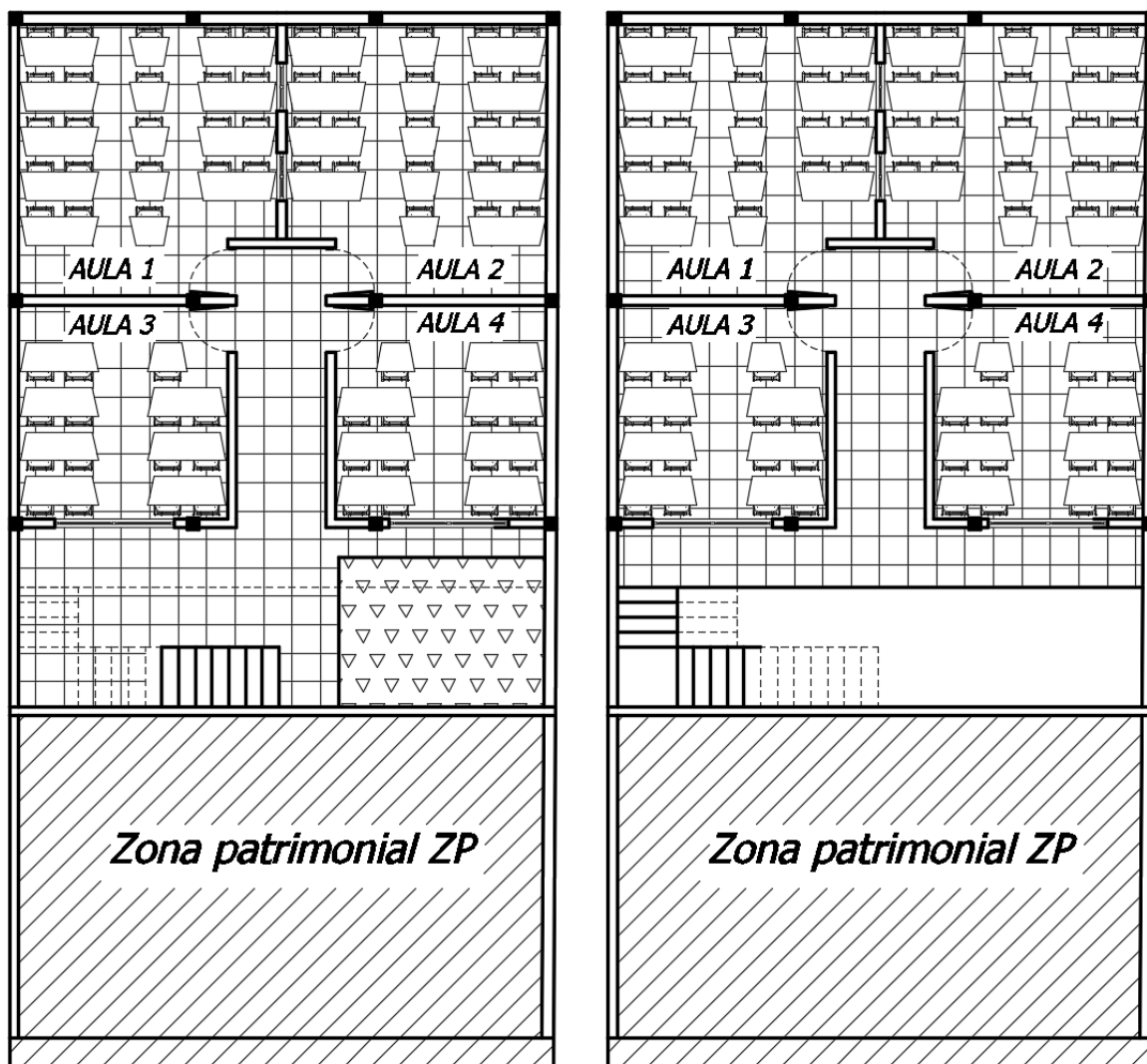


a) Vista de plano estructural 1.

b) Vista de plano estructural A.

**Figura 5.** Planos estructurales en elevación.

Luego que se ha presentado la vista de planta y elevación de la estructura vigente que va a ser intervenida para el diseño de aulas de estudio, se ha seleccionado oportuno emplazar el centro de estudio universitario en ZC. La distribución del centro preuniversitario, dispone de cuatro aulas por cada piso, entonces Z0, Z1 Y Z2 poseen la misma partición, diferenciándose que los pisos superiores tienen un corredor en voladizo, como se observa en la figura 6.



a) Plano arquitectónico Z0

b) Plano arquitectónico Z1

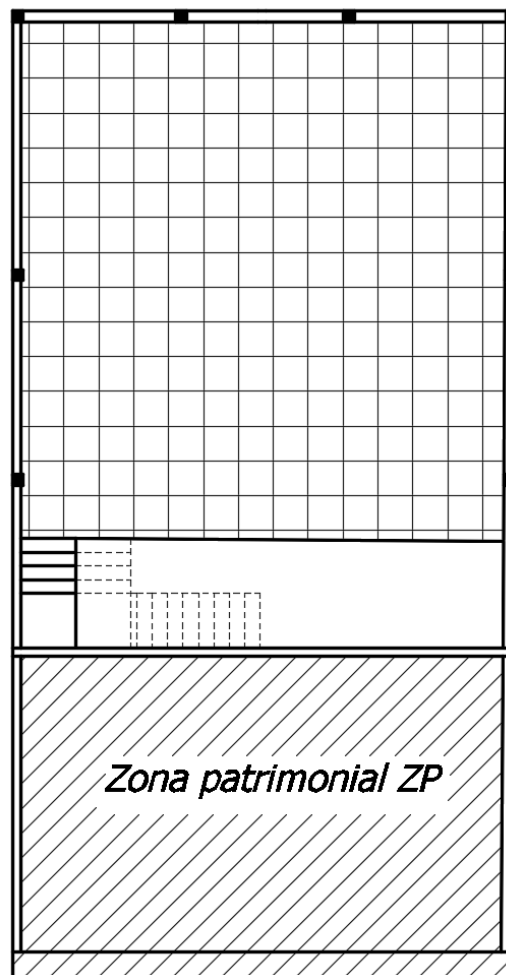
**Figura 6.** Distribución de aulas.

Cabe mencionar que el diseño de los pupitres se realizó según normativa ecuatoriana, basado en un pupitre y silla tipo 5, debido a que las dimensiones se adaptan a los estudiantes entre 16 y 18 años que asisten al preuniversitario, entonces para una

mejor distribución de los mismos, se ha planteado el uso de asientos dobles y unitarios como se presentó con anterioridad (Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 2011).

En total la distribución de pupitres escolares en las aulas, resulta para acoger 400 jóvenes, por cuanto, se divide en dos jornadas de estudio, 200 estudiantes por la mañana y los otros 200 restantes en el horario vespertino.

Para concluir, se muestra el plano arquitectónico en Z3, diseñado como un espacio libre, con el posible uso de descanso o comedor de los estudiantes, ver figura 7.



**Figura 7.** Plano arquitectónico Z3.

## 5.2 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO.

Como se conoce la ubicación específica del proyecto es factible detallar variables necesarias para empezar con la determinación del espectro elástico, siempre basados en la normativa ecuatoriana, estos parámetros iniciales se observan en la tabla 3.

Es importante mencionar que el perfil de suelo en el registro civil es de tipo B, por ello, se considera el mismo en el territorio del proyecto, ya que se distancian entre si 200 metros. (Bermeo, 2016)

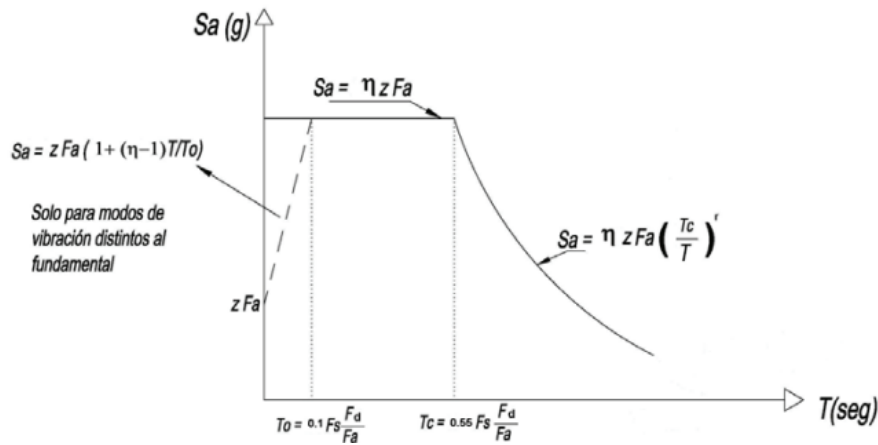
**Tabla 3.** Parámetros iniciales para el espectro elástico.

Variable	Valor
Zona sísmica	II
Valor factor de Z	0,25
Caracterización del peligro sísmico	Alta
Perfil de suelo	B
Coefficiente de amplificación (Fa)	1
Amplificación de las ordenadas (Fd)	1
Comportamiento no lineal (Fs)	0,75
Relación entre aceleración espectral (n) (Sierra)	2,48
Coefficiente de importancia (I) (Centro educativo)	1,3
Estructura de acero sin arriostramiento (Coefficientes que dependen del tipo de edificio)	$C_t = 0,072$ $\alpha = 0,8$
Irregularidad en planta (Regular)	$\phi_p = 1$
Irregularidad en elevación (Regular)	$\phi_e = 1$
Altura de la edificación	8,4m
Grupo estructural R	SMF=8
Factor usado en el espectro de diseño elástico (Depende de la ubicación geográfica del proyecto, r)	1
Factor de fluencia probable para A572 Gr.50 (R <sub>y</sub> )	1,1

**Fuente:** NEC, 2015.

Para determinar el espectro elástico, se emplea la formulación indicada en la figura

8.



**Figura 8.** Espectro elástico. Fuente: NEC, 2015.

Entonces, con la figura del espectro y los parámetros iniciales, se inicia el proceso de cálculo con la determinación de la meseta ( $S_a$ ), expresada por la siguiente ecuación:

$$S_a = n \cdot z \cdot Fa \tag{3}$$

$$S_a = 2,48 \cdot 0,25 \cdot 1$$

$$S_a = 0,62g$$

Se determina la aceleración en la superficie ( $zFa$ ), como sigue:

$$zFa = 0,25 \cdot 1 \tag{4}$$

$$zFa = 0,25g$$

$$zFa = 2,4525$$

Se resuelve el periodo donde inicia la meseta ( $T_o$ ), así:

$$T_o = 0,1 \cdot F_s \cdot \left(\frac{Fd}{Fa}\right) \tag{5}$$

$$T_o = 0,1 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{1}{1}\right)$$

$$T_o = 0,075$$

Se encuentra el periodo donde finaliza la meseta ( $T_c$ ), con la siguiente ecuación:

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (6)$$

$$T_c = 0,55 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{1}{1}\right)$$

$$T_c = 0,4125$$

Se halla el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), como:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (7)$$

$$T = 0,072 \cdot (8,4m^{0,8})$$

$$T = 0,395$$

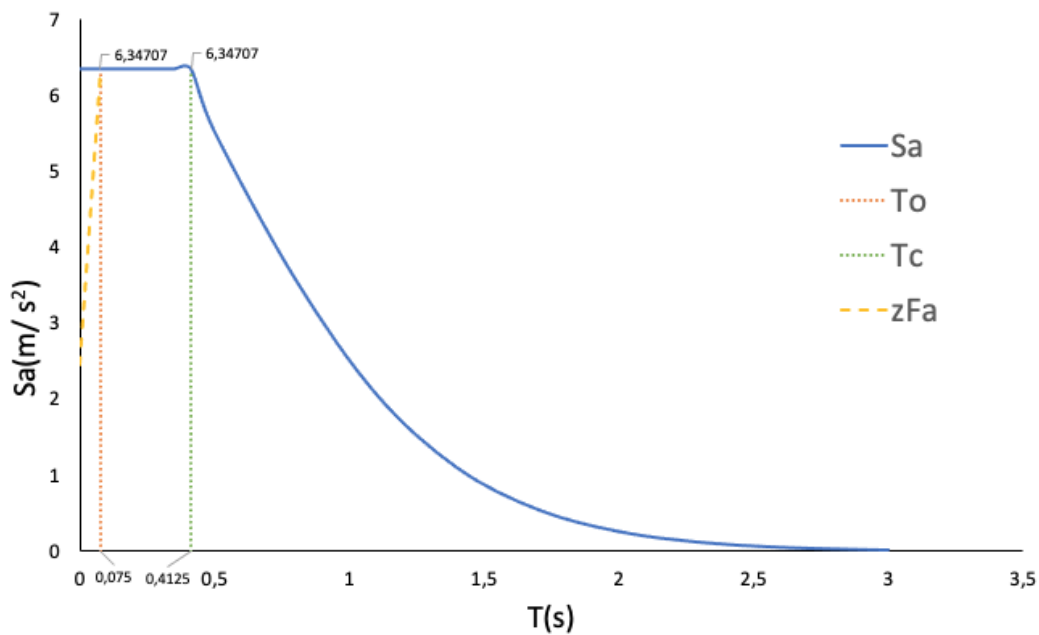
Cálculo de  $S_a$  que depende del periodo fundamental de vibración, mediante:

$$S_a = n \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (8)$$

$$S_a = 2,48 * 0,25 \cdot 1 \cdot \left(\frac{0,4125}{0,395}\right)^1$$

$$S_a = 0,647g$$

Utilizando los resultados de las ecuaciones (3-8) y los datos de la tabla 3, ahora es posible la determinación del espectro elástico, dicho resultado se presenta en la figura 9, cabe indicar que el proceso de cálculo fue desarrollado mediante el software comercial de Microsoft Office Excel.



**Figura 9.** Espectro elástico.

## 5.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS.

### 5.3.1 CARGA VIVA (L)

La edificación está destinada a uso educativo, para ello en la tabla 4 se observa las cargas uniformes ( $L_0$ ), y concentradas ( $P_0$ ) establecidas por la NEC, para tal aplicación.

**Tabla 4.** Carga viva para unidades educativas.

<b>Unidades Educativas</b>		
	<b>Carga uniforme (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga concentrada (kN)</b>
Aulas	2,0	4,50
Corredores segundo piso y superior	4,00	4,50
Corredor primer piso	4,80	4,50
<b>Otros ambientes</b>		
Comedores	4,80	-
Cubierta destinados a patios de reunión	4,80	-
Patios y terraza peatonales	4,80	-

**Fuente:** NEC, 2015.

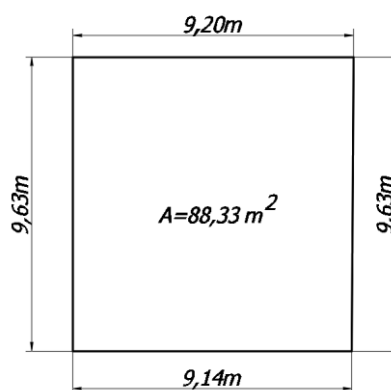
Según la normativa revisada correspondiente a las cargas vivas se determina que, para unidades educativas las especificaciones pueden variar según los niveles de la edificación y sus requerimientos específicos. En este caso, la losa en Z1 y Z2 tienen el propósito de ser aulas educativas y la losa en Z3 tiene el destino a ser una cubierta visitable para reunión o comedor de los estudiantes, para ello, los valores de las cargas en la tabla 4 servirá para establecer en cada zona una carga viva adecuada como se observa en la tabla 5.

**Tabla 5.** Carga viva en las zonas de la edificación.

<b>Zona</b>	<b>Carga uniforme (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Total (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Z1</b>	Aulas	2,0
	Corredor	4,8
<b>Z2</b>	Aulas	2,0
	Corredor	4,0
<b>Z3</b>	Patio o comedor	4,8

### 5.3.2 CARGA MUERTA (D).

Son las cargas permanentes referidas a todos los elementos estructurales que se encuentren en el área de la losa de cada nivel de la edificación, el área donde estará impuesta esta carga gravitacional tiene un valor de 88,33 m<sup>2</sup> correspondiente a Z1, Z2 y Z3 tal como se observa en la figura 10.



**Figura 10.** Esquema de las dimensiones en Z1, Z2 y Z3.

Entonces, las cargas que intervienen en los niveles de la edificación se desglosan en la tabla 6, conforme a la NEC:

**Tabla 6.** Carga muerta.

Carga	Valor kg/m <sup>2</sup>	Información
Losa de hormigón armado	120	5 cm espesor de la losa
Placa colaborante	5,10	0,65 mm de espesor
Cielorraso de yeso sobre listones de madera	20	-
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento	40	2 cm de espesor
Paredes de ladrillo artesanal	200	-
<b>Total</b>	<b>385,1</b>	

**Fuente:** NEC, 2015.

### 5.3.3 CARGA DE GRANIZO (*S*).

Para el cálculo de la carga de granizo es necesario resolver la multiplicación entre el peso específico del granizo ( $\rho_s$ ) y la altura de acumulación ( $H_s$ ). Esta última variable ha sido impuesta por el autor con un valor de 3 cm, obedeciendo un lineamiento razonablemente entre el apropiado balance entre un enfoque conservador y económicamente eficiente.

El valor de la carga  $S$ , se observa en el desarrollo de la ecuación (9):

$$S = \rho_s \cdot H_s \tag{9}$$

$$S = 1000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,03\text{m}$$

$$S = 30 \text{ kg/m}^2$$

### 5.3.4 CARGA DE VIENTO (*W*).

El cálculo de la carga  $W$  se determina mediante la velocidad corregida del viento ( $V_b$ ), seguida de la presión del viento ( $P$ ), para ello es necesario determinar variables que estarán presentes en sus respectivas ecuaciones. El valor de las variables se presenta en la tabla 7, información obtenida mediante la normativa ecuatoriana de las cargas no sísmicas (*NEC*, 2015).

**Tabla 7.** Parámetros para el cálculo de la velocidad corregida de viento.

Variable	Valor
Velocidad instantánea máxima del viento, registrada a 10m de altura sobre el terreno. ( $V$ )	21 m/s
Coefficiente de corrección ( $\sigma$ ) (Obstrucción baja y altura de 10m)	0,90

**Fuente:** *NEC*, 2015.

Con los valores descritos anteriormente, es posible el cálculo de la velocidad corregida del viento, como sigue:

$$V_b = V \cdot \sigma \tag{10}$$

$$V_b = 21 \text{ m/s} \cdot 0,90$$

$$V_b = 18,9 \text{ m/s}$$

Para determinar la presión total que ejerce el viento (P) se describe las variables en la Tabla 8 8, para la resolución de la ecuación (11).

**Tabla 8.** Parámetros para el cálculo de la presión que ejerce el viento.

Variable	Valor	
Altura total del edificio (Hn)	8,4m	
Categoría de exposición	B	
Densidad del viento ( $\rho$ )	1,25 kg/m <sup>3</sup>	
Coefficiente de entorno/altura ( $c_e$ ) (Según ASCE 7-16)	0,70	
Coefficiente de forma ( $c_f$ ) (superficies verticales de edificios)	Barlovento	+0,8
	Sotavento	-0,6

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho_{viento} \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \tag{11}$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(18,9 \frac{m}{s}\right)^2 \cdot 0,70 \cdot 0,8$$

$$P = 125,0235 \text{ Pa} = \text{Barlovento}$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho_{viento} \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(18,9 \frac{m}{s}\right)^2 \cdot 0,70 \cdot 0,6$$

$$P = 93,7676 \text{ Pa} = \text{Sotavento}$$

## 5.4 COMBINACIONES DE CARGA

### 5.4.1 CARGAS COMBINADAS CON LAS EXPRESIONES LRFD

Se especifica las combinaciones de carga para el método de diseño LRFD:

$$U = 1.4D \tag{12}$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R) \tag{13}$$

$$U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W) \tag{14}$$

$$U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R) \tag{15}$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S \quad (16)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (17)$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad (18)$$

## 5.4.2 CARGAS COMBINADAS CON LAS EXPRESIONES ASD

Se especifica las combinaciones de carga para el método de diseño ASD:

$$D \quad (19)$$

$$D + L \quad (20)$$

$$D + (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (21)$$

$$D + 0.75L + 0.75(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (22)$$

$$D + (0.6W \text{ o } 0.7E) \quad (23)$$

$$D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (24)$$

$$D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75(S) \quad (25)$$

$$0.6D + 0.6W \quad (26)$$

$$0.6D + 0.7E \quad (27)$$

## 5.5 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.

### 5.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA.

Se inicia el predimensionamiento de la viga principal aplicando la relación donde por cada pie de longitud de la viga esta necesitara  $\frac{1}{2}$  pulgada de altura (Ruddy y Ioannides, 2000).

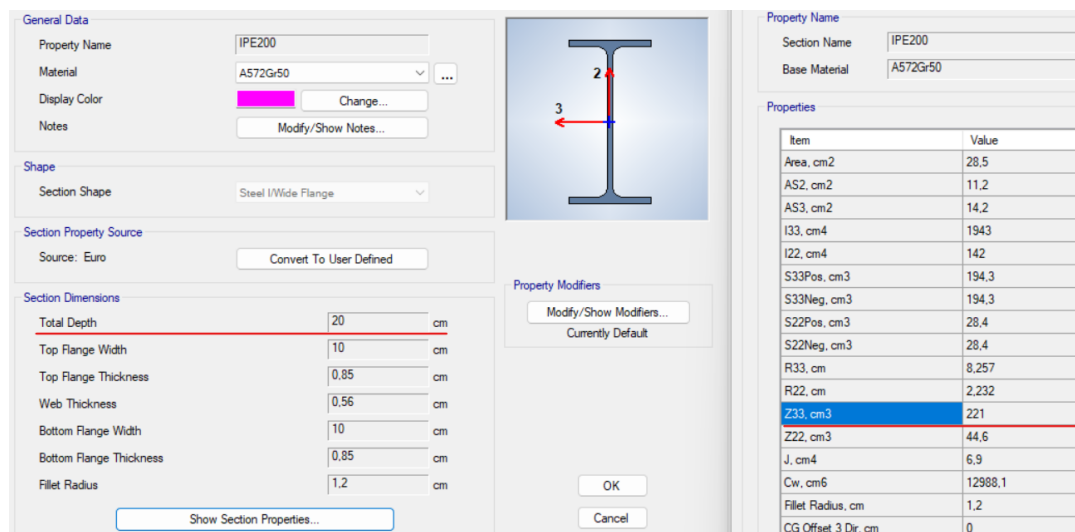
Entonces desarrollando la relación en unidades métricas, y tomando como dato la distancia entre columnas más grande o la luz mayor (L) igual a 4,72m, se obtiene que:

$$\text{Altura viga} = L/d_s \quad (28)$$

$$\text{Altura viga} = 4,72m/24$$

$$Altura\ viga = 0,197m$$

Con el valor de 19,7cm de altura referencial, relacionamos el valor calculado con un perfil IPE en el software ETABS® utilizando la opción de desglose de la información general de los miembros estructurales (ver Figura 11 11). Además, es importante mencionar que el perfil correspondiente a la familia IPE es impuesta por el autor, debido a que son vigas estructurales que se encuentran en las principales distribuidoras de la ciudad.



**Figura 11.** Viga IPE200.

### 5.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA

Para obtener una sección transversal de la columna, el proceso inicia con el perfil seleccionado para la viga IPE en la sección anterior. Resolviendo la igualdad que involucra los módulos plásticos (Z) de los elementos con un material A572 G50, y suponiendo que la conexión viga y columna se realice mediante conexión precalificada “END PLATE 4ES” visible en (Hernández, 2013), entonces se obtiene que:

$$Z_{columna} = 1,84 \cdot Z_{viga} \tag{29}$$

$$Z_{columna} = 1,84 \cdot 221cm^3$$

$$Z_{columna} = 406,64cm^3$$

Obteniendo un módulo plástico de 406,64 cm<sup>3</sup> para la columna, se selecciona un perfil W que tenga el mismo valor o mayor en el software ETABS®. El resultado de este proceso sugiere que el perfil W250x32,7 es el adecuado para las columnas del sistema (ver figura 12).

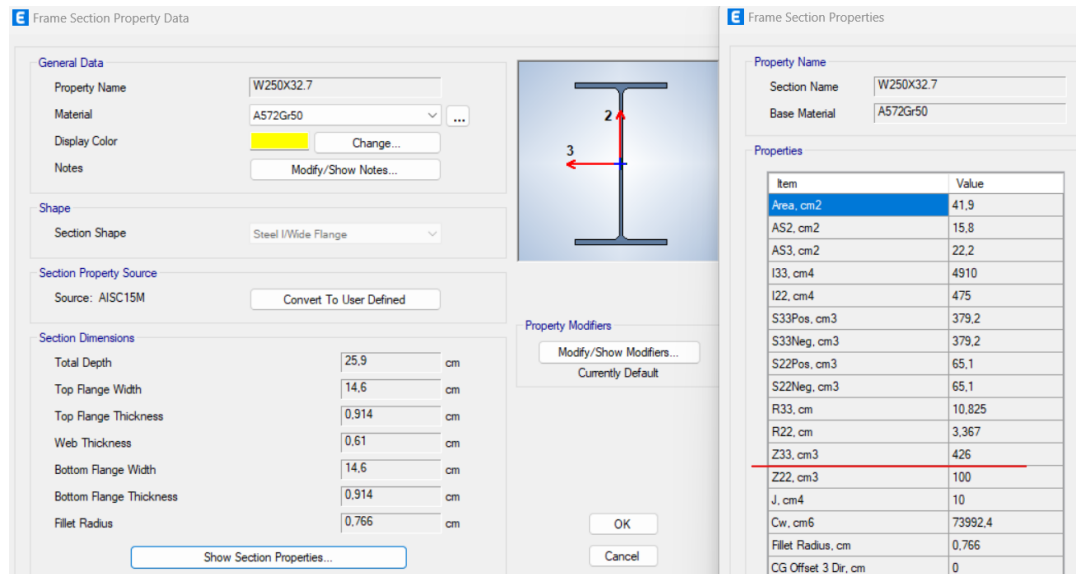


Figura 12. Columna W250x32,7.

### 5.5.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGUETAS O VIGAS

#### SECUNDARIAS.

El proceso inicia con la distancia entre arriostramientos ( $L_b$ ) de la viga IPE200, para lo cual se aplica la siguiente ecuación:

$$L_b = 0,086 \cdot r_y \cdot \frac{E}{F_y} \quad (30)$$

Donde:

$L_b$  = distancia entre arriostramientos laterales,

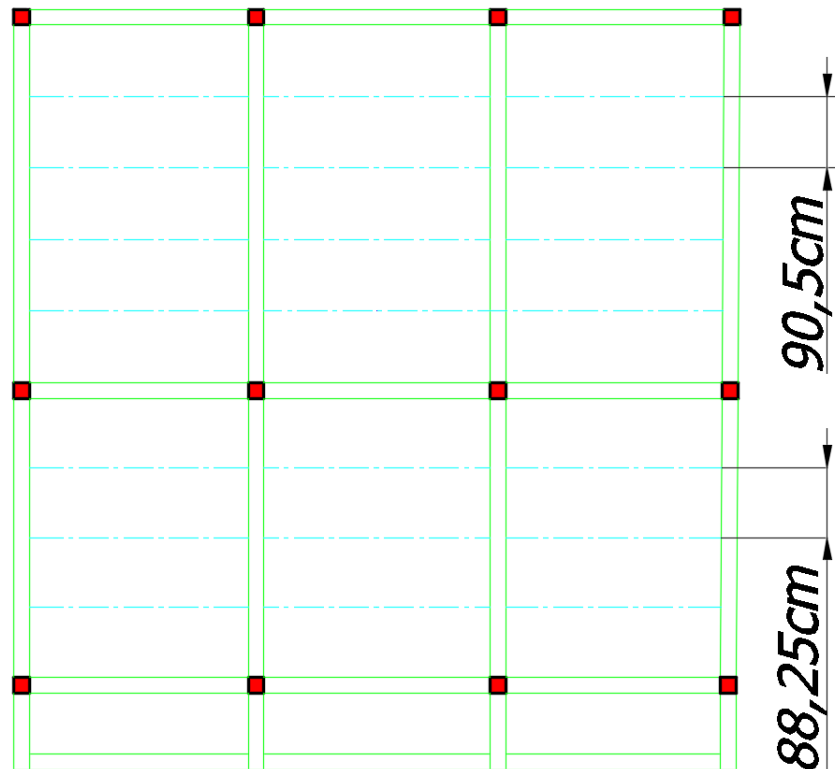
$r_y$  = radio de giro menor,

$E$  = módulo plástico del (A572 Gr50),

Entonces, se obtiene que:

$$L_b = 0,086 \cdot 2,232 \text{ cm} \cdot \frac{200\,000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}$$
$$L_b = 111,276 \text{ cm}$$

Obtenido el valor de  $L_b$ , se grafica la distribución de las viguetas con una distancia de 90,5cm y 88,25cm, valores menores al obtenido, para conservar una distribución simétrica entre viguetas, visible en la figura 13, donde además se ha teñido de verde las vigas principales, rojo las columnas y de celeste en el que se acentuaran las viguetas



**Figura 13.** Distancias entre arriostramientos.

En cuanto el dimensionamiento de la sección transversal, es necesario utilizar una de las combinaciones máximas por el método de diseño LRFD, reemplazando a cada variable por las cargas referentes a la primera losa Z1 en la ecuación 13, así:

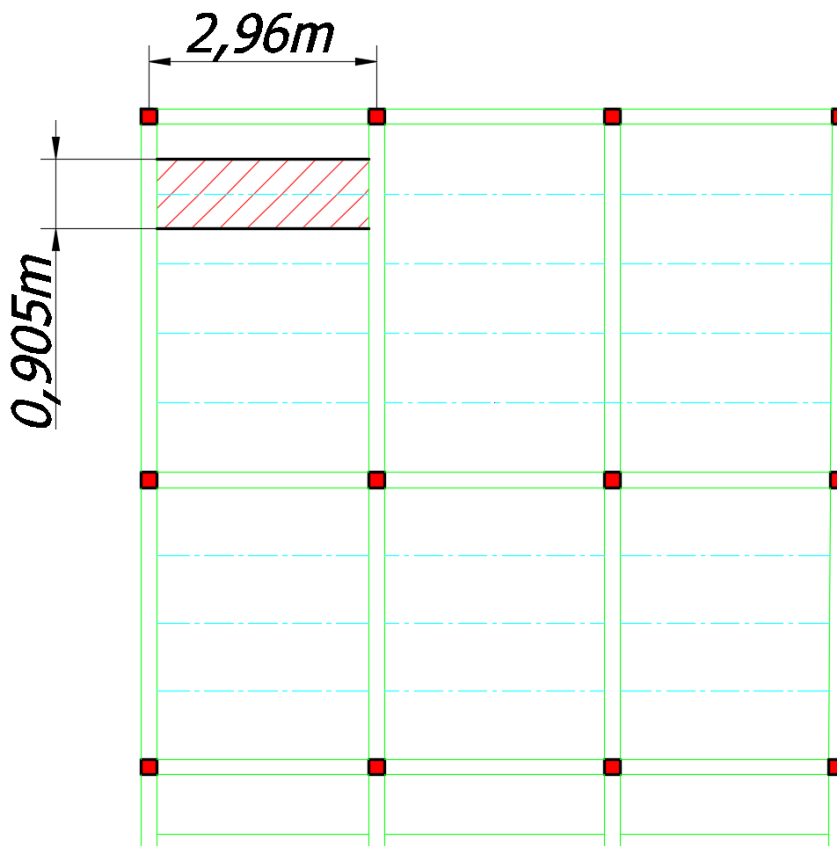
$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5L$$

$$U = 1.2(385,1 \text{ kg/m}^2) + 1,6(6,80 \text{ kN/m}^2) + 0.5(6,80 \text{ kN/m}^2)$$

$$U = 1.2(3,78 \text{ kN/m}^2) + 10,88 \text{ kN/m}^2 + 3,4 \text{ kN/m}^2$$

$$U = 18,816 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1918,698 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

El valor determinado representa la carga que se distribuirá por cada vigueta, como se observa en la figura 14 y en la ecuación 31:

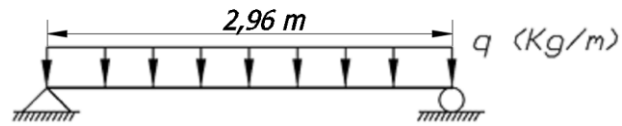


**Figura 14.** Área tributaria de la carga sobre la vigueta.

$$Q = 1918,698 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0,905\text{m} \cdot 2,96\text{m} \tag{31}$$

$$Q = 5139,808 \text{ kg}$$

Se determina la carga linealizada ( $q$ ), que resulta el área tributaria multiplicado por la longitud de la viga ( $L$ ) (ver figura 15):



**Figura 15.** Carga linealizada.

$$q \cdot L = 5139,808 \text{ Kg} \quad (32)$$

$$q = 5139,808 \text{ kg}/2,96\text{m}$$

$$q = 1736,421 \text{ Kg}/\text{m}$$

Ahora se encuentra el momento mayorado en la ecuación (33), el momento nominal en la ecuación (34) y el módulo plástico en la ecuación (35). Este último valor permite definir un perfil para la vigueta con la misma cantidad o menor entre las propiedades de aquel perfil estructural en el software ETABS®, el desarrollo de las ecuaciones se observa a continuación:

Momento actuante mayorado ( $M_{max}$ ):

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (33)$$

$$M_{max} = \frac{1736,421 \text{ kg}/\text{m} \cdot 2,96\text{m}^2}{8}$$

$$M_{max} = M_u = 642,475 \text{ kgm}$$

Momento nominal ( $M_n$ ), donde interviene un factor de minoración de resistencia:

$$M_n = M_u / \phi \quad (34)$$

$$M_n = 642,475 \text{ kgm} / 0,9$$

$$M_n = 713,861 \text{ kgm}$$

Modulo plástico ( $Z$ ):

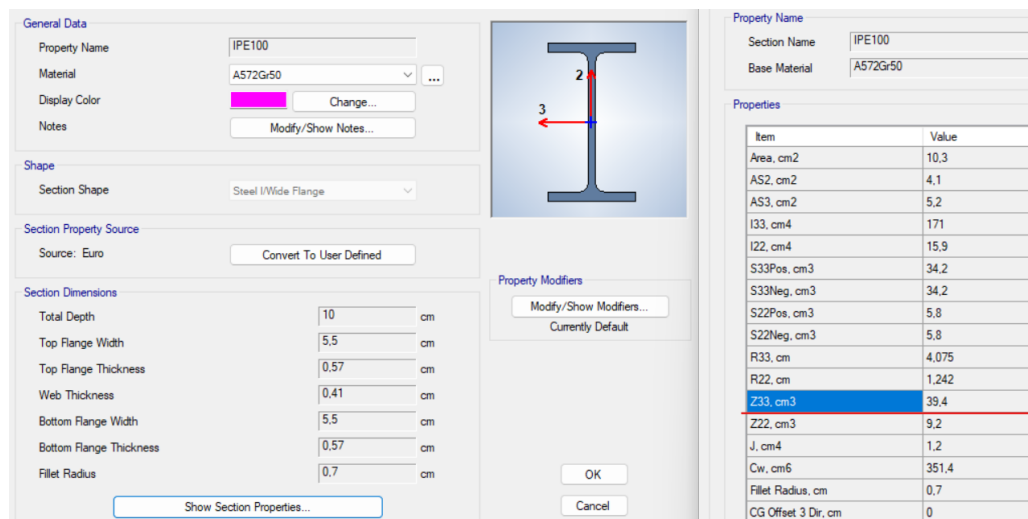
$$Z = M_n / F_y \quad (35)$$

$$Z = 713,861 \text{ kgm} / 345 \text{ MPa}$$

$$Z = \frac{713,861 \text{ kgm}}{35180209,348 \text{ kg/m}^2}$$

$$Z = 2,029 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 = 20,29 \text{ cm}^3$$

Con el resultado del módulo plástico de  $20,29 \text{ cm}^3$ , se selecciona un perfil para la vigueta (ver Figura 16).



The screenshot shows a software interface for selecting a steel beam profile. The 'General Data' section includes 'Property Name' (IPE100), 'Material' (A572Gr50), and 'Display Color'. The 'Shape' section shows 'Section Shape' (Steel I/Wide Flange). The 'Section Property Source' is set to 'Euro'. The 'Section Dimensions' section lists various parameters: Total Depth (10 cm), Top Flange Width (5.5 cm), Top Flange Thickness (0.57 cm), Web Thickness (0.41 cm), Bottom Flange Width (5.5 cm), Bottom Flange Thickness (0.57 cm), and Fillet Radius (0.7 cm). The 'Property Modifiers' section is currently default. The 'Properties' table on the right lists various properties and their values, with 'Z33, cm3' highlighted in blue.

Item	Value
Area, cm2	10,3
AS2, cm2	4,1
AS3, cm2	5,2
I33, cm4	171
I22, cm4	15,9
S33Pos, cm3	34,2
S33Neg, cm3	34,2
S22Pos, cm3	5,8
S22Neg, cm3	5,8
R33, cm	4,075
R22, cm	1,242
Z33, cm3	39,4
Z22, cm3	9,2
J, cm4	1,2
Cw, cm6	351,4
Fillet Radius, cm	0,7
CG Offset 3 Dir, cm	0

Figura 16. Vigueta IPE100.

Una vez predimensionado la viga, la columna, y la vigueta, se verifica si estas secciones son sísmicamente compactas. Ya que es importante para los pórticos especiales a momento, que se garantice grandes niveles de deformaciones inelásticas, para ello las alas deben estar continuamente conectados al alma, comprobando que la relación ancho espesor de sus elementos ( $\lambda$ ) no supere la relación máxima ancho espesor ( $\lambda_{ps}$ ). Para este análisis se utilizan las relaciones descritas en la tabla 9 basados en el anexo 1:

**Tabla 9.** Relación ancho espesor de elementos estructurales.

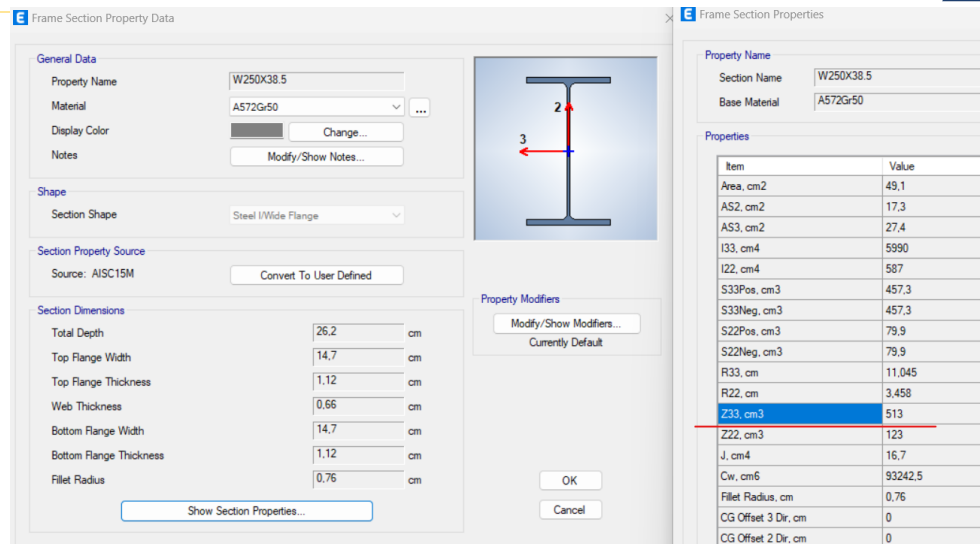
Perfil estructural	Relación	Relación ancho	Relación máxima
	Elemento	espesor ( $\lambda$ )	para miembros de alta ductilidad ( $\lambda_{ps}$ )
Viga, vigueta y columna, perfil "I"	Patín	$b/t$	$0,32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$
	Alma	$h/t_w$	$2,57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$

En la tabla 10 se observa el análisis de los elementos en ser sísmicamente compactos o caso contrario de no serlo, de modo que pueden ser utilizados para el análisis numérico estructural mediante en el software ETABS®.

**Tabla 10.** Elementos estructurales compactos.

Perfiles sísmicamente compactas o no compactas				
Perfil	Elemento	$\lambda$	$\lambda_{ps}$	Resultado
<b>Viga IPE100</b>	Patín	5,88	7,34	Compacto
	Alma	32,67	58,99	Compacto
<b>Vigueta IPE 200</b>	Patín	4,82	7,34	Compacto
	Alma	21,60	58,99	Compacto
<b>Columna W250x32,7</b>	Patín	7,98	7,34	No compacto
	Alma	39,46	58,99	Compacto

Como es visible el patín de la columna W250x32,7 no cumple la relación ancho espesor, considerándolo un perfil no compacto, para ello se considera el siguiente perfil tipo W que es parte de la biblioteca de perfiles. (Figura 17).



**Figura 17.** Columna W250x38,5.

Se comprueba si el nuevo perfil W250xx38,5 cumple con ser un elemento estructural compacto (ver Tabla 11 11).

**Tabla 11.** Columna sísmicamente compacta.

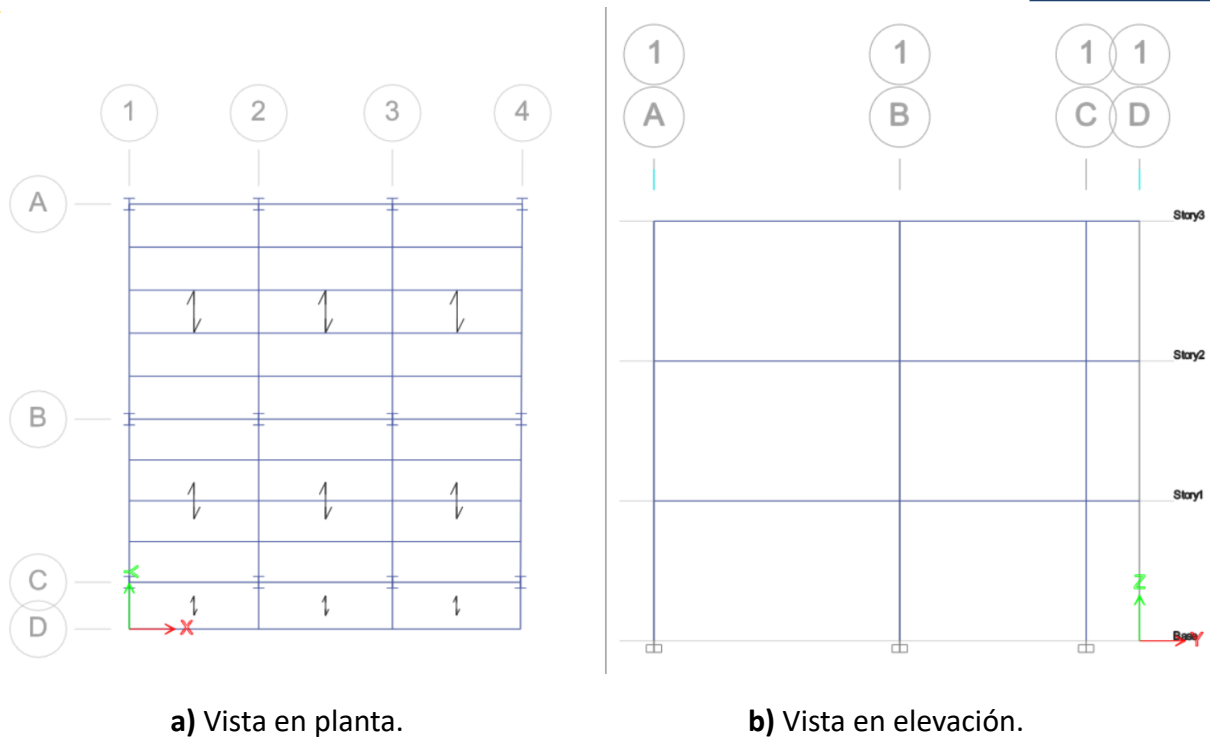
Perfiles sísmicamente compactas o no compactas				
Perfil	Elemento	$\lambda$	$\lambda_{ps}$	Resultado
Columna W250x38,5	Patín	6,56	7,34	Compacto
	Alma	36,30	58,99	Compacto

## 5.6 DISEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE

### ETABS®.

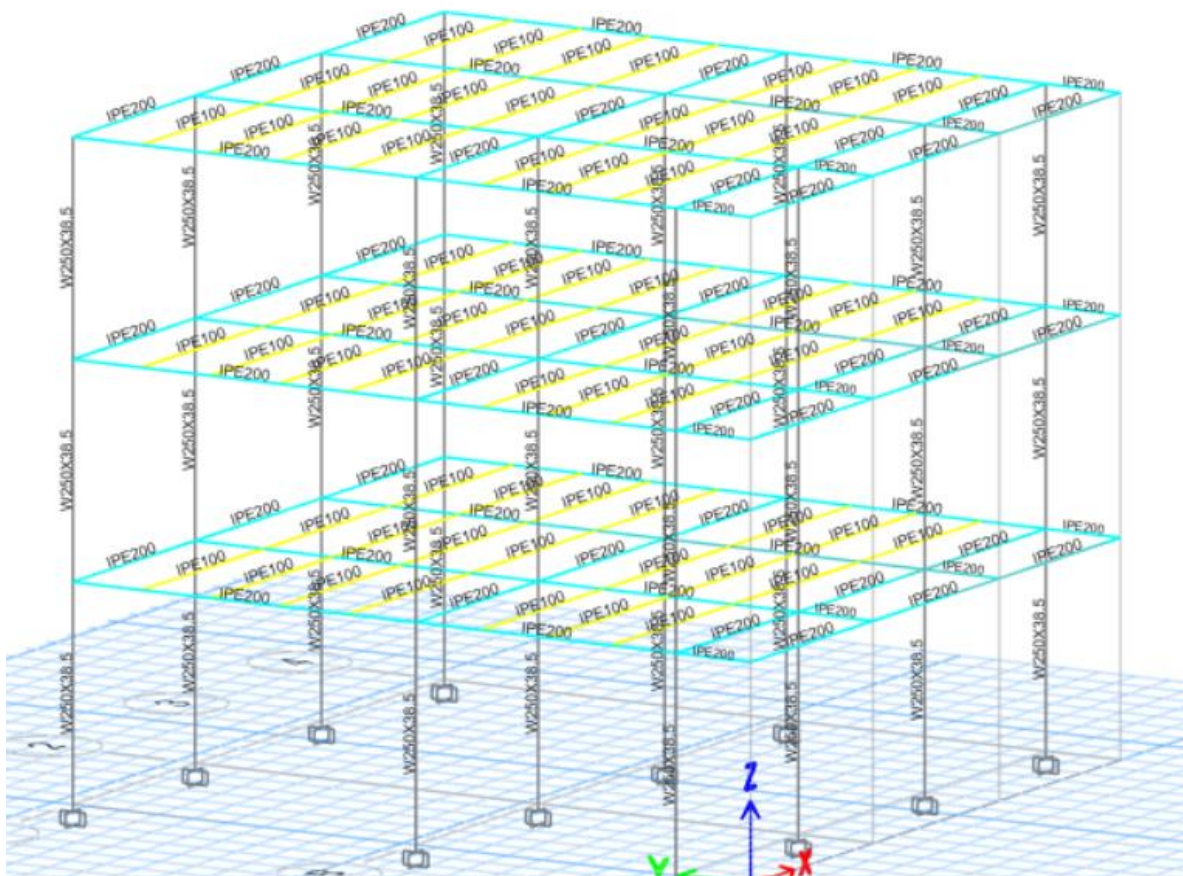
En el diseño estructural mediante el software ETABS® para los dos tipos de métodos ASD Y LRFD se usarán configuraciones similares, donde las de mayor influencia se desarrollan en este apartado.

El diseño empieza con la colocación de coordenadas lineales que facilitaran el trazado de los elementos estructurales (ver figura 18).



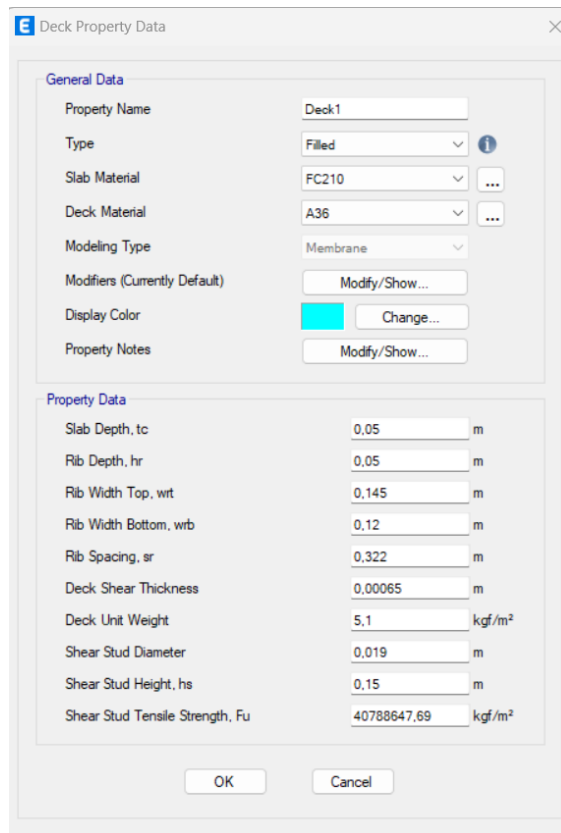
**Figura 18.** Vistas ortogonales del sistema estructural de estudio.

A la estructura se le asigna los elementos estructurales determinados en el pre dimensionamiento con material A572 Gr. 50. A continuación, en la figura 19 se observa una vista isométrica de la estructura detallando cada perfil con un color, en este caso las columnas son grises, vigas principales celestes, y las viguetas amarillas.



**Figura 19.** Sección de los elementos estructurales.

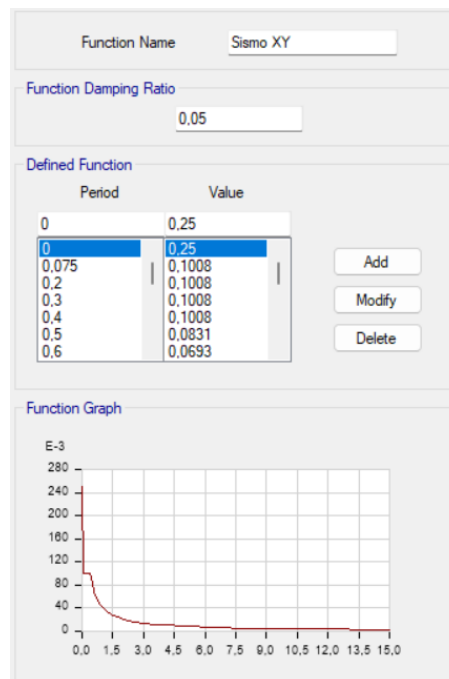
Se añade datos y propiedades de la placa colaborante (figura 20) fundamentada en los datos y propiedades que presenta los fabricantes de “Kubilosá” conforme lo detallado en el anexo 2.



General Data	
Property Name	Deck1
Type	Filled
Slab Material	FC210
Deck Material	A36
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...
Property Data	
Slab Depth, tc	0.05 m
Rib Depth, hr	0.05 m
Rib Width Top, wrt	0.145 m
Rib Width Bottom, wrb	0.12 m
Rib Spacing, sr	0.322 m
Deck Shear Thickness	0.00065 m
Deck Unit Weight	5.1 kgf/m <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	0.019 m
Shear Stud Height, hs	0.15 m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40788647.69 kgf/m <sup>2</sup>

**Figura 20.** Parámetros de la losa.

Se establece el espectro de diseño, nombrado como “Sismo XY”, conforme los parámetros de formulación obtenidos en la Sección 5.2, el resultado de esta implementación en el software, se puede observar en la figura 21.



**Figura 21.** Espectro de diseño en software.

Se define las cargas que estarán presentes en el análisis estructural del caso de estudio (ver figura 22).

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Snow	Snow	0	
Wind	Wind	0	None
ESX	Seismic	0	User Coefficient
ESY	Seismic	0	User Coefficient
Super Dead	Super Dead	0	

**Figura 22.** Definición de cargas.

Es importante mencionar que, para la carga sísmica, es necesario determinar el coeficiente sísmico  $C(s)$  y el factor  $K$ , determinados en la ecuación 16 y 17 respectivamente. Los datos ingresados en el software se aprecian en la figura 23.

Coefficiente sísmico ( $C_s$ ):

$$C_s = \frac{I \cdot S_a(T)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \quad (36)$$

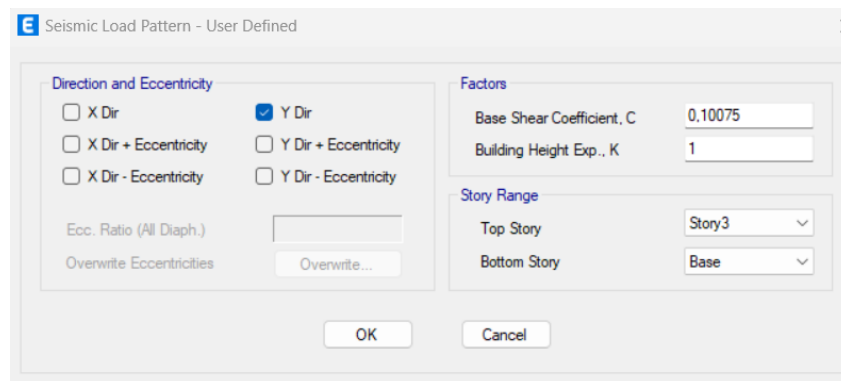
$$C_s (SMF) = \frac{1,3 \cdot 0,62}{8 \cdot 1 \cdot 1}$$

$$C_s (SMF) = 0,10075$$

El factor K dependerá del valor del periodo fundamental de vibración de la estructura (T), donde la normativa expresa que:

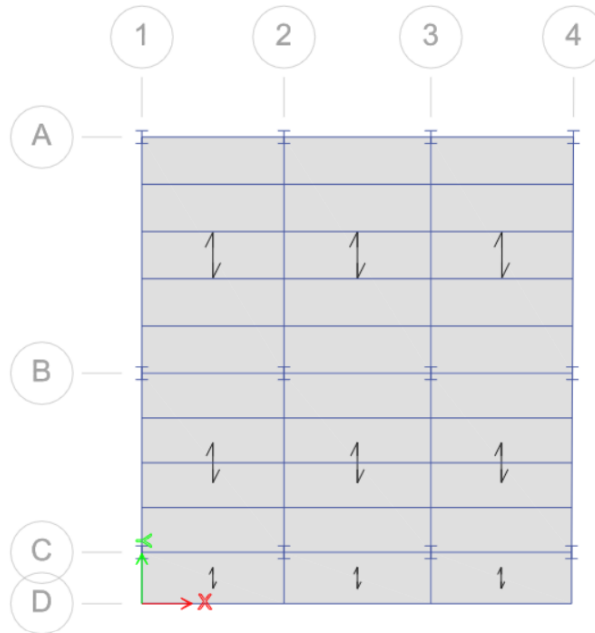
$$\text{Si, } T(s) \leq 0,5 \rightarrow k = 1 \quad (37)$$

$$0,395 \leq 0,5 \rightarrow k = 1$$



**Figura 23.** Parámetros para la carga de sismo en dirección “Y”.

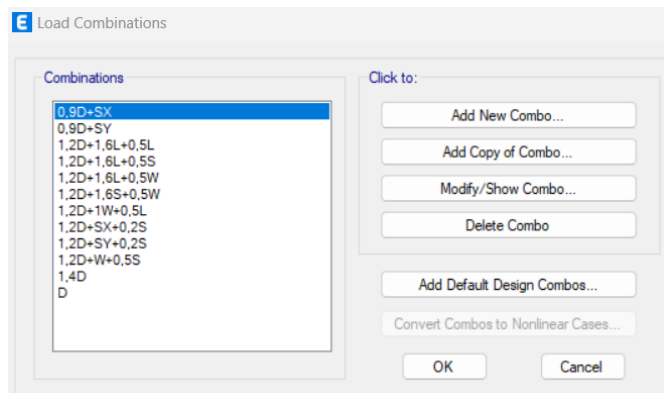
Se fija las cargas a cada losa Z1, Z2 y Z3 de acuerdo al cálculo determinado en la sección 5.3, estas cargas están perpendiculares a las viguetas o correas IPE100 como se observa en la figura 24.



**Figura 24.** Cargas sobre la losa.

### 5.6.1 DISEÑO POR EL MÉTODO LRFD

Se añade la combinación de carga de acorde al método LRFD detallados en la sección 5.4.1. El resultado de la implementación de la formulación en el ETABS®, se presenta en la figura 25:



**Figura 25.** Combinación de carga para LRFD.

Se varía los parámetros de acorde al método de diseño, donde se considera un pórtico especial a momentos (SMF), y a las viguetas se las consideran como secciones compuestas.

La ventana con las preferencias de diseño es observable en la figura 26.

Item	Value
01 Design Code	AISC 360-16
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Framing Type	SMF
04 Seismic Design Category	B
05 Importance Factor	1
06 Design System Rho	1
07 Design System Sds	0,62
08 Design System R	8
09 Design System Omega0	3
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 Beta Factor	1,3
17 BetaOmega Factor	1,6
18 Phi(Bending)	0,9

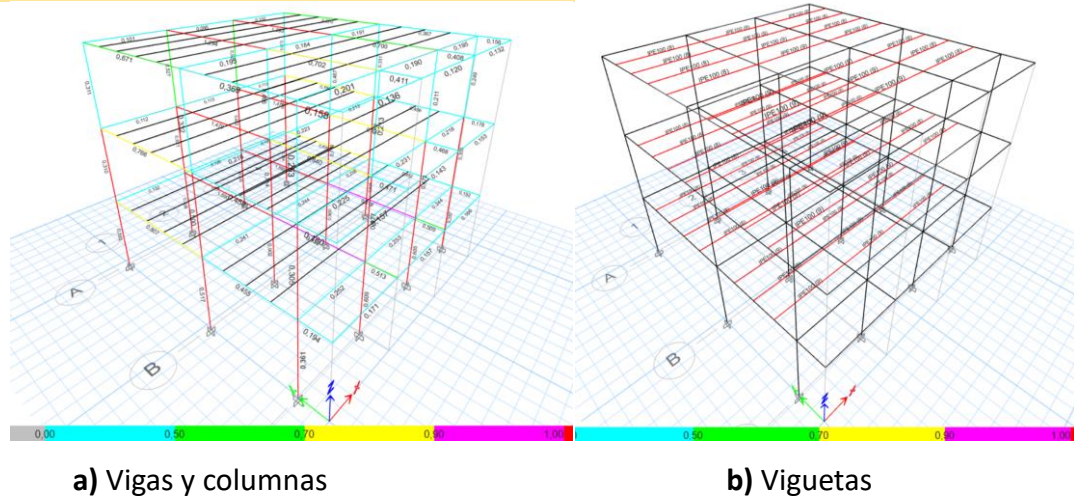
Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK, Cancel

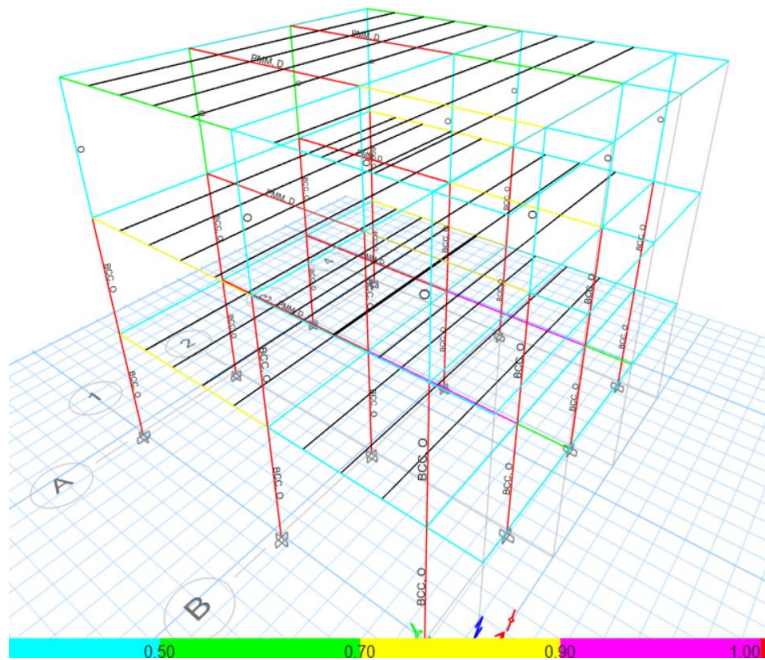
**Figura 26.** Preferencias de diseño (LRFD).

Terminado la configuración de los parámetros para LRFD, se analiza los resultados entregados por el software, donde se puede observar que 24 columnas, 6 vigas y 63 viguetas no experimentan un valor de demanda capacidad adecuado, como se observa en la figura 27.



**Figura 27.** Demanda capacidad (LRFD).

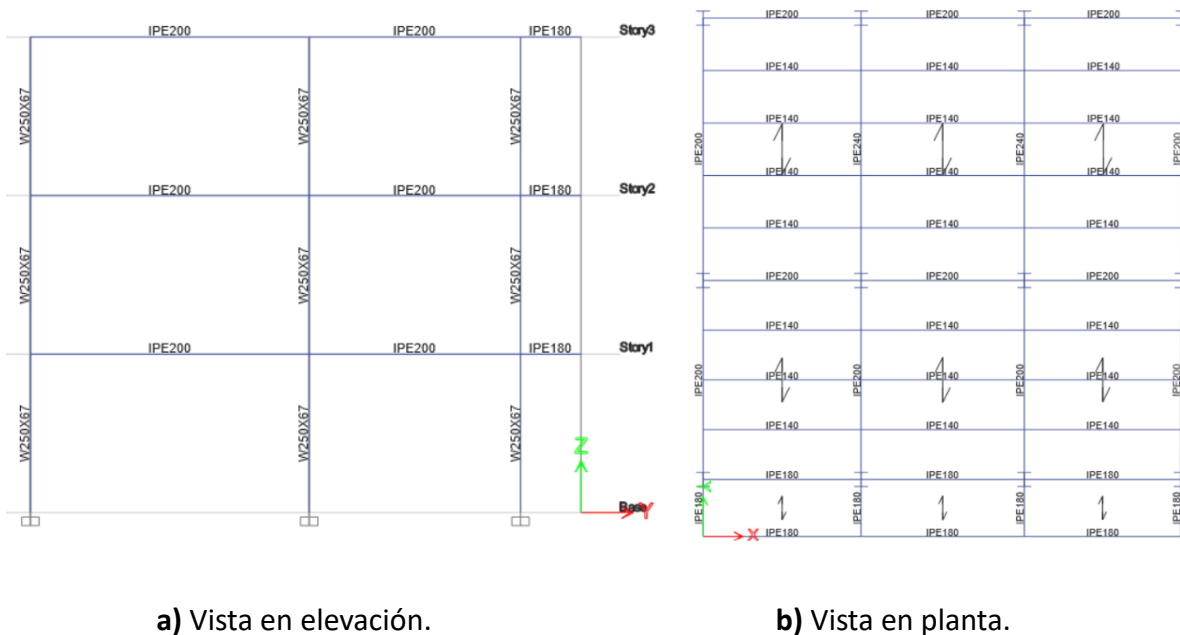
De la misma manera, se solicita al software determinar los problemas inherentes a cada elemento resaltado en rojo. Se observa que los problemas recurrentes son dos, “PMM, D” para las vigas y viguetas, y “BCC, O” para las columnas. Estos códigos describen los problemas relacionados con la demanda capacidad de los elementos estructurales respectivamente, es decir, indican que existe un momento o cortante nominal menor que el producido por las cargas (ver figura 28).



**Figura 28.** Errores en el diseño (LRFD).

Debido al análisis de partida con elementos predimensionados y la presencia de errores, se modifica la sección de los elementos estructurales, de tal manera que ya no presente errores. Garantizando perfiles que cumplan aspectos como el ser sísmicamente compacto y que posee una resistencia óptima.

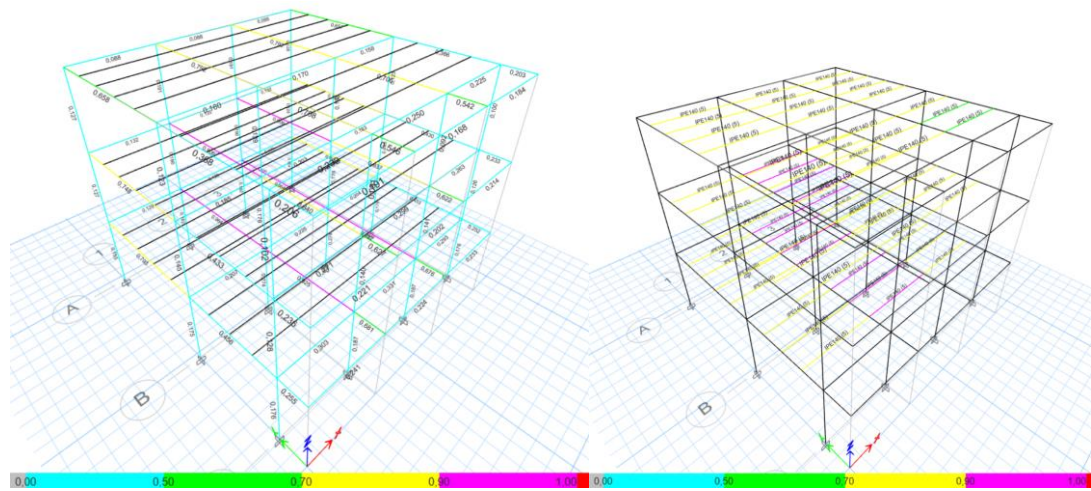
La sección de los elementos estructural que se alteran para mejorar los resultados son una combinación de IPE180, IPE200 e IPE240 para las vigas, W250x67 para las columnas y con IPE140 para las viguetas, como se observa en la figura 29.



**Figura 29.** Cambio de sección a los elementos estructurales (LRFD).

Ahora basándonos nuevamente en la demanda capacidad podemos observar un cambio positivo del comportamiento estructural del sistema.

En la figura 30 se puede observar que las columnas tienen un rango de demanda capacidad entre 0,106 y 0,279. La misma evaluación para las columnas, se reporta un valor entre 0,106 y 0,964, finalmente, para las viguetas en valor de demanda capacidad se encuentra en un rango entre 0,694 y 0,971.



a) Vigas y columnas

b) Viguetas

**Figura 30.** Demanda capacidad de nuevas secciones estructurales (LRFD).

Se presenta el cortante basal para los casos estáticos equivalentes (ESx, ESy) (figura 31) y para los casos sísmicos (Sx, Sy) (figura 32), se presenta el valor en una sola dirección debido a que son similares en los ejes “X” y “Y”. Después, se verifica que el 80% de cortante basal equivalente debe ser inferior al cortante vasal del sismo. Se presenta en la tabla 12, que los valores no cumplen con este requisito, por lo que se realiza una corrección en el factor gravedad de los sismos.

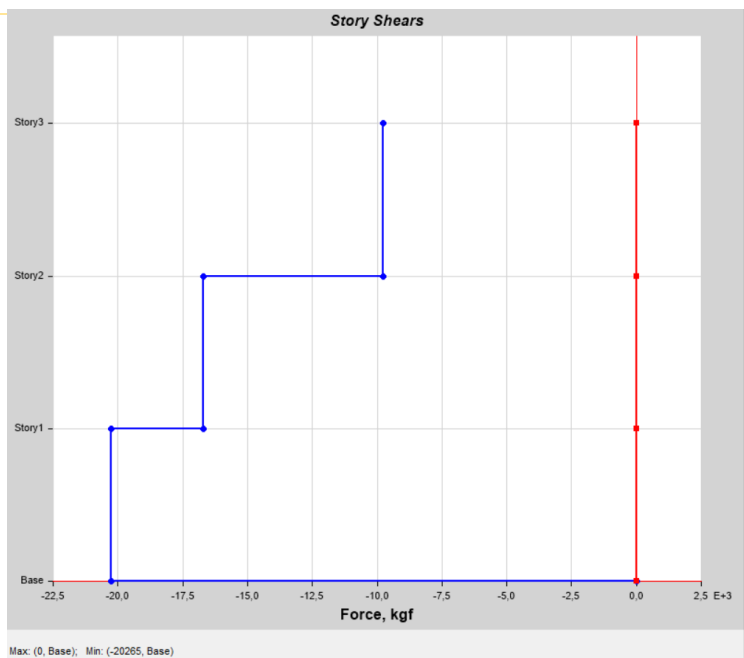


Figura 31. Cortante basal para los casos equivalentes (LRFD).

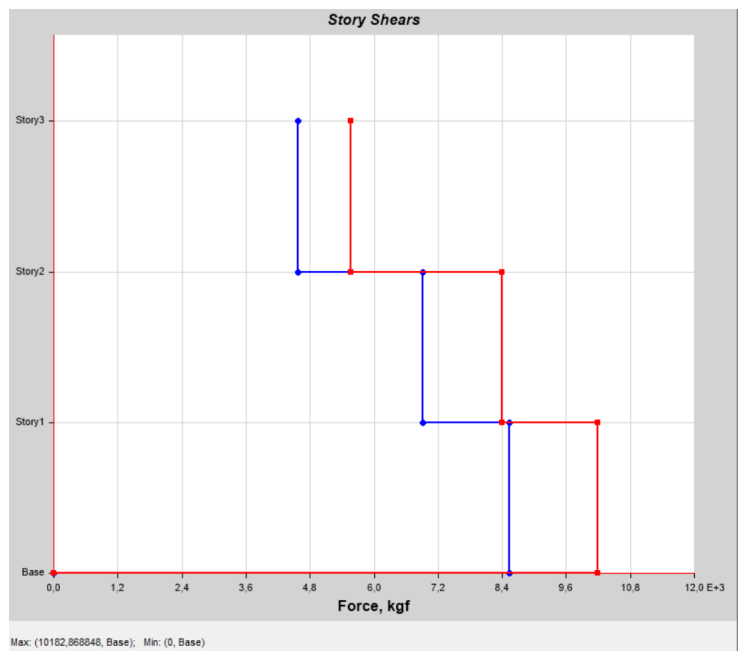
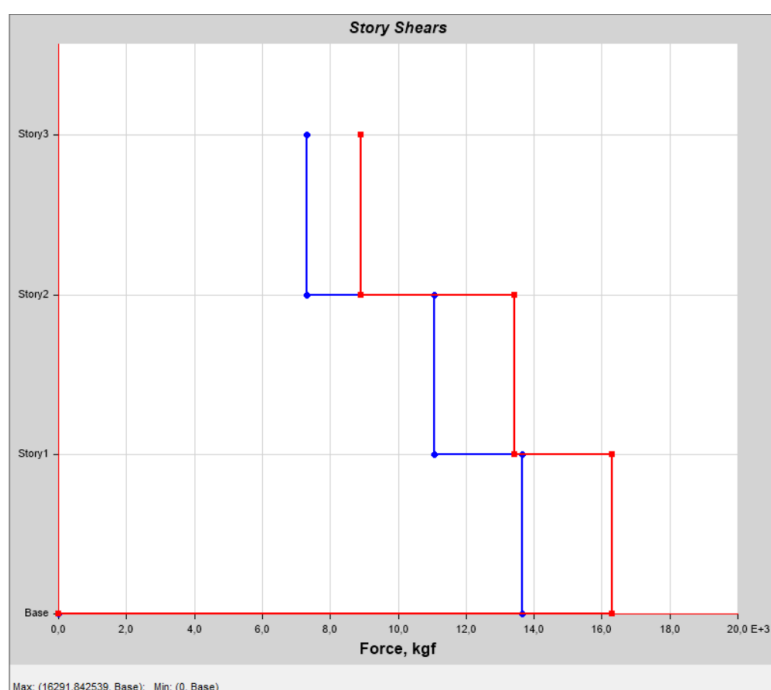


Figura 32. Cortante basal para el caso sísmico (LRFD).

**Tabla 12.** Corrección cortante basal (LRFD).

Caso sísmico	V (N)	80%V (N)
ESx - Esy	20265	16212
Sx - Sy	10182,868 < 16212 (Corregir)	
Corrección Sx - Sy	$\frac{16212}{10182,868} = 1,6 \cdot g = 15,69 \text{ m/s}^2$	

Con la corrección realizada, se verifica nuevamente que el cortante basal en los sismos cumpla con el requisito mencionado (ver figura 33) encontramos el nuevo valor del cortante basal y en la tabla 13 la comparación de los valores.



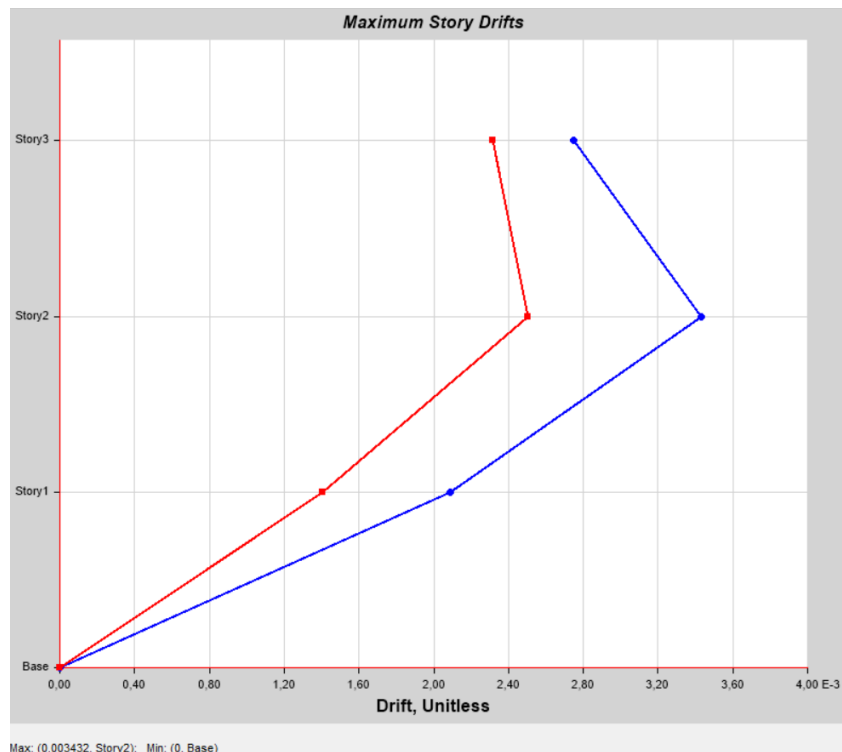
**Figura 33.** Cortante basal con corrección (LRFD).

**Tabla 13.** Valores corregidos del cortante basal para el caso sísmico (LRFD).

Caso sísmico	V (N)	80%V (N)
Esx - Esy	20265	16212
Sx - Sy	16291,84 > 16212 (Cumple)	

Realizada la corrección de el cortante basal, la siguiente actividad a desarrollarse es la comprobación de que una deriva máxima no sea mayor a 0,02, ver ecuación 18. (NEC, 2015).

El valor máximo de la deriva máxima de la estructura es de 0,003432 y se observa en la figura 34.



**Figura 34.** Deriva elástica máxima (LRFD).

$$Deriva\ inelástica = 0,75 \cdot R \cdot (Deriva\ elástica) \tag{18}$$

$$Deriva\ inelástica = 0,75 \cdot 8 \cdot 0,003432$$

$$Deriva\ inelástica = 0,020582$$

La deriva inelástica realizada mediante la normativa ecuatoriana no cumple con los requisitos por un valor considerado como mínimo (0,000582), para ello se implementa la ecuación (19) de la normativa AISC como una segunda alternativa, con el objetivo de que el resultado de la deriva inelástica de la estructura sea aceptable. El resultado se obtiene

por la multiplicación de un factor de amplificación de deflexiones ( $C_d$ ) para estructuras especiales a momento (anexo 4) entre la deriva elástica.

$$\text{Deriva inelástica} = C_d \cdot (\text{Deriva elástica}) \quad (19)$$

$$\text{Deriva inelástica} = 5,5 \cdot 0,003432$$

$$\text{Deriva inelástica} = 0,018876$$

Otro de los factores a analizar son los modos de vibración, para ello es necesario observar que en los dos primeros modos no exista torsión, con el fin de garantizar que la estructura no sufra aquel movimiento en situación de sismo.

La estructura presenta 9 casos modales, el primer modo tiene un valor de 0,828 segundos con un 78,72% de translación de masa sobre el eje "X", el segundo modo tiene un valor de 0,69 segundos con un 78,53% de translación de masa sobre el eje "Y", ver tabla 14. Además, se cerciora que la masa participativa en "SumUX" y "SumUY" con el aumento de los modos este alcance a 100%.

**Tabla 14.** Masa participativa en casos modales (LRFD).

Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	SumUX	SumUY
1	0,828	0,7872	3,454E-06	0,7872	3,45E-06
2	0,69	6,658E-06	0,7853	0,7872	0,7853
3	0,628	0,0406	8,745E-06	0,8278	0,7853
4	0,236	0,1313	0	0,9591	0,7853
5	0,172	6,165E-07	0,1673	0,9591	0,9526
6	0,166	0,0021	2,214E-05	0,9613	0,9527
7	0,122	0,0386	0	0,9999	0,9527
8	0,079	0,0001	0,0003	1	0,953
9	0,079	8,224E-07	0,047	1	1

Finalmente en este método de diseño a la estructura se identifica que el porcentaje de excentricidad entre el centro de masa y rigidez no sobrepase el 10%, además,

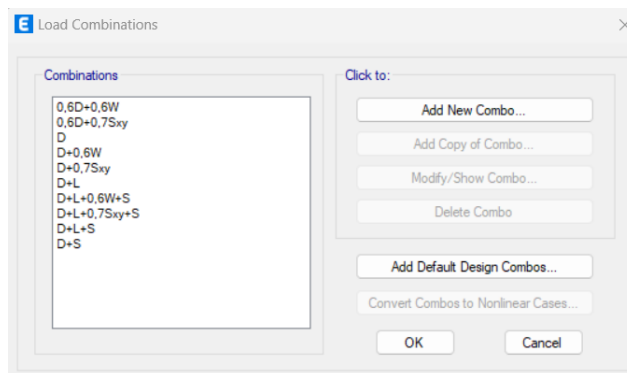
considerar como una estructura aceptable que no producirá torsión ante un evento sísmico (tabla 15).

**Tabla 15.** Excentricidad entre el centro de masa y rigidez (LRFD)

Piso	Excentricidad en x (%)	Excentricidad en y (%)
1	-0,0367	-4,7289
2	-0,0389	-5,9369
3	-0,0412	-6,6869

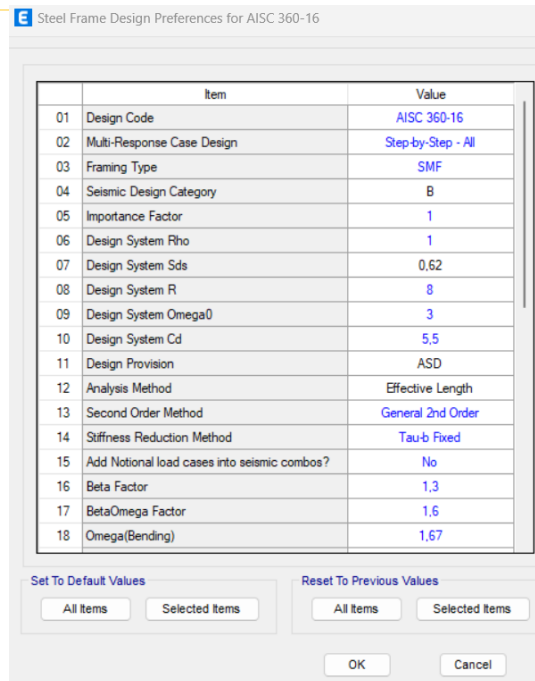
### 5.6.2 DISEÑO POR EL MÉTODO ASD.

Con el fin de establecer una comparación numérica objetiva entre las predicciones de los métodos LRFD y ASD, se procede a desarrollar con cálculo mediante ASD, de manera consistente. Así se añade la combinación de cargas correspondiente al método ASD (figura 35).



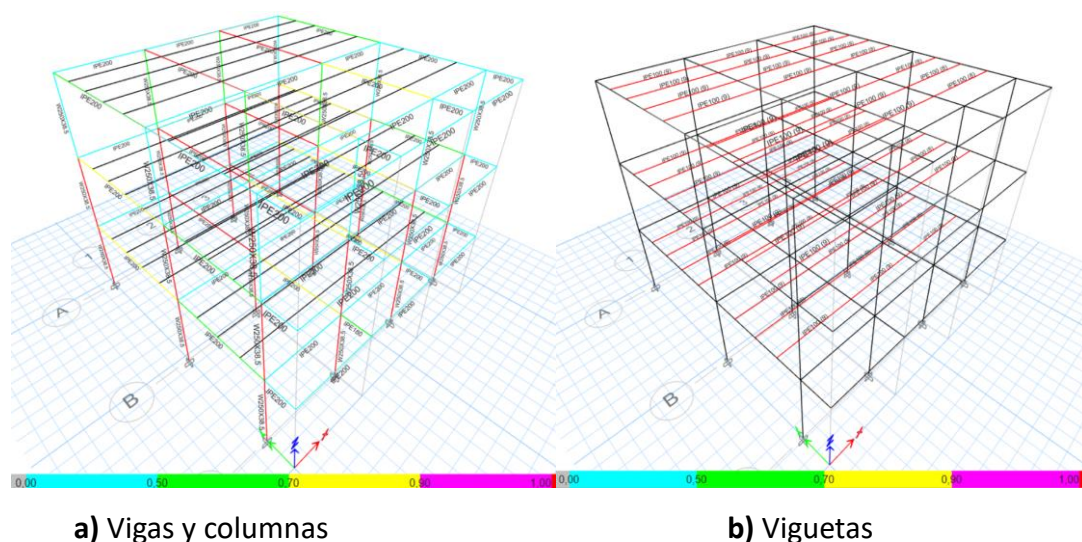
**Figura 35.** Combinación de carga para ASD.

En las preferencias de diseño al método ASD, se realiza el cambio oportuno, como se observa en la figura 36:



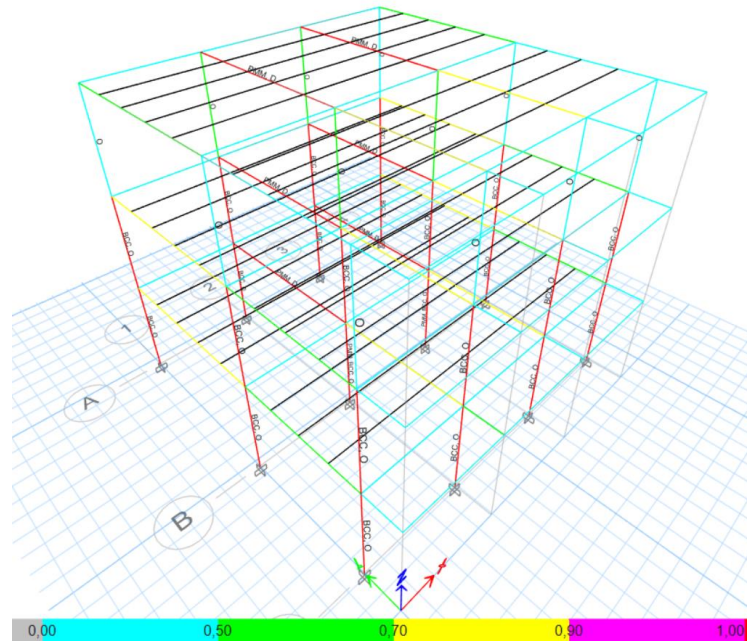
**Figura 36.** Preferencias de diseño (ASD).

Se analiza la estructura con los perfiles predimensionados, donde se observa que varios elementos no cumplen con los requerimientos, presentando errores ante las carga y configuraciones preestablecidas en el diseño. Como sucedió en el método LRFD en la sección 5.6.1. En este caso según los resultados se observar que 24 columnas, 6 vigas y 63 viguetas no experimentan un valor de demanda capacidad adecuado, como se observa en la figura 37.



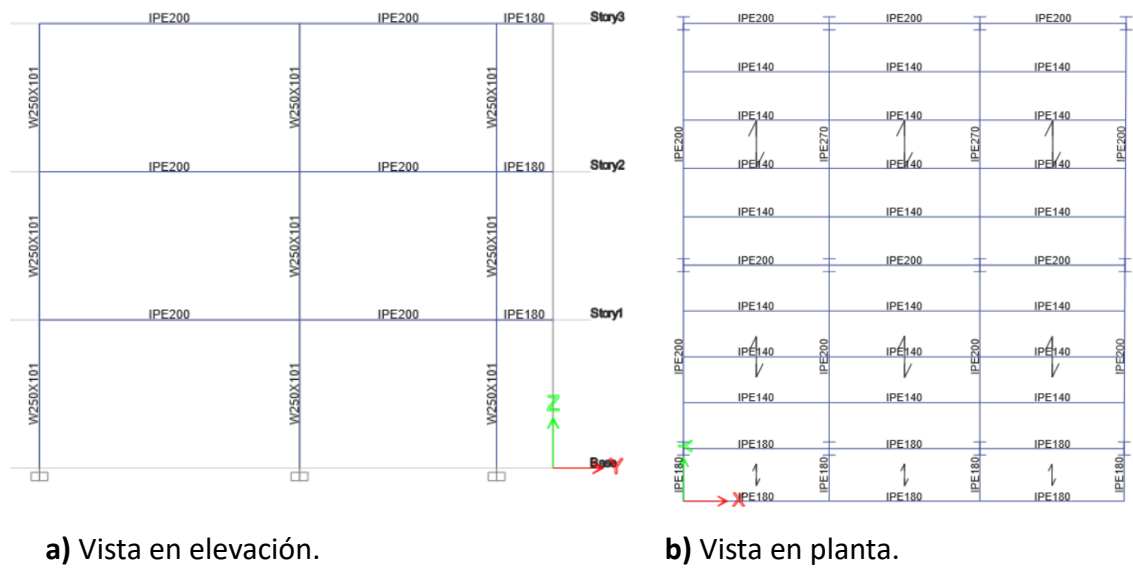
**Figura 37.** Demanda capacidad (ASD)

Utilizando el software comercial de elementos finitos, se identifica dos tipos de errores que se presentan en la estructura, los cuales se denominan como “PMM, D” para las vigas y viguetas, y “BCC, O” para las columnas, dichos errores son semejantes al estudio con el método LRFD (ver figura 38).



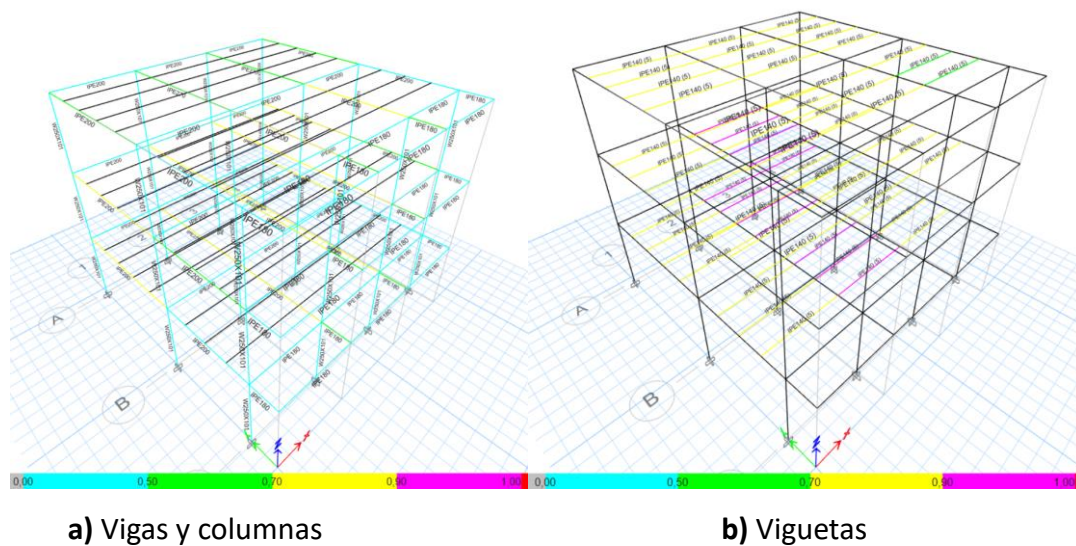
**Figura 38.** Errores en el diseño (ASD).

Se realiza el cambio de las secciones, observable en la figura 39, con la finalidad de obtener una estructura sin errores y que cumpla con la demanda capacidad, adecuadamente.



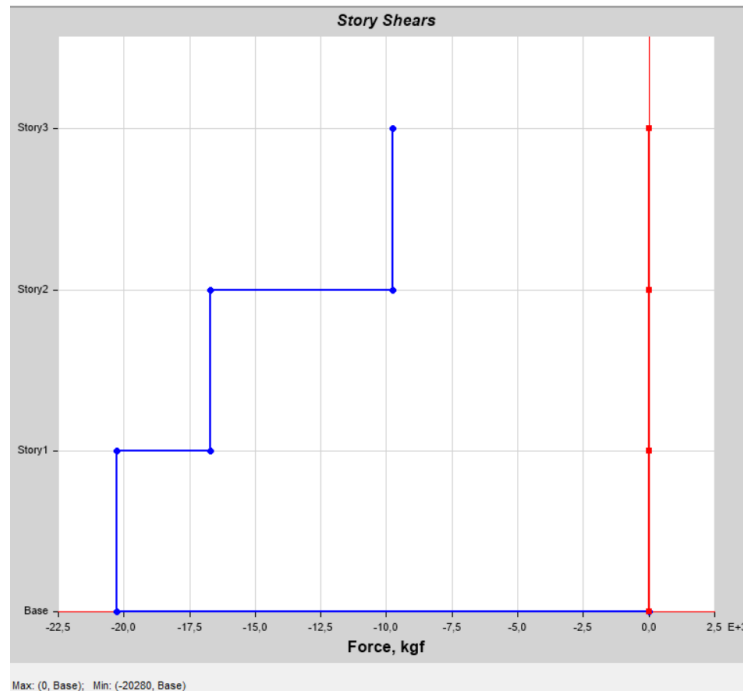
**Figura 39.** Cambios de sección en los elementos estructurales (ASD).

Se realiza un análisis con respecto a la demanda capacidad de los elementos, presentando una demanda capacidad con mejores condiciones (ver figura 40), además, se ha definido en el software que presente cualquier tipo de error, ante su ausencia se garantiza el uso de dichos elementos cumpliendo también con ser sísmicamente compacto y evitar un análisis manual similar realizado en la sección 5.5.2.

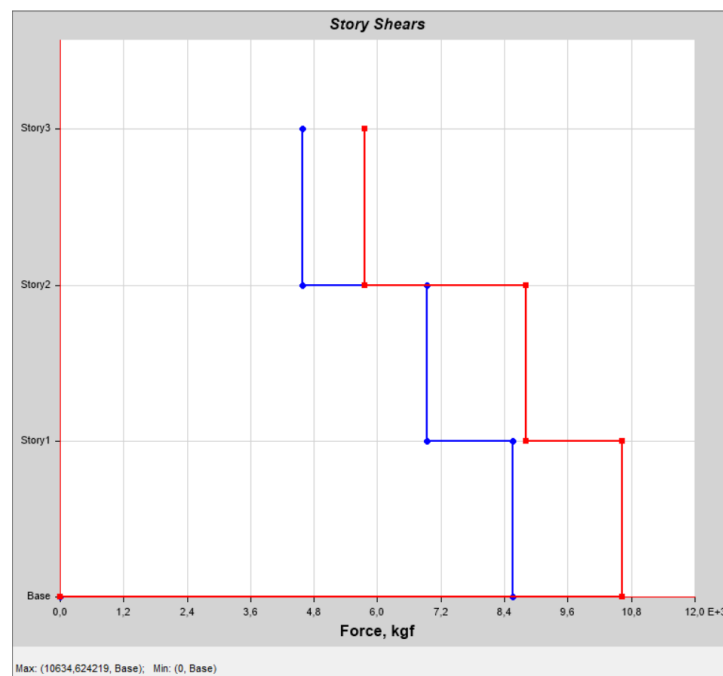


**Figura 40.** Demanda capacidad de nuevas secciones estructurales (LRFD).

Sin la presencia de errores, se analiza la estructura correspondiente a pórticos especiales a momento, partiendo de su cortante basal (figura 41, figura 42).



**Figura 41.** Cortante basal para los casos equivalentes (ASD).



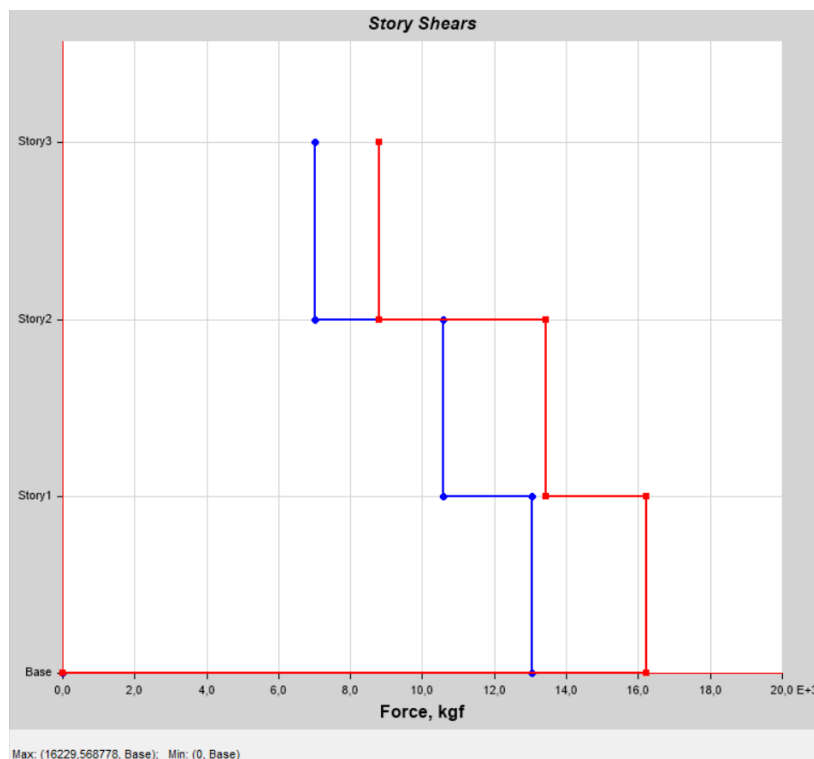
**Figura 42.** Cortante basal para el caso sísmico (ASD).

Según análisis es necesario realizar la corrección en la gravedad del caso sísmico (tabla 16). Similar a lo sucedido con el método LRFD en la sección 5.6.1.

**Tabla 16.** Corrección cortante basal.

Caso sísmico	V (N)	80%V (N)
Esx – Esy	20280	16224
Sx – Sy	10634,624 < 16224 (Corregir)	
Corrección Sx – Sy	$\frac{16224}{10634,624} = 1,525 \cdot g = 14,965 \text{ m/s}^2$	

Con la corrección implementada en la variante de gravedad el nuevo valor de cortante basal se observa en la figura 43 y en la tabla 17 los valores en comparación, validando dichos datos.

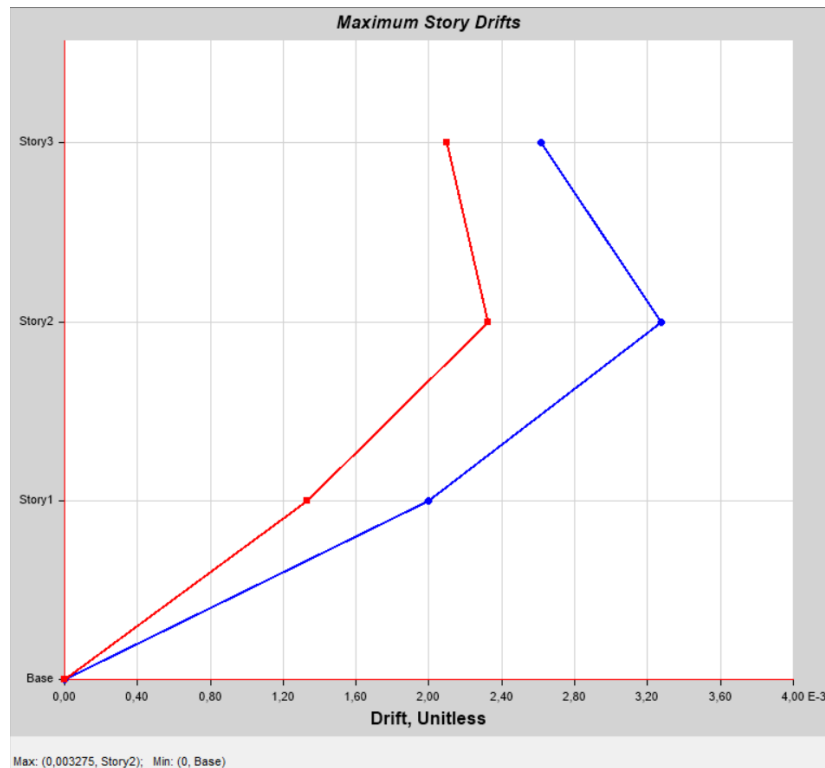


**Figura 43.** Cortante basal con corrección (ASD)

**Tabla 17.** Valores corregidos del cortante basal para el caso sísmico (ASD).

Caso sísmico	V (N)	80%V (N)
Esx – Esy	20275	16224
Sx – Sy	16229,56 > 16224 (Cumple)	

A continuación, se analiza la deriva máxima elástica (figura 44) en el caso sísmico evitando que no exceda el 0,02 al aplicar la ecuación 18.



**Figura 44.** Deriva elástica máxima (ASD).

$$Deriva\ inelástica = 0,75 \cdot R \cdot (Deriva\ elástica) \tag{18}$$

$$Deriva\ inelástica = 0,75 \cdot 8 \cdot 0,003275$$

$$Deriva\ inelástica = 0,01965$$

En la tabla 18, se visualiza los 9 modos de vibración, garantizando que los dos primeros modos no existan torsión, donde el modo 1 tiene un valor en su periodo de 0,828 segundos con un 78,92% de translación de masa sobre el eje “X” y el modo 2 tiene un valor en su periodo de 0,662 segundos y una translación de masa sobre el eje “Y” con un porcentaje de 79,06%. Además, se verifica que el último modo coincida con una masa participativa al 100% en las dos direcciones (SumUX, SumUY).

**Tabla 18.** Masa participativa en casos modales (ASD).

Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	SumUX	SumUY
1	0,828	0,7892	2,222E-06	0,7892	2,222E-06
2	0,662	7,605E-06	0,7906	0,7892	0,7906
3	0,625	0,0387	3,058E-05	0,8278	0,7907
4	0,236	0,1314	0	0,9592	0,7907
5	0,169	1,9E-06	0,1629	0,9592	0,9536
6	0,166	0,0021	0,0001	0,9613	0,9537
7	0,122	0,0386	0	0,9999	0,9537
8	0,079	0,0001	0,0001	1	0,9538
9	0,079	0	0,0462	1	1

Para terminar con la validación del diseño por ASD, se analiza el porcentaje de excentricidad entre el centro de masa y rigidez no sobrepase el 10% para garantizar una estructura que no producirá torsión ante un evento sísmico, calculo indicado en la tabla 19.

**Tabla 19.** Excentricidad entre el centro de masa y rigidez (ASD).

Piso	Excentricidad en x (%)	Excentricidad en y (%)
1	-0,0378	-4,7069
2	-0,0401	-5,9159
3	-0,0434	-6,6670

## 5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE

### REVIT®.

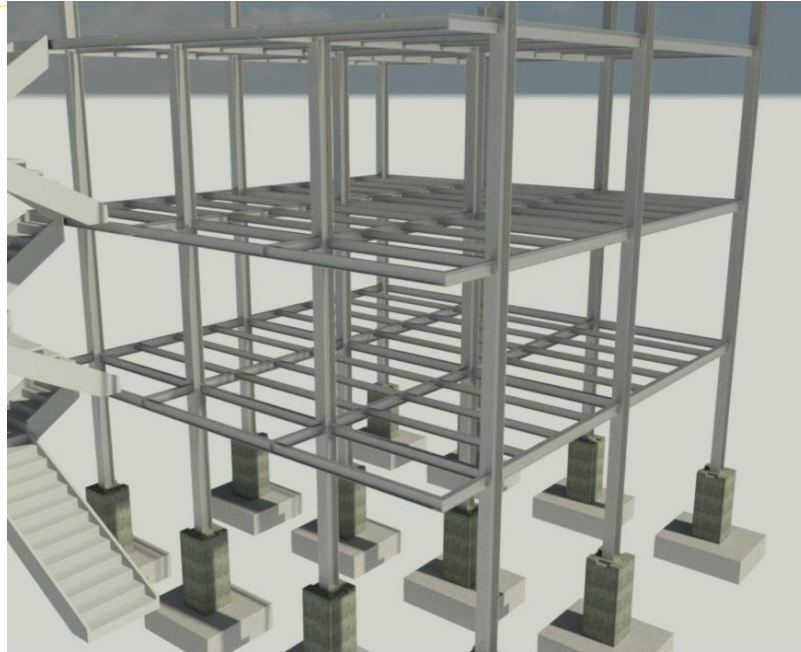
El diseño realizado en el software Revit ha sido implementado con la finalidad de plasmar diferentes imágenes renderizadas donde se aprecia detalles de juntas y detalles del diseño 3D de los planos en planta, adjuntadas en la sección 5.1.

En la figura 45 se observa la vista isométrica de la edificación, específicamente la parte frontal con escaleras exteriores y entrada a pasillos.



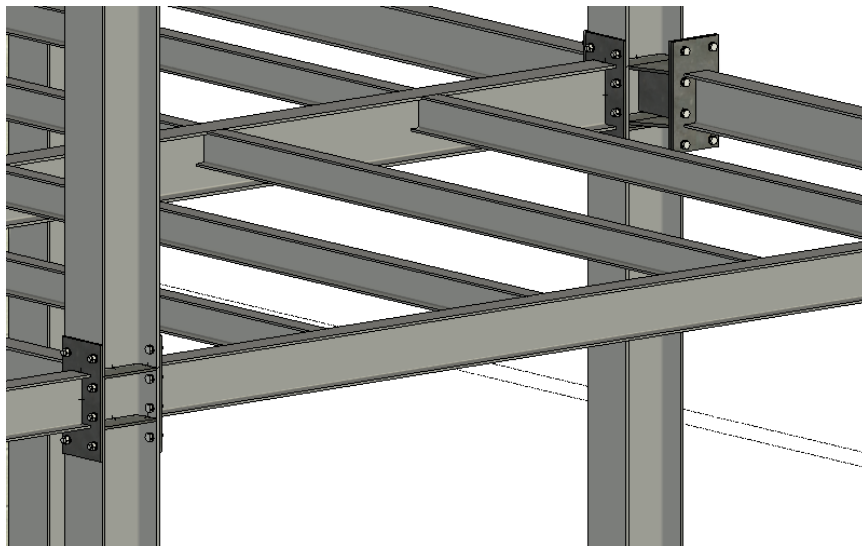
**Figura 45.** Modelo 3D de la edificación.

En la figura 46 se observa la estructura metálica completa de las tres plantas.



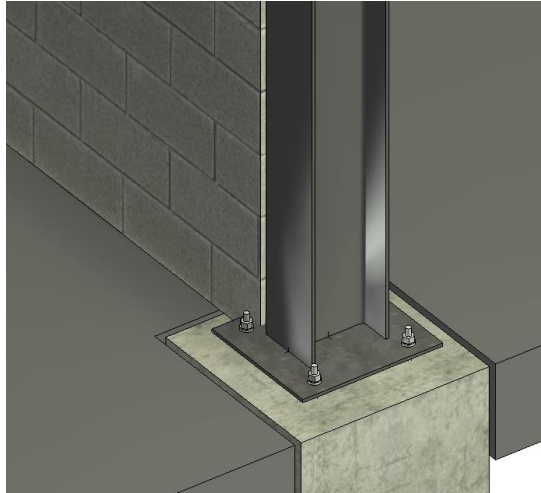
**Figura 46.** Estructura metálica en 3D.

En la figura 47 se detalla la unión viga-columna propuesta en el diseño de los elementos estructurales, esta unión también ha sido plasmada en el software REVIT® y corresponde a una unión “END PLATE 4ES” con placas de continuidad en cada alma de las columnas, conforme a la normativa americana.



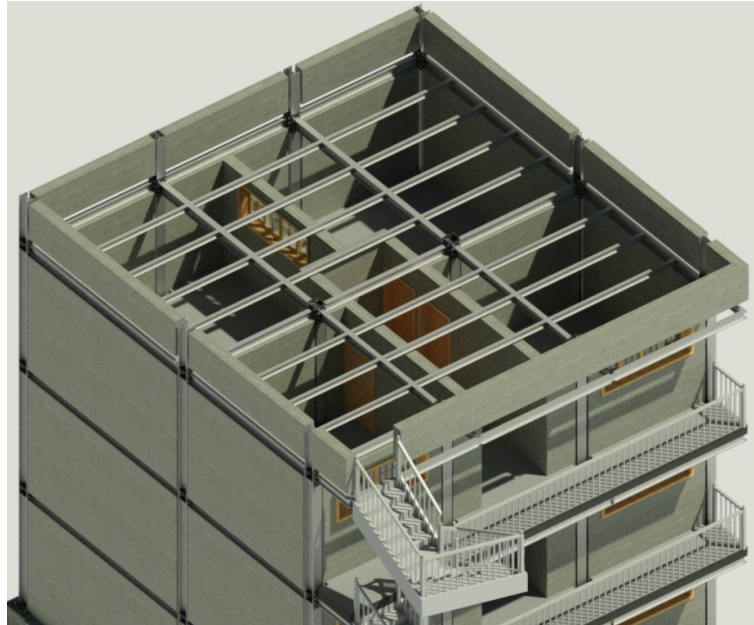
**Figura 47.** Conexiones de los elementos estructurales en 3D.

Se estableció con la conexión de la columna con una placa de anclaje a la zapata, observable en la figura 48, de manera predeterminada



**Figura 48.** Conexión columna con placa de anclaje en 3D.

En la figura 49 se observa la distribución de las aulas en 3D al ocultar el contrapiso del piso superior denominado como Z3 en la sección 5.1.



**Figura 49.** División de aulas en 3D.

## 6 RESULTADOS

La resolución del proyecto partió de un análisis realizado mediante referencias bibliográficas que permiten el predimensionamiento de perfiles estructurales en menor tiempo y para poseer una referencia de partida para comenzar el análisis. En la tabla 20 se observa los perfiles definidos en primera instancia y los perfiles estructurales modificados que cumplieron con las necesidades requeridas, como eliminar los errores de diseño y controlar las derivas en los límites que solicita la normativa, por ello se considera que el predimensionamiento es un proceso válido y confiable para empezar el proyecto. Se presenta el compendio de resultados entre las predicciones de ASD y LRFD en la tabla 20.

**Tabla 20.** Comparación de perfiles pre y post análisis.

Método de diseño	Elemento	Pre dimensión	Dimensión actual
LRFD	Columna	W250X38,5	W250x101
	Viga	IPE200	IPE180 / IPE200/ IPE240
	Vigueta	IPE100	IPE140
ASD	Columna	W250X38,5	W250x101
	Viga	IPE200	IPE180 / IPE200 / IPE270
	Vigueta	IPE100	IPE140

Para identificar los cambios o diferencias que tienen entre el diseño estructural por el método LRFD y por el método ASD se analiza la longitud, peso y costo de los perfiles que involucran a toda la estructura. Entonces, al observar la tabla 21 se puede identificar que el método ASD es de mayor costo que el método LRFD, siendo un valor diferencial que representa un 0,89%.

**Tabla 21.** Longitud, peso y costo de elementos estructurales.

Método	Sección perfil	Longitud (m)	Peso por metro (Kg/m)	Peso total (Kg)	Costo por cada kg	Costo (\$)
<b>LRFD</b>	IPE 140	188,37	12,9	2429,98	0,95	2308,48
	IPE 180	66,54	18,8	1250,95	0,95	1188,40
	IPE 200	128,15	22,40	2870,56	0,95	2727,03
	IPE 240	29,52	30,70	906,26	0,95	860,94
	W250x101	100,8	101	10180,8	0,95	9671,76
<b>Total (\$)</b>						16756,61
<b>ASD</b>	IPE 140	188,37	12,9	2429,98	0,95	2308,48
	IPE 180	66,54	18,8	1250,95	0,95	1188,40
	IPE 200	128,15	22,40	2870,60	0,95	2727,07
	IPE 270	29,52	36,1	1065,67	0,95	1012,39
	W250X101	100,8	101	10180,8	0,95	9671,76
<b>Total (\$)</b>						16908,1

El porcentaje diferencial entre los métodos es mínimo, siendo referencial al tamaño de la edificación, si la edificación tendría un incremento en su altura o terreno de emplazamiento el porcentaje podría ser más representativo con respecto a los costos, debido a que la diferencia entre métodos para este proyecto resulto un valor de 151,49\$ dólares americanos.

La demanda capacidad de la estructura, es uno de los factores que mejoró notablemente, para ello se ha realizado una comparación entre métodos de diseño y los valores máximos de la demanda capacidad que se dan en dicho análisis. En la tabla 22 se puede observar los elementos con mayor demanda capacidad para ASD y LRFD, donde los valores máximos expuestos se localizan en la luz mayor de la primera planta. El método LRFD posee los valores mayores de aquel factor, pero con una sección menor permisible que reduce el costo.

**Tabla 22.** Comparación de elementos estructurales por demanda capacidad.

<b>Método de diseño</b>	<b>Perfil</b>	<b>Demanda capacidad</b>	<b>Ubicación</b>
<b>LRFD</b>	IPE240	0,964	Planta 1 / Z1
	IPE140	0,971	Planta 1 / Z1
<b>ASD</b>	IPE200	0,895	Planta 2 / Z2
	IPE140	0,971	Planta 1 / Z1

## 7 CONCLUSIONES

- El proyecto desde el punto arquitectónico resultó en una edificación de 4 plantas las cuales tres de ellas se constituyen por corredores y cuatro aulas de estudio respectivamente a cada piso. En el piso final o superior se diseñó una cubierta visitable con motivo para descanso de los estudiantes. El diseño en su totalidad cumplió con los requerimientos del propietario, implementando a la edificación una capacidad de 228 estudiantes para cada jornada.
- Se analizó los métodos de diseño estructural metálico existentes en la normativa estatal para aplicar en el proyecto, lo cual determinó que los dos tipos de métodos (LFRD y ASD) no marcan una diferencia significativa, caso contrario difieren de un porcentaje mínimo con referencia al costo, esto debido al reducido tamaño que posee el área de emplazamiento por motivos de normativas municipales que posee en la construcción del centro histórico de Cuenca. Por los resultados obtenidos se concluye que para obras pequeñas entre 100 y 125 m<sup>2</sup> se puede optar por el diseño estructural tanto con LFRD como ASD, que a pesar de que se obtenga costos reducidos por el método LFRD, el método ASD no deja de ser una opción de estudio.
- La implementación de la formulación con referencia al predimensionado, permitió establecer una sección para los elementos estructurales viga, vigueta y columna de una manera rápida y sencilla, estableciendo un punto de partida para el diseño en el software especializado en sistemas estructurales como lo es ETABS®, por ello se obtiene un sistema estructural seguro y confiable, reduciendo tiempos y procesos de cálculo manual.
- El uso del software REVIT® es un complemento que se ha realizado para una presentación de los elementos estructurales definidos en el proyecto y de sus

---

conexiones pese a que no fueron parte del estudio. Este software presenta una forma realista en la que debe quedar la estructura metálica siendo una información influyente previo a la construcción.

## 8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

*Primicias*. Edificios patrimoniales de Cuenca sufrieron daños en el terremoto. (s. f.). Recuperado 19 de febrero de 2024, de <https://www.primicias.ec/noticias/sociedad/bienes-patrimoniales-cuenca-terremoto/>

Barrera-Erreyes, H. M., Quinga-Murgueitio, E. D., Abril-Flores, J. F., & Flor-Tapia, F. A. (2019). Ingreso de estudiantes del bachillerato a la educación superior ecuatoriana desde una perspectiva estudiantil. *Polo del Conocimiento*, 4(5), Article 5. <https://doi.org/10.23857/pc.v4i5.953>

*DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONSTRUCCIONES EN ACERO 5ED-F\_CRISAFULLI20190605-89148-i0xmej-libre.pdf*. (s. f.). Recuperado 24 de octubre de 2023, de [https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/59542782/DISEÑO\\_SISMORESISTENTE\\_DE\\_CONSTRUCCIONES\\_EN\\_ACERO\\_5ED-F\\_CRISAFULLI20190605-89148](https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/59542782/DISEÑO_SISMORESISTENTE_DE_CONSTRUCCIONES_EN_ACERO_5ED-F_CRISAFULLI20190605-89148)

Eisnhüttenleute, V. D. (2021). *El acero en la construcción. Volumen 1*. Reverte. *GUIA-3-ACERO.pdf*. (s. f.). Recuperado 15 de agosto de 2023, de <http://desintecsa.com/Normativas/Ingenierias/NEC15/GUIA-3-ACERO.pdf>

Hernández, E. (2013, agosto 13). *Resistencia mínima de columnas de acero en pórticos especiales a momento (SMF)*. DOKUMEN. <https://dokumen.tips/documents/rmc-smfixcoleicing-eliud-hernandez.html?page=1>

*Instituto Geofísico—EPN*. (s. f.). Recuperado 16 de agosto de 2023, de <http://www.igepn.edu.ec/>

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2011). *NTE INEN 2583: Muebles Escolares. Pupitre con Silla para Alumnos. Requisitos e Inspección*. <http://archive.org/details/ec.nte.2583.2011>

Jack McCormac, S. C. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. (5a.). Alfaomega.

Jaramillo Jiménez, J. O. (2010). *Ingeniería estructural (3a. Ed.)*. Editorial Universidad Nacional de Colombia.

Lee, S.-H., & Choi, B.-J. (2021). Mechanical Properties of ASTM A572 Grades 50 and 60 Steels at High Temperatures. *Applied Sciences*, *11*, 11833. <https://doi.org/10.3390/app112411833>

*Ruddy y Ioannides—2004—Rules Of Thumb For Steel Design.pdf*. (s. f.). Recuperado 12 de octubre de 2023, de [https://user.eng.umd.edu/~ccfu/ref/Rules\\_of\\_Thumb\\_Feb2000.pdf](https://user.eng.umd.edu/~ccfu/ref/Rules_of_Thumb_Feb2000.pdf)

*Serie-Guia-de-Clase-Diseño-de-Estructura-Metalicas.pdf*. (s. f.). Recuperado 15 de agosto de 2023, de <https://www.uniagraria.edu.co/wp-content/uploads/2021/07/Serie-Guia-de-Clase-Dise%C3%B1o-de-Estructura-Metalicas.pdf>

*Tesis.pdf*. (s. f.). Recuperado 31 de octubre de 2023, de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/26283/1/Tesis.pdf>

Trogia, G. (2018). *Estructuras metálicas: Proyecto por estados límites (8va. ed.)*. Jorge Sarmiento Editor - Universitas. <https://bibliotecas.ups.edu.ec:3488/es/lc/bibliotecaups/titulos/172522>

Yanchapaxi Mera, G. J., & Quishpe Gaibor, J. S. (2019). Análisis deontológico en las construcciones de la costa ecuatoriana a partir del terremoto de 2016. *Observatorio de la Economía Latinoamericana*, noviembre. <https://www.eumed.net/rev/oel/2019/11/analisis-deontologico-construcciones.html>

# 9 ANEXOS

## Anexo 1. Conexión precalificada “END PLATE 4ES”

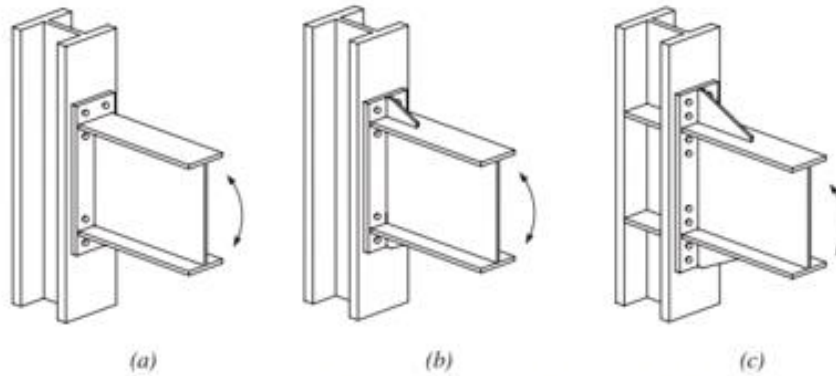


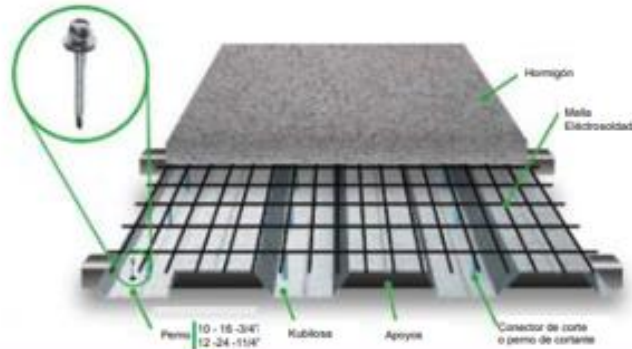
Fig. 6.1. Extended end-plate configurations: (a) four-bolt unstiffened, 4E; (b) four-bolt stiffened, 4ES; (c) eight-bolt stiffened, 8ES.

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
$t_{bf}$	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{3}{8}$ (14)
$b_{bf}$	$9\frac{3}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12\frac{3}{4}$ (311)	$7\frac{1}{2}$ (190)
$d$	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
$t_p$	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2\frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
$b_p$	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
$g$	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{1}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
$p_{fi}, p_{fo}$	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{3}{4}$ (44)	2 (51)	$1\frac{1}{2}$ (41)
$p_b$	—	—	—	—	$3\frac{3}{4}$ (95)	$3\frac{1}{2}$ (89)

$b_{bf}$  = width of beam flange, in. (mm)  
 $b_p$  = width of end-plate, in. (mm)  
 $d$  = depth of connecting beam, in. (mm)  
 $g$  = horizontal distance between bolts, in. (mm)  
 $p_b$  = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)  
 $p_{fi}$  = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)  
 $p_{fo}$  = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)  
 $t_{bf}$  = thickness of beam flange, in. (mm)  
 $t_p$  = thickness of end-plate, in. (mm)

## Anexo 2. Características de losa colaborante "Kubilosa".

### Características técnicas



VOLÚMEN DE HORMIGÓN /M2		
	Espesor de losa (cm)	Hormigón (m3/m2)
Hormigón sobre la cresta. Espesor de la losa.	5	0.06950
	6	0.07954
	7	0.08954
	8	0.09954
	10	0.11954
	12	0.13954

Tabla de ayuda para diseño KUBILOS																		
CARGA SOBREPUESTA (KG/M <sup>2</sup> )										MÁXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGÚN CONDICIONES DE APOYO								
SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (mm)	SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (cm)	SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (m)									SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (mm)	CONDICIÓN DE APOYO	ESPESOR DE LA LOSA (cm)					
		1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20			3,40	5	6	7	8	
0,65	5	2.200	1.727	1.369	1.098	894	736	610	509	426	357	0,65	una luz	1,89	1,82	1,47	1,42	
	6	2.200	1.879	1.505	1.258	1.025	844	700	584	489	410			dos luces	2,06	1,98	1,90	1,84
	7	2.200	2.229	1.793	1.419	1.156	951	789	668	552	465			tres luces	1,91	1,83	1,76	1,70
	8	2.200	2.478	1.960	1.587	1.285	1.088	919	733	614	516			tres luces	1,91	1,83	1,76	1,70
0,76	5	2.200	2.048	1.624	1.311	1.074	889	742	624	527	446	0,76	una luz	1,67	1,60	1,54	1,49	
	6	2.200	2.348	1.881	1.502	1.231	1.019	851	716	605	513			dos luces	2,17	2,08	2,01	1,94
	7	2.200	2.641	2.097	1.694	1.388	1.149	960	807	682	579			tres luces	2,01	1,92	1,85	1,79
	8	2.200	2.936	2.331	1.884	1.543	1.276	1.068	886	759	644			tres luces	2,01	1,92	1,85	1,79
0,90	5	2.200	2.490	1.961	1.582	1.301	1.062	909	744	632	496	0,90	una luz	1,77	1,70	1,63	1,58	
	6	2.200	2.866	2.236	1.813	1.492	1.241	1.043	883	791	643			dos luces	2,30	2,20	2,12	2,05
	7	2.200	3.290	2.579	2.043	1.691	1.399	1.175	995	847	725			tres luces	2,12	2,03	1,96	1,89
	8	2.200	3.690	2.891	2.372	1.869	1.606	1.307	1.107	943	807			tres luces	2,12	2,03	1,96	1,89



### Anexo 3. Relación ancho espesor.

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	
<b>Unstiffened Elements</b> 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	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$b/t$	not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$d/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ (H)	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
<b>Unstiffened Elements</b> Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	$h/t_w$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
<b>Stiffened Elements</b> 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	$b/t$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$h/t$			
	$h/t_w$	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 $C_2 > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_2)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
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 (H) 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	$h/t$	where $C_2 = \frac{P_y}{\phi_y F_y}$ (LRFD) $C_2 = \frac{P_y}{F_y}$ (ASD)	where $C_2 = \frac{P_y}{\phi_y F_y}$ (LRFD) $C_2 = \frac{P_y}{F_y}$ (ASD)	
		$\phi_y = R_y F_y A_g$	$\phi_y = R_y F_y A_g$	

## Anexo 4. Coeficiente y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

**TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)**

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	System Overstrength Factor, $\Omega_g^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^b$	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit <sup>c</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
22. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
23. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-framed walls with shear panels of all other materials	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Buckling-restrained braced frames, non-moment-resisting beam-column connections	14.1	7	2	5½	NL	NL	160	160	100
26. Buckling-restrained braced frames, moment-resisting beam-column connections	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
27. Special steel plate shear wall	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Special steel moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Special steel truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Intermediate steel moment frames	12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, 12.2.5.9, and 14.1	4.5	3	4	NL	NL	35 <sup>h,j</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>
4. Ordinary steel moment frames	12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, and 14.1	3.5	3	3	NL	NL	NP <sup>h</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>
5. Special reinforced concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Special composite steel and concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Intermediate composite moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Ordinary composite moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Special steel concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Composite steel and concrete eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Composite steel and concrete concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Composite steel plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Buckling-restrained braced frame	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Special steel plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL