



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5  
PLANTAS CON USO HOTELERO Y COMERCIAL,  
EMPLEANDO UN SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO EN  
EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIA DE SANTA ELENA”

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTOR (ES):**

DAVE JAVIER PRUDENTE DEL PEZO  
JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN

**TUTOR:**

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO, MSc.

**LA LIBERTAD, ECUADOR**

2023

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5  
PLANTAS CON USO HOTELERO Y COMERCIAL,  
EMPLEANDO UN SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO  
EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIA DE SANTA ELENA**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTORES:  
DAVE JAVIER PRUDENTE DEL PEZO  
JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN**

**TUTOR:  
ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO, MSc.**

**LA LIBERTAD – ECUADOR**

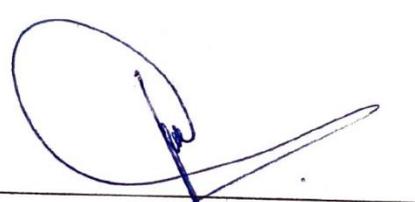
**2023**

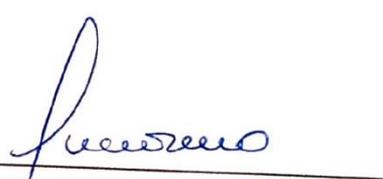
**UPSE**

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f.   
Ing. Jonny Raúl Villao Borbor, MSc.  
**DIRECTOR DE CARRERA**

f.   
Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc.  
**DOCENTE TUTOR**

f.   
Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, Ph.D.  
**DOCENTE ESPECIALISTA**

f.   
Ing. Lucrecia Cristina Moreno Alcívar, Ph.D.  
**SECRETARIA DEL TRIBUNAL**

## **DEDICATORIA**

*Dedico este trabajo a Dios, a mis amados padres Javier y Reyna, a mis abuelos, a mi mejor amigo George, a mi amigo David y a mi gran amiga Lisbeth, quienes con sus consejos y palabras de aliento permitieron que nunca claudicara para conseguir este objetivo.*

**DAVE JAVIER**

# DEDICATORIA

*Dedico este trabajo de titulación, a mi madre Carmen Rocio Guzmán Cabrera por ser la alegría de cada momento de mi vida, a mi padre Arq. Jaime Leonardo Malo Ordoñez por su cariño incondicional y apoyo desmedido, teniendo la certeza que desde el cielo nos ve crecer, a mis hermanos Juliana y Gregorio que son inspiración de mi día a día.*

*A mis tíos, Arq. Edmundo Ordoñez y Rafaela Morey por haber sido ellos los que me alentaron a seguir la Carrera de Ingeniería Civil, por su amor y atención durante todos estos años.*

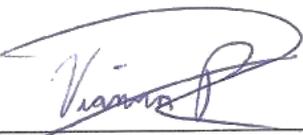
*A mis compañeros de curso que se han vuelto parte importante de mi memoria.*

**JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN**

# CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PLANTAS CON USO HOTELERO Y COMERCIAL, EMPLEANDO UN SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIAL DE SANTA ELENA**”, elaborado por los estudiantes **PRUDENTE DEL PEZO DAVE JAVIER** y **MALO GUZMÁN JULIÁN CAMILO**, egresados de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio **COMPILATIO**, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 3% de la valoración permitida.

Atentamente,

f. 

**Ing. Vianna Andrea Pinoargote, Msc**

**C.I.: 2400061632**

**DOCENTE TUTOR**



# Tesis Prudente-Malo...

**3%**  
Textos sospechosos



**2% Similitudes**

< 1% similitudes entre comillas

**< 1% Idioma no reconocido**

**0% Textos potencialmente generados por la IA**

Nombre del documento: Tesis Prudente-Malo...pdf  
ID del documento: 94aca72fbd518604b5ffbfd5d7a87430be37a996  
Tamaño del documento original: 865,1 kB

Depositante: VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO  
Fecha de depósito: 27/11/2023  
Tipo de carga: interfase  
fecha de fin de análisis: 27/11/2023

Número de palabras: 16.257  
Número de caracteres: 115.723

Ubicación de las similitudes en el documento:



## Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8439/1/UPSE-TIC-2022-0032.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 4 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (214 palabras)
2	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/10094/1/UPSE-TIP-2023-0013.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 4 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (168 palabras)
3	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/9071/1/UPSE-TIP-2023-0007.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 4 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (136 palabras)
4	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/9204/1/UPSE-TIC-2023-0015.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 2 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (91 palabras)
5	<a href="https://repositorio.uta.edu.ec:8443/jspui/bitstream/123456789/33591/1/Tesis%20I.%20C.%201542%20-%20Razo%20Taco...">repositorio.uta.edu.ec</a>   Diseño estructural del edificio de posgrado de la Universi... https://repositorio.uta.edu.ec:8443/jspui/bitstream/123456789/33591/1/Tesis I. C. 1542 - Razo Taco ...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (106 palabras)

## Fuentes con similitudes fortuitas

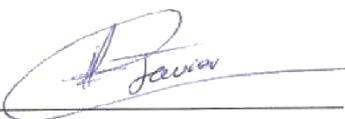
Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<a href="http://repositorio.upse.edu.ec:8080/jspui/bitstream/46000/2298/6/UPSE-TIC-2015-017.pdf.txt">repositorio.upse.edu.ec</a>   Estudio y diseño geométrico de la vía San Pablo - San Mi... http://repositorio.upse.edu.ec:8080/jspui/bitstream/46000/2298/6/UPSE-TIC-2015-017.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (24 palabras)
2	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6950/1/UPSE-TIC-2022-0016.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a>   Diseño estructural de un pabellón de tres plantas para l... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6950/1/UPSE-TIC-2022-0016.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (15 palabras)
3	<a href="https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19059/1/CD-8458.pdf">bibdigital.epn.edu.ec</a> https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19059/1/CD-8458.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (18 palabras)
4	<a href="http://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/1174/3/DISEÑO%20ORGANIZACIONAL%20PARA%20LA%20DIRECCI...">repositorio.upse.edu.ec</a>   Diseño organizacional para la Dirección de Tránsito, Tra... http://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/1174/3/DISEÑO ORGANIZACIONAL PARA LA DIRECCI...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (17 palabras)
5	<a href="http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/34927/5/Trabajo%20de%20Titulaci%C3%B3n.pdf.txt">dspace.ucuenca.edu.ec</a>   Comparación del diseño por capacidad entre el enfoque ... http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/34927/5/Trabajo de Titulación.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (16 palabras)

## DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **DAVE JAVIER PRUDENTE DEL PEZO** y **JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN**, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PLANTAS CON USO HOTELERO Y COMERCIAL, EMPLEANDO UN SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIAL DE SANTA ELENA”**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedo los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

f. 

Dave Javier Prudente Del Pezo

CI: 2400130429

**AUTOR DE TESIS**

f. 

Julián Camilo Malo Guzmán

CI: 2450862848

**AUTOR DE TESIS**

# CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc.

## TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo de Titulación, denominado “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PLANTAS CON USO HOTELERO Y COMERCIAL, EMPLEANDO UN SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIAL DE SANTA ELENA**”, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por **DAVE JAVIER PRUDENTE DEL PEZO** y **JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN**, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

Atentamente,



f. \_\_\_\_\_

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, Msc

DOCENTE TUTOR

# CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA

*Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.*  
*Celular: 0962183538*  
*Correo: [bettyruthgomez@educacion.gob.ec](mailto:bettyruthgomez@educacion.gob.ec)*

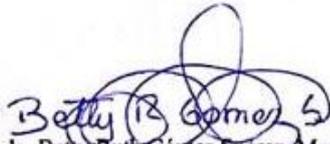
## CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PLANTAS CON USO HOTELERO Y COMERCIAL, EMPLEANDO UN SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIAL DE SANTA ELENA"**, de los estudiantes: **DAVE JAVIER PRUDENTE DEL PEZO** y **JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 24 de Noviembre del 2023

  
Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.  
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN  
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS  
Nº DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradeciendo en primer lugar a Dios, quien fue mi fuente de fortaleza y sabiduría durante el camino recorrido para completar este proyecto académico. A mis padres, guerreros de vida, quienes con su amor y apoyo incondicional fueron parte de este maravilloso proceso, su dedicación y esfuerzo han sido la base fundamental dentro de mi desarrollo académico.

A mis amigos de toda la vida, George, Erick, Joel y Steven, quienes han sido mis más leales acompañantes en este viaje confiando en mí, en cada momento y en cada decisión que he tomado, a mi gran amiga la abogada Lisbeth Rodríguez, sin duda alguna la amistad que me han brindado ha sido la cura para poder sobrellevar las exigencias que representa esta travesía.

A mi gran amigo y compañero de tesis Julián Malo, por haber demostrado una determinación inquebrantable a lo largo de la elaboración de este trabajo, sin su apoyo esto no hubiera sido posible. A los amigos que hice durante mi vida universitaria, sobre todo a David y Doménica, gracias por estar siempre conmigo y hacer mucho más amena mi etapa de universitario.

Agradecer también a nuestra tutora de tesis, la Ing. Vianna Pinoargote, quien ha sabido iluminar con sus conocimientos, con su apoyo y predisposición durante el proceso. Agradecer finalmente a la querida UPSE, quien me abrió las puertas para poder seguir con mis estudios, brindándome la oportunidad de conocer a grandes docentes, quienes han sido parte fundamental dentro de mi proceso de formación como ingeniero civil. Este logro no hubiera sido posible sin el apoyo y la paciencia de todas las personas mencionadas anteriormente. A todos ustedes, les estoy profundamente agradecido.

***DAVE JAVIER***

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios en primer lugar, por darme la oportunidad de haber podido seguir una carrera universitaria, a mi familia por ser la piedra angular de los muchos o pocos logros que he alcanzado en esta vida.

A mi gran amigo y compañero de tesis Dave Javier Prudente Del Pezo, por su garra y entrega en el presente proyecto de titulación además de su apoyo durante todos estos años de vida universitaria.

Al Dr. Jaime Argudo, por su guía profesional y trabajo de excelencia como docente de la Carrera de Ingeniería Civil.

A la querida Ing. Vianna Pinoargote Rovello, por haber sido luz en el camino del presente trabajo de titulación, su apoyo y orientación han permitido la realización de este proyecto.

***JULIÁN CAMILO MALO GUZMÁN***

# TABLA DE CONTENIDO

Pág.

<b>TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN .....</b>	<b>ii</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>iii</b>
<b>CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO .....</b>	<b>v</b>
<b>DECLARACIÓN DE AUTORÍA .....</b>	<b>vii</b>
<b>CERTIFICACIÓN DEL TUTOR .....</b>	<b>viii</b>
<b>CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA.....</b>	<b>ix</b>
<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>x</b>
<b>TABLA DE CONTENIDO .....</b>	<b>xii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>xvii</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>xix</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xxii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xxiii</b>
<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>24</b>
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	26
1.2 ANTEDECENTES .....	27
1.3 HIPÓTESIS .....	30
1.3.1 Hipótesis General.....	30
1.3.2 Hipótesis Específica.....	30
1.4 OBJETIVOS.....	31
1.4.1 Objetivo General.....	31
1.4.2 Objetivos Específicos.....	31
1.5 ALCANCE .....	31
1.6 VARIABLES.....	32

1.6.1	Variables Independientes.....	32
1.6.2	Variable dependiente.....	32
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....</b>		<b>33</b>
2.1	SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	33
2.1.1	Tipos de sistemas estructurales.....	33
2.1.2	Sistema estructural compuesto.....	34
2.1.3	Pórticos compuestos especiales a momento (C-SMF).....	34
2.2	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTOS.....	35
2.2.1	Ventajas.....	35
2.2.2	Desventajas.....	35
2.3	TIPOS DE PERFILES ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE ACUERDO A SU CONFIGURACIÓN .....	36
2.3.1	Perfiles de acero embebidos de hormigón.....	36
2.3.2	Perfiles tubulares rellenos de hormigón.....	37
2.4	TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE ACUERDO A SU FUNCIÓN.....	37
2.4.1	Columnas de sección compuesta.....	37
2.4.2	Vigas de sección compuesta.....	38
2.4.3	Losas compuestas (losas colaborantes).....	39
2.5	CONEXIONES .....	40
2.5.1	Conexiones de placa base.....	40
2.5.2	Conexión vigueta-viga.....	40
2.5.3	Conexión viga-columna.....	41
2.5.4	Conexión viga-columna-arriostramiento.....	42
2.6	CARGAS.....	43
2.6.1	Cargas de diseño.....	43
2.6.2	Cargas muertas.....	43

2.6.3	Cargas vivas. ....	43
2.6.4	Mayoración de cargas. ....	44
2.7	CIMENTACIONES .....	44
2.7.1	Tipos de cimentaciones. ....	44
2.7.2	Selección de tipo de cimentación. ....	46
2.8	DISEÑO SÍSMICO .....	47
2.8.1	Zonificación sísmica en el Ecuador. ....	47
2.8.2	Factor Z. ....	48
2.8.3	Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico. ....	48
2.8.4	Coefficiente de perfil de suelo $F_a$ . ....	49
2.8.5	Coefficiente de perfil de suelo $F_d$ . ....	50
2.8.6	Coefficiente de perfil de suelo $F_s$ . ....	50
2.8.7	Espectros de respuesta. ....	51
2.8.8	Cortante basal de diseño. ....	52
2.8.9	Derivas de pisos en estructuras. ....	53
2.8.10	Torsión. ....	53
2.9	REGULARIDAD/ CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL .....	53
2.9.1	Configuración estructural. ....	53
2.9.2	Regularidad de la estructura en planta y elevación. ....	55
2.9.3	Sistemas irregulares y coeficientes de configuración estructural. ..	56
<b>CAPITULO III: METODOLOGÍA .....</b>		<b>59</b>
3.1	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN .....	59
3.1.1	Tipo de investigación. ....	59
3.1.2	Nivel de investigación. ....	59
3.2	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN .....	59
3.2.1	Método de investigación. ....	59
3.2.2	Enfoque de la investigación. ....	60
3.2.3	Diseño de la investigación. ....	60

3.3	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	60
3.3.1	Población.....	60
3.3.2	Muestra.....	60
3.3.3	Muestreo.....	60
3.4	UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO .....	61
3.4.1	Área y ubicación de estudio. ....	61
3.5	METODOLOGÍA DEL OE.1: REALIZAR UN PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPUESTOS, APLICANDO EL MÉTODO LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN), PARA GARANTIZAR LA RESISTENCIA ANTE CARGAS DE SERVICIO.....	62
3.5.1	Diseño arquitectónico.....	62
3.6	METODOLOGÍA DEL OE.2: DISEÑAR EL SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO MEDIANTE LA NORMATIVA AISC 341-16, UTILIZANDO EL SOFTWARE ETABS PARA COMPROBAR EL DESEMPEÑO ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA. ....	65
3.6.1	Diseño de columnas de sección compuesta. ....	66
3.6.2	Diseño de vigas a flexión y cortante. ....	75
3.6.3	Diseño de losa compuesta (Steel Deck). ....	80
3.6.4	Diseño de vigas de acción compuesta con Steel Deck.....	84
3.7	METODOLOGÍA DEL OE.3: EFECTUAR UN ANÁLISIS DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DE ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ANTE LAS SOLICITACIONES DE SÍSMICAS.....	91
3.8	OPERALIZACIÓN DE VARIABLES .....	92
	<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>94</b>
4.1	ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E1 .....	94
4.1.1	Cálculo de áreas tributarias. ....	94
4.1.2	Cálculo de cargas. ....	96
4.1.3	Pre-dimensionamiento de elementos estructurales. ....	99

4.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E2 .....	116
4.2.1	Análisis con elementos de pre-dimensionamiento.....	116
4.2.2	Resultados de secciones calculadas con cargas reales. ....	119
4.2.3	Chequeo de elementos estructurales mediante la norma AISC 341-16.	122
4.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E3 .....	127
4.3.1	Análisis sísmico lineal. ....	127
4.3.2	Chequeos del análisis sísmico de acuerdo a NEC-15. ....	131
4.3.3	Análisis de comportamiento (Arriostramientos).....	132
4.3.4	Diseño de arriostramientos concéntricos en X de dos niveles aplicando la norma AISC 341-16.....	138
4.3.5	Estructura calculada (Corregida con arriostramientos en X en dos niveles). 141	
4.3.6	Secciones finales de elementos (AISC 341-16).....	146
4.3.7	DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	149
	<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>153</b>
5.1	CONCLUSIONES.....	153
5.2	RECOMENDACIONES .....	155
	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>156</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>161</b>
	TABLAS EMPLEADAS EN EL PROCESO DE DISEÑO .....	162
	CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	166
	CHEQUEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN AISC 341-16	201
	DISEÑO DE LA ESCALERA DE SECCIÓN COMPUESTA .....	206
	DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES .....	213
	CÁLCULOS VARIOS.....	245
	PLANOS ESTRUCTURALES .....	248

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Perfiles de acero embebidos con hormigón .....	36
<b>Figura 2</b> Perfiles tubulares rellenos con hormigón .....	37
<b>Figura 3</b> Tipos de columnas de sección compuesta (SRC y CFT).....	38
<b>Figura 4</b> Viga de sección compuesta .....	38
<b>Figura 5</b> Losa compuesta (placa colaborante).....	39
<b>Figura 6</b> Conexión de placa base .....	40
<b>Figura 7</b> Conexión vigueta-viga.....	41
<b>Figura 8</b> Tipos de conexiones viga-columna, aplicables para secciones embebidas .....	42
<b>Figura 9</b> Esquema de conexión viga-columna-arriostramiento .....	42
<b>Figura 10</b> Tipos de cimentaciones superficiales .....	45
<b>Figura 11</b> Esquema de cimentaciones profundas (pilotes).....	46
<b>Figura 12</b> Mapa para diseño sísmico del Ecuador .....	47
<b>Figura 13</b> Espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones.....	51
<b>Figura 14</b> Configuraciones estructurales recomendadas.....	54
<b>Figura 15</b> Configuraciones estructurales no recomendadas.....	55
<b>Figura 16</b> Coeficientes de irregularidad en planta .....	57
<b>Figura 17</b> Coeficientes de irregularidad en elevación.....	58
<b>Figura 18</b> Ubicación del proyecto .....	61
<b>Figura 19</b> Distribución arquitectónica de la planta baja, cota +0.00 m .....	62
<b>Figura 20</b> Distribución arquitectónica de la primera planta, cota +4.50 m.....	63
<b>Figura 21</b> Distribución arquitectónica de la segunda planta, cota +7.95 m .....	63
<b>Figura 22</b> Distribución arquitectónica de la tercera planta, cota +10.95 m .....	64
<b>Figura 23</b> Distribución arquitectónica de la cuarta planta, cota +13.95 m .....	64
<b>Figura 24</b> Distribución arquitectónica de la cubierta accesible, cota +16.95 m ..	65
<b>Figura 25</b> Disposición de momentos en una losa.....	81
<b>Figura 26</b> Sección equivalente de una losa compuesta vs losa convencional.....	81
<b>Figura 27</b> Conceptos para vigas doblemente reforzadas.....	82

<b>Figura 28</b> Sección equivalente de vigueta.....	82
<b>Figura 29</b> Sumatoria de resistencias de los materiales.....	83
<b>Figura 30</b> Esquema de viga de acción compuesta.....	84
<b>Figura 31</b> Análisis del vano con la luz más crítica para el diseño de vigas de cubierta.....	101
<b>Figura 32</b> Análisis del vano con la luz más crítica para el diseño de vigas del resto de plantas.....	102
<b>Figura 33</b> Distribución de columnas en la primera planta .....	105
<b>Figura 34</b> Análisis de la demanda de capacidad de las columnas compuestas ..	116
<b>Figura 35</b> Análisis de la demanda de capacidad de las vigas de acero estructural .....	117
<b>Figura 36</b> Análisis de la demanda de capacidad de las vigas de acción compuesta .....	118
<b>Figura 37</b> Análisis de las columnas diseñadas con las cargas reales .....	119
<b>Figura 38</b> Análisis de las vigas diseñadas con las cargas reales .....	120
<b>Figura 39</b> Análisis de las viguetas diseñadas con las cargas reales .....	121
<b>Figura 40</b> Espectro de diseño según la NEC-15 para la ciudad de Salinas.....	131
<b>Figura 41</b> Longitud de arriostamiento en X de un nivel.....	133
<b>Figura 42</b> Longitud de arriostamiento en X en dos niveles y V invertida.....	133
<b>Figura 43</b> Condición de rotula en arriostamiento .....	134
<b>Figura 44</b> Demanda capacidad de arriostamientos en X .....	134
<b>Figura 45</b> Condición de rotula en arriostamiento X en dos niveles.....	135
<b>Figura 46</b> Demanda capacidad de arriostamientos tipo X en dos niveles .....	136
<b>Figura 47</b> Condición de rotula en arriostamiento tipo V invertida.....	136
<b>Figura 48</b> Demanda capacidad de arriostamientos tipo V invertida.....	137
<b>Figura 49</b> Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico 1.....	139
<b>Figura 50</b> Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico 5.....	139
<b>Figura 51</b> Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico A.....	140
<b>Figura 52</b> Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico D.....	141
<b>Figura 53</b> Estructura diseñada con las dimensiones finales de los elementos estructurales.....	148
<b>Figura 54</b> Diseño estructural de la escalera .....	148

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Combinaciones de carga .....	44
<b>Tabla 2</b> Factor Z.....	48
<b>Tabla 3</b> Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico .....	48
<b>Tabla 4</b> Coeficiente de perfil de suelo $F_a$ .....	49
<b>Tabla 5</b> Coeficiente de perfil de suelo $F_d$ .....	50
<b>Tabla 6</b> Coeficiente de perfil de suelo $F_s$ .....	50
<b>Tabla 7</b> Coordenadas de la ubicación del proyecto.....	61
<b>Tabla 8</b> Cuadro de Operalización de variable independiente.....	92
<b>Tabla 9</b> Cuadro de Operalización de variables dependiente .....	93
<b>Tabla 10</b> Resumen del tabulado de áreas tributarias de las columnas .....	94
<b>Tabla 11</b> Resumen del tabulado de áreas tributarias de las vigas principales.....	95
<b>Tabla 12</b> Distribución de plantas con su respectiva ocupación.....	96
<b>Tabla 13</b> Cálculo de cargas vivas según la NEC-15 .....	96
<b>Tabla 14</b> Perfil de placa colaborante .....	97
<b>Tabla 15</b> Características de la placa colaborante con respecto al espesor-peso...	97
<b>Tabla 16</b> Cálculo de carga muerta sobrepuesta.....	98
<b>Tabla 17</b> Cargas vivas más críticas .....	99
<b>Tabla 18</b> Resumen de las cargas mayoradas .....	99
<b>Tabla 19</b> Separación entre apoyos de la placa para la cubierta accesible .....	100
<b>Tabla 20</b> Separación entre apoyos de la placa para el resto de plantas.....	100
<b>Tabla 21</b> Resumen de datos para el cálculo de la losa Steel Deck.....	101
<b>Tabla 22</b> Resumen de solicitudes de diseño para vigas secundarias .....	102
<b>Tabla 23</b> Resumen de solicitudes de diseño para vigas secundarias del resto de plantas .....	103
<b>Tabla 24</b> Resumen de solicitudes de diseño para vigas principales de cubierta accesible .....	103
<b>Tabla 25</b> Resumen de solicitudes de diseño para viga central de la cubierta accesible .....	104

<b>Tabla 26</b> Resumen de solicitudes de diseño para viga de borde del resto de plantas .....	104
<b>Tabla 27</b> Resumen de solicitudes de diseño para viga central del resto de plantas .....	104
<b>Tabla 28</b> Resumen de perfiles calculados para las vigas .....	105
<b>Tabla 29</b> Distribución de las columnas en primera planta con sus áreas tributarias .....	106
<b>Tabla 30</b> Cargas empleadas en el pre-dimensionamiento de las columnas de sección compuesta.....	106
<b>Tabla 31</b> Resumen de cálculo de cargas vivas puntuales para la cubierta accesible .....	107
<b>Tabla 32</b> Resumen de cálculo de cargas muertas puntuales para la cubierta accesible .....	107
<b>Tabla 33</b> Resumen de cálculo de cargas vivas puntuales para el resto de plantas .....	108
<b>Tabla 34</b> Resumen de cálculo de cargas muertas puntuales para el resto de plantas .....	108
<b>Tabla 35</b> Sumatoria de cargas vivas y muertas de la cubierta accesible y el resto de plantas.....	108
<b>Tabla 36</b> Valores de cargas mayoradas para los diferentes tipos de columnas..	109
<b>Tabla 37</b> Datos que se utilizarán para realizar el cálculo de las columnas centrales .....	109
<b>Tabla 38</b> Resumen del cálculo de las columnas centrales.....	110
<b>Tabla 39</b> Resumen del cálculo de las columnas de borde .....	112
<b>Tabla 40</b> Resumen del cálculo de las columnas esquineras .....	114
<b>Tabla 41</b> Columnas de sección compuesta pre-dimensionadas .....	116
<b>Tabla 42</b> Resumen de resultados de las columnas obtenidos mediante el análisis en ETABS .....	118
<b>Tabla 43</b> Resumen de resultados de las vigas, obtenidos mediante el análisis en ETABS .....	119
<b>Tabla 44</b> Secciones finales de diseño con cargas reales.....	120
<b>Tabla 45</b> Secciones de viga con cargas reales.....	121
<b>Tabla 46</b> Secciones de viguetas con cargas reales .....	121
<b>Tabla 47</b> Parámetros sísmicos para el análisis lineal .....	127
<b>Tabla 48</b> Parámetros para la determinación del valor k.....	128

<b>Tabla 49</b> Cálculo del cortante basal .....	129
<b>Tabla 50</b> Valores T y Sa obtenidos para la elaboración del espectro de respuesta .....	130
<b>Tabla 51</b> Resultados obtenidos de acuerdo a la NEC-15 vs obtenidos en Etabs	131
<b>Tabla 52</b> Resumen de perfiles HSS obtenidos para el sistema de arriostramiento .....	137
<b>Tabla 53</b> Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico 1 .....	138
<b>Tabla 54</b> Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico 5 .....	139
<b>Tabla 55</b> Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico A .....	140
<b>Tabla 56</b> Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico D .....	140
<b>Tabla 57</b> Resumen del período de la estructura arriostrada .....	141
<b>Tabla 58</b> Ratios de participaciones de masa modal.....	142
<b>Tabla 59</b> Porcentajes de participación de masa modal.....	143
<b>Tabla 60</b> Participación de masa acumulada .....	143
<b>Tabla 61</b> Porcentajes de participación de masa acumulada .....	144
<b>Tabla 62</b> Relación Espec X/SX para sismos en X y Y.....	144
<b>Tabla 63</b> Derivas de piso .....	145
<b>Tabla 64</b> Resumen de secciones finales para columnas de sección compuesta .	146
<b>Tabla 65</b> Resumen de secciones finales para vigas principales .....	146
<b>Tabla 66</b> Resumen de secciones finales para vigas secundarias .....	146
<b>Tabla 67</b> Perfil de acero para el volado.....	146
<b>Tabla 68</b> Perfiles de acero para la escalera .....	146
<b>Tabla 69</b> Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico 1 .....	147
<b>Tabla 70</b> Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico 5 .....	147
<b>Tabla 71</b> Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico A .....	147
<b>Tabla 72</b> Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico D .....	147

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PLANTAS  
CON USO HOTELERO Y COMERCIAL, EMPLEANDO UN SISTEMA  
ESTRUCTURAL COMPUESTO EN EL CANTÓN SALINAS,  
PROVINCIAL DE SANTA ELENA”**

**Autor:** Prudente Del Pezo Dave y Malo Guzmán Julián

**Tutor:** Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc.

## **RESUMEN**

El presente trabajo tuvo como objetivo diseñar el sistema estructural de una edificación destinado a uso hotelero y comercial, la estructura abarcará cinco pisos, e incorporará elementos estructurales compuestos, se propone el diseño de columnas SRC, y vigas de acero de perfil W que trabajen en acción compuesta con la losa Steel Deck, el diseño se realizó mediante el pre-dimensionamiento de elementos estructurales aplicando el método LRFD, además se realizó el diseño del sistema estructural empleando la norma AISC 341-16, y se usó el software ETABS para comprobar el desempeño estático de la estructura, también se aplicó el método de espectros de respuesta para evaluar el comportamiento dinámico de la misma. Como resultado del diseño se obtuvieron secciones de 65x65cm, 60x60cm y 50x50cm para columnas centrales, de borde y esquineras respectivamente, las vigas principales adoptaron perfiles de W18x50 y W21x68, mientras que las secundarias se lograron perfiles W10x33, el análisis realizado mostró una deficiencia por derivas excesivas en la estructura, mismas que fueron abordadas con el uso de rigidizadores. Finalmente, se concluye el estudio con la presentación de una estructura que responde eficazmente a las cargas solicitadas, cumpliendo con las pautas de la norma AISC 341-16y las solicitaciones sísmicas de la NEC-SE-DS 2015.

**PALABRAS CLAVE:** Estructura compuesta, columnas compuestas, losa compuesta, vigas compuestas, norma AISC 341-10

**“STRUCTURAL DESIGN OF A 5-STORY BUILDING WITH HOTEL AND COMMERCIAL USE, USING A COMPOSITE STRUCTURAL SYSTEM IN THE SALINAS CANTON, SANTA ELENA PROVINCE”**

**Autor:** Prudente Del Pezo Dave y Malo Guzmán Julián

**Tutor:** Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc.

## **ABSTRACT**

The present work aimed to design the structural system of a building intended for hotel and commercial use. The structure will span five floors and incorporate composite structural elements. The design proposes the use of SRC columns and W-profile steel beams working in composite action with Steel Deck slabs. The design was carried out through the pre-dimensioning of structural elements using the LRFD method. Additionally, the structural system design was executed following the AISC 341-16 standard, and the ETABS software was employed to verify the static performance of the structure. The response spectra method was also applied to assess its dynamic behavior. As a result of the design, sections of 65x65cm, 60x60cm, and 50x50cm were obtained for central, edge, and corner columns, respectively. The main beams adopted W18x50 and W21x68 profiles, while secondary beams achieved W10x33 profiles. The analysis revealed a deficiency due to excessive drifts in the structure, which were addressed through the use of stiffeners. Finally, the study concludes with the presentation of a structure that effectively responds to the applied loads, meeting the guidelines of the AISC 341-16 standard, and the seismic requirements of the NEC-SE-DS 2015.

**KEYWORDS:** Composite structure, composite columns, composite slab, composite beams, AISC 341-16 standard

# CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

Los sistemas estructurales de edificaciones de varios niveles presentaron grandes cambios en la última mitad del siglo XX. Esta generación de edificios tuvo una trascendencia importante, pues en la década de 1960, surgieron variedades de diseños arquitectónicos y sistemas estructurales, la cual significó una transición de edificaciones simples de forma cuadradas, a edificaciones más complejas y llamativas (Ali y Moon, 2018, p. 2).

Los sistemas estructurales más usados dentro del campo de la ingeniería son los sistemas de pórticos, en donde generalmente se encuentra orientada en emplear un solo material para su desarrollo, los pórticos de hormigón armado son los más habituales, esto debido a que su configuración columnas-vigas con articulaciones rígidas trabajan de manera eficiente al momento de absorber tanto las cargas verticales como las horizontales.

En la actualidad, la implementación de pórticos con elementos estructurales diferentes del hormigón armado ha ido en crecimiento, la inclusión del acero estructural ha significado un avance importante dentro de la ingeniería estructural, pues es un material que presenta bastantes beneficios con respecto al hormigón tradicional, sin embargo, y conforme va transcurriendo el tiempo, van surgiendo nuevas metodologías en cuanto al diseño y construcción de edificaciones, en donde se resalta el uso de sistemas aporricados con elementos estructurales de sección compuesta aprovechando así las propiedades de cada uno de los materiales pero trabajando de manera conjunta.

En la gran mayoría del desarrollo que se ha introducido en la industria de la construcción, el hormigón y el acero han encontrado su lugar. El diseño estructural de edificaciones empleando elementos de sección compuesta se ha convertido en una solución viable en cuanto a la construcción de estructuras de altura considerable, además de significar un impacto directo y positivo en el desarrollo económico e infraestructural de la región (Akinsola Olufemi et al., 2012, p. 74).

La construcción de una edificación de 5 plantas con uso múltiple es un proyecto de gran importancia debido a la gran demanda de infraestructura turística en Salinas, la cual ha experimentado un crecimiento turístico en los últimos tiempos.

El cantón Salinas tiene varios desafíos en cuanto al ámbito geográfico, pues su ubicación está propensa a eventos sísmicos, lo cual significa que los criterios de diseño sean muchos más rigurosos para así garantizar la seguridad de cada uno de los ocupantes, además el ambiente salino propio de la zona implica una exposición inminente a la corrosión de los elementos. La corrosión de las estructuras de acero en un medio costero es un problema importante. El deterioro de este tipo de estructuras resulta costoso y difícil de predecir, tanto al diseñar nuevas estructuras como al estimar la vida útil para estructuras existentes (Nilsson et al., 2023, p. 1).

Las constantes mejoras en técnicas constructivas con elementos compuestos han puesto en manifiesto el interés de magnificar los beneficios propios de estos sistemas. En países del primer mundo, el uso de sistemas estructurales compuestos no es un tema nuevo, sin embargo, se sigue investigando la forma de obtener el máximo provecho en métodos constructivos para una eficiencia energética.

La investigación dentro de la ingeniería sísmica de edificios que utilizan sistemas estructurales compuestos de acero/hormigón ha aumentado dramáticamente en la última década (Wang et al., 2017, p. 1).

La selección de un sistema estructural compuesto es esencial para poder cumplir con los requerimientos de resistencia a cargas laterales y verticales. La investigación en el presente proyecto de titulación se centralizará en seleccionar y optimizar del sistema estructural con los elementos compuestos más apropiados, considerando cada una de las consideraciones de Salinas y los objetivos planteados en el proyecto.

El diseño compuesto de acero y hormigón a menudo se ha utilizado para estructuras destinadas a largas vidas en áreas con una sismicidad considerable o incluso alta. Sin embargo, tales edificios construidos hace algunas décadas generalmente no se ajustan a las disposiciones de los códigos de diseño actuales (Etlí, 2023, p. 259).

El presente trabajo se enfocará en investigar y proponer un diseño estructural eficiente, seguro y óptimo para una edificación de 5 plantas con uso hotelero y comercial en el cantón Salinas. Para poder cumplir con los objetivos planteados se emplearán los análisis necesarios, se diseñará con el sistema estructural elegido y se realizarán modelados en el software ETABS en donde se ejecutarán simulaciones sísmicas para comprobar la eficiencia de la estructura desarrollada, y así garantizar que la edificación cumpla con las normativas locales e internacionales en cuanto a integridad y estabilidad estructural.

## **1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

Actualmente la planificación y edificación de estructuras usadas para múltiples funciones en zonas turísticas representan desafíos bastantes importantes, que van desde su propuesta arquitectónica, hasta el diseño estructural.

El cantón Salinas, es un reconocido atractivo turístico, y esto genera que la demanda de espacios comerciales y alojamiento se vayan incrementando, lo cual ha presentado la necesidad de construir edificaciones multifuncionales para así satisfacer las necesidades de los turistas.

Sin embargo, el diseño y la posterior edificación de este tipo de estructuras representan dificultades, pues el cantón Salinas se encuentra ubicado en una zona propensa a sufrir eventos sísmicos constantemente, lo cual hace que sea susceptible a experimentar sismos muy a menudo, también es importante considerar las condiciones geotécnicas de la región, siendo un punto crítico a considerar dentro del diseño estructural.

En el Ecuador, se han ido implementado el uso de sistemas estructurales compuestos para la construcción de edificios altos, los cuales representan una alternativa bastante eficaz en cuanto a la optimización de espacios y comportamiento de la estructura a cargas gravitacionales, y laterales (cargas sísmicas y de viento) con respecto a sistemas estructurales convencionales.

La configuración de los elementos estructurales compuestos es uno de los puntos que sin lugar a dudas hay que analizar de manera cautelosa, pues en el Ecuador, la configuración más usada en columnas, es la de perfiles tubulares de acero rellenas de hormigón, sin embargo, dicha disposición estructural deriva en un problema dentro del cantón Salinas, pues el ambiente salino que tiene la zona hace que los elementos de acero se desgasten por acción de la corrosión.

Esto plantea la siguiente pregunta de investigación general; ¿Cómo diseñar un sistema estructural de cinco plantas para uso múltiple, que cumpla con las especificaciones del AISC 341-16y garantice la seguridad de la estructura?, de la cual derivan las interrogantes, ¿Cómo pre-dimensionar elementos estructurales compuestos, cumpliendo con el AISC 341-16y el método LRFD?, ¿Cómo diseñar y evaluar el sistema estructural compuesto de uso múltiple, cumpliendo con la normativa AISC 341-16y usando ETABS para el análisis estático? y ¿Cómo evaluar la resistencia sísmica de un sistema estructural compuesto conforme a la NEC-SE-DS 2015 y el método de espectros de respuesta con ETABS?

El presente trabajo de titulación se encamina a presentar un diseño estructural que surja de un proceso de investigación arduo, en donde se tengan en cuenta cada una de las normativas aplicables para así poder presentar estructuras seguras y eficientes, el resultado del diseño e investigación del presente trabajo podría sentar precedentes para futuros proyectos en zonas con condiciones similares a las del cantón Salinas.

## **1.2 ANTEDECENTES**

Los antecedentes del presente estudio tienen como base tres diferentes ejes, los cuales se basan en mostrar referencias en cuanto al ámbito internacional, local y nacional, en donde cada uno de los antecedentes tienen como sustentación las variables formuladas en el presente proyecto de tesis.

En el ámbito internacional se puede referenciar el trabajo de diseño e investigación de Carrasco Navarrete (2010) el cual tiene como título “Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón sometidas a esfuerzos básicos” cuyo objetivo es el de generar directrices las cuales sirvan para realizar diseños de

columnas de sección compuesta que están sometidas a compresión, flexión, corte y tracción. Se realizó la revisión de cada uno de los antecedentes disponibles acerca del tema de estudio, también se investigó acerca de la implementación y los tipos de columnas de sección compuesta en Chile y en otros países del mundo. Los resultados obtenidos durante la etapa de diseño e investigación fueron que las normativas americanas son mucho más rigurosas al momento de realizar los diseños con respecto a las normas europeas, se logró evidenciar que cada una de las propiedades individuales de los materiales trabajan de manera eficiente al momento de combinarlos, finalmente el autor concluye que para columnas SRC se debería usar la norma AISC 360-05 para obtener y garantizar un buen desempeño estructural.

En cambio, el trabajo de Hassan et al., (2021) titulado “Seismic vulnerability and resilience of steel-reinforced concrete (SRC) composite column buildings with non-seismic details”, cuyo objetivo fue analizar y comprender cómo los edificios construidos con un sistema de columnas compuestas, las cuales no presentan detalles específicos para resistir terremotos, son vulnerables a eventos sísmicos. Para poder cumplir de manera satisfactoria con la realización del trabajo, los autores tuvieron que definir las responsabilidades y funciones de vulnerabilidad relacionadas con los diferentes elementos estructurales y los no estructurales del edificio usado como modelo. Los hallazgos obtenidos de esta investigación indican que el criterio ASCE 41-17 menosprecia considerablemente la capacidad estructural y la resistencia, pero que a su vez sobrevalora la vulnerabilidad sísmica y fragilidad del sistema, finalmente los autores concluyeron que la vulnerabilidad sísmica y la escasez de resiliencia en edificaciones de columnas mixtas tipo SRC que presentan falta de detalles sísmicos van a generar inseguridades con respecto al correcto funcionamiento estructural de una determinada edificación.

Se presenta también el estudio de Castillo Pauth y Luna Gaitán (2020) con título "Análisis y diseño de secciones compuestas de acero y concreto aplicado a los elementos principales del edificio plaza AEW, por el método LRFD". Dicho trabajo tuvo como finalidad realizar un análisis y el diseño de elementos de sección compuesta del edificio AEW. Se realizaron los respectivos cálculos de los pesos y cargas de los elementos estructurales de la edificación, para posteriormente analizar

la estructura en el software ETABS. Como resultado obtenido a base del análisis estructural, se logró evidenciar que la estructura sujeta a estudio incumple con los requisitos del RNC-07 para las torsiones en condiciones de servicio. Concluyendo que la edificación analizada presenta una sobredimensión en sus elementos estructurales con respecto a las cargas de solicitación que soportan.

Como antecedente nacional, se cita la tesis de Coronel Urgiles (2016) titulada “Diseño de una edificación usando secciones mixtas”. Dicha tesis tuvo como objetivo el de diseñar y analizar una edificación empleando elementos estructurales de secciones mixtas. Se realizó el respectivo estudio literario con respecto a elementos compuestos para realizar diseños eficientes, la cuantificación de cargas y posterior modelamiento en ETABS fue un proceso bastante crítico dentro del diseño estructural. De los resultados que se obtuvieron en el proceso de elaboración del trabajo se pudo denotar que el uso de elementos de secciones mixtas aprovecha de manera eficiente cada una de las cualidades que presentan los materiales empleados, finalmente, el autor logró llegar a la conclusión que al realizar diseños de elementos compuestos se logra reducir en una manera considerable los pesos de los perfiles empleados, en donde se llegó a disminuir hasta en un 33.25% el peso de las columnas con respecto al diseño de elementos tradicionales.

Dentro del ámbito local no se encuentran proyectos de diseño e investigación respecto al tema propuesto, por lo que el presente trabajo sentará un precedente bastante importante, significativo e innovador dentro de la provincia de Santa Elena, sin embargo, existe el trabajo de titulación de Cedeño Rebutti y Ordóñez Ordóñez (2019) denominado “Análisis de soluciones técnicas de estructuras de hormigón armado corroídas por cloruro de sodio en el malecón del balneario Ballenita del cantón Santa Elena”, en donde los autores concluyeron que el acero estructural debe presentar un recubrimiento de hormigón de acuerdo a las normativas con las que se pretenda diseñar, ya que si eso no se realiza, el acero estructural sufrirá patologías propias de la exposición al ambiente salino de la provincia de Santa Elena.

Cada uno de los antecedentes presentados tienen una fundamentación en la importancia del diseño estructural, la eficacia de los sistemas estructurales

compuestos, las investigaciones previas relacionadas con el diseño estructural en zonas costeras, las normativas de construcción y el enfoque en el desarrollo sostenible. Estos antecedentes respaldan la relevancia e interés del presente trabajo de titulación, contribuyendo al avance del conocimiento en el campo del diseño estructural en zonas costeras y con riesgos sísmicos.

## **1.3 HIPÓTESIS**

### **1.3.1 Hipótesis General.**

Con la implementación de un sistema estructural con elementos compuestos en el diseño de una edificación de 5 plantas, se obtendrá una estructura más eficiente en términos de resistencia estructural y capacidad de carga, en comparación con los sistemas estructurales convencionales.

### **1.3.2 Hipótesis Específica.**

**H.E1.:** La aplicación del método LRFD, para realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de sección compuesta, garantizará que la edificación sea resistente ante las cargas de servicio

**H.E2.:** El diseño del sistema estructural compuesto mediante la normativa AISC 341-16, usando el software ETABS para analizar el desempeño estático de la estructura, nos asegurará que la edificación cumpla con los requisitos estáticos de resistencia y estabilidad estructural.

**H.E3.:** El análisis dinámico de la edificación a través del método de espectros de respuesta permitirá evaluar con precisión el comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones sísmicas del cantón Salinas.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 Objetivo General.**

Diseñar un sistema estructural de cinco plantas para uso hotelero y comercial, empleando elementos estructurales compuestos según las especificaciones normativas del AISC 341-16; en el cantón Salinas, provincia de Santa Elena.

### **1.4.2 Objetivos Específicos.**

**O.E1.:** Realizar un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales compuestos, aplicando el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), para garantizar la resistencia ante cargas de servicio.

**O.E2.:** Diseñar el sistema estructural compuesto mediante la normativa AISC 341-16, para modelar en el software ETABS y analizar el desempeño estático de la estructura.

**O.E3.:** Efectuar un análisis dinámico de la edificación mediante el método de espectros de respuesta para evaluar el comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones de sísmicas.

## **1.5 ALCANCE**

El presente proyecto de tesis tiene como objetivo principal el diseño estructural de una edificación de 5 plantas con uso hotelero y comercial, empleando un sistema estructural compuesto en el Cantón Salinas, en donde el alcance de este estudio abarcará diversos aspectos relacionados con la planificación, diseño y análisis de la estructura del edificio evaluando su comportamiento frente a esfuerzos típicos de carga, así como consideraciones específicas del contexto geográfico y normativo de la zona de estudio.

El primer punto por tratar es la investigación ardua de las normativas vigentes en el Ecuador con respecto al diseño de edificaciones con sistemas estructurales combinados, así como los requerimientos para poder diseñar estructuras, las cuales

tendrán un uso hotelero y comercial. Cuando se haya obtenido toda la información requerida, se procederá a realizar el diseño estructural de la edificación, empleando un sistema estructural compuesto, se hará el diseño respectivo de las columnas, vigas y losas, teniendo en cuenta las cargas correspondientes, haciendo énfasis a las cargas sísmicas y de viento, esto debido a la ubicación geográfica del cantón Salinas.

El estudio hace hincapié en mostrar el buen o el mal comportamiento de los sistemas estructurales compuestos tanto a esfuerzos gravitatorios como a los laterales producto de sismos y viento; esto será llevado mediante el desarrollo de un análisis lineal dinámico en el estudio de su espectro de respuesta; de esta forma se puede controlar derivas inadecuadas, deformaciones excesivas, falta de ductilidad y cualquier otra vulnerabilidad estructural penalizable.

## **1.6 VARIABLES**

### **1.6.1 Variables Independientes.**

- ✓ La resistencia de la estructura.
- ✓ Desempeño estático de la estructura.
- ✓ Desempeño dinámico de la estructura.

### **1.6.2 Variable dependiente.**

- ✓ Diseño estructural de la edificación empleando un sistema estructural de elementos compuestos, aplicando la normativa AISC 341-16.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

Para los ingenieros civiles, resulta crucial comprender los diversos tipos de sistemas estructurales existentes, debido a que esto influye de manera directa en la estabilidad, eficiencia y seguridad de la estructura. Al conocer cada uno de los sistemas, el ingeniero podrá decidir qué tipo de estructura se adecúa a las necesidades del proyecto, al elegir el tipo de sistema estructural óptimo se garantizará el éxito en cualquier tipo de proyecto a realizar.

### **2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES**

#### **2.1.1 Tipos de sistemas estructurales.**

Los sistemas estructurales son parte fundamental dentro del campo de la ingeniería civil, en la cual se hace referencia a la disposición y organización adecuada de los elementos diseñados con la finalidad de proveer de estabilidad seguridad y alta resistencia a las diversas edificaciones. Existe una gran variedad de sistemas estructurales, las cuales pueden ser elegidas de acuerdo con los requerimientos y necesidades de cada proyecto a realizar, los tipos más comunes de sistemas estructurales son las siguientes:

- ✓ Sistema estructural de muros portantes
- ✓ Sistema estructural de pórticos de hormigón armado
- ✓ Sistema estructural en acero
- ✓ Sistemas estructurales compuestos

Cada uno de los sistemas tienen la capacidad de cubrir diferentes vulnerabilidades que según el proyecto pueden controlar el diseño estructural. Una estructura es vulnerable si un daño relativamente pequeño conduce a consecuencias desproporcionadamente grandes (Caiza Sánchez y Cáceres Vargas, 2023, p. 42).

### **2.1.2 Sistema estructural compuesto.**

Los sistemas estructurales compuestos son configuraciones que tienen o presentan un enfoque innovador dentro de la industria constructora, se refiere a la interacción de dos o más materiales que son combinados con la finalidad de aprovechar sus propiedades individuales en una sola configuración estructural. Existe una amplia amalgama de materiales, tales como el acero, hormigón, madera, vidrio, entre otros, sin embargo, hay que tener en cuenta que no todos los materiales son combinables entre sí, por lo que se deberán seleccionar de manera estratégica para así poder aprovechar sus ventajas y compensar cualquier tipo de limitaciones presentes en el material y así crear una estructura más fuerte, resistente y eficiente.

La durabilidad y la tolerancia al daño son críticas para el diseño de estructuras compuestas. La tolerancia al daño es el enfoque a menudo requerido para la certificación de estructuras con clasificación de seguridad (Reifsnider, 1998, p. 35).

### **2.1.3 Pórticos compuestos especiales a momento (C-SMF).**

Los pórticos compuestos especiales a momento se refieren a sistemas estructurales utilizados en la construcción de edificaciones. Un pórtico es un conjunto estructural formado por columnas y vigas que trabajan conjuntamente para resistir cargas verticales y horizontales, como las generadas por el viento o los sismos. La característica especial de los pórticos compuestos a momento es que están diseñados para resistir momentos o fuerzas torsionales significativas.

De acuerdo con las disposiciones del AISC 341-16, un marco se clasifica como compuesto cuando está formado por columnas compuestas o columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural, o bien, vigas compuestas o vigas con perfiles embebidos. Además, se requiere que las conexiones entre estos elementos sean completamente restringidas para garantizar una disipación de energía adecuada.

## **2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTOS**

### **2.2.1 Ventajas.**

Los sistemas estructurales compuestos brindan una gran cantidad de ventajas las cuales dentro del área de la construcción permiten tener una gran eficiencia, resistencia y versatilidad en el manejo de las estructuras. En el presente trabajo de grado la combinación de materiales escogidos para el desarrollo de la misma fueron acero y concreto, según Kumar (2017) al combinar estos dos materiales se aprovecharán cada una de sus propiedades, el acero permite una resistencia a la tracción y flexión, por otro lado el concreto ofrece una resistencia a la compresión, esto representa una ventaja considerable con respecto a los sistemas tradicionales de hormigón armado, pues el peso que tendrá la estructura se verá reducida en porcentajes considerables, reduciendo costos y a su vez optimizando el uso de cada uno de los recursos con los que se cuenta en un proyecto.

También, los sistemas estructurales compuestos son eficaces en cuanto a su capacidad de carga y resistencia a diversos tipos de fuerzas, sean estas sísmicas o de viento. Otra de las grandes ventajas es la durabilidad de la estructura, pues combinar materiales como el acero y concreto pueden llegar a ser resistentes a la corrosión provocada por el ambiente y al fuego. La versatilidad que proporciona este tipo de sistemas estructurales es importante y bastante llamativo para arquitectos e ingenieros, pues permite diseñar espacios interiores más estéticos.

### **2.2.2 Desventajas.**

Los sistemas estructurales compuestos a pesar de tener una gran variedad de ventajas también presentan desventajas, las cuales al momento de realizar el respectivo diseño estructural habrá que tener en cuenta.

Una de las desventajas más notorias es que se necesita realizar un análisis bastante profundo y detallado para poder garantizar que los materiales y componentes puedan tener una interacción precisa. El mantenimiento de este tipo

de sistemas estructurales también significa otra desventaja, pues muchas veces requieren una inspección constante para así reducir los posibles problemas de corrosión en elementos, lo cual también implicaría un aumento de costos para garantizar que la estructura tenga más vida útil.

Los sistemas estructurales compuestos son eficientes cuando se los usa en edificaciones con demandas poco usuales, como por ejemplo edificios de gran altura, donde el hormigón representaría pesos excesivamente grandes, o en edificaciones que requieren espacios amplios ininterrumpidos, es por lo anterior que estructuras de pocos pisos con este tipo de sistema son relativamente costosas (Mahure, 2016, p. 554).

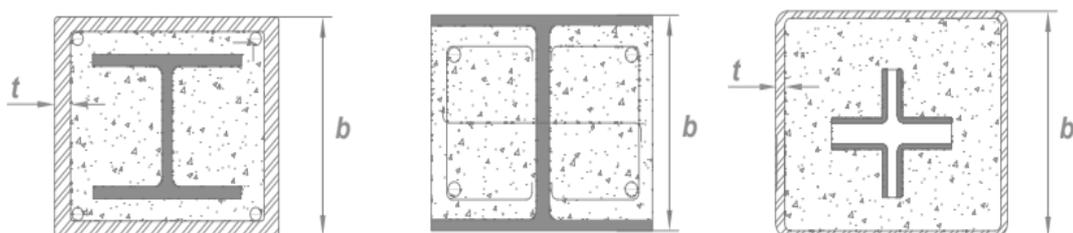
## 2.3 TIPOS DE PERFILES ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE ACUERDO A SU CONFIGURACIÓN

### 2.3.1 Perfiles de acero embebidos de hormigón.

Según Vizuet Romo (2014) estos tipos de perfiles de acero están cubiertos de manera parcial o totalmente de hormigón, esto implica una gran ventaja, pues el hormigón debido a su comportamiento va a restringir el pandeo que se pueda ocasionar en el perfil de acero y a su vez por sus propiedades va a proveer de una resistencia al fuego al perfil empleado (p. 7).

#### Figura 1

*Perfiles de acero embebidos con hormigón*



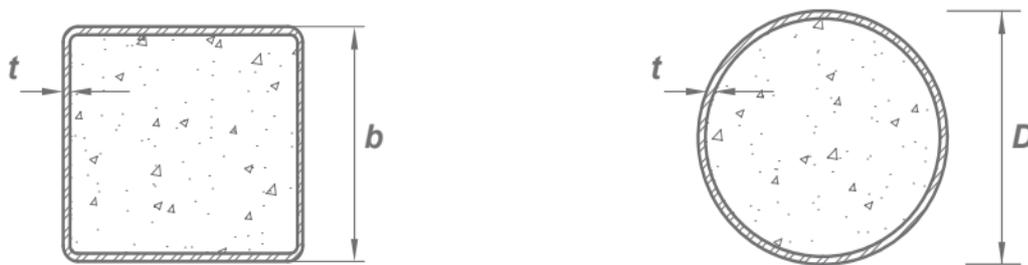
Nota: Tomado del catálogo de perfiles de Gerdau Corsa (2023)

### 2.3.2 Perfiles tubulares rellenos de hormigón.

En su trabajo de investigación Benet Gaspar (2017) hace referencia a los perfiles tubulares rellenos de hormigón, en donde se hace énfasis en la tipología que presentan estos tipos de perfiles, tales como: rectangulares, cuadrados, circulares y ovalados, también se logra destacar el comportamiento que estos dos elementos llegan a tener, dado que el perfil de acero actúa como encofrado para la sección de hormigón ésta va a proveer de mayor resistencia a la compresión debido a su confinamiento (p. 17).

#### Figura 2

*Perfiles tubulares rellenos con hormigón*



Nota: Tomado del catálogo de perfiles de Gerdau Corsa (2023)

## 2.4 TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE ACUERDO A SU FUNCIÓN

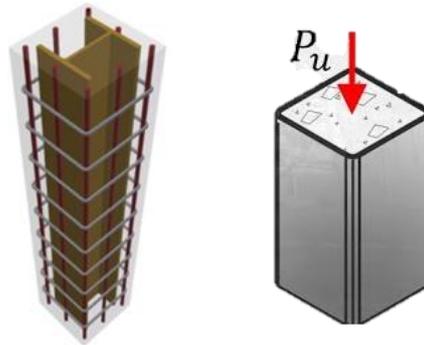
### 2.4.1 Columnas de sección compuesta.

Las columnas de sección compuesta son elementos estructurales empleados en edificaciones con la finalidad de soportar cargas verticales, su principal característica es que se componen de dos o más elementos con diferentes secciones transversales, los ejemplos más comunes de columnas compuestas son los perfiles rellenos de hormigón (CFT) y los perfiles embebidos de hormigón (SRC), emplear este tipo de diseños tienen grandes ventajas, por ejemplo; la estructura será mucho más liviana, y también la combinación de propiedades del acero y hormigón pueden llegar a ser un complemento bastante efectivo al momento de unificar dichos elementos, dando mejores resultados en cuanto a la resistencia de la edificación.

Castellanos Gama (2013) realizó un proyecto destinado a analizar las secciones compuestas mediante el modelado en software con la finalidad de evaluar los comportamientos que estas presentaban, obteniendo resultados favorables en cuanto al comportamiento de las mismas (p. 93).

**Figura 3**

*Tipos de columnas de sección compuesta (SRC y CFT)*



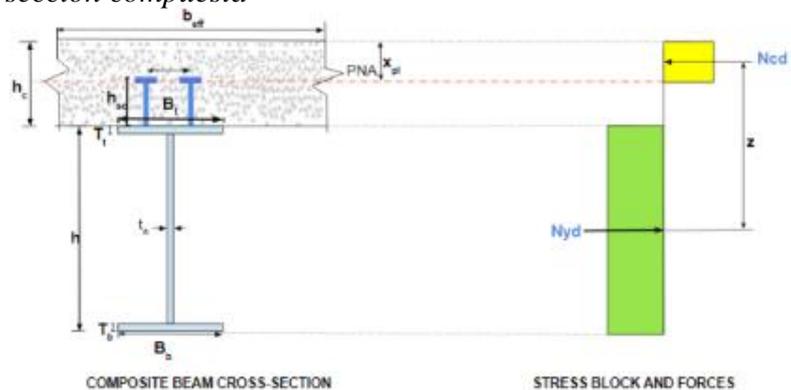
Nota: Tomado de Peralta (2022)

### 2.4.2 Vigas de sección compuesta.

Las vigas de sección compuesta son elementos estructurales diseñados para presentar una resistencia a la flexión y compresión, una viga compuesta presenta perfiles de acero estructural y son acompañados de una losa de concreto o también losa compuesta, la combinación acero-hormigón ayuda a que el elemento estructural presente una mayor capacidad de soportar cargas y a una mejor rigidez en comparación a las vigas tradicionales.

**Figura 4**

*Viga de sección compuesta*



Nota: Tomado de SkyCiv (2023)

### 2.4.3 Losas compuestas (losas colaborantes).

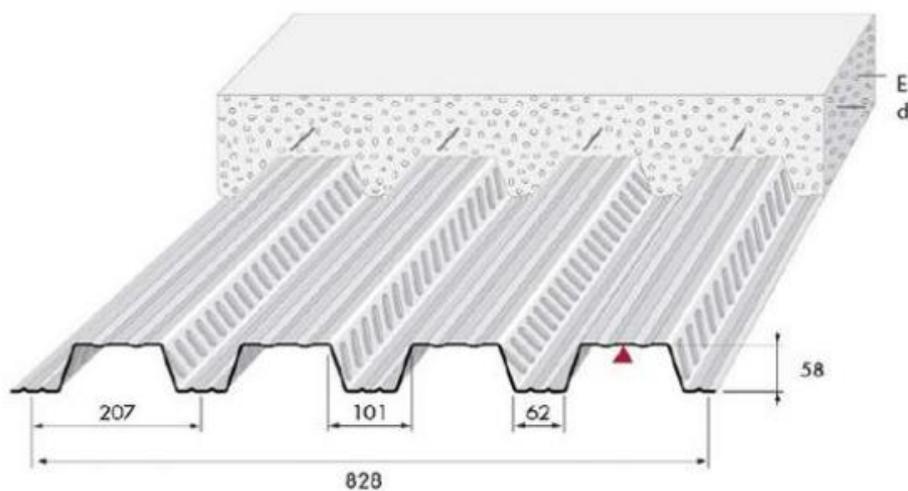
Las losas compuestas son elementos estructurales, las cuales combinan dos o más materiales para crear una estructura resistente, su composición más común es una losa de concreto y un elemento de soporte, generalmente este elemento suele ser de acero estructural, las losas compuestas están diseñadas para resistir fuerzas a compresión y a flexión. López Ávila et al., (2007) mencionan que las losas compuestas pueden presentar tres tipos de fallos principales, tales como:

- ✓ Fallo a flexión
- ✓ Fallo por cortante vertical
- ✓ Fallo por cortante longitudinal

Una de las principales ventajas que tiene este sistema de losa es que proporcionará una mayor resistencia y capacidad de carga con referencia a los sistemas de losas tradicionales, esto se logra gracias a la combinación de los materiales empleados para su construcción.

**Figura 5**

*Losa compuesta (placa colaborante)*



Nota: Tomado de Garino (2012)

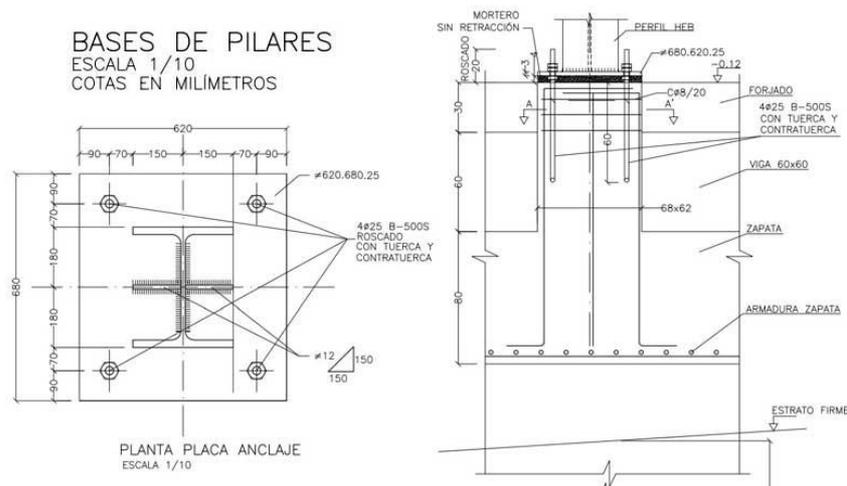
## 2.5 CONEXIONES

### 2.5.1 Conexiones de placa base.

Generalmente, cuando se diseña una placa base para una columna se sección compuesta, la cual se compone de un perfil de acero estructural embebido en hormigón, se busca reducir la distancia entre la base y los pernos de anclaje durante su etapa de edificación. Esto tiene como objetivo principal minimizar en lo mayor posible la interrupción de la placa base con las barras de refuerzo que nacen desde la fundación para ensamblarse con las barras longitudinales de la columna de sección compuesta.

**Figura 6**

*Conexión de placa base*



Nota: Tomado del sitio web e-Struct (2018)

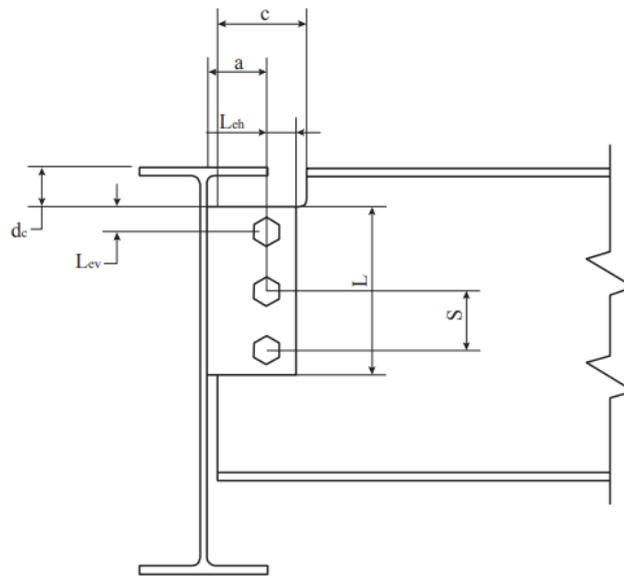
### 2.5.2 Conexión vigueta-viga.

Durante los últimos tiempos se ha ido incrementando la implementación de conexiones simples dentro de la ingeniería estructural, debido a la gran eficacia que tienen dichas conexiones. Estas conexiones se usan principalmente para transferir las reacciones formadas en las vigas a cada uno de los elementos de soporte. Las conexiones simples se conforman de placas soldadas al elemento de soporte, las cuales se sujetan con pernos al alma de la viga. Además de ser lo suficientemente resistente para transferir las reacciones generadas por la viga, también debe ser lo suficientemente flexible (ductilidad) para que los momentos en los extremos sean

insignificantes. Sin embargo, a pesar de ofrecer una excelente seguridad durante el montaje y reducir considerablemente el uso de material y mano de obra, este tipo de conexiones presenta algunas desventajas, entre las cuales se destaca su mayor rigidez en comparación con otras conexiones y la necesidad de un diseño detallado. Los límites a evaluar para determinar si el diseño cumple con las cargas impuestas se encuentran en la zona cercana a los pernos, la zona cercana a la soldadura y la zona de sección reducida de la viga.

### Figura 7

Conexión vigueta-viga



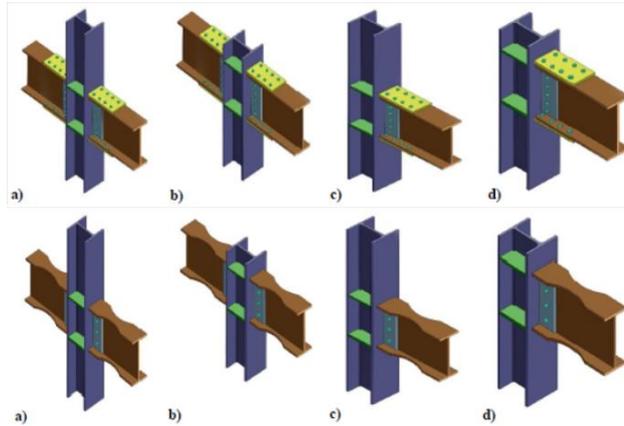
Nota: Tomado de Juan Sebastián Rincón (2013)

### 2.5.3 Conexión viga-columna.

Para uniones entre vigas y columnas deben de ser empleadas conexiones precalificadas, según los requerimientos exigidos por el proceso de diseño en la normativa AISC 358-16, donde la filosofía de diseño dictamina que la conexión debe de ser diseñada para la máxima capacidad esperada de la viga, donde la viga es un elemento lo suficientemente dúctil (no deben de existir pandeos locales), y las columnas de igual manera deben de contener perfiles de acero sísmicamente compactos, además debe de respetarse el criterio columna fuerte – viga débil.

## Figura 8

Tipos de conexiones viga-columna, aplicables para secciones embebidas



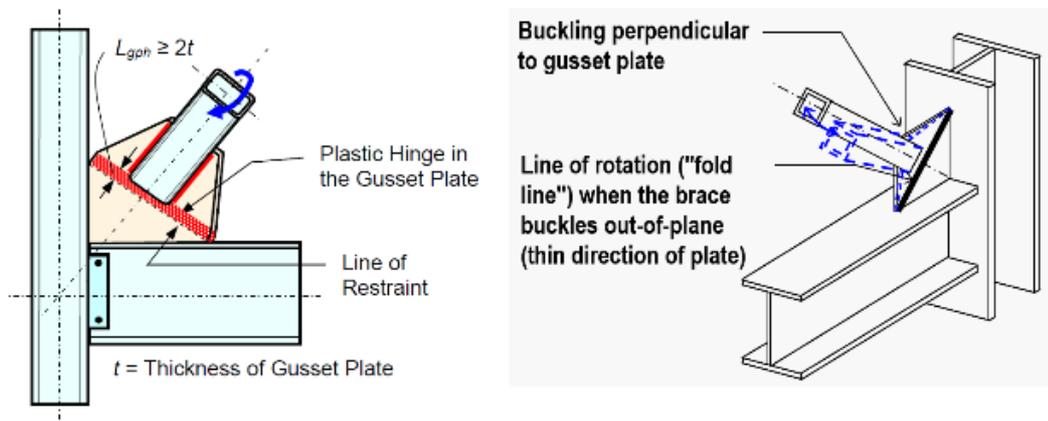
Nota: Tomado de Revista Gaceta Técnica Universidad Centroccidental, Venezuela (2018)

### 2.5.4 Conexión viga-columna-arriostramiento.

Los sistemas de pórticos arriostrados son muy empleados en sistemas estructurales que soportan las cargas laterales debido a su alta rigidez elástica, este sistema tiene como característica principal que se encuentran conformados por elementos verticales y horizontales, conectados por elementos estructurales en diagonal formando cruces. Estos sistemas presentarán arriostramientos a compresión y a tracción, por lo que en eventos sísmicos van a sufrir degradaciones de rigidez y resistencia, los cuales deberán ser controlados poniendo límites de esbeltez a los arriostramientos, esto con la finalidad de obtener una cedencia en varios ciclos de cargas (Ramírez, 2020).

## Figura 9

Esquema de conexión viga-columna-arriostramiento



Nota: Tomado de Ramírez (2021)

## **2.6 CARGAS**

### **2.6.1 Cargas de diseño.**

Las cargas de diseño son factores que resultan ser bastantes críticos en los cuales los diseñadores tienen que hacer mucho énfasis al momento de realizar el diseño de una estructura. Dentro de la rama ingenieril las cargas de diseño son algo realmente fundamental para poder estar seguros de que la estructura que se pretenda diseñar pueda ser capaz de aguantar cada una de las fuerzas a las que va a ser expuesta durante su vida útil.

Hay una variedad de tipos de cargas que se deben tomar en cuenta, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción se mencionan las cargas no sísmicas, las cuales hace referencia a las cargas muertas, las cargas vivas, otro tipo de cargas son las cargas accidentales, estas últimas comprenden cargas de viento, cargas de nieve y cargas sísmicas.

### **2.6.2 Cargas muertas.**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción define a las cargas muertas como cargas permanentes, haciendo mención que son cargas que están compuestas por los pesos de cada uno de los elementos estructurales, y por todo tipo de instalaciones.

### **2.6.3 Cargas vivas.**

Páez Vargas (2014) en su proyecto de grado menciona que las cargas vivas son aquellas que se originan por el tipo de uso y la ocupación que tenga alguna edificación, sin embargo, no se incluyen las cargas inducidas por factores ambientales, tales como cargas sísmicas, de viento, nieve, entre otras (p. 5).

## 2.6.4 Mayoración de cargas.

La mayoración de cargas es un proceso en el cual se aplican factores de seguridad a las cargas con las cuales se pretende diseñar una estructura, esto garantizará que la estructura pueda resistir cargas reales durante toda su vida útil. El American Concrete Institute (2019) en su sección 5.3, menciona que la resistencia  $U$  se va a representar en función de la mayoración de cargas (p. 62).

En el mismo código ACI 318-19, en su sección 5.3.1 detalla la tabla de combinaciones de carga para diseño de estructuras, la cual se muestra a continuación:

**Tabla 1**

*Combinaciones de carga*

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1 <sup>a</sup> )	$D$
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	$L$
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	$W$
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	$E$
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	$W$
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	$E$

Nota: Tomado del ACI 318-19 (2019)

## 2.7 CIMENTACIONES

### 2.7.1 Tipos de cimentaciones.

Según, Salas Vallejo (2021) las cimentaciones de hormigón armado que más se diseñan son las zapatas, losas de cimentación y los pilotes, sin embargo, hay que tener en cuenta que las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y profundas.

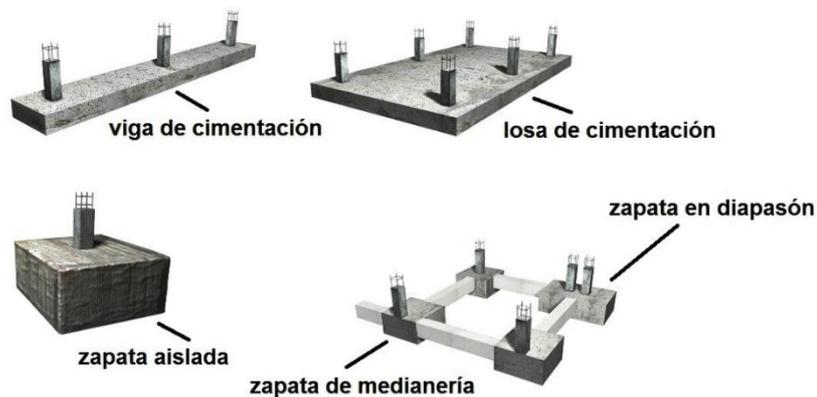
## Cimentaciones superficiales

Yepes Piqueras (2019), menciona en su artículo que existen varios tipos de cimentaciones superficiales, las cuales se describen a continuación:

- ✓ Zapata aislada: Son cimientos que generalmente tienen poca profundidad y tienen como finalidad transportar y disipar cargas acumuladas.
- ✓ Zapata combinada: Es una zapata que puede llegar a soportar varias columnas.
- ✓ Zapata corrida: Es una cimentación que suele ser de poca profundidad, esta recibe diversos tipos de cargas y van apoyadas de manera directa en el suelo.
- ✓ Losas de cimentación: Son placas de hormigón, apoyadas sobre el suelo.

### Figura 10

*Tipos de cimentaciones superficiales*



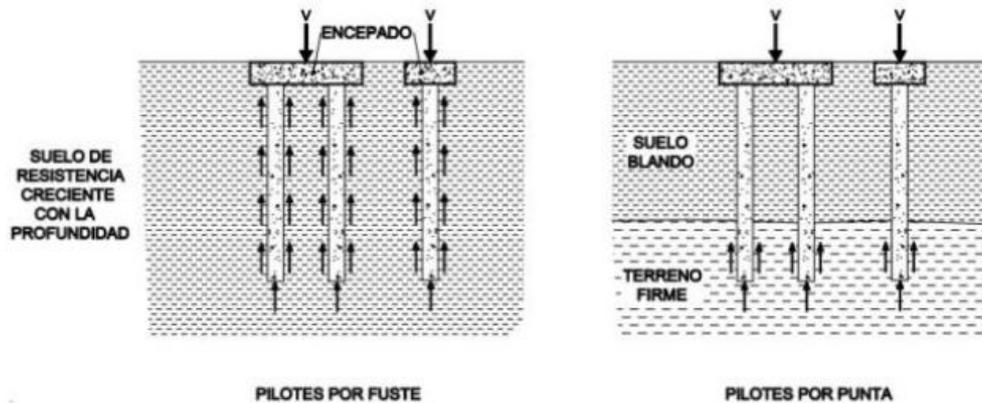
Nota: Tomado de Yepes (2019)

## Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas son aquellas estructuras que se emplean para transferir las cargas de una determinada estructura a zonas más profundas del suelo, esto se lo realiza cuando el suelo no presenta una buena resistencia para soportar las cargas, las cimentaciones profundas se clasifican en: pilotes, micropilotes, pilas de cimentación y pozos de cimentación.

**Figura 11**

*Esquema de cimentaciones profundas (pilotes)*



Nota: Tomado de Seguí (2022)

### **2.7.2 Selección de tipo de cimentación.**

Aiassa Martínez et al., (2020) en su libro titulado “Entre el suelo y la estructura: cimentaciones” hacen referencia a los criterios que se deben seguir para poder seleccionar el tipo de cimiento con el que se planea empezar la construcción de algún tipo de edificación. Los criterios más importantes para determinar la cimentación más adecuada según los autores, son los siguientes:

- ✓ Tipo de proyecto
- ✓ Tipo de estructura
- ✓ Perfil geotécnico
- ✓ Tecnología constructiva disponible
- ✓ Estructuras linderas o próximas
- ✓ Condicionantes económicos

Cada uno de los criterios antes mencionados son de gran importancia, sin embargo, el perfil geotécnico del terreno resulta ser un punto bastante crítico al momento de elegir el tipo de cimentación, pues, hay que realizar estudios geotécnicos que permitan evaluar las condiciones del suelo, y así determinar si es apto para cimentaciones superficiales o profundas.

## 2.8 DISEÑO SÍSMICO

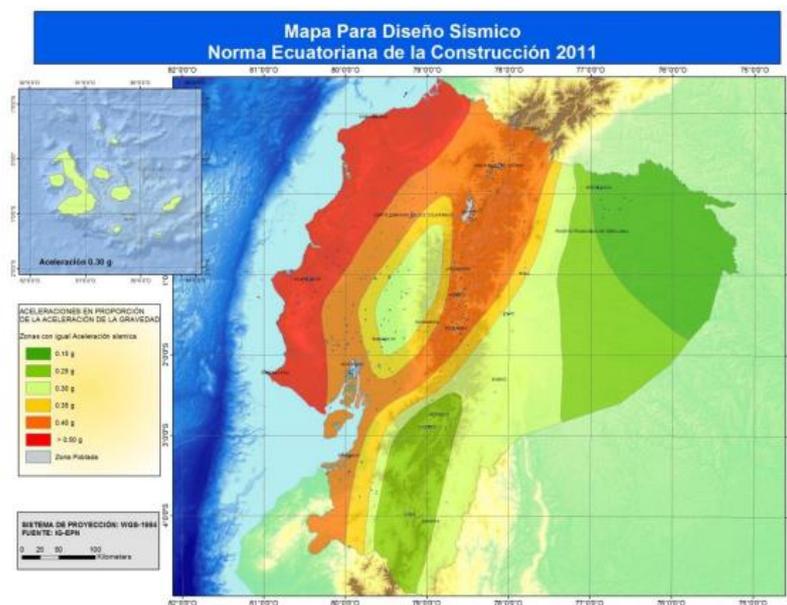
### 2.8.1 Zonificación sísmica en el Ecuador.

Briones Ganchozo (2018) detalla que para las edificaciones que tendrán un uso común se empleará un valor  $Z$  que representa una máxima aceleración para un sismo de diseño (p. 16). La zonificación sísmica es un proceso en el cual se realiza el trazado de un mapa que tiene como finalidad dividir una región geográfica en varias zonas que se clasifican de acuerdo con el grado de riesgo sísmico que estas mantienen. Dichas zonas están establecidas de acuerdo a qué tan probable es que ocurran eventos sísmicos, así como la intensidad del evento esperado. Este factor es de suma importancia para realizar el diseño de edificaciones de tipo sismorresistentes.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015) se detalla un mapa con la clasificación de zonificación sísmica en Ecuador, en donde se puede apreciar que la región litoral es la zona que más riesgo sísmico presenta, siendo su aceleración en proporción a la aceleración de la gravedad de un valor  $> 0.5g$ , siendo la región amazónica la zona que menos riesgo sísmico representa.

**Figura 12**

*Mapa para diseño sísmico del Ecuador*



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

## 2.8.2 Factor Z.

De acuerdo con la representación gráfica de la Tabla 2, se pueden evidenciar las ciudades que cuentan con más peligro y vulnerabilidad sísmica, el mapa de zonificación sísmica presenta los efectos de los diversos estudios realizados en cuanto al peligro sísmico del país, teniendo un periodo de retorno de 475 años, la NEC-15 divide los valores Z en 6 diferentes tipos, tal como se muestra en la tabla.

**Tabla 2**

*Factor Z*

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

Nota: Tomado de la NEC-SE-DS, 2015

## 2.8.3 Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico.

Dentro del diseño sísmico de las estructuras se tiene que tener en cuenta el tipo de suelo que se encuentra en zonas específicas. Los tipos de suelo se dividen en varias categorías, en donde se consideran las propiedades mecánicas y la capacidad que tienen para transferir cargas sísmicas. La NEC-15 hace referencia a 6 diferentes tipos de perfiles de suelo en la siguiente tabla:

**Tabla 3**

*Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los criterios	$S_u \geq 100$ KPa

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ $50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$V_s < 180 \text{ m/s}$ $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3-Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	

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

#### 2.8.4 Coeficiente de perfil de suelo $F_a$ .

NEC (2015) menciona que para los suelos que son de tipo F no se les asignan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ , esto porque en ese tipo de suelos se necesitan estudios especiales. El coeficiente  $F_a$  es el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. En la Tabla 4, se muestran los factores correspondientes.

**Tabla 4**

*Coeficiente de perfil de suelo  $F_a$*

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Ver tabla de la clasificación de los perfiles de suelo					

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

## 2.8.5 Coeficiente de perfil de suelo $F_d$ .

El factor  $F_d$  es el coeficiente de desplazamientos para diseños en roca.

**Tabla 5**

*Coeficiente de perfil de suelo  $F_d$*

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver tabla de la clasificación de los perfiles de suelo					

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

## 2.8.6 Coeficiente de perfil de suelo $F_s$ .

El factor  $F_s$  es el coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.

**Tabla 6**

*Coeficiente de perfil de suelo  $F_s$*

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver tabla de la clasificación de los perfiles de suelo					

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

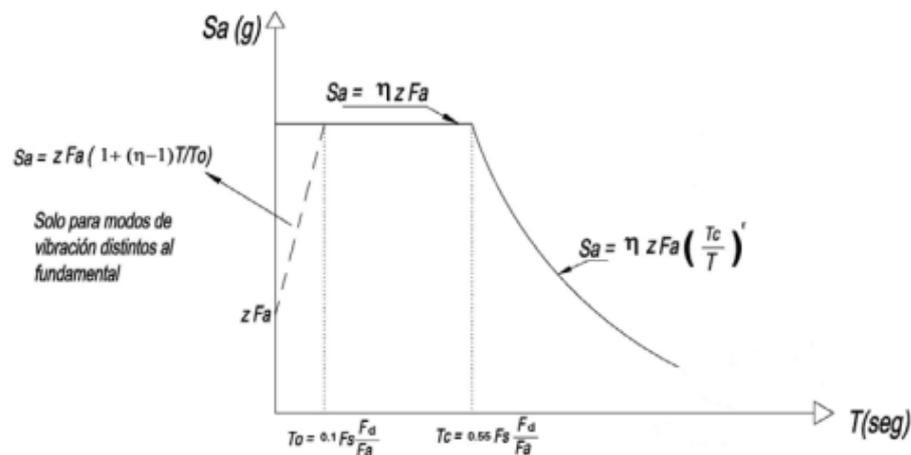
### 2.8.7 Espectros de respuesta.

Los espectros de diseño empleados para el análisis dinámico de las estructuras son el resultado de una cadena de espectros de respuesta formados para algún sitio en específico. Dichos espectros representan las reacciones que tienen las estructuras al medio sísmico a las cuales están expuestas. Castro Osorno y Pérez Pérez (2016) mencionan que los espectros de diseño necesitan cumplir con varios requerimientos, esto debido a que se pretenden diseñar estructuras que puedan resistir sin problemas eventos sísmicos futuros (p. 71).

La NEC-SE-DS, expresa el espectro de respuesta elástico  $S_a$  como una relación de la aceleración de la gravedad y el nivel sísmico que haya sido establecido para el diseño. En la figura mostrada a continuación se observa el detalle de cómo es un espectro sísmico de respuesta elástico.

**Figura 13**

*Espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones*



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

En donde:

**$\eta$** : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  y el PGA para el periodo de retorno elegido.

**$F_a$** : Factor de amplificación de suelo en zonas de período corto.

**F<sub>a</sub>**: Factor de amplificación de suelo, se consideran efectos de sitio.

**F<sub>s</sub>**: Factor de amplificación de suelo, se considera el comportamiento no lineal de los suelos.

**S<sub>a</sub>**: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

**T**: Período fundamental de vibración de la estructura.

**T<sub>0</sub>**: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

**T<sub>c</sub>**: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

**Z**: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

### **2.8.8 Cortante basal de diseño.**

Velásquez Siguenza (2022) menciona que el cortante basal elástico es una fuerza final en la base de la estructura, la cual es calculada mediante la suma de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura.

La cortante basal de diseño (V) se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E}W$$

En donde:

**I**: Coeficiente de importancia

**S<sub>a</sub> (T<sub>a</sub>)**: Espectro de diseño en aceleración

**R**: Factor de reducción de resistencia sísmica

**ϕ<sub>P</sub>** y **ϕ<sub>E</sub>**: Coeficiente de configuración en planta y elevación

**W**: Carga sísmica reactiva

### **2.8.9 Derivas de pisos en estructuras.**

Las derivas de pisos en estructuras son deformaciones laterales relativas entre los niveles o pisos de una edificación durante un movimiento sísmico.

Aguiar y Del Castillo (2019) en su artículo publicado mencionan que las derivas máximas permitidas por la NEC-15 son del 2%, y detallan la importancia de reconocer y evaluar daños provocados en las estructuras por los sismos. Para el cálculo de la deriva inelástica máxima se hará uso de la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = 0.75 \times \Delta_\varepsilon \times R$$

Siendo:

$\Delta_M$ : Deriva inelástica máxima de piso

$\Delta_\varepsilon$ : Deriva inelástica de piso

R: Factor de reducción de resistencia

### **2.8.10 Torsión.**

Cobo Mosquera y Sunta Barzallo (2023) plantean que la torsión representa un problema común en edificaciones que presentan una irregularidad en su geometría, esto debido a la excentricidad presente en sus centros de masa y rigidez.

## **2.9 REGULARIDAD/ CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

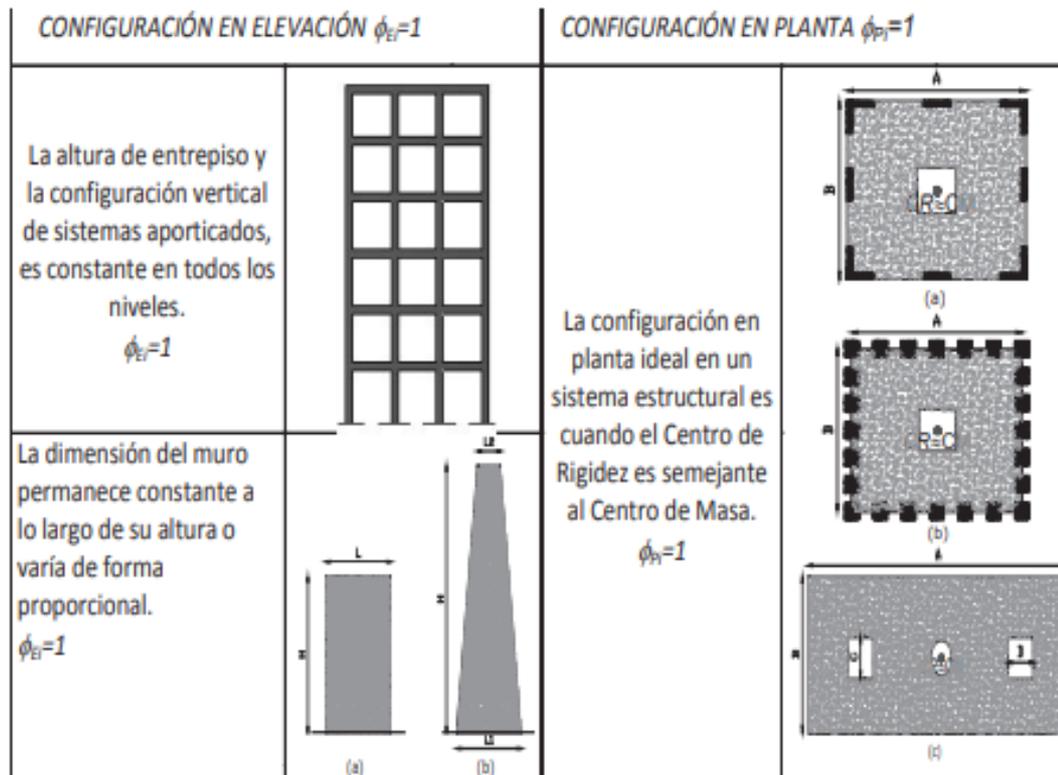
### **2.9.1 Configuración estructural.**

#### **a) Configuraciones prioritarias.**

La NEC-SE-DS menciona que la prioridad de los diseñadores estructurales y arquitectónicos debe de ser la de diseñar estructuras simples y con formas regulares para así poder garantizar que la edificación presente un correcto desempeño sísmico. En la Figura 14, se presentan las configuraciones estructurales recomendadas por la norma NEC 15.

**Figura 14**

*Configuraciones estructurales recomendadas*



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

**b) Configuraciones más complejas**

Configuraciones de sistemas estructurales que presenten cambios considerables en su rigidez y resistencia se deben evitar con la finalidad de imposibilitar que la estructura acumule daños en algunos elementos perjudicados por la ductilidad global.

Si se usan configuraciones estructurales irregulares, el diseñador y calculista deberán de demostrar que la estructura presente un adecuado desempeño sísmico, siguiendo los parámetros de la NEC-SE-RE.

**Figura 15**

*Configuraciones estructurales no recomendadas*

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b> Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

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

### 2.9.2 Regularidad de la estructura en planta y elevación.

De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015), una estructura se llega a considerar como regular tanto en planta como en elevación, cuando no registra las condiciones de irregularidad presentadas en la Figura 14 y Figura 15. La regularidad hace énfasis en la manera en la que la distribución de los elementos estructurales y las masas a lo largo de la elevación y planta de una edificación están simétricos y correctamente uniformes. La regularidad estructural ayuda a que se distribuyan de manera igual las fuerzas sísmicas, esto hace que se reduzca de manera considerable el riesgo de una excesiva concentración de tensiones y puntos altamente débiles.

### **2.9.3 Sistemas irregulares y coeficientes de configuración estructural.**

Cuando se tienen sistemas estructurales irregulares, ya sea en planta como en elevación, se deberán emplear coeficientes de configuración estructural, estos coeficientes permitirán un ajuste en el diseño para así tener presente aquellas irregularidades que puedan ocasionar problemas de resistencia en la estructura en caso de presentarse algún evento sísmico.

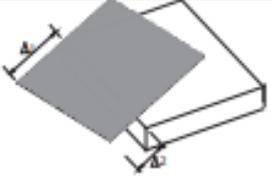
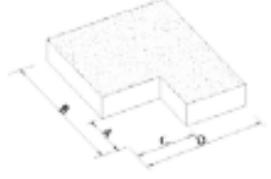
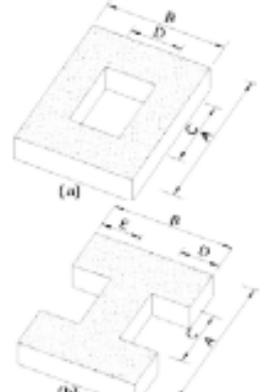
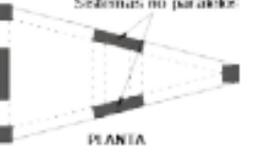
Intekhab et al., (2023) mencionan en su artículo, titulado “Analysis Methods of Irregular High-Rise Buildings Subjected to Seismic Loads” que las irregularidades son producto de los diseños arquitectónicos elegidos, lo cual provoca una ubicación indebida de las columnas, así como la irregularidad del centro de masas de la estructura, entre otras. Los investigadores del artículo mencionado, lograron observar que los sistemas estructurales irregulares no podían ser analizados empleando métodos regulares de análisis tal cual son indicados en los diversos códigos de diseño, ya que en muchas ocasiones dichos códigos manifiestan métodos de análisis netamente para estructuras regulares.

La Figura 15 y Figura 16, presentan diversos tipos de sistemas irregulares que puedan frecuentarse en las estructuras, ahí también detalla la descripción de la severidad de dichas irregularidades.

Los coeficientes de configuración estructural, mayoran el valor de la cortante de diseño, con el simple objetivo de darle mayor resistencia a la estructura, sin embargo, no la exenta de que la edificación pueda ser deficiente ante los sismos, es por aquella razón que se recomienda evitar el diseño de sistemas irregulares.

## Figura 16

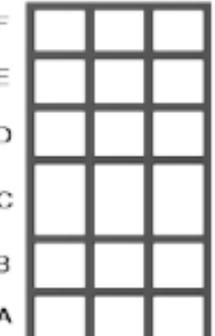
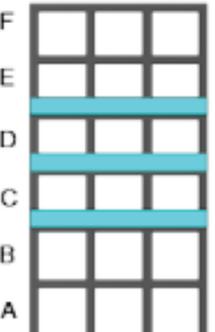
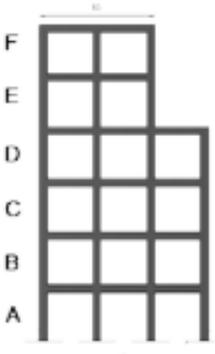
### Coeficientes de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_n=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_n=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_n=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_n=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

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

## Figura 17

### Coeficientes de irregularidad en elevación

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{E1}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{E2}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{E3}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

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

## **CAPITULO III: METODOLOGÍA**

### **3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.1.1 Tipo de investigación.**

En el presente trabajo de titulación se aplicará la “investigación aplicada”, Lozada (2014), el propósito es emplear conocimientos adquiridos para poder realizar un diseño estructural que cumpla cada uno de los lineamientos presentados por las normativas y así obtener resultados acerca de la efectividad que presentan los sistemas estructurales de elementos compuestos y su desempeño frente a sollicitaciones sísmicas.

#### **3.1.2 Nivel de investigación.**

El nivel de investigación del presente estudio es de tipo explicativo-descriptivo, porque se basa en ir explicando el por qué se tomaron decisiones específicas acerca del diseño estructural y a su vez se detallan los cálculos realizados para cada uno de los elementos que conforman la estructura.

### **3.2 MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.2.1 Método de investigación.**

Uno de los métodos empleados es el método de investigación bibliográfica que según García Martín (2023) consiste en realizar la recopilación de información proveniente de diversas fuentes primarias con respecto al tema de estudio, otro método usado, es el método analítico, pues se basa en separar la información en secciones para así poder estudiar su relación causa-efecto.

### **3.2.2 Enfoque de la investigación.**

La investigación presenta un enfoque de tipo cuantitativo, según el autor, Sánchez Flores (2019), en el presente estudio se buscará obtener un diseño estructural, siguiendo los lineamientos normativos, aplicando cálculos detallados y los respectivos análisis numéricos en cada una de las etapas que tendrá el diseño.

### **3.2.3 Diseño de la investigación.**

Según con la definición de Mata Solís (2019), el diseño de la investigación del presente proyecto es de tipo “no experimental”, esto debido a que la investigación tuvo como base principal el análisis teórico mediante normativas y a su vez simulaciones en software de análisis estructural.

## **3.3 POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO**

### **3.3.1 Población.**

La población de investigación está compuesto por un conjunto de casos, los cuales están definidos, mantienen límites establecidos y son de fácil acceso. (Arias Gómez et al., 2016, p. 202). Dentro de la investigación y de acuerdo con lo expuesto anteriormente, se plantea en este caso que la población no aplica debido a la naturaleza de la presente investigación.

### **3.3.2 Muestra.**

Para García García et al., (2013), el proceso de selección de la muestra dentro de un estudio debe asegurar una relación con respecto a la población que se desee estudiar ser representativa de la población de interés. Por lo tanto, en el marco de la presente investigación tampoco aplica.

### **3.3.3 Muestreo.**

Dentro de la presente investigación no aplica el proceso de muestreo, debido a la naturaleza del estudio en cuestión.

### 3.4 UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO

#### 3.4.1 Área y ubicación de estudio.

El proyecto tiene lugar en el barrio San Lorenzo del cantón Salinas, Provincia de Santa Elena, entre la avenida Naciones Unidas y la calle Iván Abad Guerra, el terreno consta de dos solares cada uno de doce metros y cincuenta centímetros de frente por veinte metros de fondo, teniendo un área útil total de quinientos metros cuadrados, dispuestos de la siguiente manera, veinte y cinco metros de frente por veinte de fondo.

**Tabla 7**

*Coordenadas de la ubicación del proyecto*

Coordenadas del proyecto	Coordenada Este	Coordenada Norte
Vértice A	504528.00 m E	9755993.00 m S
Vértice B	504535.00 m E	9755970.00 m S
Vértice C	504517.00 m E	9755963.00 m S
Vértice D	504509.00 m E	9755987.00 m S

**Figura 18**

*Ubicación del proyecto*



Nota: Tomado de Google Earth Pro

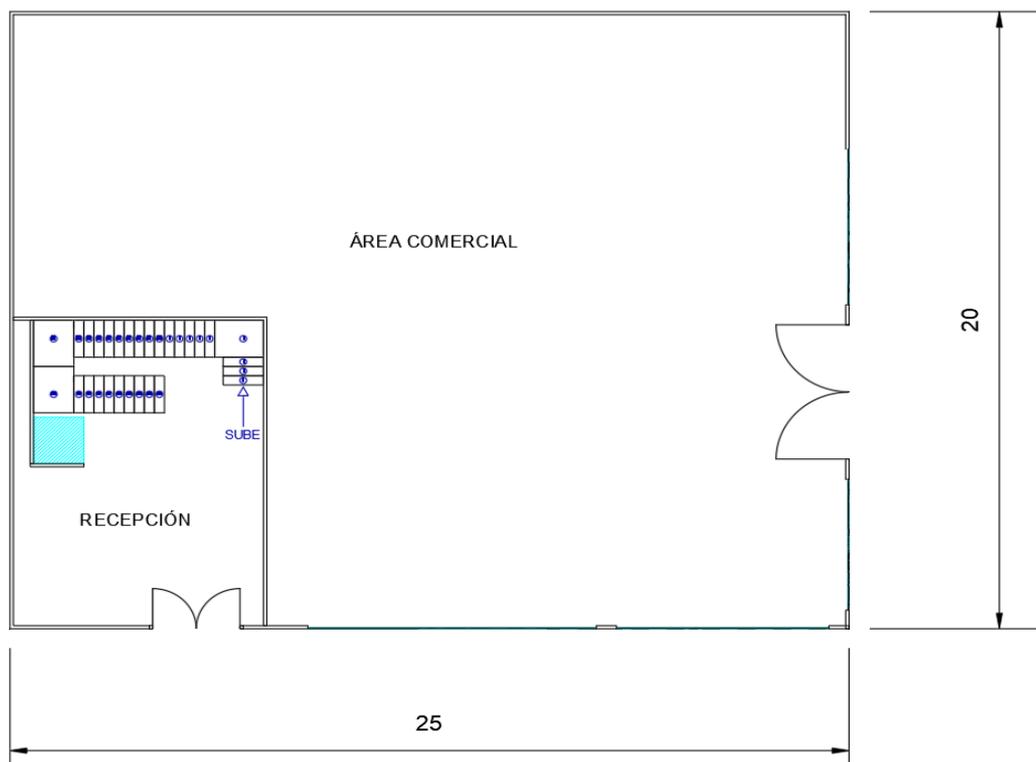
### 3.5 METODOLOGÍA DEL OE.1: REALIZAR UN PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPUESTOS, APLICANDO EL MÉTODO LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN), PARA GARANTIZAR LA RESISTENCIA ANTE CARGAS DE SERVICIO.

Con la finalidad de alcanzar con el objetivo específico planteado, será necesario, realizar la recopilación de cada uno de los datos relevantes como las cargas de servicio, posteriormente se identificará las propiedades de los materiales elegidos para realizar el diseño de los elementos estructurales y se determinarán cada uno de los factores y combinaciones de carga correspondientes. Seguidamente, se realizará la propuesta del diseño arquitectónico del proyecto, se realizarán cálculos de áreas tributarias, de cargas (vivas, muertas y mayoradas), para finalmente realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales empleando el método LRFD.

#### 3.5.1 Diseño arquitectónico.

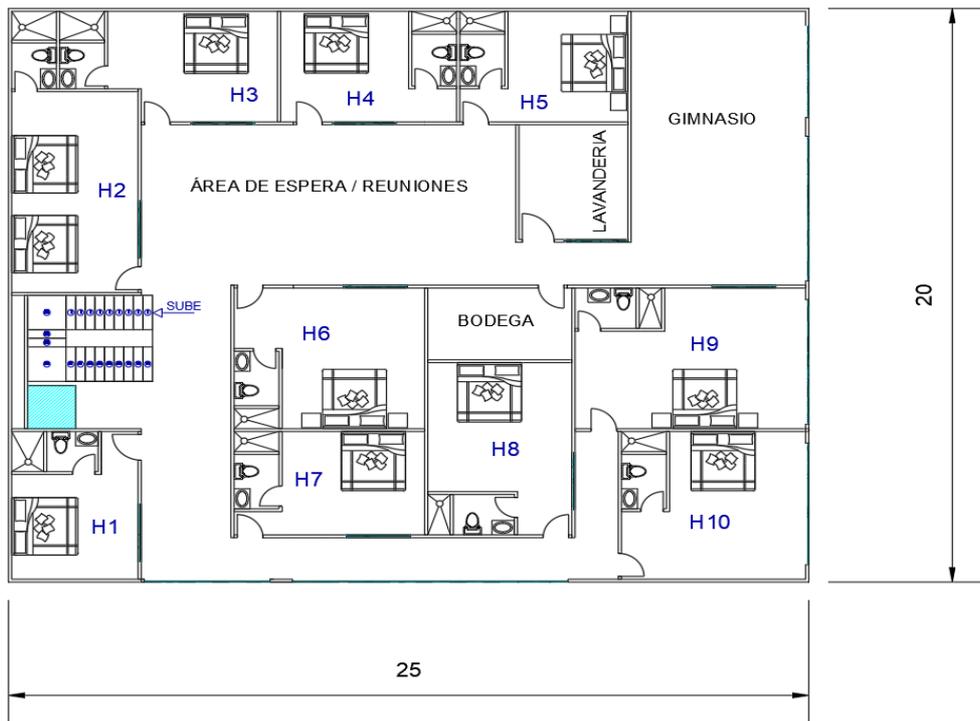
**Figura 19**

*Distribución arquitectónica de la planta baja, cota +0.00 m*



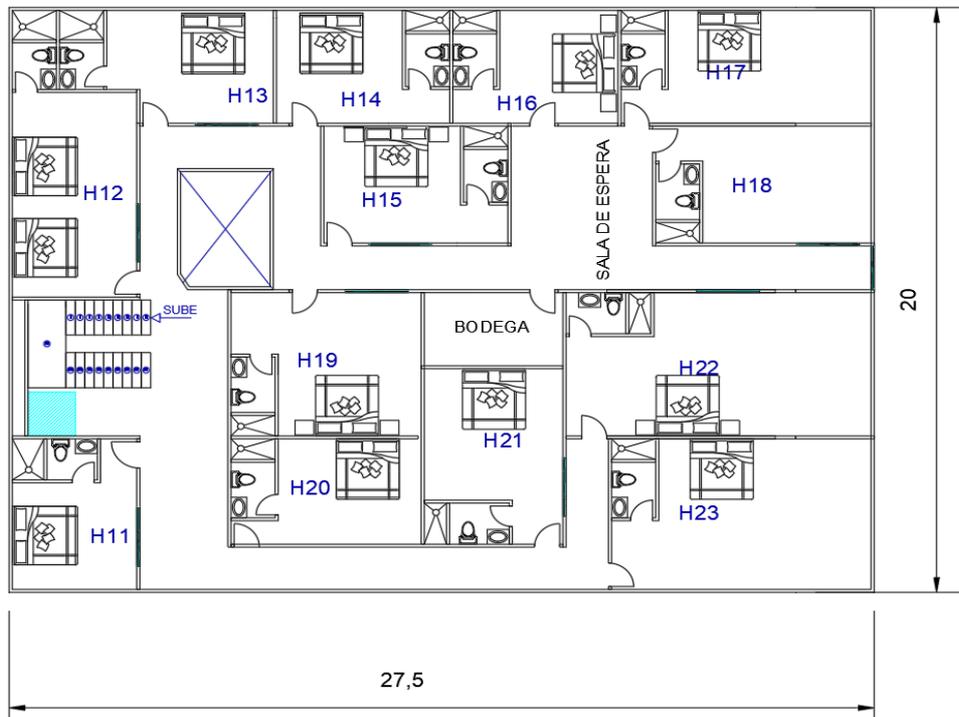
**Figura 20**

*Distribución arquitectónica de la primera planta, cota +4.50 m*



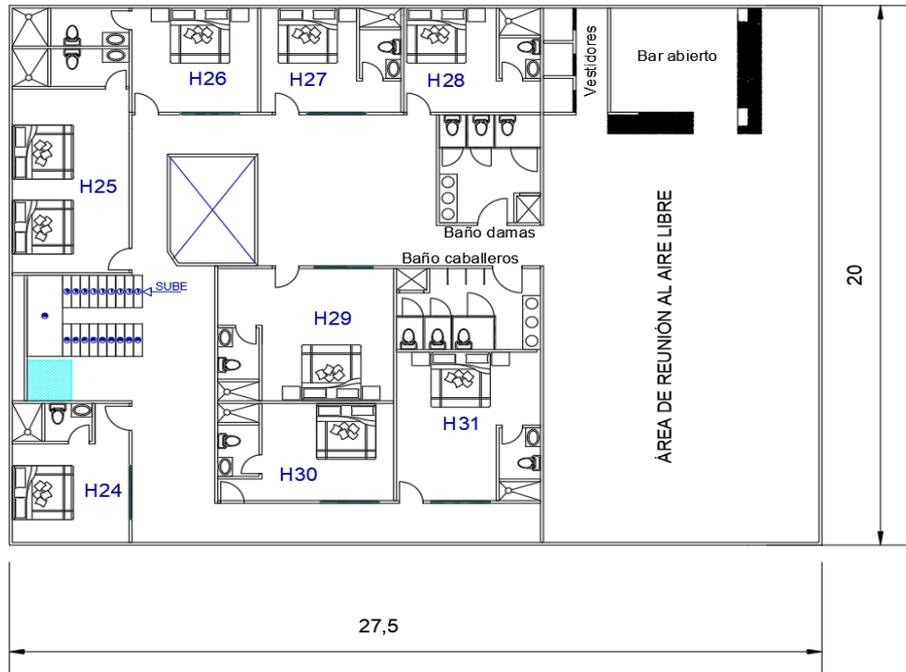
**Figura 21**

*Distribución arquitectónica de la segunda planta, cota +7.95 m*



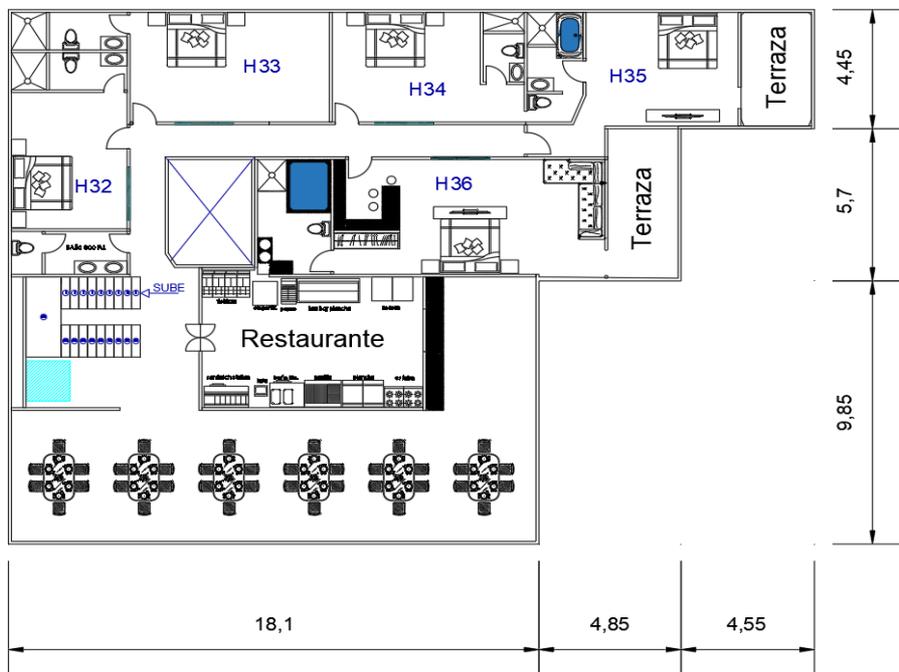
**Figura 22**

*Distribución arquitectónica de la tercera planta, cota +10.95 m*



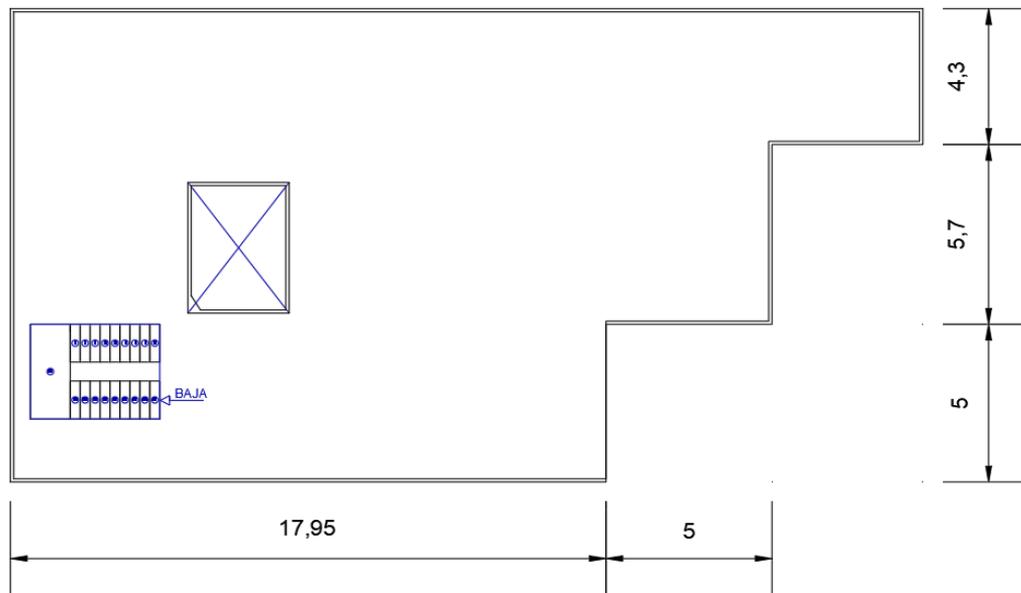
**Figura 23**

*Distribución arquitectónica de la cuarta planta, cota +13.95 m*



**Figura 24**

*Distribución arquitectónica de la cubierta accesible, cota +16.95 m*



### **3.6 METODOLOGÍA DEL OE.2: DISEÑAR EL SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO MEDIANTE LA NORMATIVA AISC 341-16, UTILIZANDO EL SOFTWARE ETABS PARA COMPROBAR EL DESEMPEÑO ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA.**

Con la finalidad de alcanzar con el objetivo específico planteado, se realizará el modelado en el software ETABS de la estructura pre-dimensionada anteriormente, para posteriormente realizar el análisis de la estructura y obtener la demanda de capacidad de cada uno de sus elementos estructurales, y así verificar que las dimensiones empleadas sean las correctas, en caso de no serlo se procederá a realizar un nuevo dimensionamiento.

Para fines prácticos, en el presente capítulo se decide ubicar las fórmulas empleadas para realizar el cálculo de los elementos estructurales mediante la norma AISC 341-16, en la sección ANEXOS se detallan cada uno de los elementos calculados mediante hojas electrónicas de Excel.

### 3.6.1 Diseño de columnas de sección compuesta.

La norma AISC 341-16 en su apartado D1.4b menciona que las columnas compuestas encamisadas deben cumplir con los requisitos de diseño del Capítulo I de la Especificación AISC 360-16, en donde una vez que se cumplan dichos parámetros se procederá a realizar el chequeo sísmico de las columnas mediante la norma AISC 341-16 en su capítulo D.

#### 3.6.1.1 Diseño en base a la norma AISC 360-16.

##### a) Proceso de cálculo

1) Diseño bajo carga axial y momento biaxial:

Casos:

$$\frac{Pu}{\phi Pu} \geq 0.2 \quad \frac{Pu}{\phi Pu} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{Pu}{\phi Pu} < 0.2 \quad \frac{Pu}{2\phi Pu} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (2)$$

2) Cálculo de la resistencia de diseño a la compresión pura:

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c \quad (3)$$

3) Carga crítica de pandeo elástico por flexión basado en la esbeltez de la columna compuesta:

Ecuación de Euler, carga crítica de pandeo:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (4)$$

Coefficiente C1

$$C1 = 0.25 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7 \quad (5)$$

Rigidez efectiva de la sección compuesta:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (6)$$

$$sr = \frac{\pi * \left(\frac{db}{2}\right)^4}{4} + 6 \left(\frac{Asr}{8}\right) * d^2 \quad (7)$$

Debe trabajarse respecto al eje más desfavorable

4) Resistencia de diseño a la compresión axial:

$$\phi_c = 0.75(LRFD)$$

Casos:

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad P_n = P_{no} \left[ 0.658 \left( \frac{P_{no}}{P_e} \right) \right] \quad (8)$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \quad P_n = 0.877 P_e \quad (9)$$

*luego* ( $\phi_c * P_n$ )

5) Cálculo de la resistencia nominal a la flexión:

En x:

$$Z_{rx} = Asr' * \left( \frac{h}{2} - rec \right) \quad (10)$$

$$Z_{sx} = bf * tf * (d - tf) + \left( \frac{(d - 2tf)tw^2}{4} \right) \quad (11)$$

$$Z_c = \left( \frac{h1 * h2^2}{4} \right) - Z_{sx} - Z_{rx} \quad (12)$$

$$MD = (Z_s F_y) + (Z_r F_{yr}) + (0.5 Z_c (0.85 f^c)) \quad (13)$$

6) Resistencia máxima a la flexión:

$h_n$ , altura de la plasticidad en la sección compuesta

Se asume que  $h_n$  está dentro del ala del perfil estructural

$$\left(\frac{d}{2}\right) - tf < h_n \leq d/2 \quad (14)$$

$$h_n = \frac{0.85f'c(Ac + As - hbf + Asr) - 2Fy(As - hbf) - 2Fyr Asrs}{2(0.85f'c(h2 - bf) + 2Fybf)} \quad (15)$$

$$Z_{sn} = Z_{sx} - bf \left(\frac{d}{2} - h_n\right) \left(\frac{d}{2} + h_n\right) \quad (16)$$

$$Z_{cn} = (h1 * h2^2) - Z_{sn} \quad (17)$$

$$MB = M\Delta - Z_{sn} * Fy - \left(Z_{sn} * \frac{0.85 f'c}{2}\right) \quad (18)$$

7) Resistencia de diseño a la flexión de la sección compuesta, método LRFD

$$\phi b = 0.75(LRFD)$$

$$\phi * M_{nx} = \phi b * MB \quad (19)$$

8) Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en y:

$$M\Delta = Z_{sy} * Fy + Z_{ry} * Fyr + \frac{Z_{cy}}{2} * 0.85 f'c \quad (20)$$

$$h_n = \frac{0.85f'c(Ac + As - hbf + Asr) - 2Fy(As - hbf) - 2Fyr Asrs}{2(0.85f'c(h2 - bf) + 2Fybf)} \quad (21)$$

$$Z_{sn} = Z_{sy} - bf \left(\frac{d}{2} - h_n\right) \left(\frac{d}{2} + h_n\right) \quad (22)$$

$$MC=MB$$

$$MB = M\Delta - Zsn * Fy - (0.5 * Zcn * (0.85 f'c)) \quad (23)$$

9) Verificación del diseño bajo carga axial y momento biaxial:

Evaluar casos a) y b) del paso 5

10) Diseño por cortante de la columna compuesta:

Resistencia al cortante del acero estructural.

$$Vs = 0.6 * Fy * Aw * Cv \quad (24)$$

$Cv=1$  (Para perfiles de doble simetría)

$$Aw = d * tw \quad (25)$$

Resistencia a cortante del concreto.

$$Vc = 0.53 * \left(1 + \frac{Nw}{140 * Ag}\right) * \lambda \sqrt{f'c} * bw * d \quad (26)$$

$$bw = h1$$

$$d = h1 - rec - \phi - (\phi lon/2) \quad (27)$$

$$\lambda = 1 \text{ (Concreto de peso normal)}$$

Se calcula el porcentaje que ocupa el hormigón en el área gruesa de la sección

Resistencia a cortante del acero de refuerzo:

$$Vr = \frac{Ar * Fyr * d}{S} \quad (28)$$

Verificación del diseño según AISC

Método 1:

El acero estructural del perfil embebido debe de ser capaz de resistir el cortante.

$$\phi v = 1 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi V_n = \phi v * V_s \quad (29)$$

Método 2:

El hormigón más el acero de refuerzo deben de resistir el cortante.

$$\phi v = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = V_c + V_{sr} \quad (30)$$

$$\phi V_n = 0.75 * V_n \quad (31)$$

Método 3:

El acero estructural más el acero de refuerzo deben de resistir el cortante

$$\phi v = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = V_s + V_{sr} \quad (32)$$

$$\phi V_n = 0.75 * V_n \quad (33)$$

### 11) Consideraciones sísmicas según norma AISC 341-16

Transferencia de carga acero – hormigón.

Por recomendación de la AISC se debe de usar conectores de cortante que van soldados en el alma o en las alas del perfil de acero, según la disposición de los elementos de la sección lo permitan, el acero de preferencia es el A108.

Resistencia a corte disponible del conector:

$$\phi v = 0.65 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi Q = \phi F_u * A \quad (34)$$

Número de conectores requeridos:

Según la transmisión de la carga se analizan tres casos:

- a) La carga axial llega solo al perfil de acero, y este debe transmitirla al hormigón.

$$V' = Pr * \left(1 - \frac{Fy*As}{Pno}\right) \quad (35)$$

- b) La carga axial llega primero al hormigón y este debe transmitirla al perfil de acero.

$$V' = Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right) \quad (36)$$

- c) Existe una placa que transmite la carga axial de forma equitativa entre ambos materiales.

$$V' = Prs - Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right) \quad (37)$$

El número de conectores requeridos finalmente se calculan así:

$$np = \frac{V'}{\phi Q} \quad (38)$$

Separación máxima entre conectores:

$$Smax = \frac{L1-L2}{\left(\frac{np}{nv}\right)-1} \quad (39)$$

Separación máxima en el tramo central del perfil:

$$Smax = 32 * \phi \quad (40)$$

Verificaciones:

Diámetro máximo (dmax)

$$dmax \leq 2.5 * tf \quad (41)$$

Relación máximo diámetro – altura de conector:

$$\frac{h}{dmax} \geq 5 \quad (42)$$

Separación mínima de conectores;

$$S_{min} = 4 * d_{max} \quad (43)$$

Distancia del conector a la cara del concreto:

$$Dist \geq 1 \frac{1}{2} \text{ pulg } \text{ ó } 3.81 \text{ cm}$$

$$Dist = (h \text{ columna}/2) - (tw/2) - (long. \text{ conector}) \quad (44)$$

### **3.6.1.2 Criterios de diseño de columnas compuestas en base a la norma ASIC 341-16.**

Las columnas compuestas revestidas deberán satisfacer los requisitos del Capítulo I de la Especificación, además de los requisitos de esta sección. Requisitos adicionales, según lo especificado para miembros moderadamente dúctiles y miembros altamente dúctiles en las Secciones D1.4b.1 y 2, se aplicará según lo requerido por los Capítulos G y H.

#### **D1.4b.1. Miembros moderadamente dúctiles.**

Las columnas compuestas encamisadas utilizadas como miembros moderadamente dúctiles deben cumplir con los siguientes requisitos:

- a) La separación máxima de refuerzo transversal en la parte superior e inferior deberá ser la menor de las siguientes:
  - 1) La mitad de la dimensión menor de la sección.
  - 2) 8 diámetros de las barras longitudinales.
  - 3) 24 diámetros de las barras de amarre.
  - 4) 12 pulgadas (300 mm).
  
- b) Este espaciado debe mantenerse a lo largo de una distancia vertical igual a la mayor de las siguientes longitudes, medida desde cada cara de la junta y en ambos lados de cualquier sección donde se espera que ocurra el cedimiento por flexión
  - 1) Un sexto de la altura vertical libre de la columna
  - 2) Dimensión máxima de la sección transversal
  - 3) 18 pulgadas (450 mm)

c) El espaciado de las barras de amarre sobre la longitud restante de la columna no debe exceder el doble del espaciado definido en la Sección D1.4b.1(a).

d) Las empalmes y detalles de apoyo final para columnas compuestas encamisadas en SFRS compuestos ordinarios de las Secciones G1, H1 y H4 deben cumplir con los requisitos de la Especificación y la Sección 10.7.5.3 de ACI 318. El diseño debe cumplir con las Secciones 18.2.7 y 18.2.8 de ACI 318. El diseño debe tener en cuenta cualquier efecto comportamental adverso debido a cambios abruptos en la rigidez del miembro o la resistencia nominal a la tracción. Se considerarán cambios abruptos las transiciones a secciones de concreto armado sin miembros estructurales de acero embebidos, transiciones a secciones de acero estructural sin recubrimiento y las bases de las columnas.

e) Se prohíbe el uso de malla de alambre soldado como refuerzo transversal.

#### **D1.4b.2. Miembros altamente dúctiles.**

Las columnas compuestas revestidas utilizadas como miembros altamente dúctiles deberán satisfacer la Sección D1.4b.1 además de los siguientes requisitos:

(a) El refuerzo longitudinal que lleva la carga debe cumplir con los requisitos de la Sección 18.7.4 de ACI 318.

(b) El refuerzo transversal debe ser refuerzo en anillo, según la definición en el Capítulo 18 de ACI 318, y debe cumplir con los siguientes requisitos:

(1) El área mínima de refuerzo de amarre,  $A_{sh}$ , debe ser:

$$A_{sh} = 0,09h_{cc}s \left( 1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right) \left( \frac{f'_c}{F_{ysr}} \right) \quad (45)$$

La Ecuación D1-8 no necesita cumplirse si la resistencia nominal de la sección de acero estructural encamisado solo es mayor que el efecto de carga de una combinación de cargas de  $1.0D + 0.5L$ .

(2) El espaciado máximo del refuerzo transversal a lo largo de la columna deberá ser el menor entre seis diámetros de barra longitudinal que lleva la carga o 6 pulgadas (150 mm).

(3) Cuando se especifique refuerzo transversal en las Secciones D1.4b.1(c), D1.4b.1(d) o D1.4b.1(e), el espaciado máximo del refuerzo transversal a lo largo de la longitud del miembro deberá ser el menor entre una cuarta parte de la dimensión menor del miembro o 4 pulgadas (100 mm). El refuerzo de confinamiento deberá espaciarse no más de 14 pulgadas (350 mm) en el centro en dirección transversal.

(c) Las columnas compuestas encamisadas en marcos arriostrados con resistencias a compresión requeridas superiores a  $0.2P_n$ , excluyendo la carga sísmica de sobrerresistencia, deberán contar con refuerzo transversal según se especifica en la Sección D1.4b.2(b)(3) a lo largo de toda la longitud del elemento. Esta exigencia no es obligatoria si la resistencia nominal de la sección de acero encamisado sola es mayor que el efecto de carga de una combinación de cargas de  $1.0D + 0.5L$ .

(d) Las columnas compuestas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, como paredes o marcos arriostrados, deberán contar con refuerzo transversal según se especifica en la Sección D1.4b.2(b)(3) a lo largo de toda la longitud debajo del nivel en el que ocurre la discontinuidad, si la resistencia a compresión requerida supera el  $0.1P_n$ , excluyendo la carga sísmica de sobrerresistencia. El refuerzo transversal deberá extenderse hacia el miembro discontinuo por lo menos la longitud requerida para desarrollar un cedimiento completo en la sección de acero encamisado de concreto y en el refuerzo longitudinal. Esta exigencia no es obligatoria si la resistencia nominal de la sección de acero encamisado sola es mayor que el efecto de carga de una combinación de cargas de  $1.0D + 0.5L$ .

(e) Las columnas compuestas encamisadas utilizadas en un C-SMF deberán cumplir con los siguientes requisitos:

(1) El refuerzo transversal deberá cumplir con los requisitos de la Sección D1.4b.2(2) en la parte superior e inferior de la columna sobre la región especificada en la Sección D1.4b.1(b).

(2) Deberán cumplirse los requisitos de diseño de columna fuerte/viga débil en la Sección G3.4a. Las bases de las columnas deberán detallarse para soportar cedimientos inelásticos por flexión.

(3) La resistencia al corte requerido de la columna deberá cumplir con los requisitos de la Sección 18.7.6.1.1 de ACI 318.

### **G3. Marcos Compuestos Especiales a Momento (C-SMF)**

#### **Requisitos del sistema**

#### **4a. Relación de momento**

Se deberá satisfacer la siguiente relación en las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M_{PC}}{\sum M_{Pb}} > 1 \quad (46)$$

### **3.6.2 Diseño de vigas a flexión y cortante.**

Consideraciones por tomar en cuenta para usar fórmulas de la norma AISC.

- ✓ Extremos de viga apoyados lateralmente.
- ✓ Adecuada distribución de esfuerzos.

Resistencia a flexión:

$$\phi = 0.9$$

Casos:

$$\text{Sí, } Lb \leq Lp \quad ; \quad Mn = Mp = Fy * Zx \quad (47)$$

$$\text{Sí, } Lp < Lb < Lr \quad ; \quad Mn = Cb * \left[ Mp - (Mp - 0.7 * Fy * Sx) * \left( \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq Mp \quad (48)$$

$$\text{Sí, } Lb > Lr \quad ; \quad Mn = Fcr * Sx \leq Mp \quad (49)$$

$$Fcr = \frac{Cb * \pi^2 * E}{\left( \frac{Lb}{rts} \right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{Jc}{Sx * ho} * \left( \frac{Lb}{rts} \right)^2} \quad (50)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x} \quad (51)$$

Donde:

Lp: Longitud plástica.

$$Lp = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (52)$$

Lr: Longitud elástica.

$$Lr = 1.95 * r_{st} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J_c}\right)^2}} \quad (53)$$

Cb: Coeficiente que representa la restricción del pandeo:

$$Cb = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3 \quad (54)$$

- ✓ Mmáx: Momento máximo de la viga (no arriostrada) T-m (N-mm)
- ✓ MA: Momento en el primer cuarto de la longitud no arriostrada. T-m (N-mm)
- ✓ MB: Momento en el segundo cuarto de la longitud no arriostrada. T-m (N-mm)
- ✓ MC: Momento en el tercer cuarto de la longitud no arriostrada. T-m (N-mm)
- ✓ Para todos los momentos anteriores se trabajan en valor absoluto. T-m (N-mm)

Nota: Para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arriostramiento Cb = 1.

Resistencia a cortante:

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = \phi * 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (55)$$

$$A_w = d * t_w \text{ (del perfil W en este caso)} \quad (56)$$

Luego  $C_v$  puede tomar valores según sea el caso:

Para almas en elementos de perfil W laminados con  $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_b = 1$$

$$C_v = 1$$

Para almas de todos los demás perfiles de simetría doble, simple y canales a excepción de tubulares circulares, el coeficiente de corte del alma es:

$$\text{sí ; } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \text{ ; } C_v = 1 \quad (57)$$

$$\text{sí ; } 1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \frac{h}{t_w} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \text{ ; } \quad (58)$$

$$C_v = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}}}{h/t_w} \quad (59)$$

$$\text{sí ; } \frac{h}{t_w} > 1.37 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \text{ ; } \quad (60)$$

$$C_v = \frac{1.51 * E * K_v}{(h/t_w)^2 * F_y} \quad (61)$$

Donde:

- ✓  $A_w$ : Área del alma, altura total por el espesor.  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )
- ✓  $H$ : Distancia libre entre alas sin el filete o radio de esquina.  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )
- ✓  $T_w$ : Espesor del alma.  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ )

Coeficiente por pandeo del alma por corte;  $K_v$ :

*Sin atiesadores* ;  $K_v = 5$

Con excepción de perfiles T donde  $K_v=1.2$

$$\text{Con atiesadores ; } K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (62)$$

$$5 \text{ si ; } \frac{a}{h} > 3 \text{ ó } \frac{a}{h} > \left[ \frac{260}{\left(\frac{h}{tw}\right)} \right]^2 \quad (63)$$

$a$ =distancia libre entre atiesadores del alma.

Chequeo por compacidad

(esbeltez local en el patín)

$$\lambda = \frac{bf}{2*tf} \quad (64)$$

$$\text{sí ; } \lambda \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ; } \textit{Compacto} \quad (65)$$

$$\text{sí ; } 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \lambda \leq 1.0 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ; } \textit{No compacto} \quad (66)$$

$$\text{sí ; } \lambda > 1.0 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ; } \textit{Esbelto} \quad (67)$$

(esbeltez local en el alma)

$$\lambda = \frac{h}{tw} \quad (68)$$

$$\text{sí ; } \lambda \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ; } \textit{Compacto} \quad (69)$$

$$\text{sí ; } 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \lambda \leq 5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ; } \textit{No compacto} \quad (70)$$

$$\text{sí ; } \lambda > 5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; \text{ Esbelto} \quad (71)$$

Proceso de desarrollo:

1. Datos de entrada

Se requiere conocer:

- ✓ Límite a la fluencia,  $f_y$ .
- ✓ Módulo de elasticidad del acero,  $E_s$ .
- ✓ Longitud de la viga,  $L$ .
- ✓ Momento último,  $M_u$ .
- ✓ Cortante último,  $V_u$ .

Cálculo de momento último:

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8} \quad (72)$$

Cálculo de cortante último:

$$V_u = \frac{W_u * L}{2} \quad (73)$$

2. Resistencia a flexión.

Se debe de calcular la longitud plástica ( $L_p$ ), la longitud elástica ( $L_r$ ) y la longitud de trabajo ( $L_b$ ). Luego ya es posible calcular la capacidad a momento.

3. Resistencia a cortante.

4. Revisión de la deflexión.

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5}{384} * \frac{W_s * L^4}{E * I} \text{ ó calculado mediante software}$$

≤

$\Delta$  por norma = límite exigido

### 3.6.3 Diseño de losa compuesta (Steel Deck).

Para el diseño de una losa con placa colaborante se debe de conocer que proveedor y tipo de placa se requiere para un proyecto en específico. Los datos de entrada para el diseño son dados por catálogos disponibles según el fabricante.

#### Cálculo de cargas

Cargas de servicio:

$$C_{serv} = CM + CV \quad (74)$$

Corresponden a la adición de las cargas vivas y muertas consideradas por el diseñador en una estructura, son requeridas para calcular la capacidad de soporte de la placa como formaleta o encofrado, por lo tanto, se revisa si es necesario apuntalamiento o es capaz de soportar la fundición por si sola, por lo general corresponden a datos ya tabulados por catálogo.

Cargas mayoradas:

$$C_u = (1.2 * CM) + (1.6 * CV) \quad (75)$$

Se considera que las losas no deben de ser diseñadas bajo requerimientos sísmicos, ya que los elementos resistentes a sismo son aquellos que en conjunto componen un pórtico (vigas y columnas), por lo anterior se considera solo cargas gravitacionales.

#### Cálculo de momentos y cortantes:

Calculados por software o de forma manual (Según coeficientes ACI):

Para el cálculo manual se calcula los momentos positivos y negativos de la losa en conformidad al ACI, se tiene lo siguiente:

Momentos positivos:

$$\frac{W * L^2}{14} ; \text{extremos} \quad (76)$$

$$\frac{W * L^2}{16} ; \text{interiores} \quad (77)$$

Momentos negativos:

$$\frac{W * L^2}{9} ; \text{Centro (solo dos tramos)} \quad (78)$$

$$\frac{W * L^2}{11} ; \text{Centro (más de dos tramos)} \quad (79)$$

$$\frac{W * L^2}{10} ; \text{Interiores} \quad (80)$$

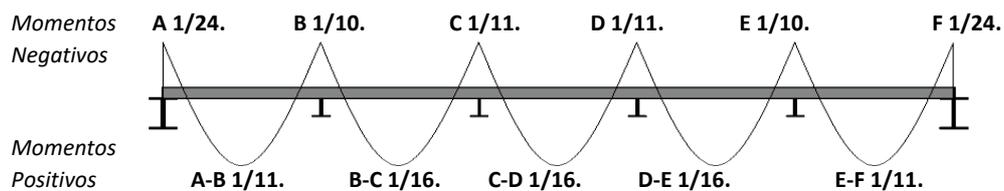
$$\frac{W * L^2}{24} ; \text{Esquinas (con apoyo en viga de borde)} \quad (81)$$

$$\frac{W * L^2}{16} ; \text{Esquinas (con apoyo en columnas o muros)} \quad (82)$$

A continuación, un ejemplo de la disposición de momentos de una losa apoyada en vigas principales y cuatro viguetas de acción compuesta. Nótese que cada momento de la gráfica debe de ser multiplicado por  $W * L^2$

**Figura 25**

*Disposición de momentos en una losa*



### Diseño de refuerzo negativo de placa

Se debe de llevar a una sección geoméricamente equivalente a la losa de Steel Deck, para poder diseñarla como una losa aligerada convencional.

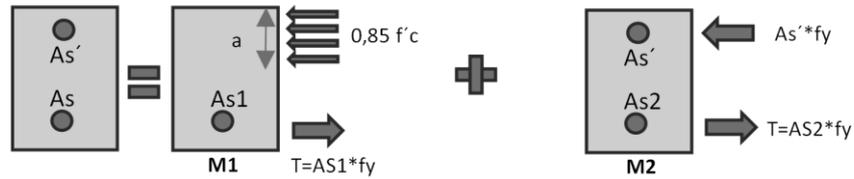
**Figura 26**

*Sección equivalente de una losa compuesta vs losa convencional*



### Figura 27

Conceptos para vigas doblemente reforzadas



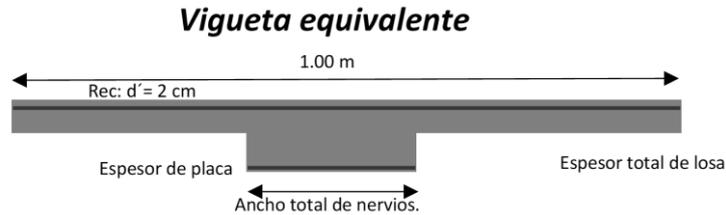
M1: Equilibrio de la compresión del concreto con  $As1$ .

M2: Equilibrio del Steel Deck con  $As2$ .

Luego se transforma la sección equivalente en una vigueta.

### Figura 28

Sección equivalente de vigueta



Donde:

El análisis se lo hace en un metro lineal de losa.

d: Espesor total de la losa con Steel Deck (hormigón + valles de placa).

d': Recubrimiento mínimo para el acero negativo (min 2cm)

El ancho de la vigueta equivalente se calcula con la siguiente expresión:

$$b \text{ vigueta} = \frac{1m}{\text{vacío valle inferior} + \text{valle inferior}} * \text{valle inferior} \quad (83)$$

Cálculo de  $As2$ :

$$As2 = b \text{ vigueta} * \text{espesor del acero de placa} \quad (84)$$

Cálculo de M2:

$$M2 = As2 * fy_{steel\ deck} * (d - d') \quad (85)$$

Nótese que en este caso se asume el área del acero negativo igual al de la placa.

Se hace la siguiente comparación:

*Sí  $M2 > MB$  ; el diseño es correcto*

*Sí  $M2 < MB$  ; la placa fluye y falla*

Donde MB es el mayor de los momentos negativos calculados.

Si no es suficiente el acero se debe de utilizar el concepto de vigas doblemente reforzadas.

### Figura 29

Sumatoria de resistencias de los materiales



Es este caso se aumentará el área del acero negativo al doble del acero de la placa.

$$As = As1 + As2$$

Donde:

As2: es el área del Steel Deck

$$As1 = As2$$

Usando formulas par vigas simplemente reforzadas:

Cálculo de la ubicación de “a”:

$$a = \beta1 * c$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (86)$$

$$c = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b * \beta 1} \quad (87)$$

Donde:

$$b = 1m$$

$$\beta = \text{según } f'c \text{ usado}$$

Se verifica si con el aumento de la sección de acero se puede resistir MB

$$M1 = As1 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (88)$$

Cálculo de momento resultante:

$$M = M1 + M2$$

$$M > MB ; \text{el acero asumido es correcto}$$

**Cálculo de la cantidad de varillas:**

$$n = \frac{As2}{\text{Área de varrilla a usar}} \quad (89)$$

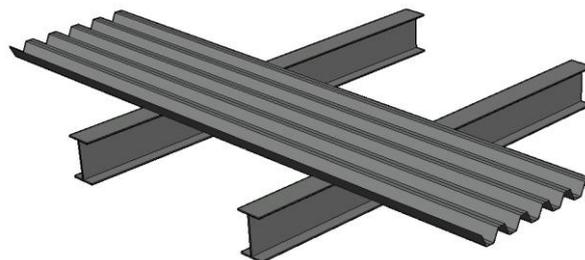
**Espaciamiento de varillas:**

$$\text{Para un metro lineal ; } S = \frac{100 \text{ cm}}{n} \quad (90)$$

### 3.6.4 Diseño de vigas de acción compuesta con Steel Deck.

**Figura 30**

*Esquema de viga de acción compuesta*



Partes de la sección compuesta:

Be: Ancho efectivo. (ancho tributario de viga)

$$Be_{min} = \frac{1}{8}L * 2 \quad (91)$$

L: Longitud de la viga

tc: espesor del concreto.

hr: Altura del valle del Steel Deck

d: Peralte de la viga.

### **Compacidad**

Para perfiles W se debe cumplir:

$$\frac{h}{tw} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{Es}{Fy}} ; \text{ si es verdadero es sección compacta} \quad (92)$$

Donde:

h: peralte de viga sin contar ancho de patines ni espesor de filete.

tw: espesor del alma.

Es: Módulo elástico del acero.

### **Flexión:**

Según la ubicación del eje neutro plástico (E.N.P) se tiene:

#### **Caso 1**

El eje neutro plástico está dentro de la losa de concreto.

En este caso la resistencia a compresión y a tracción son iguales

$$C = T$$

Donde se tiene una altura “a” de la sección de hormigón en compresión, y es calculable con la ecuación:

$$C = 0.85 * f'c * Be * a \quad (93)$$

$$a = \frac{F_y * A_s}{0.85 * f'_c * B_e} \quad (94)$$

Se tiene toda la sección de la viga en tracción, y es calculable con la ecuación:

$$T = F_y * A_s \quad (95)$$

Luego haciendo sumatoria de momentos en E.N.P se puede calcular el momento plástico para el caso1:

$$M_p = F_y * A_s * \left[ \left( \frac{d}{2} \right) + t - a \right] \quad (96)$$

Donde t es la distancia entre el borde superior de la losa y el inicio de la viga de acero

## Caso 2

El E.N.P se ve desplazado hacia parte del ala de la viga de acero.

En este caso se tiene dos zonas de compresión y una zona a tracción, nuevamente se requiere que la resistencia total a compresión sea igual a la de tracción

$$C = T$$

Se tiene que ahora toda la sección de hormigón está en compresión, remplazando la longitud “a” por “tc”, además de una zona de la viga de acero que también sufre compresión, estas dos zonas se suman y se tiene la siguiente expresión:

$$C = 0.85 * f'_c * B_e * t_c + 2 * F_y * Y_p * b_f \quad (97)$$

Donde Yp representa la altura de la viga de acero que sufre compresión.

Para la zona a tracción se tiene:

$$T = F_y * A_s$$

Luego la altura Yp se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$Y_p = \frac{F_y * A_s - 0.85 * f'_c * B_e * t_c}{2 * F_y * b_f} \quad (98)$$

Finalmente haciendo sumatoria de momentos en E.N.P se puede calcular el momento plástico para el caso2:

$$M_p = 0.85 * f'c * Be * tc * \left[ Y_p + hc + \left( \frac{tc}{2} \right) \right] + 2 * F_y * bf * Y_p * \left( \frac{Y_p}{2} \right) + F_y * As * \left( \frac{d}{2} - Y_p \right) \quad (99)$$

### Caso 3

El E.N.P se ve desplazado hacia parte del alma de la viga de acero.

En este caso se tiene tres zonas a compresión una en el hormigón completo, otra en el ala completa y la tercera en parte del alma de la viga, mientras que la resistencia a tracción es dada solo por una zona de la viga, de igual forma que en los otros casos se tiene:

$$C = T$$

Para el cálculo de la compresión se debe de considerar la adición de las tres zonas ya descritas, de la siguiente manera:

$$C = 0.85 * f'c * Be * tc + 2 * F_y * tf * bf + 2 * F_y * tw * (Y_p - tf) \quad (100)$$

Para la tensión se tiene:

$$T = F_y * As$$

Donde  $Y_p$  es la altura del acero de viga que está a compresión (ambas zonas del acero), y se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$Y_p = tf + \frac{F_y * As - 0.85 * f'c * Be * tc - 2 * F_y * tf * bf}{2 * F_y * tw} \quad (101)$$

Con una sumatoria de momentos en E.N.P se puede calcular el momento plástico para el caso3:

$$M_p = 0.85 * f'c * Be * tc * \left[ Y_p + hc + \left( \frac{tc}{2} \right) \right] + 2 * F_y * bf * tf * \left( Y_p - \frac{tf}{2} \right) + 2 * F_y * tw * (Y_p - tf) * \frac{(Y_p - tf)}{2} + F_y * As * \left( \frac{d}{2} - Y_p \right) \quad (102)$$

Luego de analizar la ubicación del E.N.P, se debe de considerar una relación modular donde se busca convertir el concreto en acero, esto se logra de la siguiente manera:

Se calcula una resistencia efectiva de toda la sección compuesta.

$$\phi * Mnef = \phi * Fy * Sef \quad (103)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

*Sef: Módulo elástico eficiente de la sección compuesta*

*$\phi * Mnef$ : Momento resistente eficiente de la sección compuesta.*

Módulo elástico eficiente:

$$Sef = Sx + [\sqrt{\%} * (Str - Sx)] \quad (104)$$

Donde:

*Sx: Módulo elástico de la viga.*

*$\sqrt{\%}$ : Porcentaje de compacidad del hormigón, depende de la fundición en obra.*

*Str: Módulo elástico de la sección transformada.*

$$Str = \frac{Itr}{Ytr}$$

*Itr: Inercia de la sección transformada*

*Ytr: Centroide de la sección transformada*

$$Itr = \left( Ixx + As * \left( Ytr - \frac{d}{2} \right)^2 \right) + \left( Iec + Aec * \left( Ytr - \left( \frac{tc}{2} + hc + d \right) \right)^2 \right) \quad (105)$$

$$Ytr = \frac{As * \left( \frac{d}{2} \right) + Aec * \left( \frac{tc}{2} + hc + d \right)}{As + Aec} \quad (106)$$

*Aec: Área equivalente del concreto*

$$Aec = \frac{Be * tc}{n} \quad (107)$$

*I<sub>ec</sub>: Inercia equivalente del concreto*

$$I_{ec} = \frac{Be*tc^3}{12*n} \quad (108)$$

*n: Relación modular.*

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

*E<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad del concreto.*

$$E_c = 0.043 * Wc^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad (109)$$

### **Cortante:**

En este tipo de secciones compuestas la cortante que resiste es relativamente alta, donde por lo general el perfil W de acero cubre con las solicitaciones de corte, en este caso se revisa la cortante que puede tolerar la viga de la siguiente manera:

$$\phi V_n = \phi * 0.6 * F_y * d * t_w \quad (110)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

*F<sub>y</sub>: Esfuerzo de fluencia del acero.*

*d: Peralte de la viga de acero.*

*t<sub>w</sub>: Espesor del alma.*

### **Deflexión en etapa de servicio:**

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} * \frac{W_s * L^4}{E * I_{lb}} \quad (111)$$

Donde:

*I<sub>lb</sub>: Momento de inercia reducido (AISC 360 – 10)*

$$I_{lb} = 0.75 * I_{ef} \quad (112)$$

*I<sub>ef</sub>: Inercia efectiva*

$$I_{ef} = I_x + [\sqrt{0.0} * (I_{tr} - I_x)] \quad (113)$$

### **Conectores a cortante:**

Si se tiene la zona superior sometida a compresión y la zona inferior por el contrario sometida a tracción se producen fuerzas de cortante en el interfaz concreto – acero que debe de ser resistida, se calcula de la siguiente manera:

*v'r: Fuerza cortante transmitida a los conectore.*

$$v'r = \text{Mínimo } (C_{\text{máx}}; T_{\text{máx}})$$

$$v'r = \text{Mínimo } (0.85 * f'c * Be * tc ; Fy * As) \quad (114)$$

La resistencia según la AISC está dada por el mínimo valor de entre ambos miembros de la siguiente desigualdad:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sc} * F_u \quad (115)$$

Donde:

*R<sub>p</sub>: Factor del efecto que produce la posición de un conector*

Si la lámina de Steel Deck está colocada perpendicularmente a la viga, se tiene:

$$R_p = 0.75 \text{ (si el conector esta en el lado fuerte del valle)}$$

$$R_p = 0.60 \text{ (si el conector esta en el lado débil del valle)}$$

Si la lámina de Steel Deck está colocada paralelamente a la viga, se tiene:

$$R_p = 0.75$$

*R<sub>g</sub>: Coeficiente del efecto que produce un grupo de conectores.*

Si la lámina de Steel Deck está colocada perpendicularmente a la viga, se tiene:

$$R_g = 0.85 \text{ (dos conectores por valle)}$$

$$R_g = 0.70 \text{ (tres conectores por valle)}$$

Si la lámina de Steel Deck está colocada paralelamente a la viga, se tiene:

$$R_g = 1 ; \text{ Sí } \frac{W_r}{h_r} \geq 1.5 \quad (116)$$

$$R_g = 0.85 ; \text{ Sí } \frac{W_r}{h_r} < 1.5 \quad (117)$$

### **3.7 METODOLOGÍA DEL OE.3: EFECTUAR UN ANÁLISIS DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DE ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ANTE LAS SOLICITACIONES DE SÍSMICAS.**

Con la finalidad de poder cumplir con el objetivo propuesto, se procederá a la recopilación de datos referentes al tipo de suelo de la localidad en la cual se realizará el proyecto, esto incluirá el nivel de peligro sísmico de la región, y factores de amplificación para el espectro de diseño de aceleraciones del cantón Salinas. Luego, se realizará un modelado de la estructura, en donde se tendrá en cuenta la configuración de los elementos estructurales de sección compuesta, respetando las propiedades de los materiales usados para realizar el diseño, y se aplicarán las combinaciones de carga correspondientes para simular un evento sísmico que afecte a la estructura.

El análisis dinámico contendrá la determinación del periodo fundamental de la estructura comparándolo con el parámetro obtenido de ETABS, lo cual nos determinará si la estructura cumple con los requerimientos normativos de la NEC-15, se evaluará también las derivas de piso, en la cual se comprobará si las deformaciones de la estructura se encuentran dentro de los desplazamientos máximos permitidos por la norma. Si la estructura no llega a cumplir con los requisitos de diseño, se procederá a realizar los ajustes necesarios para mejorar el comportamiento de la misma, esto podría significar la inclusión de sistemas para disipar energía, o la revisión de cada uno de los elementos estructurales críticos de la edificación, luego se volverá a realizar el proceso de modelado y análisis con el ETABS, los resultados de este análisis permitirán conocer de manera detallada el comportamiento de la edificación frente a cargas sísmicas.

### 3.8 OPERALIZACIÓN DE VARIABLES

**Tabla 8**

*Cuadro de Operalización de variable dependiente*

VARIABLES		DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA
Dependiente	Diseño estructural de la edificación empleando un sistema estructural de elementos compuestos, aplicando la normativa AISC 341-10	Proceso ingenieril en el cual se diseña y planifica el sistema estructural adecuado para una edificación, empleando una combinación de diferentes materiales, como acero y hormigón, con el propósito de mejorar el rendimiento y la eficiencia de la estructura.	Se realiza una adecuada elección del sistema estructural según características propias de la estructura, su entorno y las normativas vigentes de diseño y seguridad	Eficiencia del sistema estructural de elementos compuestos	Capacidad de carga máxima	kN
				Elementos estructurales ligeros	kg	
				Regularidad estructural	Adimensional	
				Coefficientes de configuración estructural	Adimensional	
			Seguridad de la estructura	Factores de seguridad	Adimensional	

**Tabla 9***Cuadro de Operalización de variables independientes*

VARIABLES		DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA
Independiente	Resistencia de la estructura	Es la capacidad que tiene una estructura para soportar las cargas y las fuerzas que actúan sobre ella sin experimentar deformaciones excesivas, la resistencia estructural dependerá del sistema estructural utilizado.	Se mide mediante pruebas de carga y análisis estructurales que determinan si la construcción es capaz de soportar las cargas previstas sin sufrir deformaciones	Resistencia a cargas gravitacionales	Capacidad del hormigón a fuerzas de compresión.	Kg/cm <sup>2</sup>
				Resistencia a cargas laterales	Capacidad del acero a flexión.	Kg/cm <sup>2</sup>
					Capacidad a tracción.	Kg/cm <sup>2</sup>
Independiente	Desempeño estático de la estructura	Se refiere a cómo se comporta y mantiene su estabilidad frente a cargas que no cambian rápidamente con el tiempo, como las cargas gravitatorias.	Se evalúa a través de cálculos de ingeniería y pruebas de carga que determinan cómo la edificación responde a cargas como las fuerzas gravitatorias.	Capacidad de carga	Carga última	kN
				Rigidez de la estructura	Coefficiente de rigidez de la estructura	N/m
Independiente	Desempeño dinámico de la estructura	Se refiere a cómo la edificación responde y se comporta frente a cargas que varían rápidamente con el tiempo, como las fuerzas generadas por eventos sísmicos, y cómo se mantiene estable y segura durante dichos eventos.	Se mide mediante análisis de vibraciones y pruebas de respuesta sísmica que evalúan cómo la edificación se comporta durante eventos sísmicos.	Período de vibración de la estructura	Periodo fundamental de la estructura	s
				Deformación máxima de la estructura	Deformación en elementos estructurales	%

# CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E1

### 4.1.1 Cálculo de áreas tributarias.

#### 4.1.1.1 Tabulado de áreas tributarias de columnas.

Para realizar el respectivo tabulado de las áreas tributarias correspondientes a las columnas se usó el software AutoCad, cada uno de los planos utilizados para realizar el cálculo se presentan dentro de la sección Anexos.

**Tabla 10**

*Resumen del tabulado de áreas tributarias de las columnas*

#	Columnas	Área que carga (m <sup>2</sup> )					Área por columna Acumulada
		Planta 1	Planta 2	Planta 3	Planta 4	Planta 5 (cubierta)	
1	A-1	11.70	11.70	11.70	11.70		46.80
2	A-2	21.88	21.88	21.88	21.88	11.70	99.22
3	A-3	23.40	23.40	23.40	23.40	23.40	117.00
4	A-4	21.11	21.11	21.11	21.11	21.11	105.55
5	A-5	9.41	9.41	9.41	9.41	9.41	47.05
6	B-1	23.54	23.54	23.54	23.54		94.16
7	B-2	44.00	44.00	44.00	44.00	<b>23.54</b>	199.54
8	B-3	47.07	47.07	47.07	47.07	47.07	235.35
9	B-4	42.46	42.46	42.46	42.46	42.46	212.30
10	B-5	18.93	18.93	18.93	18.93	18.93	94.65
11	C-1	21.73	21.73	21.73	12.77		77.96
12	C-2	40.62	40.62	40.62	23.88	12.77	158.51
13	C-3	43.46	43.46	43.46	40.66	40.66	211.70
14	C-4	39.20	39.20	39.20	39.20	39.20	196.00
15	C-5	17.48	17.48	17.48	17.48	17.48	87.40
16	D-1	9.90	16.59	16.59			43.08
17	D-2	18.50	31.00	31.00			80.50
18	D-3	19.79	33.16	33.16			86.11
19	D-4	17.85	29.92	29.92	17.75	17.75	113.19
20	D-5	7.97	13.34	13.34	13.34	13.34	61.33
		<b>500.00</b>	<b>550.00</b>	<b>550.00</b>	<b>428.58</b>	<b>338.82</b>	
	Σ (de construcción)	2367.40 m <sup>2</sup>					

#### 4.1.1.2 Tabulado de áreas tributarias de vigas principales.

Para realizar el respectivo tabulado de las áreas tributarias correspondientes a las vigas principales se usó el software AutoCad, cada uno de los planos utilizados para realizar el cálculo se presentan dentro de la sección Anexos. Como punto a recalcar, “(V)” en la tabla significa que el extremo de la viga está en voladizo, y estas vigas en cantiléver cargan las áreas en negrita.

**Tabla 11**

*Resumen del tabulado de áreas tributarias de las vigas principales*

#	Vigas	Área que carga (m <sup>2</sup> )				Planta 5 (cubierta)	
		Planta 1	Planta 2	Planta 3	Planta 4		
1	Eje 1 (A-B)	110.11	110.11	110.11	110.11		
2	Eje 1 (B-C)	118.13	118.13	118.13	120.38		
3	Eje 1 (C-D)	38.66	37.72	90.53			
4	Eje 1 (D-V)		<b>14.32</b>	<b>34.37</b>			
5	Eje 2 (A-B)	205.82	205.82	205.82	205.82	68.82	
6	Eje 2 (B-C)	92.00	92.00	92.00	225.02	75.24	
7	Eje 2 (C-D)	72.24	70.48	169.15			
8	Eje 2 (D-V)		<b>26.76</b>	<b>64.22</b>			
9	Eje 3 (A-B)	220.18	220.18	220.18	220.18	137.49	
10	Eje 3 (B-C)	171.81	171.81	236.21	164.79	148.86	
11	Eje 3 (C-D)	134.90	131.62	180.96	<b>75.12</b>	<b>75.12</b>	C-(V)
12	Eje 3 (D-V)		<b>49.96</b>	<b>68.69</b>			
13	Eje 4 (A-B)	151.16	151.16	151.16	151.16	124.14	
14	Eje 4 (B-C)	162.17	162.17	162.17	162.17	133.17	
15	Eje 4 (C-D)	167.33	124.24	163.25	100.20	87.00	
16	Eje 4 (D-V)		<b>25.82</b>	<b>61.97</b>	<b>27.65</b>	<b>27.65</b>	
17	Eje 5 (A-B)	36.90	36.90	36.90	36.90	55.35	
18	Eje 5 (B-C)	39.58	39.58	39.58	39.58	59.37	
19	Eje 5 (C-D)	74.59	30.34	72.82	30.34	45.51	
20	Eje 5 (D-V)		<b>11.52</b>	<b>27.65</b>	<b>27.60</b>	<b>27.60</b>	

### 4.1.2 Cálculo de cargas.

Las cargas están controladas por el uso y ocupación que tendrá cada piso, en este caso la estructura a diseñar es un edificio multifuncional, donde funciona en su mayoría como hotel y local comercial, a continuación, se presenta una tabla con las actividades que desarrollará la edificación en cada una de sus plantas:

**Tabla 12**

*Distribución de plantas con su respectiva ocupación*

<b>Nivel</b>	<b>Ocupación o Uso</b>
Planta baja	Locales comerciales
Primera planta	Hotel / Gimnasio / área de reuniones
Segunda planta	Hotel / área de reuniones
Tercera planta	Hotel / área de recreación
Cuarta planta	Hotel / Restaurante
Cubierta accesible	Instalaciones de A/C

#### 4.1.2.1 Cálculo de cargas vivas.

Cargas de ocupación están dadas en  $\text{kN/m}^2$ , y fueron tomadas del capítulo 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas).

**Tabla 13**

*Cálculo de cargas vivas según la NEC-15*

<b>Ocupación o Uso</b>	<b>C.V según NEC 15 (<math>\text{kN/m}^2</math>)</b>
Hoteles y residencias	2.00
Gimnasios	4.80
Salones de uso público y sus corredores	4.80
Corredores	4.80
Balcones	4.80
Comedores y restaurantes	4.80
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00

Nota: Tomado de NEC (2015)

#### 4.1.2.2 Cálculo de cargas muertas.

##### a) Aporte de peso propio de la losa.

El proveedor de la placa colaborante utilizada en el proyecto es la empresa IPAC S.A, ubicada en la ciudad de Guayaquil con red de distribución en Santa Elena ubicada en La Libertad Km. 1.5; se decide trabajar con el IPACK DECK (Perfil colaborante 55) cuyo material es el acero ASTM A36.

**Tabla 14**

*Perfil de placa colaborante*

Altura mm	Espesor mm	Peso kg/m <sup>2</sup>	Peso lineal kg/m	Largo m
	0,65	6,38	6,28	
55	<b>0,76</b>	<b>7,42</b>	<b>7,31</b>	2 hasta 12
	0,90	8,77	8,64	

Nota: Tomado del catálogo IPAC (2022)

**Tabla 15**

*Características de la placa colaborante con respecto al espesor-peso*

Espesor de placa mm	Altura de Losa		Volumen de Hormigón m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Cargas de peso propio (kg/m <sup>2</sup> )		
	Hormigón cm	Placa + Hormigón cm		Hormigón Kg/m <sup>2</sup>	Placa Kg/m <sup>2</sup>	Total Kg/m <sup>2</sup>
0,65	5	11,50	0,08	183	6,23	1,89
	6	12,50	0,08	204	6,23	210
	8	14,50	0,10	245	6,23	251
Peso Placa: (kg/m <sup>2</sup> ) 6,23	10	16,50	0,12	286	6,23	292
<b>0,76</b>	5	11,50	0,08	183	7,24	190
	<b>6</b>	<b>12,50</b>	<b>0,08</b>	<b>204</b>	<b>7,24</b>	<b>211</b>
	8	14,50	0,10	245	7,24	252
Peso Placa: (kg/m <sup>2</sup> ) <b>7,24</b>	10	16,50	0,12	286	7,24	294
0,90	12	18,50	0,14	328	7,24	335
	5	11,50	0,08	183	8,55	192
	6	12,50	0,08	204	8,55	212
Peso Placa: (kg/m <sup>2</sup> ) 8,55	8	14,50	0,10	245	8,55	254
	10	16,50	0,12	286	8,55	295
	12	18,50	0,14	328	8,55	336

Nota: Tomado del catálogo IPAC (2022)

## b) Cálculo de carga muerta sobreimpuesta

Se asumen cargas muertas conservadoras por la presencia de instalaciones semi industriales y elementos arquitectónicos no estructurales de cargas considerables.

**Tabla 16**

*Cálculo de carga muerta sobreimpuesta*

<b>Cargas muertas considerables</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
W piso	125	1.23
W tumbado	50	0.49
W instalaciones	50	0.49
W paredes	250	2.45
W enlucidos	50	0.49
W de losa	211	2.07
<b>Carga total</b>	<b>736</b>	<b>7.22</b>

### 4.1.2.3 Cargas mayoradas.

La carga muerta sobre impuesta será constante en todos los niveles de la edificación a excepción de la cubierta que no considera paredes altas, se usará en su lugar 0.29 KN/m<sup>2</sup> de parapetos de 1.2 m de altura aproximadamente, luego:

✓  $D$  (pisos varios) = 7.22 kN/m<sup>2</sup>

✓  $D$  (cubierta) = 4.57 kN/m<sup>2</sup>

Cada una de las plantas ha sido dividida en paños, y cada paño difiere en su ocupación o uso, por lo que la carga viva no es constante en la totalidad de la superficie de planta, con excepción de la cubierta accesible cuya CV es constante, para fines prácticos de pre-dimensionamiento se toma la CV más crítica de cada planta, quedando de la siguiente manera:

**Tabla 17***Cargas vivas más críticas*

<b>Nivel</b>	<b>C.V (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Sector crítico</b>
Planta baja		No aplica
Primera planta	4.8	Gimnasio
Segunda planta	4.8	área de reuniones
Tercera planta	4.8	área de recreación
Cuarta planta	4.8	Restaurante
Cubierta accesible	3	instalaciones pesadas

Nota: Tomado de NEC (2015)

La combinación de cargas que se emplearán para realizar el cálculo de cargas se detalla en la tabla X, los datos y cálculos de cargas mayoradas para las vigas secundarias, la cubierta accesible y la losa Steel Deck se detallan en los anexos.

**Tabla 18***Resumen de las cargas mayoradas*

<b>Combinaciones de cargas</b>		
<b>Wu= (1.2D) +(1.6L)</b>		
<b>Para vigas secundarias</b>	<b>Cubierta accesible</b>	<b>Losa Steel Deck</b>
<b>Wu</b>	<b>Wu</b>	<b>Wu</b>
16,34 kN/m <sup>2</sup>	10,28 kN/m <sup>2</sup>	13,86 kN/m <sup>2</sup>

### **4.1.3 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.**

#### **4.1.3.1 Losa Steel deck.**

Se eligió el IPACK DECK (Perfil colaborante 55), ASTM A36, en base a ese tipo de perfil se calculará la separación máxima entre apoyos que puede llegar a soportar la placa empleando las tablas proporcionadas por el catálogo del IPAC S.A.

**Tabla 19***Separación entre apoyos de la placa para la cubierta accesible*

Espesor de placa	Altura de Losa sobre cresta de placa	SOBRE CARGAS ADMISIBLES (kg/m <sup>2</sup> ) Ao (cm)						
		Separación entre apoyos: (m)						
mm	cm	2,2	2,4	2,6	2,8	3	3,2	3,4
0,65	5	1339	1125	959	827	720	633	561
	6	1396	1173	999	862	751	660	584
	8	1584	1331	1134	978	852	749	663
	10	1833	1540	1313	1132	986	866	768
	12	2128	1788	1523	1314	1144	1006	891
	5	1411	1186	1010	871	759	667	591
<b>0,76</b>	<b>6</b>	1468	1234	1051	<b>906</b>	<b>790</b>	694	615
	8	1661	1395	1189	1025	893	785	695
	10	1918	1612	1373	1184	1031	906	803
	12	2222	1867	1591	1372	1195	1050	930
0,90	5	1488	1250	1065	918	800	703	623
	6	1541	1295	1103	951	829	728	645
	8	1732	1456	1240	1070	932	819	725
	10	1993	1674	1427	1230	1072	942	834
	12	2302	1934	1648	1421	1238	1088	964

Nota: Tomado del catálogo IPAC (2022)

**Tabla 20***Separación entre apoyos de la placa para el resto de plantas*

Espesor de placa	Altura de Losa sobre cresta de placa	SOBRE CARGAS ADMISIBLES (kg/m <sup>2</sup> ) Ao (cm)						
		Separación entre apoyos: (m)						
mm	cm	2,2	2,4	2,6	2,8	3	3,2	3,4
0,76	5	1411	1186	1010	871	759	667	591
	<b>6</b>	<b>1468</b>	<b>1234</b>	1051	906	790	694	615
	8	1661	1395	1189	1025	893	785	695
	10	1918	1612	1373	1184	1031	906	803
	12	2222	1867	1591	1372	1195	1050	930

Nota: Tomado del catálogo IPAC (2022)

**Tabla 21***Resumen de datos para el cálculo de la losa Steel Deck*

Datos para el cálculo de la losa Steel Deck			
Espesor de la placa tipo Steel Deck	Altura de losa sobre cresta de placa	Cargas calculadas para realizar el pre-dimensionamiento de la losa	
		Para cubierta accesible	Para el resto de las plantas
mm	cm	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,76	6	7,8	13,86

Para la cubierta accesible se tiene una separación máxima dada entre 2.8m a 3m, para un valor exacto se interpola para una carga de 795.37 Kg/m<sup>2</sup>, siendo la separación máxima entre apoyos de **2.99 m**.

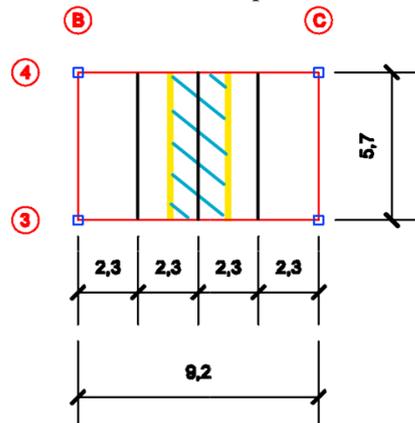
Para el resto de las plantas se tiene una separación máxima dada entre 2.2m a 2.4m, para un valor exacto se interpola para una carga de 1413.3 Kg/m<sup>2</sup>, siendo la separación máxima entre apoyos de **2.24 m**.

#### 4.1.3.2 Vigas secundarias.

Se empleará un diseño de vigas secundarias de acero ASTM A992, las cuales serán vigas que trabajarán mediante acción compuesta con la losa Steel Deck.

##### a) Viga secundaria para cubierta.

Se utiliza el método LRFD, para el pre-dimensionamiento de las vigas secundarias, analizando el vano con la luz más crítica en el sentido de la viga secundaria:

**Figura 31***Análisis del vano con la luz más crítica para el diseño de vigas de cubierta*

Se divide la luz de la viga principal de 9.2 m de manera que no se exceda los 2.99 m de separación entre apoyos máximo que resiste la placa, luego:

$$\frac{9.2 \text{ m}}{4} = 2.3 \text{ m} ; \text{luego } 2.3 \text{ m} < 2.99 \text{ m} \quad \text{¡Cumple!}$$

La luz principal se divide en 4, es decir se deben colocar 3 vigas secundarias de 5.7 m.

**Tabla 22**

*Resumen de solicitaciones de diseño para vigas secundarias*

Solicitaciones de diseño para vigas secundarias		
Cargas mayoradas (kN/m)	Momento de diseño (kg-m)	Módulo plástico (pulg <sup>3</sup> )
23.65	9794.22	18.89

De acuerdo a la tabla X, se buscará en el catálogo de perfiles dado por el AISC una sección que cumpla con el parámetro  $Z \geq 18.89 \text{ pulg}^3$ ; finalmente se escoge un perfil **W 8x21**.

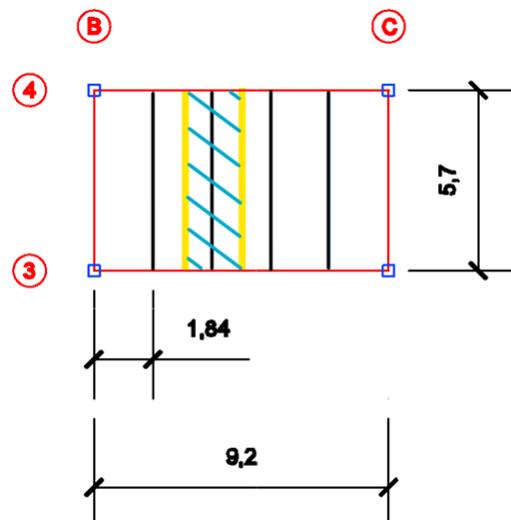
$$Z = 20.4 \text{ Pulg}^3 \geq 18.89 \text{ Pulg}^3 \quad \text{¡Cumple!}$$

**b) Vigas secundarias para el resto de plantas**

Al igual que con el diseño de las vigas secundarias para la cubierta, se analizará el vano con la luz más crítica en el sentido de la viga secundaria.

**Figura 32**

*Análisis del vano con la luz más crítica para el diseño de vigas del resto de plantas*



Se divide la luz de la viga principal de 9.2 m de manera que no se exceda los 2.24 m de separación entre apoyos máximo que resiste la placa, luego:

$$\frac{9.2 \text{ m}}{5} = 1.84 \text{ m} ; \text{luego } 1.84 \text{ m} < 2.24 \text{ m} \quad \text{¡Cumple!}$$

La luz principal se divide en 5, es decir se deben colocar 4 vigas secundarias de 5.7 m.

**Tabla 23**

*Resumen de solicitaciones de diseño para vigas secundarias del resto de plantas*

<b>Solicitaciones de diseño para vigas secundarias</b>		
<b>Cargas mayoradas (kN/m)</b>	<b>Momento de diseño (kg-m)</b>	<b>Módulo plástico (pulg<sup>3</sup>)</b>
30,08	12456,66	24.03

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC 2010, una sección con  $Z \geq 24.03 \text{ pulg}^3$ ; finalmente se escoge un perfil **W 8X28**

$$Z = 27.2 \text{ Pulg}^3 \geq 24.03 \text{ Pulg}^3 \quad \text{¡Cumple!}$$

**4.1.3.3 Vigas principales acero ASTM A992: (Para cubierta accesible).**

**Tabla 24**

*Resumen de solicitaciones de diseño para vigas principales de cubierta accesible*

<b>Solicitaciones de diseño para vigas principales</b>			
<b>Viga de borde</b>			
<b>Carga puntual (Pu) transmitidas por vigas secundarias (kN)</b>	<b>Carga repartida sobre viga principal (kN/m)</b>	<b>Momento de diseño (kg-m)</b>	<b>Módulo plástico (pulg<sup>3</sup>)</b>
67,40	21,98	23713,12	45,74

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC, una sección que cumpla con  $Z \geq 45.74 \text{ pulg}^3$ ; se escoge un perfil **W 16X31**

$$Z = 54 \text{ Pulg}^3 \geq 45.74 \text{ Pulg}^3 \quad \text{¡Cumple!}$$

**Tabla 25***Resumen de solicitaciones de diseño para viga central de la cubierta accesible*

Solicitaciones de diseño para vigas principales			
Viga central			
Carga puntual (Pu) transmitidas por vigas secundarias (kN)	Carga repartida sobre viga principal (kN/m)	Momento de diseño (kg-m)	Módulo plástico (pulg <sup>3</sup> )
67,40	43,96	47426,25	91,48

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC, una sección que cumpla con  $Z \geq 91.48 \text{ pulg}^3$ ; se escoge un perfil **W 16X57**

$$Z = 105 \text{ Pulg}^3 \geq 91.48 \text{ Pulg}^3 \quad \text{¡Cumple!}$$

#### 4.1.3.4 Vigas principales acero ASTM A992: (para el resto de las plantas).

**Tabla 26***Resumen de solicitaciones de diseño para viga de borde del resto de plantas*

Solicitaciones de diseño para vigas principales			
Viga de borde			
Carga puntual (Pu) transmitidas por vigas secundarias (kN)	Carga repartida sobre viga principal (kN/m)	Momento de diseño (kg-m)	Módulo plástico (pulg <sup>3</sup> )
85,73	37,27	40208,81	77,55

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC, una sección que cumpla con  $Z \geq 77.55 \text{ pulg}^3$ ; se escoge un perfil **W 18X46**.

$$Z = 90.7 \text{ Pulg}^3 \geq 77.55 \text{ Pulg}^3 \quad \text{¡Cumple!}$$

**Tabla 27***Resumen de solicitaciones de diseño para viga central del resto de plantas*

Solicitaciones de diseño para vigas principales			
Viga central			
Carga puntual (Pu) transmitidas por vigas secundarias (kN)	Carga repartida sobre viga principal (kN/m)	Momento de diseño (kg-m)	Módulo plástico (pulg <sup>3</sup> )
85,73	74,55	80427,82	155,13

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC, una sección que cumpla con  $Z \geq 155.13 \text{ pulg}^3$ ; se escoge un perfil **W 21X68**

$$Z = 160 \text{ Pulg}^3 \geq 155.13 \text{ Pulg}^3 \quad ;\text{Cumple!}$$

**Tabla 28**

*Resumen de perfiles calculados para las vigas*

Plantas	Perfiles empleados para las	Perfiles empleados para las
	vigas de borde	vigas centrales
Cubierta accesible	W 16X31	W 16X57
Resto de plantas	W 18X46	W 21X68

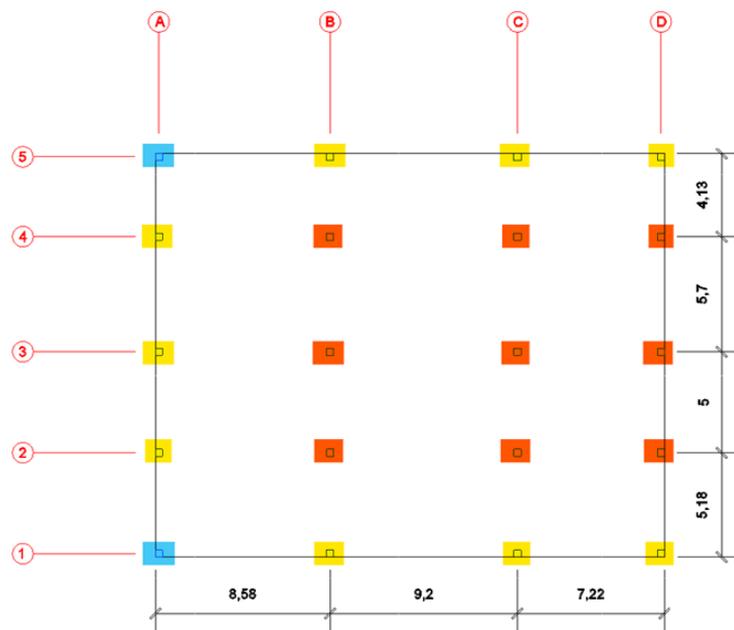
#### 4.1.3.5 *Pre-dimensionamiento de columnas de sección compuesta tipo SRC (Steel Reinforced Concrete).*

Para realizar el pre-dimensionamiento se calcularán tres tipos de columna de sección compuesta de tipo SRC:

- ✓ Columnas compuestas centrales.
- ✓ Columnas compuestas de borde.
- ✓ Columnas compuestas de esquina.

**Figura 33**

*Distribución de columnas en la primera planta*



**Tabla 29***Distribución de las columnas en primera planta con sus áreas tributarias*

<b>Color de resaltado</b>	<b>Tipo / ubicación</b>	<b>Columna crítica</b>	<b>Área tributaria de cubierta (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Área tributaria acumulada resto de plantas (m<sup>2</sup>)</b>
Naranja	Centrales	B-3	47.07	188.28
Amarillo	De borde	A-3	23.4	93.6
Cian	De esquina	A-5	9.41	37.64

El eje D carga volados en las plantas superiores, razón por la que sus columnas suben al tipo crítico superior.

A continuación, las cargas a utilizar, nótese que la carga muerta es la sumatoria de carga sobre impuesta más el peso propio de la losa, según cada planta.

**Tabla 30***Cargas empleadas en el pre-dimensionamiento de las columnas de sección compuesta*

<b>Cargas por utilizar</b>	<b>Carga Viva</b>	<b>Carga Muerta</b>
Cubierta accesible	3 KN/m <sup>2</sup>	4.57 KN/m <sup>2</sup>
Resto de plantas	4.8 KN/m <sup>2</sup>	7.22 KN/m <sup>2</sup>

#### **4.1.3.6 Cálculo de cargas puntuales para la cubierta accesible.**

##### **a) Carga viva puntual.**

Para realizar el cálculo de la carga viva puntual, la cual corresponde a la cubierta accesible se hará uso de la siguiente fórmula, misma que será aplicable para las columnas centrales, de borde y esquineras.

$$CV = \text{Área} * \text{Carga}$$

El área corresponderá a los valores presentados en la Tabla 20, mientras que la carga a utilizar son los valores de la Tabla 21, para calcular la carga viva puntual, se reemplazarán los datos de las tablas antes mencionadas en la fórmula presentada.

Una vez que se hayan reemplazado los valores correspondientes se tendrán los siguientes resultados:

**Tabla 31**

*Resumen de cálculo de cargas vivas puntuales para la cubierta accesible*

<b>Columnas centrales (kN)</b>	<b>Columnas de borde (kN)</b>	<b>Columnas esquineras (kN)</b>
141,21	70,2	28,23

**b) Carga muerta puntual**

Se emplea el mismo principio aplicado a las cargas vivas calculadas anteriormente, reemplazando las áreas y las cargas presentadas en la tabla 20 y 21, obteniendo los siguientes resultados:

**Tabla 32**

*Resumen de cálculo de cargas muertas puntuales para la cubierta accesible*

<b>Columnas centrales (kN)</b>	<b>Columnas de borde (kN)</b>	<b>Columnas esquineras (kN)</b>
215,11	106,94	43

**2.1.1.7 Cálculo de cargas puntuales para el resto de las plantas.**

**a) Carga viva puntual.**

La fórmula empleada para realizar el cálculo de la carga viva en la cubierta accesible será la misma que se usará para el resto de las plantas, de acuerdo a aquello se obtiene los resultados mostrados a continuación:

**Tabla 33***Resumen de cálculo de cargas vivas puntuales para el resto de plantas*

Columnas centrales (kN)	Columnas de borde (kN)	Columnas esquineras (kN)
903,74	449,28	180,67

**b) Carga muerta puntual**

Las cargas muertas puntuales que se obtuvieron como resultado del cálculo son las siguientes:

**Tabla 34***Resumen de cálculo de cargas muertas puntuales para el resto de plantas*

Columnas centrales (kN)	Columnas de borde (kN)	Columnas esquineras (kN)
1359,38	675,79	271,76

**4.1.3.7 Cálculo de cargas mayoradas.**

Para realizar la mayoración de cargas, primero se tendrá que realizar una sumatoria de las cargas vivas y las cargas muertas obtenidas en el proceso de cálculo realizado, las fórmulas que se aplicarán son las siguientes:

$$\text{Carga Viva} = CV \text{ cubierta} + CV \text{ resto de plantas}$$

$$\text{Carga Muerta} = CM \text{ cubierta} + CM \text{ resto de plantas}$$

Una vez realizada la sumatoria de las cargas vivas y muertas se tendrán los siguientes valores:

**Tabla 35***Sumatoria de cargas vivas y muertas de la cubierta accesible y el resto de plantas*

Sumatoria de cargas					
Columnas centrales (kN)	Cargas vivas		Cargas muertas		
	Columnas de borde (kN)	Columnas esquineras (kN)	Columnas centrales (kN)	Columnas de borde (kN)	Columnas esquineras (kN)
1044,95	519,48	208,9	1574,49	782,73	314,76

### a) Mayoración de cargas

Según la NEC-15, las combinaciones para realizar la mayoración de cargas, será la siguiente:

$$Pu = (1.2 * CM) + (1.6 * CV)$$

Para realizar la mayoración, se tomarán las cargas calculadas en la **tabla 26** y se procederá a emplear la fórmula de combinación de cargas presentada anteriormente.

**Tabla 36**

*Valores de cargas mayoradas para los diferentes tipos de columnas*

Valores de carga última mayoradas		
Columnas centrales (kN)	Columnas de borde (kN)	Columnas esquineras (kN)
3561,31	1770,44	711,95

### 4.1.3.8 Cálculo sección de columnas compuestas: (cargadas axialmente).

#### a) Columnas centrales.

**Tabla 37**

*Datos que se utilizarán para realizar el cálculo de las columnas centrales*

Datos para el cálculo de columnas centrales	
Longitud de la columna	4,5 mtrs
Resistencia a la compresión del hormigón	Por recomendaciones de la norma, el valor de $f'c$ deberá ser $215 \text{ kg/cm}^2 \leq f'c \leq 715 \text{ kg/cm}^2$ : por lo que se decidió usar $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Tipo de acero estructural que irá embebido al hormigón	Por normativa el acero estructural deberá ser de un $f_y \leq 5355 \text{ Kg/cm}^2$ : usaremos acero ASTM A992 $f_y=3515.35 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo longitudinal y transversal	El $F_{yr} \leq 5630 \text{ Kg/cm}^2$ usaremos $F_{yr}$ típica=5000 $\text{kg/cm}^2$
Carga última mayorada (Pu)	La carga última mayorada calculada fue de 3561.31 kN, se trabajará con 363146.78 Kg

**Tabla 38***Resumen del cálculo de las columnas centrales*

<b>Cálculo de columnas centrales</b>		
Área de la sección gruesa de la columna (cm <sup>2</sup> )	Dimensiones por lado de columnas cuadradas (cm)	Recubrimiento aplicado (cm)
2305,69	50	4

**Selección de perfil de acero estructural tipo W:**

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.01 \quad ; \quad A_s \geq 0.01 * A_g$$

Donde:

As = Área de la sección del perfil estructural

Ag = Área gruesa de sección compuesta

$$A_s \geq 0.01 * 2305.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 23.06 \text{ cm}^2$$

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC 2010, una sección que tenga un área  $\geq 23.06 \text{ cm}^2$ ; se escoge un perfil **W 12X14**

$$A_s = 26.84 \text{ cm}^2 \geq 23.06 \text{ cm}^2 \quad ; \text{Cumple!}$$

**Selección de acero longitudinal y transversal:**Para acero longitudinal: (mínimo  $\phi 12\text{mm}$ )

- ✓ Cuantía mínima 0.004
- ✓ Cuantía máxima, está dada por la máxima separación entre el acero estructural y la varilla:  $S_{min} \geq 1.5 * d_b$  o 4cm

$$\frac{A_{sr}}{A_g} \geq 0.004 \quad ; \quad A_{sr} \geq 0.004 * A_g$$

Donde:

Asr = Área total de la sección del acero de refuerzo longitudinal

Ag = Área gruesa de sección compuesta

$$Asr(\min) \geq 0.004 * 2305.69 \text{ cm}^2$$

$$Asr(\min) \geq 9.22 \text{ cm}^2$$

La configuración de barras longitudinales tiene mayor eficiencia si se ponen como mínimo 4 barras (el número de esquinas) o 8 barras (con una barra por esquina y una en medio de cada cara), esto por facilidad constructiva para poder ingresar el perfil W luego de la fundación de la cimentación, luego:

Se escoge 8 barras de  $\phi 14\text{mm}$

$$8 \phi 14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$12.32 \text{ cm}^2 \geq 9.22 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal máximo:

$$S_{\min} \geq 1.5 * db \text{ o } 4\text{cm}$$

$$S_{\min} \geq 1.5 * db$$

$$S_{\min} \geq 1.5 * 14 \text{ mm}$$

$$S_{\min} \geq 2.1 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = \frac{(h \text{ colum}) - (2 * rec) - (2 * 0.8) - ((\text{mayor \# de barras por cara}) * (db))}{(\text{mayor \# de barras por cara}) - 1}$$

$$S_{\min} = \frac{(50 \text{ cm}) - (2 * 4 \text{ cm}) - (2 * 0.8) - ((3 \text{ barras}) * (1.4 \text{ cm}))}{(3) - 1}$$

$$S_{\min} = \frac{(50 \text{ cm}) - (13.8 \text{ cm})}{2} = \frac{36.2}{2} = 18.1 \text{ cm}$$

$$18.1 \text{ cm} \geq 2.1 \text{ cm} \text{ ¡Cumple!}$$

**Acero transversal**

$$S_{\max} = 0.5 * h$$

$$S_{\max} = 0.5 * 50\text{cm}$$

$$S_{\max} = 25 \text{ cm}$$

Se asume una separación de 15 cm entre estribos de  $\phi 10\text{mm}$ .

### b) Columnas de borde

Para el cálculo de las columnas de borde, se usarán los mismos datos empleados para las columnas centrales, variando solamente su carga última mayorada, siendo esta:

$$P_u: 1770.44 \text{ KN} = 180531.77 \text{ kg}$$

**Tabla 39**

*Resumen del cálculo de las columnas de borde*

<b>Cálculo de columnas de borde</b>		
<b>Área de la sección gruesa de la columna (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b>Dimensiones por lado de columnas cuadradas (cm)</b>	<b>Recubrimiento aplicado (cm)</b>
1473,73	40	4

### Selección de perfil de acero estructural tipo W:

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.01 \quad ; \quad A_s \geq 0.01 * A_g$$

Donde:

$A_s$  = Área de la sección del perfil estructural

$A_g$  = Área gruesa de sección compuesta

$$A_s \geq 0.01 * 1473.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 14.74 \text{ cm}^2$$

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC 2010, una sección con área  $\geq 14.74 \text{ cm}^2$ ; se escoge un perfil **W 6X8.5**

$$A_s = 16.26 \text{ cm}^2 \geq 14.74 \text{ cm}^2 \quad ; \text{Cumple!}$$

### Selección de acero longitudinal y transversal:

Para acero longitudinal: (mínimo  $\phi 12\text{mm}$ )

- ✓ Cuantía mínima 0.004
- ✓ Cuantía máxima, está dada por la máxima separación entre el acero estructural y la varilla:  $S_{min} \geq 1.5 * db$  o 4cm

$$\frac{Asr}{Ag} \geq 0.004 \quad ; \quad Asr \geq 0.004 * Ag$$

Donde:

$Asr$  = Área total de la sección del acero de refuerzo longitudinal

$Ag$  = Área gruesa de sección compuesta

$$Asr(\min) \geq 0.004 * 1473.73 \text{ cm}^2$$

$$Asr(\min) \geq 5.89 \text{ cm}^2$$

Se escoge 8 barras de  $\phi 14\text{mm}$

$$8 \phi 14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$12.32 \text{ cm}^2 \geq 5.89 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal máximo:

$S_{min} \geq 1.5 * db$  o 4cm

$$S_{min} \geq 1.5 * db$$

$$S_{min} \geq 1.5 * 14 \text{ mm}$$

$$S_{min} \geq 2.1 \text{ cm}$$

$$S_{min} = \frac{(40 \text{ cm}) - (2 * 4 \text{ cm}) - (2 * 0.8) - ((3 \text{ barras}) * (1.4 \text{ cm}))}{(3) - 1}$$

$$S_{min} = \frac{(40 \text{ cm}) - (13.8 \text{ cm})}{2} = \frac{26.2}{2} = 13.1 \text{ cm}$$

$$13.1 \text{ cm} \geq 2.1 \text{ cm} \quad \text{¡Cumple!}$$

**Acero transversal**

$$S_{max} = 0.5 * h$$

$$S_{max} = 0.5 * 40\text{cm}$$

$$S_{max} = 20 \text{ cm}$$

Se asume una separación de 15 cm entre estribos de  $\phi 10\text{mm}$

### c) Columnas de esquina

Al igual que las columnas centrales y de borde, para las columnas esquineras se usarán los mismos datos de diseño, a excepción de su carga última mayorada, siendo esta:

$$P_u: 711.95 \text{ KN} = 72597.54 \text{ kg}$$

#### Tabla 40

*Resumen del cálculo de las columnas esquineras*

Cálculo de columnas esquineras		
Área de la sección gruesa de la columna (cm <sup>2</sup> )	Dimensiones por lado de columnas cuadradas (cm)	Recubrimiento aplicado (cm)
592,63	35	4

#### Selección de perfil de acero estructural tipo W:

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.01 \quad ; \quad A_s \geq 0.01 * A_g$$

Donde:

$A_s$  = Área de la sección del perfil estructural

$A_g$  = Área gruesa de sección compuesta

$$A_s \geq 0.01 * (35\text{cm} * 35\text{cm})$$

$$A_s \geq 12.25 \text{ cm}^2$$

Se busca en el catálogo de perfiles dado por el AISC 2010, una sección que cumpla con un área  $\geq 12.25 \text{ cm}^2$ ; se escoge un perfil **W 6X8.5**

$$A_s = 16.26 \text{ cm}^2 \geq 12.25 \text{ cm}^2 \quad ; \text{Ok!}$$

### Selección de acero longitudinal y transversal:

Para acero longitudinal: (mínimo  $\phi 12\text{mm}$ )

- ✓ Cuantía mínima 0.004
- ✓ Cuantía máxima, está dada por la máxima separación entre el acero estructural y la varilla:  $S_{min} \geq 1.5 * db$  o 4cm

$$\frac{A_{sr}}{A_g} \geq 0.004 \quad ; \quad A_{sr} \geq 0.004 * A_g$$

Donde:

$A_{sr}$  = Área total de la sección del acero de refuerzo longitudinal

$A_g$  = Área gruesa de sección compuesta

$$A_{sr}(\text{min}) \geq 0.004 * (35\text{cm} * 35\text{cm})$$

$$A_{sr}(\text{min}) \geq 4.9 \text{ cm}^2$$

Se escoge 8 barras de  $\phi 12\text{mm}$

$$8 \phi 12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$9.05 \text{ cm}^2 \geq 5.89 \text{ cm}^2$$

### Acero longitudinal máximo:

$$S_{min} \geq 1.5 * 12 \text{ mm}$$

$$S_{min} \geq 1.8 \text{ cm}$$

$$S_{min} = \frac{(35 \text{ cm}) - (2 * 4 \text{ cm}) - (2 * 0.8) - ((3 \text{ barras}) * (1.2 \text{ cm}))}{(3) - 1}$$

$$S_{min} = \frac{(35 \text{ cm}) - (13.2 \text{ cm})}{2} = \frac{21.8}{2} = 10.9 \text{ cm}$$

$$10.9 \text{ cm} \geq 1.8 \text{ cm} \quad \text{¡Cumple!}$$

### Acero transversal

$$S_{max} = 0.5 * h$$

$$S_{max} = 0.5 * 35\text{cm}$$

$$S_{max} = 17.5 \text{ cm}$$

Se asume una separación de 15 cm entre estribos de  $\phi 10\text{mm}$ .

**Tabla 41**

*Columnas de sección compuesta pre-dimensionadas*

Columnas de sección compuesta SRC	Sección compuesta	Acero estructural	Acero de refuerzo	Acero transversal
Columnas centrales	50 cm X 50 cm	W 12X14	8 $\phi 14\text{mm}$	1 $\phi 10\text{mm}$ @15 cm
Columnas de borde	40 cm X 40 cm	W 6X8.5	8 $\phi 14\text{mm}$	1 $\phi 10\text{mm}$ @15 cm
Columnas de esquina	35 cm X 35 cm	W 6X8.6	8 $\phi 12\text{mm}$	1 $\phi 10\text{mm}$ @15 cm

## 4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E2

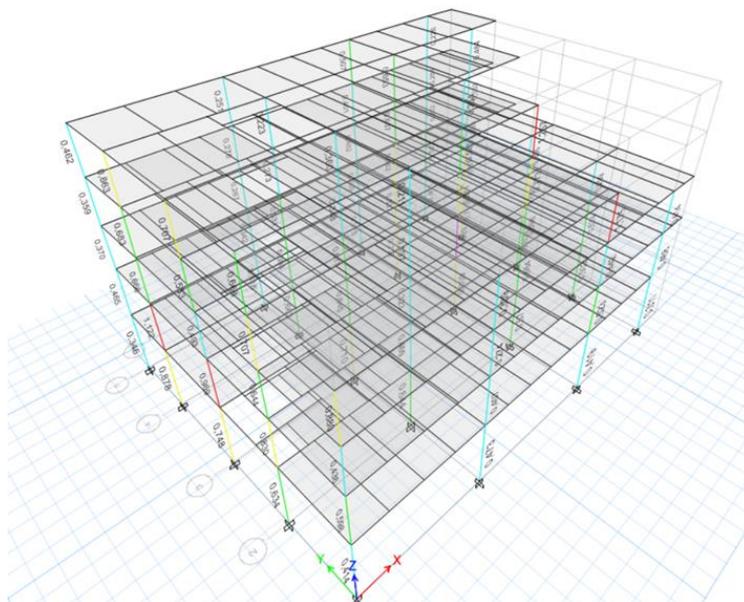
### 4.2.1 Análisis con elementos de pre-dimensionamiento.

#### a) Columnas

En su mayoría la relación “Carga solicitante/capacidad” se mantiene bastante bien, concluyendo en un pre - dimensionamiento correcto, por otro lado, existen columnas que no cumplen con las solicitaciones de diseño, mostrando que cargas de momento o de cortante pueden controlar el diseño.

**Figura 34**

*Análisis de la demanda de capacidad de las columnas compuestas*

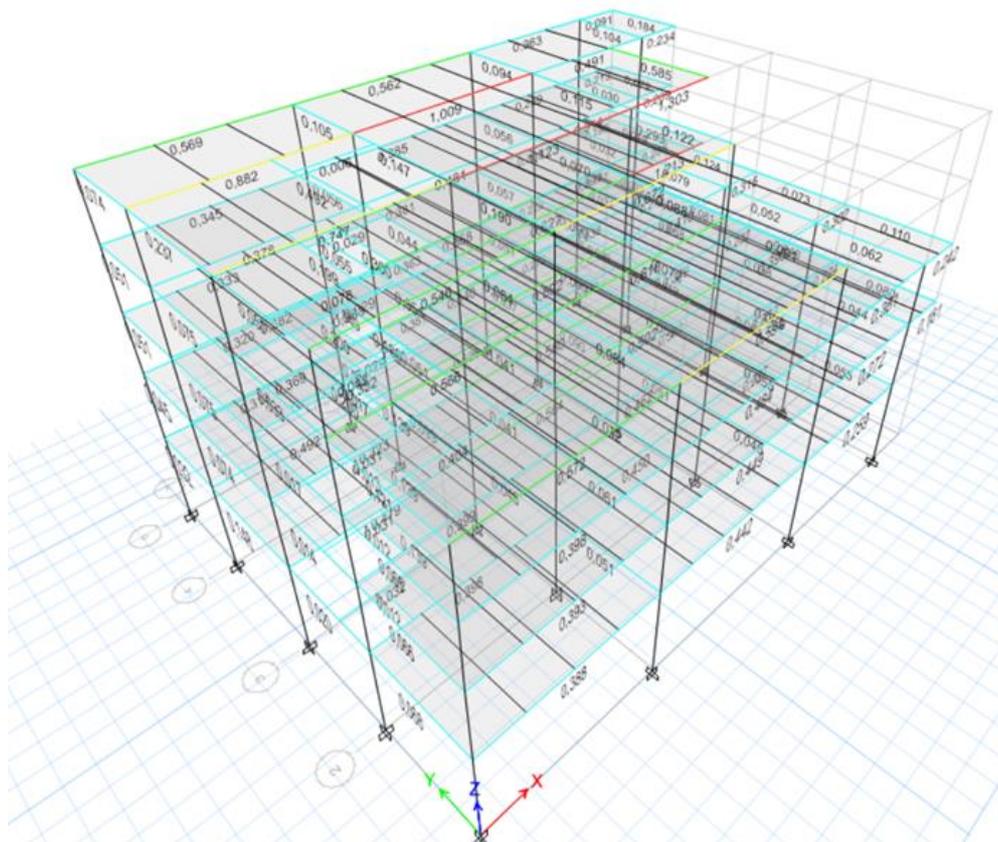


### b) Vigas principales

En su mayoría con un comportamiento eficiente, a excepción de las vigas de cubierta cercanas al volado más prominente, donde no resistirían a los grandes momentos producidos.

**Figura 35**

*Análisis de la demanda de capacidad de las vigas de acero estructural*

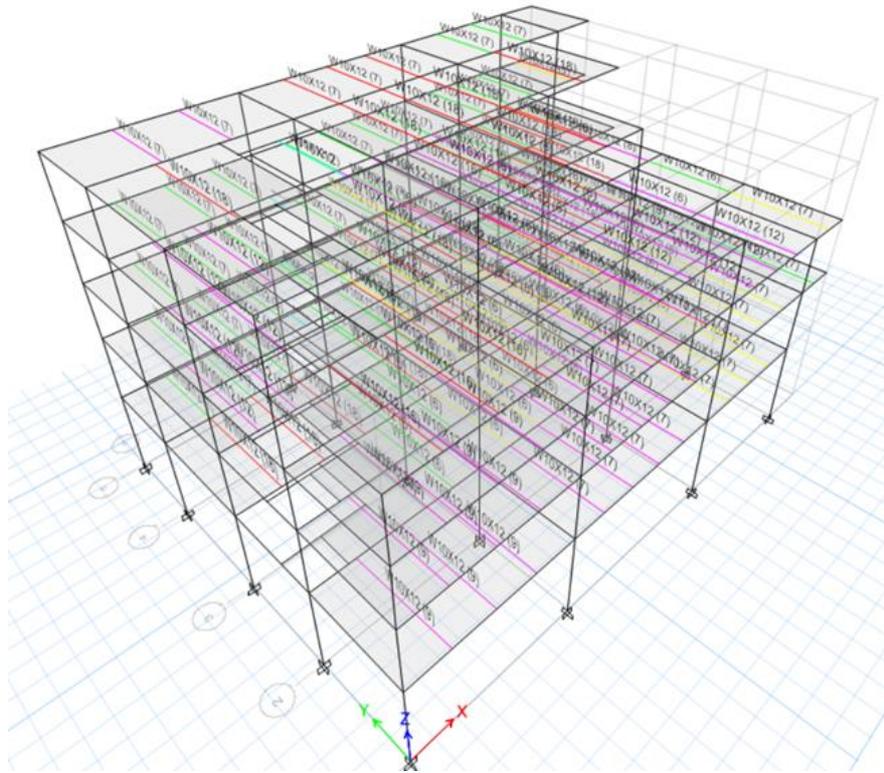


### c) Vigas de acción compuesta

Aproximadamente un 75% de las vigas secundarias tipo nervios no soportan las cargas solicitantes, pudiendo verse como efecto de las separaciones poco conservadoras asignadas en primera instancia.

**Figura 36**

*Análisis de la demanda de capacidad de las vigas de acción compuesta*



**4.2.1.1 Resultados obtenidos del análisis.**

Con el primer análisis de bajada de cargas se obtiene las siguientes solicitaciones:

Para cada tipo de columna en su estado más crítico.

**Tabla 42**

*Resumen de resultados de las columnas obtenidos mediante el análisis en ETABS*

<b>Solicitaciones</b>	<b>Columnas esquineras</b>	<b>Columnas de borde</b>	<b>Columnas centrales</b>
Pu (Ton)	68.31	139.7	319.39
Vux (Ton)	2.13	3.97	2.97
Vuy (Ton)	10.09	12.54	16.99
Mux (Ton-m)	15.51	21.78	31.62
Muy (Ton-m)	3.02	5.20	3.91

**Tabla 43**

*Resumen de resultados de las vigas, obtenidos mediante el análisis en ETABS*

Solicitaciones	Cubierta Accesible		Resto de Plantas	
	Borde	Centrales	Borde	Centrales
Mu (kN-m)	163.23	340.45	251.25	499.48
Vu (kN)	95.75	201.17	162.53	320.00

Para vigas secundarias de acción compuesta, se decide reducir su espaciamiento agregando una viga más en cada claro, mejorando su eficiencia.

#### **4.2.2 Resultados de secciones calculadas con cargas reales.**

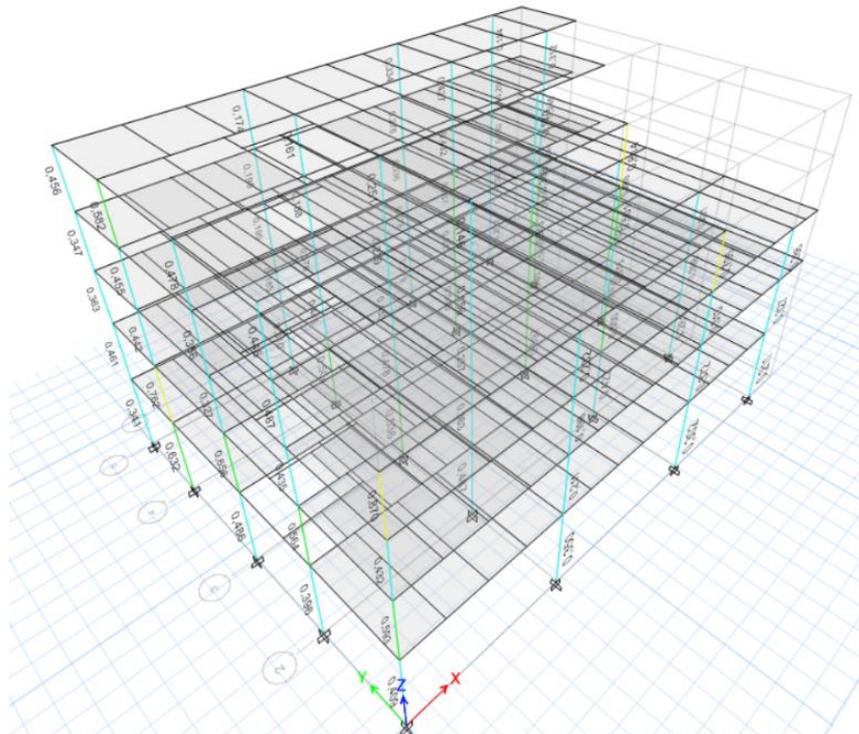
Con el cálculo de secciones reales se obtiene lo siguiente:

##### **a) Columnas.**

Todas las columnas cumplen con las cargas solicitantes.

**Figura 37**

*Análisis de las columnas diseñadas con las cargas reales*



**Tabla 44**

*Secciones finales de diseño con cargas reales*

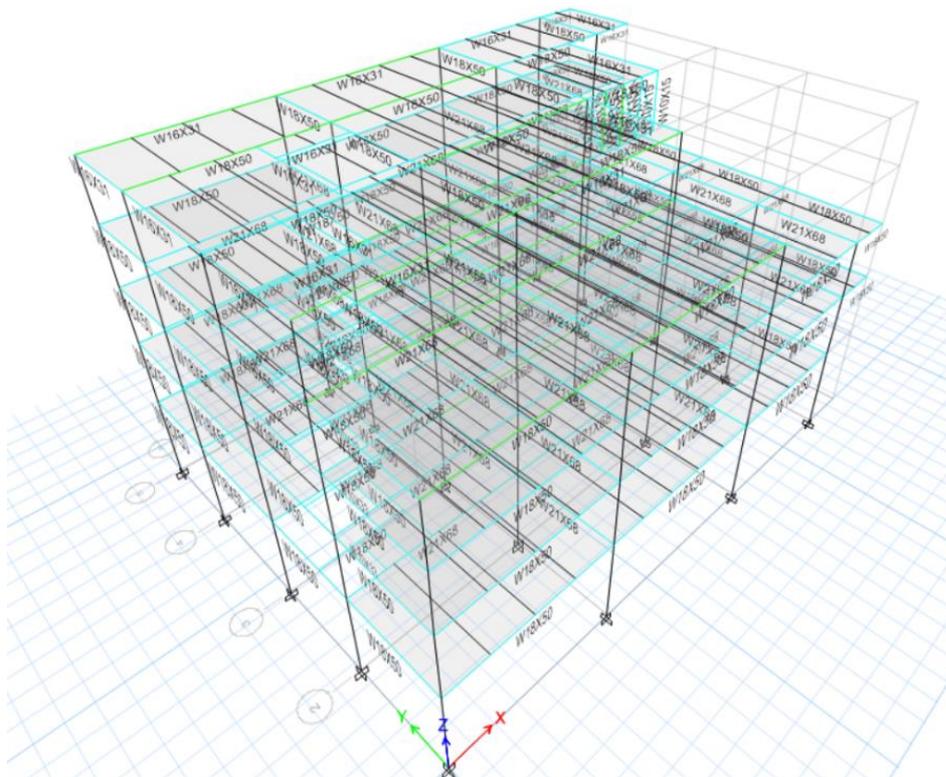
Columnas de sección compuesta SRC	Sección compuesta	Acero estructural	Acero de refuerzo	Acero transversal
Columnas centrales	65 cm X 65 cm	W 14X120	12 $\phi$ 22mm	1 $\phi$ 10mm @10 cm
Columnas de borde	60 cm X 60 cm	W 14X82	12 $\phi$ 22mm	1 $\phi$ 10mm @10 cm
Columnas de esquina	50 cm X 50 cm	W 10X60	12 $\phi$ 20mm	1 $\phi$ 10mm @10 cm

**b) Vigas principales**

Todos los elementos cumplen las cargas solicitantes, con una eficiencia bastante alta. El diseño se vio controlado por las deflexiones. Se tuvo que hacer un análisis especial en los mayores volados de cuarta planta y cubierta accesible, se obtuvieron secciones extremadamente grandes para poder soportar los momentos, finalmente se concluyó en que resultaba poco eficiente e impráctico, por lo que se mantuvieron secciones de viga del resto de cubierta y se agregó una celosía enlazando ambos niveles, con excelentes resultados.

**Figura 38**

*Análisis de las vigas diseñadas con las cargas reales*

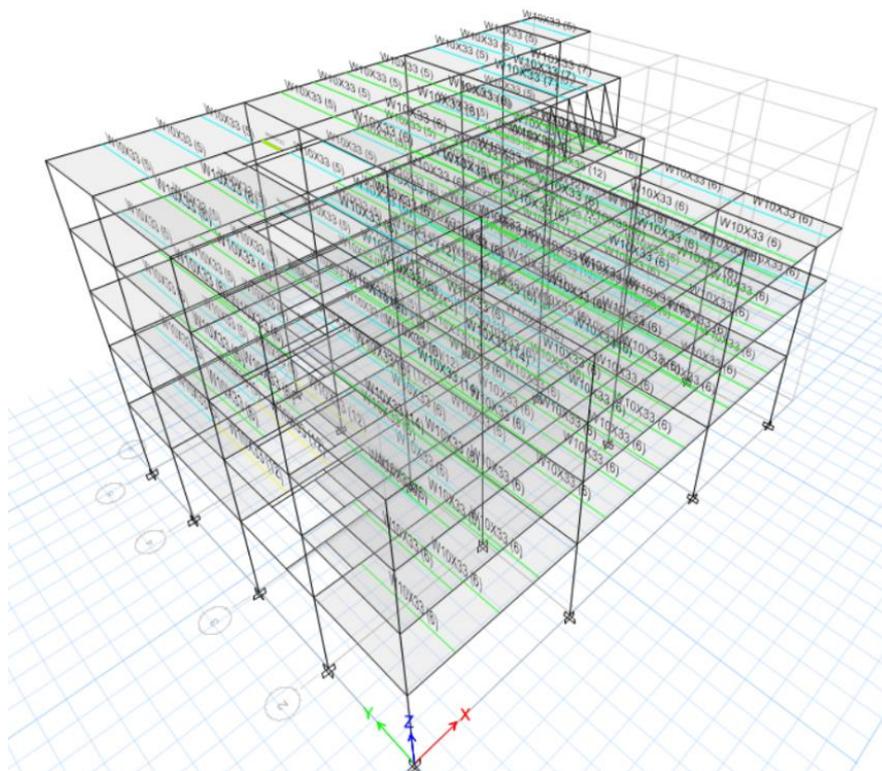


**Tabla 45***Secciones de viga con cargas reales*

<b>Plantas</b>	<b>Vigas de borde</b>	<b>Vigas centrales</b>
Cubierta accesible	W 18X50	W 18X50
Resto de plantas	W 18X50	W 21X68

**c) Vigas secundarias**

Luego de reducir el espaciamiento entre vigas y controlar deflexiones, finalmente todos los elementos tipo nervio cumplen exitosamente, además de mostrar ser muy eficientes.

**Figura 39***Análisis de las viguetas diseñadas con las cargas reales***Tabla 46***Secciones de viguetas con cargas reales*

<b>Plantas</b>	<b>Vigas secundarias</b>
Cubierta accesible	W 10X33
Resto de plantas	W 10X33

### 4.2.3 Chequeo de elementos estructurales mediante la norma AISC 341-16.

#### D1.4b.1. Miembros moderadamente dúctiles.

Las columnas compuestas encamisadas utilizadas como miembros moderadamente dúctiles deben cumplir con los siguientes requisitos:

c) La separación máxima de refuerzo transversal en la parte superior e inferior deberá ser la menor de las siguientes:

5) La mitad de la dimensión menor de la sección.

✓ Para columnas centrales:

$$\frac{65cm}{2} = 32.5 cm$$

✓ Para columnas borde:

$$\frac{60cm}{2} = 30 cm$$

✓ Para columnas esquineras:

$$\frac{50cm}{2} = 25 cm$$

6) 8 diámetros de las barras longitudinales.

Se usa barras de diámetros 20mm (col. esquinera) y 22mm (col. Borde y central).

$$8 * db = 8 * 20mm = 160mm$$

7) 24 diámetros de las barras de amarre.

$$24 * db = 24 * 10mm = 240mm$$

8) 12 pulgadas (300 mm).

d) Este espaciado debe mantenerse a lo largo de una distancia vertical igual a la mayor de las siguientes longitudes, medida desde cada cara de la junta y en ambos lados de cualquier sección donde se espera que ocurra el cedimiento por flexión

1) Un sexto de la altura vertical libre de la columna

Altura libre crítica es de 2.5m

$$\frac{hv}{6} = \frac{2.5m}{6} = 42 cm$$

2) Dimensión máxima de la sección transversal

- ✓ Para columnas centrales 65 cm
- ✓ Para columnas borde 60 cm
- ✓ Para columnas esquineras 50 cm

Siendo la más crítica 50 cm.

3) 18 pulgadas (450 mm)

- e) El espaciado de las barras de amarre sobre la longitud restante de la columna no debe exceder el doble del espaciado definido en la Sección D1.4b.1(a).

En la sección D1.4b.1(a). se obtiene una separación de 16 cm.

$$2 * 16cm = 32cm$$

d) Las empalmes y detalles de apoyo final para columnas compuestas encamisadas en SFRS compuestos ordinarios de las Secciones G1, H1 y H4 deben cumplir con los requisitos de la Especificación y la Sección 10.7.5.3 de ACI 318. El diseño debe cumplir con las Secciones 18.2.7 y 18.2.8 de ACI 318. El diseño debe tener en cuenta cualquier efecto comportamental adverso debido a cambios abruptos en la rigidez del miembro o la resistencia nominal a la tracción. Se considerarán cambios abruptos las transiciones a secciones de concreto armado sin miembros estructurales de acero embebidos, transiciones a secciones de acero estructural sin recubrimiento y las bases de las columnas.

- f) Se prohíbe el uso de malla de alambre soldado como refuerzo transversal.

No se usa acero soldado como refuerzo transversal.

**D1.4b.2. Miembros altamente dúctiles.**

Las columnas compuestas revestidas utilizadas como miembros altamente dúctiles deberán satisfacer la Sección D1.4b.1 además de los siguientes requisitos:

- (a) El refuerzo longitudinal que lleva la carga debe cumplir con los requisitos de la Sección 18.7.4 de ACI 318.

(b) El refuerzo transversal debe ser refuerzo en anillo, según la definición en el Capítulo 18 de ACI 318, y debe cumplir con los siguientes requisitos:

(1) El área mínima de refuerzo de amarre,  $A_{sh}$ , debe ser:

$$A_{sh} = 0,09h_{cc}s \left( 1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right) \left( \frac{f'_c}{F_{ysr}} \right)$$

Nota: La Ecuación D1-8 no necesita cumplirse si la resistencia nominal de la sección de acero estructural encamisado solo es mayor que el efecto de carga de una combinación de cargas de  $1.0D + 0.5L$ .

Según el cálculo de  $A_{sh}$  (área mínima de refuerzo de amarre), para la columna central mas crítica se tiene un área mínima requerida de  $1.70 \text{ cm}^2$ , en el diseño se usa dos estribos cerrados de varilla corrugada de 10mm, luego se tiene  $3.14 \text{ cm}^2$ , cumpliendo con la normativa.

(2) El espaciado máximo del refuerzo transversal a lo largo de la columna deberá ser el menor entre seis diámetros de barra longitudinal que lleva la carga o 6 pulgadas (150 mm).

$$6 * db \text{ o } 150mm$$

$$6 * 20mm = 120mm$$

(3) Cuando se especifique refuerzo transversal en las Secciones D1.4b.1(c), D1.4b.1(d) o D1.4b.1(e), el espaciado máximo del refuerzo transversal a lo largo de la longitud del miembro deberá ser el menor entre una cuarta parte de la dimensión menor del miembro o 4 pulgadas (100 mm). El refuerzo de confinamiento deberá espaciarse no más de 14 pulgadas (350 mm) en el centro en dirección transversal.

Para columnas centrales con dimensión menor de 65 cm

$$\frac{65cm}{4} = 16.25 \text{ cm}$$

Para columnas de borde con dimensión menor de 60 cm

$$\frac{60cm}{4} = 15 \text{ cm}$$

Para columnas esquineras con dimensión menor de 50 cm

$$\frac{50cm}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

(c) Las columnas compuestas encamisadas en marcos arriostrados con resistencias a compresión requeridas superiores a  $0.2P_n$ , excluyendo la carga sísmica de sobrerresistencia, deberán contar con refuerzo transversal según se especifica en la Sección D1.4b.2(b)(3) a lo largo de toda la longitud del elemento. Esta exigencia no es obligatoria si la resistencia nominal de la sección de acero encamisado sola es mayor que el efecto de carga de una combinación de cargas de  $1.0D + 0.5L$ .

Tipo	Resistencia requerida. (Ton)	$0.2P_n$ (Ton)	$P_u > 0.2P_n$
Centrales	319.39	309.26	Aplica (lit.c)
Borde	139.70	246.46	No aplica (lit.c)
Esquineros	68.31	172.42	No aplica (lit.c)

(d) Las columnas compuestas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, como paredes o marcos arriostrados, deberán contar con refuerzo transversal según se especifica en la Sección D1.4b.2(b)(3) a lo largo de toda la longitud debajo del nivel en el que ocurre la discontinuidad, si la resistencia a compresión requerida supera el  $0.1P_n$ , excluyendo la carga sísmica de sobrerresistencia. El refuerzo transversal deberá extenderse hacia el miembro discontinuo por lo menos la longitud requerida para desarrollar un cedimiento completo en la sección de acero encamisado de concreto y en el refuerzo longitudinal. Esta exigencia no es obligatoria si la resistencia nominal de la sección de acero encamisado sola es mayor que el efecto de carga de una combinación de cargas de  $1.0D + 0.5L$ .

(e) Las columnas compuestas encamisadas utilizadas en un C-SMF deberán cumplir con los siguientes requisitos:

(1) El refuerzo transversal deberá cumplir con los requisitos de la Sección D1.4b.2(2) en la parte superior e inferior de la columna sobre la región especificada en la Sección D1.4b.1(b).

(2) Deberán cumplirse los requisitos de diseño de columna fuerte/viga débil en la Sección G3.4a. Las bases de las columnas deberán detallarse para soportar cedimientos inelásticos por flexión.

(3) La resistencia al corte requerida de la columna deberá cumplir con los requisitos de la Sección 18.7.6.1.1 de ACI 318.

### Resumen, verificaciones de espaciamiento en estribos:

Luego de analizar cada uno de los requerimientos de las secciones D1.4b.1. para miembros moderadamente dúctiles y D1.4b.2. para miembros altamente dúctiles, además de la revisión de secciones D1.4b.1(d) o D1.4b.1(e) se tiene una separación máxima de estribos calculada de 12 cm, misma que debe ser empleada a lo largo de la columna en su totalidad, finalmente se decide usar un espaciamiento de 10 cm.

### G3. Marcos Compuestos Especiales a Momento (C-SMF)

#### Requisitos del sistema

#### 4a. Relación de momento

Se deberá satisfacer la siguiente relación en las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$M_{pc} = Z_c * \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) + \left[ \frac{2Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)}{L_v} \right] (d_{viga}/2)$$

$$M_{pb} = 1.1R_y Z_b F_{yb} + M_{uv}$$

Ubicación de análisis	$\Sigma M_{pc}$	$\Sigma M_{pb}$	Chequeo
Centrales	223 726 154 kg-cm	91 629 303.2 kg-cm	2.44 >1 Cumple
Borde	179 402 521.8 kg-cm	134 747 825 kg-cm	1.33 >1 Cumple
Esquineros	103 888 238.4 kg-cm	85 372 907 kg-cm	1.22 >1 Cumple

## 4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS O.E3

### 4.3.1 Análisis sísmico lineal.

#### 4.3.1.1 Parámetros sísmicos.

**Tabla 47**

*Parámetros sísmicos para el análisis lineal*

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Región	Litoral
Provincia	Santa Elena
Cantón	Salinas
Zona sísmica	VI
Factor de zona Z	0.5
$\eta$	1.8
Perfil del suelo	C
<b>COEFICIENTES DE AMPLIACIÓN</b>	
Fa	1.18
Fd	1.06
Fs	1.23
<b>COEFICIENTE DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA</b>	
I	1.3
<b>FACTOR DE REDUCCIÓN PARA ESPECTRO INELÁSTICO</b>	
R	6

Nota: *Obtenido de la NEC-SE-DS (2015)*

#### 4.3.1.2 Espectro de diseño.

Ecuaciones:

Tc: Periodo corto en el suelo.

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

Sa: Espectro de respuesta elástica de aceleraciones.

$$Sa = \eta * Z * Fa ; \text{ cuando } T < Tc$$

$$Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r ; \text{ cuando } T > Tc$$

Donde:

r=1 para todos los suelos a excepción del suelo tipo E

r=1.5 para suelo tipo E

Cálculo de  $T_c$ :

$$T_c = 0.55 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_c = 0.6077$$

**a) Cálculo del periodo de vibración**

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

Donde:

$C_t$ : coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

$$T = 0.073 * 16.95^{0.75}$$

$$T = 0.6098$$

Luego

$$T > T_c$$

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

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.18 * \left(\frac{0.6077}{0.6098}\right)^1$$

$$S_a = 1.058$$

**b) Coeficiente relacionado con el período de la estructura  $k$**

**Tabla 48**

*Parámetros para la determinación del valor  $k$*

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

Nota: *Obtenido de la NEC-SE-DS (2015)*

$$k = 0.75 + 0.5 T$$

$$k = 0.75 + 0.5 * 0.6098$$

$$k = 1.055$$

### 4.3.1.3 Cálculo del cortante basal.

$\phi_p$ : Coeficiente de irregularidad en planta, el edificio se considera irregular del tipo 2 (retrocesos excesivos en las esquinas), los últimos dos niveles presentan entrantes mayores al 15% de la dimensión de planta, por lo tanto, se usa **0.9**.

$\phi_E$ : Coeficiente de regularidad en elevación, el edificio se considera irregular del tipo 3 (irregularidad geométrica), la cuarta planta es 1.35 veces menor que tercera planta,  $1.35 > 1.30$ , por lo tanto, se usa **0.9**.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

$$V = \frac{1.3 * 1.058}{8 * 0.9 * 0.9} * W$$

$$V = 0.2123 * W$$

**Tabla 49**

*Cálculo del cortante basal*

Plantas	Altura $h_x$ m	W Ton	$W_x h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x = C_{vx} V$ Ton	$V_x$ (c/u) Ton	$0,3F_x$ Ton
(Cubierta)	16.95	224.52	5125.47	0.17	79.13	<b>79.13</b>	23.74
4	13.95	392.68	7608.16	0.26	117.47	<b>196.60</b>	35.24
3	10.95	514.15	7936.30	0.27	122.53	<b>319.13</b>	36.76
2	7.95	512.81	5746.04	0.19	88.72	<b>407.85</b>	26.61
1	4.50	499.28	3162.06	0.11	48.82	<b>456.67</b>	14.65
<b>Total</b>		<b>2143.44</b>	<b>29578.03</b>	<b>1.00</b>	<b>456.67</b>		

#### 4.3.1.4 Espectro de respuesta.

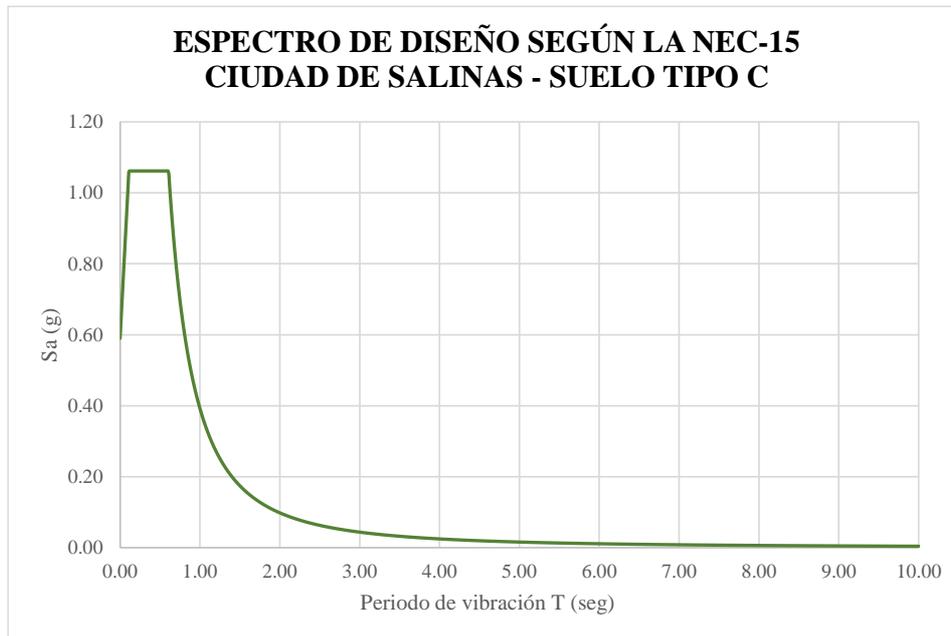
**Tabla 50**

*Valores T y Sa obtenidos para la elaboración del espectro de respuesta*

<b>T (seg)</b>	<b>Sa</b>
0	0.590
0.1	1.017
0.2	1.062
0.3	1.062
0.4	1.062
0.5	1.062
0.6	1.062
0.7	0.800
0.8	0.613
0.9	0.484
1	0.392
1.1	0.324
1.2	0.272
1.3	0.232
1.4	0.200
1.5	0.174
1.6	0.153
1.7	0.136
1.8	0.121
1.9	0.109
2	0.098
2.1	0.089
2.2	0.081
2.3	0.074
2.4	0.068
2.5	0.063
2.6	0.058
2.7	0.054
2.8	0.050
2.9	0.047
3	0.044
3.1	0.041
3.2	0.038
3.3	0.036
3.4	0.034
3.5	0.032
3.6	0.030
3.7	0.029
3.8	0.027
3.9	0.026
4	0.025

**Figura 40**

*Espectro de diseño según la NEC-15 para la ciudad de Salinas*



### **4.3.2 Chequeos del análisis sísmico de acuerdo con NEC-15.**

Para cumplir con los requerimientos de la NEC-15, se llevan a cabo una serie de chequeos rigurosos para asegurar que la estructura cumpla de manera eficiente las disposiciones sísmicas establecidas.

#### **4.3.2.1 Chequeo del período fundamental de la estructura.**

Se realiza un chequeo del período fundamental de la estructura, se compara el período obtenido mediante ETABS con el obtenido mediante especificaciones de la NEC-15.

**Tabla 51**

*Resultados obtenidos de acuerdo con la NEC-15 vs obtenidos en Etabs*

<b>Chequeo de período</b>	
T (NEC15)	0.6098
T (ETABS)	0.954
Ta = (1.3*T)	0.793
T <sub>Etabs</sub> < Ta	NO CUMPLE

### **4.3.3 Análisis de comportamiento (Arriostramientos).**

Se analiza el comportamiento de la estructura frente a diferentes tipos de arriostramiento concéntrico, de acuerdo con la geometría del edificio se plantea restringir la disposición de los arriostramientos de forma simétrica, luego los sistemas de arriostramiento objeto de análisis son los siguientes:

- ✓ Arriostramientos concéntricos en X en un solo nivel
- ✓ Arriostramientos concéntricos en X en varios niveles
- ✓ Arriostramientos concéntricos en V invertida en un solo nivel.

El presente análisis tiene como objeto revisar que disposición de arriostramiento se adecua de mejor manera a la estructura diseñada en el presente trabajo de titulación.

Observaciones:

- ✓ La sección del elemento tipo arriostramiento será un perfil circular del tipo HSS.
- ✓ Todos los tipos de arriostramientos serán analizados con el mismo perfil HSS
- ✓ El perfil HSS será escogido según la disposición más crítica.

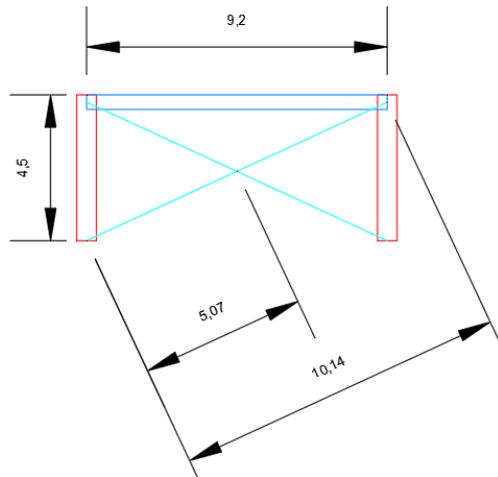
#### **4.3.3.1 Selección de perfil HSS.**

El criterio para la selección del perfil se basa en su estado más crítico, recordando que los arriostramientos trabajan únicamente de forma axial, luego tenemos fuerzas de compresión y de tracción, donde el diseño del elemento se ve controlado por el pandeo en la etapa compresiva de un ciclo de carga y descarga durante un fenómeno sísmico.

Se revisa en que sistema de arriostramiento el fenómeno de pandeo es más eminente. Se muestra el pórtico con mayor vano y altura de piso, correspondiente a la primera planta del eje 1 entre B y C.

### Figura 41

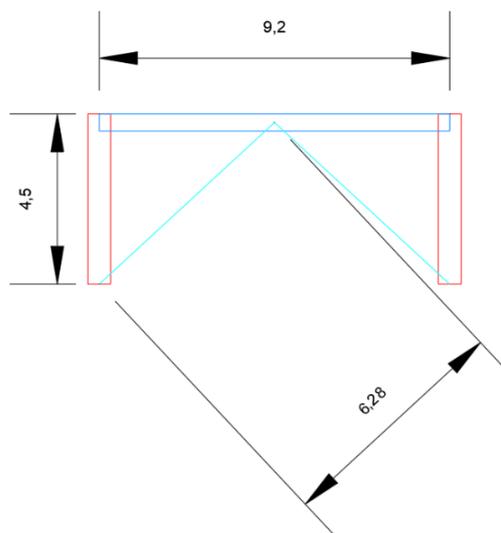
*Longitud de arriostramiento en X de un nivel*



Se tiene una longitud de 10.14m, que se reduce al cortar una de las dos diagonales a la mitad generando un nodo, luego el arriostramiento es 5.07 m, ciertamente esta última longitud no es del todo correcta en vista de que uno de los extremos del elemento corto sufre un desplazamiento fuera del plano XZ como efecto de las fuerzas sísmicas, comportamiento no deseado, por lo que la distancia escogida es de 10.14 m.

### Figura 42

*Longitud de arriostramiento en X en dos niveles y V invertida*



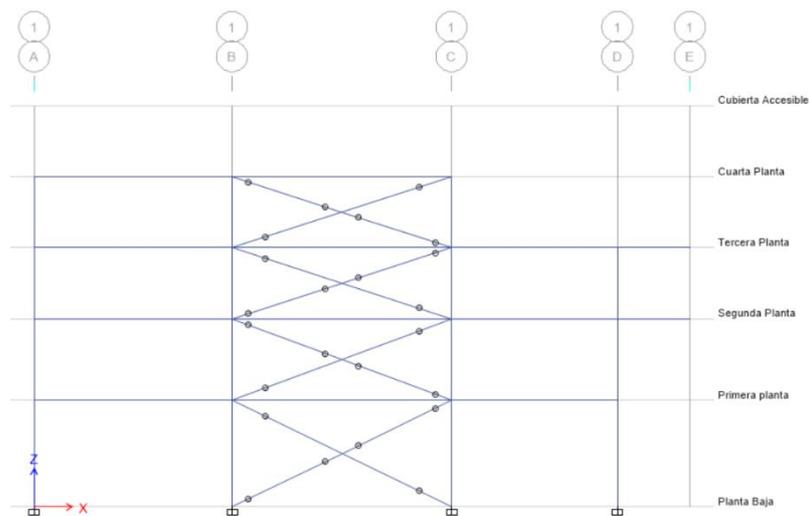
La longitud del elemento arriostramiento es de 6.28m. Se evidencia que la mayor longitud requerida para el diseño de un elemento se da en arriostramientos tipo X en un solo nivel, entonces la sección HSS debe ser encontrada de acuerdo con el análisis de este modelo en particular.

#### 4.3.3.2 *Análisis de arriostramiento mediante ETABS.*

##### **Arriostramiento X en un nivel.**

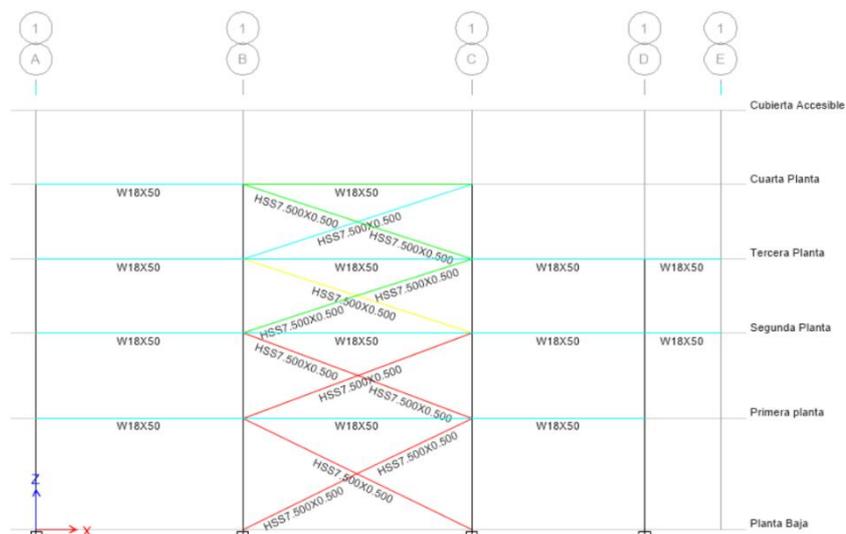
**Figura 43**

*Condición de rotula en arriostramiento*



**Figura 44**

*Demanda capacidad de arriostramientos en X*



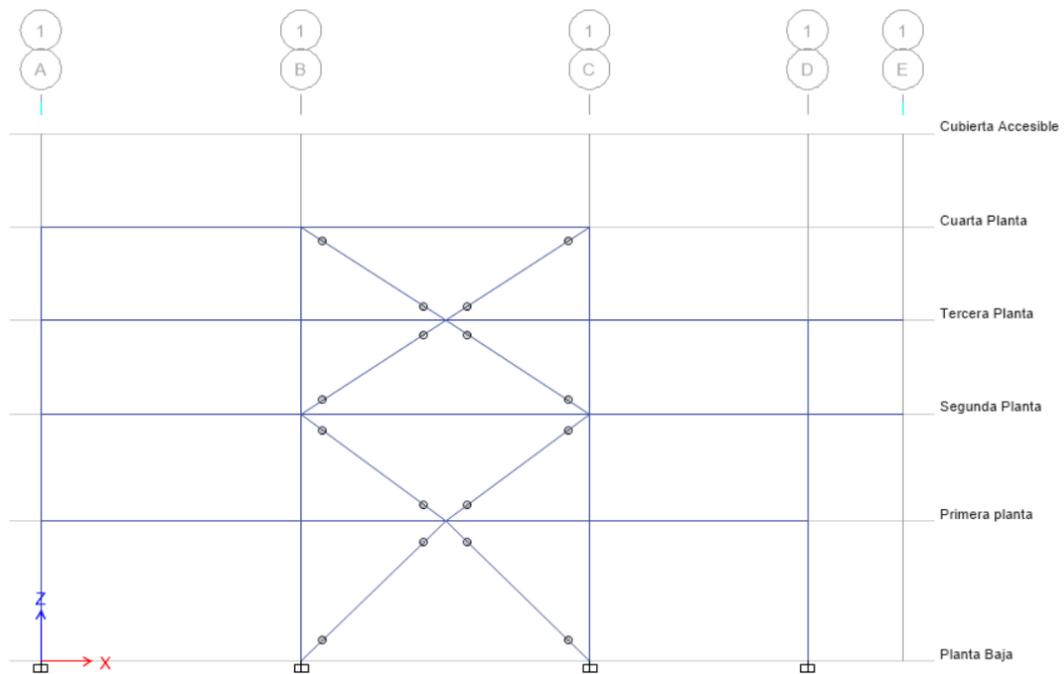
El diseño de los arriostramientos se realiza de acuerdo con la norma AISC-341. Los arriostramientos son elementos fusibles, es decir se espera que estos absorban la energía sísmica, y que sean los únicos o por lo menos los primeros en fallar, protegiendo la integridad de los elementos principales que conforman el pórtico. Por lo anterior se debe controlar la ratio de demanda capacidad de los elementos fusible en un rango recomendado de 0.9 a 1.1, asegurando la falla dúctil en los arriostramientos.

Finalmente se escoge un perfil HSS7.500X0.500, que cumple las condiciones con una ratio de demanda capacidad de 1.089

### Arriostramiento X en dos niveles

**Figura 45**

*Condición de rotula en arriostramiento X en dos niveles*



**Figura 46**

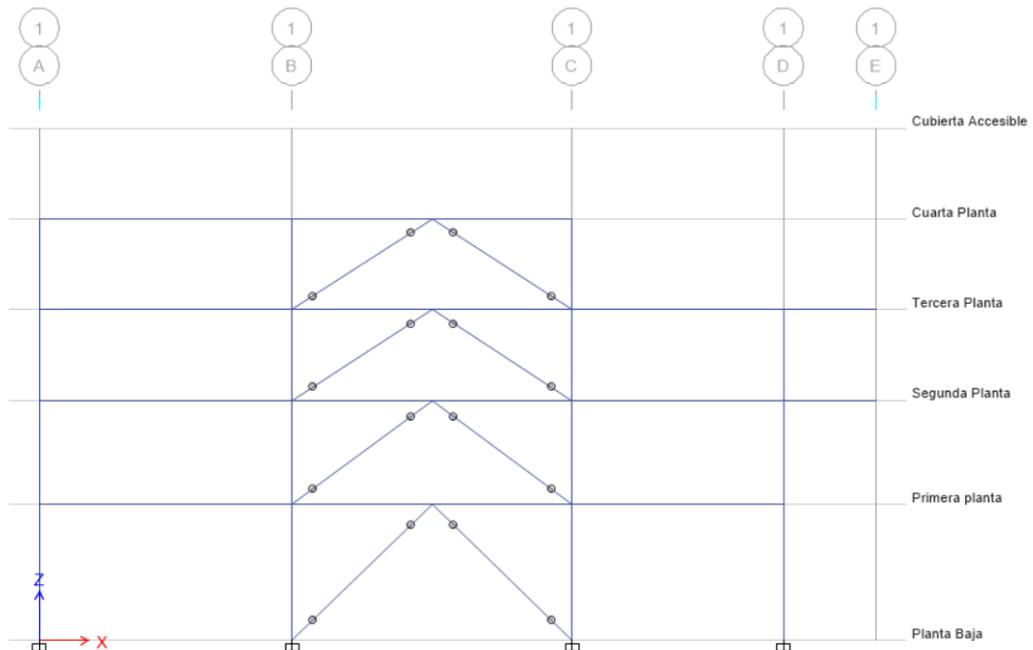
*Demanda capacidad de arriostramientos tipo X en dos niveles*



Se obtiene un ratio de demanda - capacidad de 0.624, configuración analizada con el mismo perfil circular HSS7.500X0.500.

**Figura 47**

*Condición de rotula en arriostramiento tipo V invertida*



**Figura 48**

*Demanda capacidad de arriostramientos tipo V invertida*



De acuerdo al análisis estructural realizado en ETABS, se logra obtener un ratio de demanda - capacidad de 0.627, configuración analizada nuevamente con el perfil circular HSS7.500X0.500. En la siguiente tabla se logra apreciar un resumen de los perfiles HSS que obtuvieron como resultado del proceso de análisis en ETABS para el sistema de arriostramiento lateral seleccionado.

**Tabla 52**

*Resumen de perfiles HSS obtenidos para el sistema de arriostramiento*

Tipo de arriostramiento	Perfil de arriostramiento	Demanda / Capacidad	Resistencia a tracción	Resistencia a compresión	Resistencia a pos-pandeo
En X un nivel	HSS7,500 X 0,500	1.089	256.92 Ton	104.12 Ton	31.24 Ton
En X dos niveles	HSS7,500 X 0,500	0.624	256.92 Ton	197.10 Ton	59.13 Ton
En V invertida	HSS7,500 X 0,500	0.627	256.92 Ton	197.10 Ton	59.13 Ton

#### 4.3.4 Diseño de arriostramientos concéntricos en X de dos niveles aplicando la norma AISC 341-16.

Se lleva el sistema de arriostramiento a la eficiencia, seleccionando secciones capaces de disipar energía de forma dúctil. A continuación, se muestran los perfiles de diseño y sus capacidades máximas de carga axial, nótese que se deben de analizar dos tipos de situación “Diseño A, se analizan las resistencias máximas esperadas a la tracción y a la compresión” y “Diseño B, se analizan las resistencias máximas esperadas a la tracción y a la compresión luego del pandeo”, donde se carga lateralmente al pórtico de análisis (simulando carga sísmica), y se lleva cada elemento de arriostramiento hasta su resistencia máxima esperada (diseño por capacidad).

Se calculan las fuerzas resultantes que le llegan a cada elemento, en este caso se muestra la bajada de fuerzas que afectan a la columna de diseño (columna de color verde). Luego la carga resultante de ambas situaciones se compara y se diseña el elemento según el caso más crítico, entonces se revisa que vigas y columnas resistan la carga agregada del sismo que en este caso es soportada perfectamente.

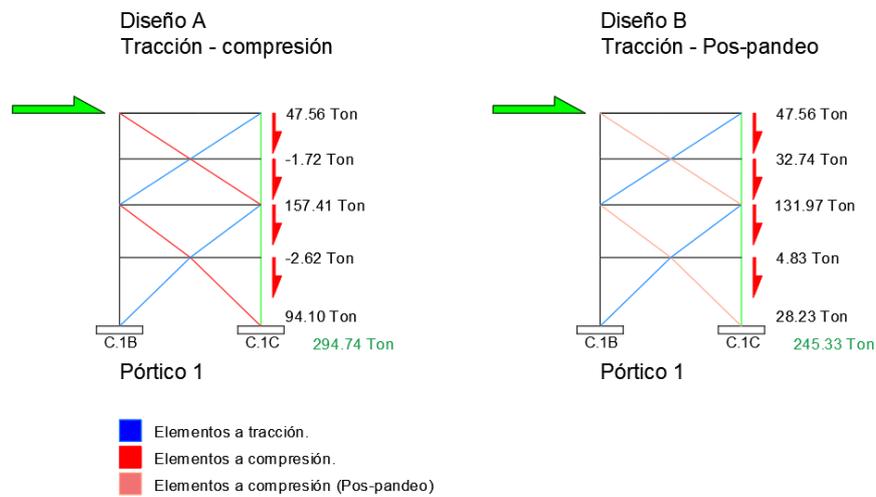
**Tabla 53**

*Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico 1*

<b>Planta</b>	<b>Perfil seleccionado</b>	<b>R. Tracción (Ton)</b>	<b>R. Compresión (Ton)</b>	<b>R. Pos – Pandeo (Ton)</b>	<b>Demanda / Capacidad</b>
<b>Planta Baja</b>	HSS6.625X0.432	196.05	134.57	40.37	0.890
<b>Primera planta</b>	HSS6.000X0.500	201.79	121.40	36.42	1.019
<b>Segunda planta</b>	HSS6.000X0.250	105.26	66.51	19.95	1.050
<b>Tercera planta</b>	HSS5.000X0.250	87.05	42.00	12.60	0.989

**Figura 49**

*Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico 1*



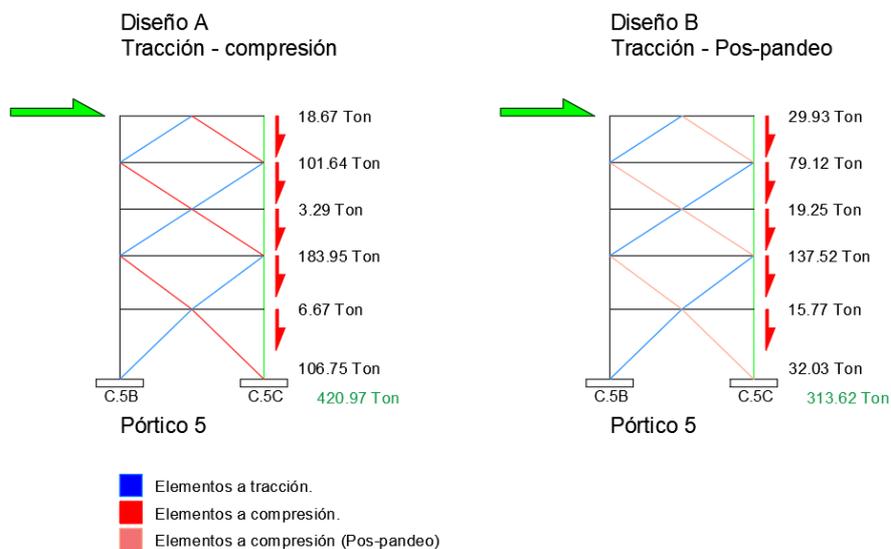
**Tabla 54**

*Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico 5*

Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS6.625X0.500	224.49	152.65	45.80	0.957
Primera planta	HSS6.625X0.432	196.05	134.57	40.37	0.894
Segunda planta	HSS6X0.500	201.79	121.40	36.42	0.994
Tercera planta	HSS5X0.375	127.21	58.85	17.65	1.019
Cuarta planta	HSS5X0.375	127.21	58.85	17.65	1.088

**Figura 50**

*Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico 5*



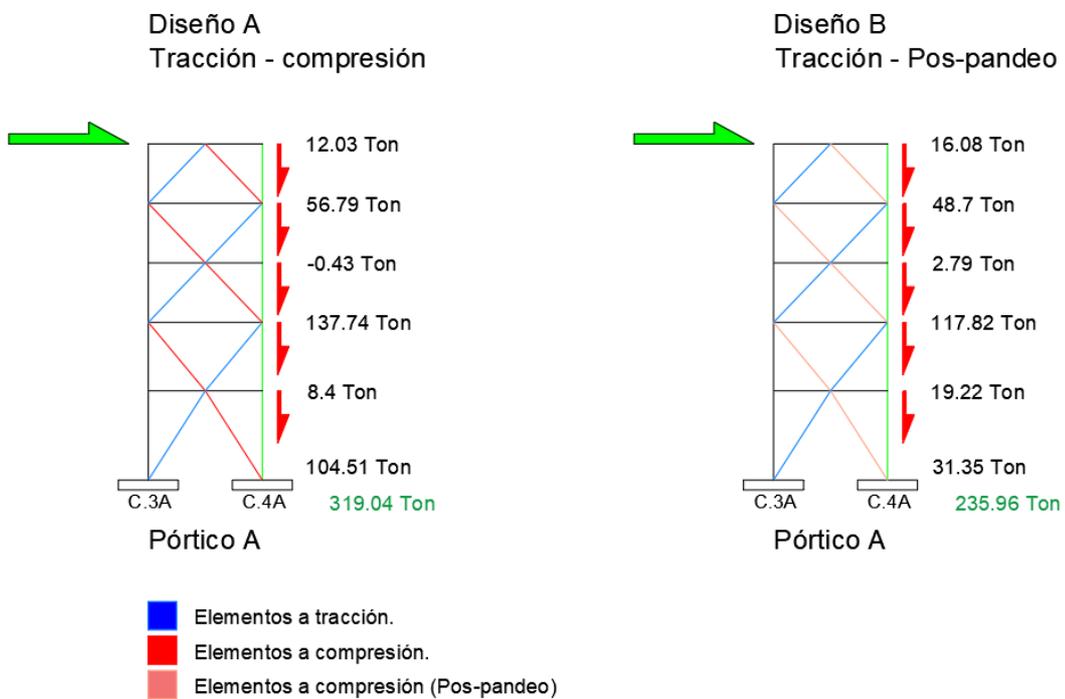
**Tabla 55**

*Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico A*

Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS5.563X0.500	185.83	123.71	37.11	0.972
Primera planta	HSS5.5X0.375	140.93	94.92	28.48	0.937
Segunda planta	HSS4.5X0.237	73.83	39.26	11.78	1.022
Tercera planta	HSS4.000X0.226	62.36	26.59	7.98	0.892
Cuarta planta	HSS3.500X0.203	49.14	15.97	4.79	0.915

**Figura 51**

*Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico A*



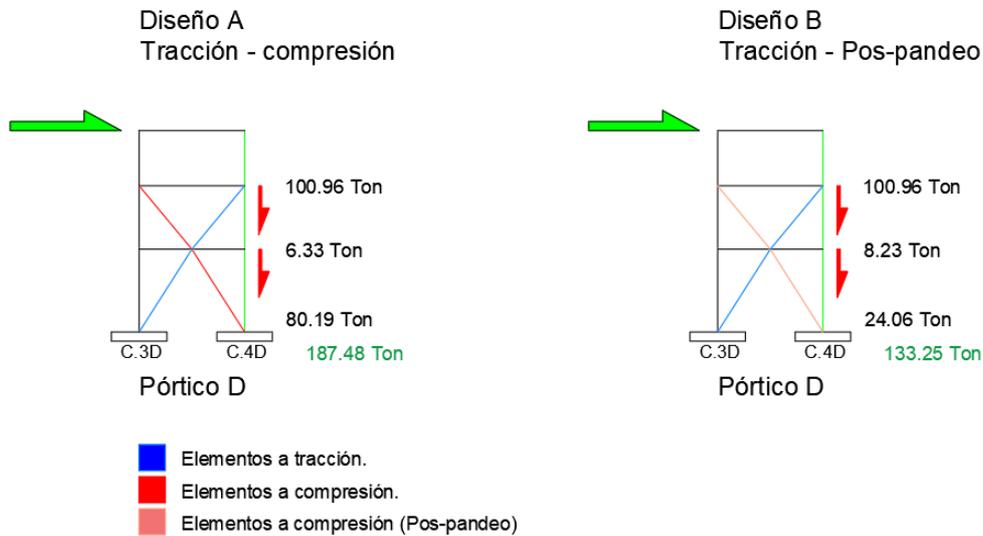
**Tabla 56**

*Perfiles seleccionados para el análisis del pórtico D*

Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS5.500X0.375	140.93	94.92	28.48	1.098
Primera planta	HSS6X0.312	130.20	96.38	28.91	0.993

**Figura 52**

*Bajada de cargas para el diseño de elementos del pórtico D*



### 4.3.5 Estructura calculada (Corregida con arriostramientos en X en dos niveles).

#### 4.3.5.1 Chequeo del periodo fundamental de la estructura.

Una vez que se realizaron los cálculos correspondientes para el sistema de arriostramientos, se vuelve a checar los parámetros necesarios que involucrarán el chequeo del periodo, en la tabla presentada a continuación se logra apreciar que el periodo fundamental de la estructura consigue satisfacer de manera correcta.

Cuando se haya checado que la estructura cumple correctamente con los periodos requeridos en función a la normativa NEC-SE-DS 2015, se procede a comprobar la naturaleza del desplazamiento de la estructura, lo cual se detalla a profundidad más adelante.

**Tabla 57**

*Resumen del período de la estructura arriostrada*

Chequeo de periodo	
T (NEC15) =	0.6098
T (ETABS)=	0.673
Ta = (1.3*T) =	0.79274
T(ETABS)<Ta	CUMPLE

### 4.3.5.2 Chequeo, naturaleza de desplazamiento.

**Tabla 58**

*Ratios de participaciones de masa modal*

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ
Modal	1	0.673	0.0001	0.8503	0.0026
Modal	2	0.604	0.846	0.00004004	0.0033
Modal	3	0.461	0.0024	0.0025	0.8584
Modal	4	0.231	0.0017	0.0909	0.0039
Modal	5	0.207	0.0976	0.002	0.0003
Modal	6	0.163	0.0005	0.0092	0.0838
Modal	7	0.119	0.0019	0.0309	0.0054
Modal	8	0.11	0.0352	0.0019	0.001
Modal	9	0.091	0.0018	0.0011	0.028
Modal	10	0.073	0.0001	0.009	0.0004
Modal	11	0.069	0.0097	0.0002	0.0011
Modal	12	0.059	0.0009	0.00004266	0.0071
Modal	13	0.054	0.0001	0.0018	0.0024
Modal	14	0.049	0.0018	0.0001	0.0008
Modal	15	0.043	0.0001	0.00002235	0.0016

Nota: *Datos obtenidos de ETABS*

Se analiza en los tres primeros modos. Se busca que en los dos primeros modos el desplazamiento sea de tipo traslacional, esto sucede si se cumple la siguiente relación:

$$\frac{RZ}{\text{Max}(UX:UY)} < 30\%$$

$$\text{Modo 1: } \frac{0.0026}{0.8503} < 30\%$$

$$0.31\% < 30\%$$

$$\text{Modo 2: } \frac{0.0033}{0.846} < 30\%$$

$$0.39\% < 30\%$$

Por otro lado, se busca que el tercer modo sea del tipo torsional, esto sucede si se cumple la siguiente relación:

$$\text{Modo 3: } \frac{RZ}{\text{Max}(UX:UY)} > 30\%$$

$$\frac{0.8584}{0.0025} > 30\%$$

$$34336\% > 30\%$$

**Tabla 59**

*Porcentajes de participación de masa modal*

Modo	Porcentaje	Tipo de desplazamiento	Porcentaje <30%?
1	0.31%	Traslacional	CUMPLE
2	0.39%	Traslacional	CUMPLE
			<b>Porcentaje &gt;30%?</b>
3	34336%	Torsional	CUMPLE

Nota: *Datos obtenidos de ETABS*

#### 4.3.5.3 Chequeo, porcentaje de participación de masas.

**Tabla 60**

*Participación de masa acumulada*

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.673	0.0001	0.8503
Modal	2	0.604	0.8461	0.8503
Modal	3	0.461	0.8485	0.8528
Modal	4	0.231	0.8502	0.9438
Modal	5	0.207	0.9478	0.9458
Modal	6	0.163	0.9483	0.955
Modal	7	0.119	0.9502	0.9859
Modal	8	0.11	0.9854	0.9878
Modal	9	0.091	0.9872	0.9889
Modal	10	0.073	0.9873	0.9979
Modal	11	0.069	0.997	0.9981
Modal	12	0.059	0.998	0.9981
Modal	13	0.054	0.9981	0.9999
Modal	14	0.049	0.9999	1
Modal	15	0.043	1	1

Nota: *Datos obtenidos de ETABS*

Se busca que la participación de masas acumulada (sum UX, sum UY) en el quinto modo supere el 90%

**Tabla 61**

*Porcentajes de participación de masa acumulada*

	<b>Porcentaje</b>	<b>&gt;90%</b>
Sum UX	94.78%	CUMPLE
Sum UY	94.58%	CUMPLE

Nota: Datos obtenidos de ETABS

#### 4.3.5.4 Chequeo capacidad de espectro sísmico.

Se analiza la relación “Espectro de diseño / Capacidad sísmica del edificio”, para edificios irregulares se requiere como mínimo un 85%

**Tabla 62**

*Relación Espec X/SX para sismos en X y Y*

<b>Sismo en X</b>	ESPEC X=	3081.48	ESPEC X/SX=	89.62%	CUMPLE
	SX=	3438.32			
<b>Sismo en Y</b>	ESPEC Y=	3100.42	ESPEC Y/SY=	89.97%	CUMPLE
	SY=	3446.17			

Nota: Datos obtenidos de ETABS

#### 4.3.5.5 Chequeo de derivas permisibles.

$$\Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta E_{Max}$$

Donde: R=6

Luego, en conformidad con la NEC15

$$\Delta_{max} < 2\%$$

Según la normativa NEC-15, las derivas de piso deben ser menores al 2%, en la Tabla 63 se pueden observar que las derivas de piso obtenidas mediante el análisis de la estructura en el software ETABS cumplen con las derivas máximas dadas por la normativa.

**Tabla 63***Derivas de piso*

<b>Story</b>	<b>Load, Case/Combo</b>	<b>Direction</b>	<b>Drift</b>	<b>%</b>	
Cubierta Accesible	ESPECTRO SX Max	X	0.001561	0.70%	CUMPLE
Cubierta Accesible	ESPECTRO SY Max	X	0.000449	0.20%	CUMPLE
Cubierta Accesible	SX	X	0.00121	0.54%	CUMPLE
Cuarta Planta	ESPECTRO SX Max	X	0.001814	0.82%	CUMPLE
Cuarta Planta	ESPECTRO SY Max	X	0.000543	0.24%	CUMPLE
Cuarta Planta	SX	X	0.001372	0.62%	CUMPLE
Tercera Planta	ESPECTRO SX Max	X	0.002082	0.94%	CUMPLE
Tercera Planta	SX	X	0.001682	0.76%	CUMPLE
Segunda Planta	ESPECTRO SX Max	X	0.002309	1.04%	CUMPLE
Segunda Planta	SX	X	0.001855	0.83%	CUMPLE
Primera planta	ESPECTRO SX Max	X	0.001645	0.74%	CUMPLE
Primera planta	SX	X	0.001315	0.59%	CUMPLE
Cubierta Accesible	ESPECTRO SX Max	Y	0.000526	0.24%	CUMPLE
Cubierta Accesible	ESPECTRO SY Max	Y	0.002165	0.97%	CUMPLE
Cubierta Accesible	SY	Y	0.001821	0.82%	CUMPLE
Cuarta Planta	ESPECTRO SX Max	Y	0.000305	0.14%	CUMPLE
Cuarta Planta	ESPECTRO SY Max	Y	0.002504	1.13%	CUMPLE
Cuarta Planta	SY	Y	0.002136	0.96%	CUMPLE
Tercera Planta	ESPECTRO SY Max	Y	0.00266	1.20%	CUMPLE
Tercera Planta	SY	Y	0.002275	1.02%	CUMPLE
Segunda Planta	ESPECTRO SY Max	Y	0.002697	1.21%	CUMPLE
Segunda Planta	SY	Y	0.002314	1.04%	CUMPLE
Primera planta	ESPECTRO SY Max	Y	0.001996	0.90%	CUMPLE
Primera planta	SY	Y	0.001701	0.77%	CUMPLE

Nota: *Datos obtenidos de ETABS*

### 4.3.6 Secciones finales de elementos (AISC 341-16)

**Tabla 64**

*Resumen de secciones finales para columnas de sección compuesta*

Columnas de sección compuesta SRC	Sección compuesta	Acero estructural	Acero de refuerzo	Acero transversal
Columnas centrales	65 cm X 65 cm	W 14X120	12 $\phi$ 22mm	1 $\phi$ 10mm @10 cm
Columnas de borde	60 cm X 60 cm	W 14X82	12 $\phi$ 22mm	1 $\phi$ 10mm @10 cm
Columnas de esquina	50 cm X 50 cm	W 10X60	12 $\phi$ 20mm	1 $\phi$ 10mm @10 cm

**Tabla 65**

*Resumen de secciones finales para vigas principales*

Plantas	Vigas P. de borde	Vigas P. centrales
Cubierta accesible	W 18X50	W 18X50
Resto de plantas	W 18X50	W 21X68

**Tabla 66**

*Resumen de secciones finales para vigas secundarias*

Plantas	Vigas secundarias
Cubierta accesible	W 10X33
Resto de plantas	W 10X33

**Tabla 67**

*Perfil de acero para el volado*

Celosías de Volado
W 10X15

**Tabla 68**

*Perfiles de acero para la escalera*

	Escalera de viga media		
	Vigas centrales	Peldaños	Losetas
Tramo 1	W 10X12	L 1.2X0.3X0.07 m	F'c 250 kg/cm2 de 5cm
Tramo 2	W 10X33	L 1.2X0.3X0.07 m	F'c 250 kg/cm2 de 5cm
Resto de tramos	W 10X15	L 1.2X0.3X0.07 m	F'c 250 kg/cm2 de 5cm

**Tabla 69***Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico 1*

Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS6.625X0.432	196.05	134.57	40.37	0.890
Primera planta	HSS6.000X0.500	201.79	121.40	36.42	1.019
Segunda planta	HSS6.000X0.250	105.26	66.51	19.95	1.050
Tercera planta	HSS5.000X0.250	87.05	42.00	12.60	0.989

**Tabla 70***Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico 5*

Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS6.625X0.500	224.49	152.65	45.80	0.957
Primera planta	HSS6.625X0.432	196.05	134.57	40.37	0.894
Segunda planta	HSS6X0.500	201.79	121.40	36.42	0.994
Tercera planta	HSS5X0.375	127.21	58.85	17.65	1.019
Cuarta planta	HSS5X0.375	127.21	58.85	17.65	1.088

**Tabla 71***Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico A*

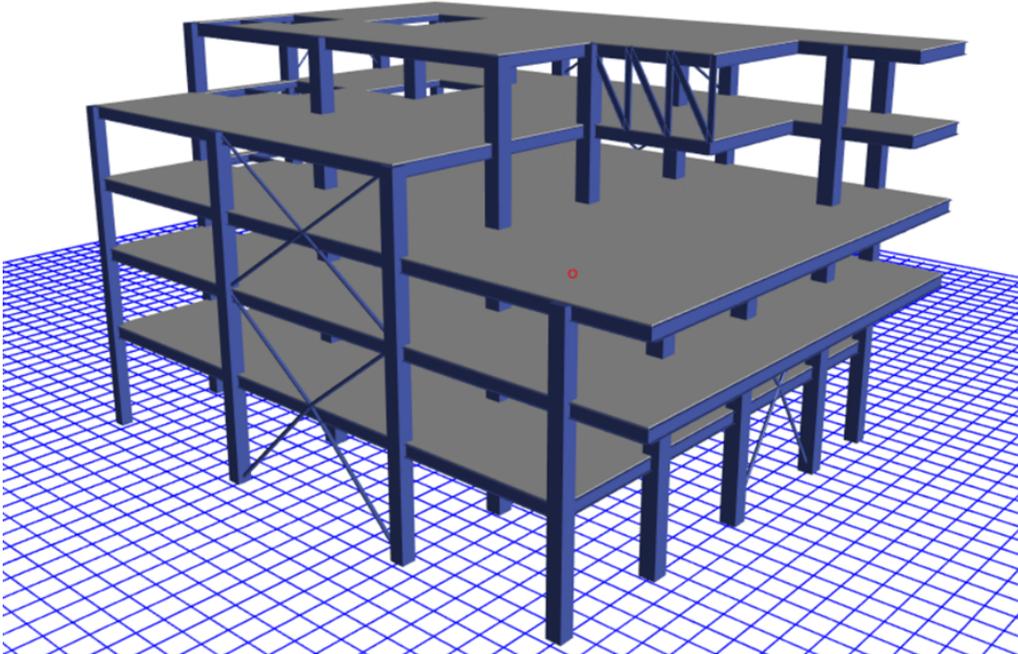
Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS5.563X0.500	185.83	123.71	37.11	0.972
Primera planta	HSS5.5X0.375	140.93	94.92	28.48	0.937
Segunda planta	HSS4.5X0.237	73.83	39.26	11.78	1.022
Tercera planta	HSS4.000X0.226	62.36	26.59	7.98	0.892
Cuarta planta	HSS3.500X0.203	49.14	15.97	4.79	0.915

**Tabla 72***Perfiles para el sistema de arriostramiento del pórtico D*

Planta	Perfil seleccionado	R. Tracción (Ton)	R. Compresión (Ton)	R. Pos – Pandeo (Ton)	Demanda / Capacidad
Planta Baja	HSS5.500X0.375	140.93	94.92	28.48	1.098
Primera planta	HSS6X0.312	130.20	96.38	28.91	0.993

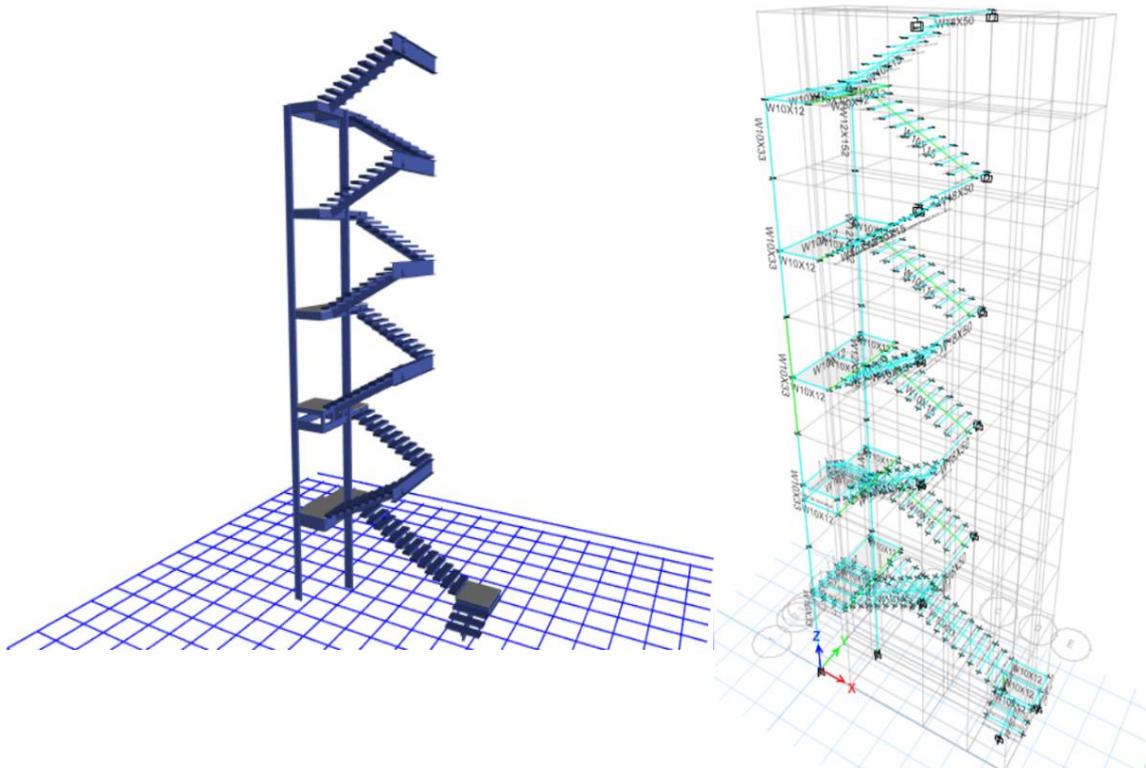
**Figura 53**

*Estructura diseñada con las dimensiones finales de los elementos estructurales en base a la norma AISC 341-16*



**Figura 54**

*Diseño estructural de la escalera*



## **4.3.7 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.**

### **4.3.7.1 *Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.***

Los cálculos realizados para poder obtener las cargas vivas y muertas, fueron elaborados a partir de las normativas vigentes, siguiendo cada uno de los parámetros que se recomendaban para el cálculo de las mismas, en donde, el método LRFD, fue empleado para poder considerar factores de seguridad dentro del pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de sección compuesta, dichos factores fueron aplicados a las cargas vivas y muertas, como resultado se obtuvieron las cargas mayoradas que sirvieron para empezar el proceso de pre-dimensión.

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales compuestos fue realizado de una manera minuciosa, garantizando su cumplimiento con las sollicitaciones de diseño del método LRFD. método que permitió una excelente aproximación de las secciones finales de los elementos, que coincide con el estudio de Castillo Pauth y Luna Gaitán, donde se apoyan del método para evidenciar irregularidades de diseño en el edificio Plaza AEW. En la Tabla 21, Tabla 28 y Tabla 41, se resumen las dimensiones obtenidas del proceso de cálculo de la losa Steel Deck, vigas, y columnas de sección compuesta, respectivamente. El pre-dimensionamiento, empleando el método LRFD, es un paso importante dentro del diseño inicial de la edificación propuesta, sin embargo, en este primer enfoque se consideraron solamente cargas gravitacionales, con el objetivo de más adelante analizar netamente el comportamiento estático de la estructura, para poder verificar si el pre-dimensionamiento cumple o no las condiciones de diseño necesarias.

De esta manera y ya habiendo cumplido con lo planteado en el primer objetivo específico, se pudo denotar que no existieron mayores inconvenientes al realizar el cálculo de áreas tributarias, cargas mayoradas, ni en el pre-dimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales del presente proyecto de diseño e investigación, de esta manera demostrando la eficiencia del trabajo conjunto de los materiales como sistema compuesto que es coincidente con los resultados de Carrasco Navarrete (2010) donde muestra las virtudes del sistema compuesto con resultados ventajosos sobre los sistemas tradicionales.

#### **4.3.7.2 *Análisis estático de la estructura.***

Habiendo realizado un primer análisis de la estructura empleando el software ETABS, se pudo observar que en el caso de las columnas, la mayoría cumple con la demanda de capacidad, lo cual termina siendo un indicativo de que el proceso de pre-dimensionamiento de dichas columnas es el adecuado, sin embargo, también se logra apreciar que existen ciertas columnas cuya demanda de capacidad están cerca del límite y por lo tanto son susceptibles a presentar fallas más adelante, en la Figura 34 se pueden apreciar cada una de las columnas que presentan una demanda de capacidad más alta de lo permitido.

En cuanto a las vigas principales, se puede observar en la Figura 35, en su mayoría las vigas cumplen de manera eficaz la demanda de capacidad, no obstante, también se aprecia que las vigas que se encuentran cerca del volado más grande no cumplen con las solicitaciones, esto muy posiblemente a causa de los momentos excesivos que se producen en esa zona de la estructura, esto es un llamado a verificar cómo poder controlar dichos momentos, lo cual se detalla dentro del análisis dinámico de la estructura.

Con respecto a las vigas secundarias mostradas en la Figura 36, mismas que fungen un comportamiento de acción compuesta, se verifica que más del 75% de dichas vigas no logran cumplir con las cargas solicitantes, esto puede ser resultado de las separaciones entre elementos, las cuales fueron asignadas de manera muy poco conservadoras dentro del proceso de pre-dimensionamiento.

El hecho de que existan elementos que no logran cumplir con la demanda de capacidad solicitada va a requerir que se realice nuevamente un proceso de cálculo, esta vez con las cargas reales obtenidas del análisis de la estructura mediante ETABS, las cuales se muestran en la Tabla 42 y Tabla 43. Los cálculos de los elementos estructurales realizados con los requisitos de la norma AISC 341-16 se pueden ver en anexos, una vez que se re calculó cada uno de los elementos y habiendo obtenido dimensiones corregidas, se verificó nuevamente el modelado de la estructura en el software, y tal como se muestra en la Figura 37, Figura 38 y Figura 39, ya los elementos cumplen de manera adecuada con la demanda de capacidad requerida.

En el estudio de Carrasco Navarrete (2010) se determina que las normativas americanas presentan una metodología más rigurosa que la adoptada en normativas europeas, donde recomienda el uso de la norma AISC 360-05 como la más adecuada para un diseño de estructuras compuestas, en donde no coincidimos, según nuestro análisis una versión de la norma más reciente es idónea, siendo la AISC 341-16 una normativa adecuada para el diseño con demanda de capacidades sísmicas, norma aplicable para el diseño de estructuras sismorresistentes en Ecuador.

#### **4.3.7.3 *Análisis dinámico de la estructura.***

El análisis dinámico de la estructura es un punto muy importante dentro del diseño estructural de cualquier edificación, pues permite evaluar de manera detallada la respuesta ante las cargas dinámicas, dentro del proyecto se realizó el análisis dinámico mediante el software ETABS, obteniendo varias observaciones para tener en cuenta.

Al analizar la estructura en ETABS se puede observar que el edificio responde muy bien a cargas gravitacionales, pero por sus grandes luces tiende a ser en exceso flexible, por lo que, al cargarlo sísmicamente, este presenta un periodo muy alto según lo recomendado por la NEC-15, mediante el cálculo se obtuvo un período corto de la estructura ( $T_a$ ) de 0,793 segundos, sin embargo, al analizar el análisis dentro de ETABS, el software obtiene un  $T$  de 0,954, lo cual no está dentro del rango permitido por la NEC-15.

Con lo mencionado anteriormente se tiene que la flexibilidad excesiva del edificio debe ser corregida, entrando en coincidencia con los resultados de Hassan et al., (2021) acerca de su estudio de las vulnerabilidades sísmicas de los sistemas compuestos donde concluye que la estructura adquiere comportamientos propios del acero estructural, siendo una de ellas la flexibilidad del material compuesto. Se plantean dos soluciones para corregir este comportamiento, siendo una de ellas la posibilidad de aumentar secciones de columnas, sin embargo, esto podría derivar a un sobredimensionamiento con poca eficiencia, la segunda solución es arriostrar lateralmente en cada uno de sus sentidos; finalmente se decide usar arriostramientos.

Los arriostramientos fueron calculados de acuerdo a la norma AISC 341-16, se analizaron tres tipos de sistemas de arriostramientos, siendo el arriostramiento concéntrico de X en dos niveles, la más óptima según el análisis realizado. En la Tabla 52 se puede observar el resultado de los cálculos realizados. Se procedió a modelar nuevamente la estructura en ETABS, pero esta vez con la inclusión de los rigidizadores, al hacer el análisis, se pudo observar que el período fundamental calculado por el software es de 0,673 cumpliendo con el principio  $T(Etabs) < T_a$ , por lo que se puede proceder a revisar cada uno de los chequeos correspondientes, para asegurar que todo esté acorde con lo establecido por la norma.

Finalmente se verifican las derivas de piso mostradas en la Tabla 63, se logra evidenciar que las derivas cumplen y no se exceden del 2% mencionado por la norma, por lo que se puede decir que la estructura mejoró notablemente su periodo gracias a la aplicación de rigidizadores laterales, cumplió con éxito los chequeos realizados en conformidad con la NEC-15. Se obtiene una mejora sustancial en el periodo fundamental de la estructura, generando una deriva máxima de  $1.21\% < 2\%$ , se discute la posibilidad de una reducción de sección en elementos columna con el fin de optimizar las derivas permitidas del edificio en base a la NEC-15 y de esta manera evitar caer en sobredimensionamientos. A partir de la Tabla 64 hasta la Tabla 72, se detallan los resultados finales de las secciones de los elementos estructurales compuestos con las que la estructura cumple cada uno de los requerimientos de las normativas AISC 341-16 y NEC-SE-DS.

# **CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **5.1 CONCLUSIONES**

La edificación de 5 plantas se diseñó utilizando un sistema de pórticos compuestos especiales resistentes a momento, cuya rigidez está dada por la inercia propia de los elementos y por el uso de arriostramientos laterales dispuestos en zonas estratégicas de los pórticos que conforman la estructura, para las columnas se usó una configuración de sección compuesta de tipo SRC (acero estructural embebido de hormigón), las vigas empleadas son de acero estructural de sección W que combina inercias con la losa tipo Steel Deck por medio de acción compuesta.

El acero estructural empleado para perfiles de columnas, vigas y rigidizadores es el ASTM A992, para la losa se usó una placa de Steel Deck cuyo acero es el ASTM A36, mientras que el acero longitudinal de refuerzo transversal y longitudinal corresponde a varilla corrugada de  $f_y$ : 5000 kg/cm<sup>2</sup> que trabaja en conjunto con un hormigón de  $f'_c$ : 350 kg/cm<sup>2</sup>, la transmisión de esfuerzos entre acero y hormigón además de su adherencia se garantiza por medio de conectores de corte tipo esparrago cuyo acero es el ASTM A108 (acero recomendado por la AISC).

Del objetivo general propuesto, se logra concluir que realizar el diseño de un sistema estructural empleando elementos de sección compuesta mediante las especificaciones normativas del AISC 341-16, logra representar un proceso completo y bastante riguroso que busca garantizar la seguridad, eficiencia y la funcionalidad de una edificación, en donde la implementación de elementos estructurales compuestos hizo que la edificación sea estructuralmente eficiente ante las diversas solicitaciones de cargas para la que fue diseñada.

Del primer objetivo específico planteado, se concluye que la aplicación del método LRFD para realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales compuestos, es una base sólida para poder garantizar la resistencia y la seguridad estructural ante cargas de servicio, el análisis correcto de las cargas y el diseño meticuloso de cada uno de los elementos estructurales teniendo en cuenta los factores de carga y resistencia, logran demostrar la eficiencia de dicho método para abordar cada una de las solicitaciones que una estructura pueda tener a lo largo de su vida útil.

Siguiendo con el segundo objetivo específico, luego de realizar el diseño de los elementos compuestos mediante las directrices de la normativa AISC 341-16 y de emplear el software ETABS para efectuar el análisis estático correspondiente, se logra concluir que esta metodología de diseño y análisis es eficaz para garantizar un correcto desempeño estático de la estructura, este proceso permite una evaluación detallada con respecto al comportamiento estático de la estructura, dentro del proyecto se logró obtener unas dimensiones adecuadas de los elementos estructurales, lo que a su vez derivó a una estructura que responde bien ante cargas estáticas.

Del tercer objetivo específico, se concluyó que realizar un análisis dinámico mediante el método de espectros de respuesta es un enfoque bastante fundamental para lograr conocer cómo se comporta la estructura frente a cargas sísmicas, en el presente proyecto la implementación de dicho método fue eficaz, pues permitió evaluar mediante análisis de software el comportamiento de la edificación cuando se le aplican cargas de sismo, se obtuvo que la estructura en un principio no lograba cumplir con la normativa NEC-SE-DS 2015, en lo que respecta a desempeño dinámico, sin embargo, con ayuda del mismo software se logró identificar qué zonas de la estructura requerían ser reforzadas, identificando un problema de derivas excesivas, se propuso una solución viable para lograr controlar dicho problema, siendo la implementación de rigidizadores la mejor alternativa, una vez que se realizaron los ajustes necesarios, se obtuvo una estructura altamente resistente a las cargas sísmicas. Lo que evidencia las capacidades sísmicas obtenidas por los elementos bajo el diseño de la AISC 341-16, donde la aplicación de la normativa es óptima para el comportamiento dinámico del edificio.

Cada una de las directrices presentadas en las normativas empleadas para llevar a cabo la realización del presente trabajo, resultaron ser cruciales dentro del proceso de diseño de la edificación, en donde se logró cumplir de manera eficaz cada uno de los objetivos planteados al inicio de la misma, en este estudio también se ha logrado confirmar cada una de las hipótesis propuestas, los resultados obtenidos a lo largo del proceso de diseño han sido satisfactorios, obteniendo una edificación altamente resistente ante cada una de las solicitudes requeridas.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- ✓ El uso de secciones compuestas del tipo SRC es recomendable en ambientes salinos, con altas temperaturas o por el contrario con temperaturas muy bajas, esto gracias a la protección del hormigón que lo recubre.
- ✓ En el caso de usar vigas de acero en el sistema compuesto, se recomienda transmitir las cargas al acero embebido de las columnas directamente, las conexiones viga de acero – columna de hormigón no llegan a ser tan eficientes como las conexiones vigas de acero – perfil de acero en columna.
- ✓ Siempre que sea posible, colocar la placa de Steel Deck de forma perpendicular a las vigas de carga, aunque la norma permite también de forma paralela, el comportamiento de la placa cuando funciona de formaleta antes del colado es mucho mejor en una distribución perpendicular, reduciendo considerablemente el apuntalamiento, si fuese el caso.
- ✓ En caso de usar rigidizadores laterales (arriostramientos), se recomienda el uso de configuraciones simétricas, donde el 50% de los elementos de arriostramiento estén en tracción y el otro 50% trabajen a compresión.
- ✓ Se recomienda el diseño de conexiones precalificadas del sistema estructural propuesto según lo exigido en la normativa AISC 358-16.
- ✓ Se recomienda realizar un análisis de costos del sistema estructural propuesto, con el fin de compararlo con el de las estructuras tradicionales y así obtener una relación costo – beneficio que se adapte de mejor manera a las necesidades de cualquier proyecto.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., & Del Castillo, F. (2019). What an inelastic flat deriva slightly higher than two percent means. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24, 109–121. <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v24i1.1168>
- Aiassa Martínez, G. M., Arrúa, P. A., & Eberhardt, M. G. (2020). *Entre el Suelo y la Estructura Cimentaciones* (edUTecNe, Ed.; edUTecNe). <https://ria.utn.edu.ar/xmlui/handle/20.500.12272/4600>
- Akinsola Olufemi, E., Fatokun Ajibola, O., & Ogunsanmi Olabode, E. (2012). Investigation of Salinity Effect on Compressive Strength of Reinforced Concrete. *Journal of Sustainable Development*, 5(6). <https://doi.org/10.5539/jsd.v5n6p74>
- Ali, M. M., & Moon, K. S. (2018). Advances in structural systems for tall buildings: Emerging developments for contemporary urban giants. *Buildings*, 8(8), 2–34. <https://doi.org/10.3390/buildings8080104>
- American Concrete Institute. (2019). 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. In *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- Arias Gómez, J., Villasís Keever, M. Á., & Miranda Novales, M. G. (2016). El protocolo de investigación III: la población de estudio. *Revista Alergia México*, 63(2), 201–206. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=486755023011>
- Bastis Consultores. (2023, March 29). *MUESTREO DE JUICIO O SELECTIVO*. Online-Tesis.
- Benet Gaspar, S. (2017). *Análisis teórico y experimental de pilares mixtos tipo CFST empleando hormigón de alta resistencia y agua como material de relleno* [Tesis de ingeniería, Universitat Jaume]. <https://repositori.uji.es/xmlui/handle/10234/173545>

- Briones Ganchozo, M. D. (2018). *Zonificación de los perfiles de respuesta sísmica del suelo en la Cuenca Hidrográfica del Río Jama* [Tesis de ingeniería, Universidad de Guayaquil]. <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/32247>
- Caiza Sánchez, P. E., & Cáceres Vargas, A. C. (2023). *Análisis de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural de la unidad nueva del Hospital Básico El Puyo, ubicado en la provincia de Pastaza, Ecuador* [Tesis de Maestría, Universidad Técnica de Ambato]. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/37720>
- Carrasco Navarrete, S. A. (2010). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Compuestas de Acero-Hormigón Sometidas a Esfuerzos Básicos* [Tesis de ingeniería, University of Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/103984>
- Castellanos Gama, S. Y. E. (2013). *Análisis de secciones compuestas mediante elemento finito* [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/147679>
- Castillo Pauth, H. S., & Luna Gaitán, S. J. (2020). *Análisis y diseño de secciones compuestas de acero y concreto aplicado a los elementos principales del edificio plaza AEW, por el método LRFD* [Tesis de ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería]. <http://ribuni.uni.edu.ni/3890/1/95142.pdf>
- Castro Osorno, A. K., & Pérez Pérez, J. M. (2016). *Espectro de diseño y zonificación sísmica basada en periodos fundamentales de vibración de los suelos, en el área urbana de la ciudad de Mateare* [Tesis de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua]. <https://repositorio.unan.edu.ni/2764/1/21724.pdf>
- Cedeño Rebutti, J. G., & Ordóñez Ordóñez, O. A. (2019). *Análisis de soluciones técnicas de estructuras de hormigón armado corroídas por cloruro de sodio en el malecón del balneario Ballenita del cantón Santa Elena* [Tesis de ingeniería, Universidad Laica Vicente Rocafuerte]. <http://repositorio.ulvr.edu.ec/handle/44000/3317>

- Cobo Mosquera, D. A., & Sunta Barzallo, D. A. (2023). *Control del efecto de torsión en pórticos de hormigón armado modificando la geometría de columnas esquineras* [Tesis de ingeniería, Universidad Politécnica Salesiana]. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/25215>
- Coronel Urgiles, C. G. (2016). *Diseño de una edificación usando secciones mixtas* [Tesis de especialización, Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/24727>
- Etli, S. (2023). Performance evaluation of steel-concrete composite structures designed in poorly graded soils. *Revista de La Construcción*, 22(2), 259–276. <https://doi.org/10.7764/RDLC.22.2.259>
- García García, J. A., Reding Bernal, A., & López Alvarenga, J. C. (2013). Cálculo del tamaño de la muestra en investigación en educación médica. *Investigación En Educación Médica*, 2(8), 217–224. [https://doi.org/10.1016/S2007-5057\(13\)72715-7](https://doi.org/10.1016/S2007-5057(13)72715-7)
- García Martín, A. (2023). EL MÉTODO BIBLIOGRÁFICO (1). LAS TÉCNICAS BIBLIOGRÁFICAS Y SU EVOLUCIÓN HISTÓRICA. *Recensión*, 10(3).
- Guevara Jiménez, M. T. (2022). *Diseño estructural del edificio de la empresa pública municipal de agua potable y alcantarillado del cantón San José De Chimbo (EP – MAPA - CCH)* [Tesis de ingeniería, Universidad Técnica de Ambato]. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/35850>
- Hassan, W. M., Reyes, J. C., González, C., Pallarés, F. J., & Spinel, J. S. (2021). Seismic vulnerability and resilience of steel-reinforced concrete (SRC) composite column buildings with non-seismic details. *Engineering Structures*, 244, 112810. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112810>
- Intekhab, Md. S., Das, S., Jainery, M. A., Akhtar, S., Sahoo, D., & Saha, P. (2023). Analysis Methods of Irregular High-Rise Buildings Subjected to Seismic Loads. *Journal of Vibration Engineering & Technologies*, 11(3), 1359–1382. <https://doi.org/10.1007/s42417-022-00636-3>

- López Ávila, M., Larrúa Quevedo, R., & Recarey Morfa, C. (2007). Un nuevo sistema de diseño de embuticiones en láminas de acero para maximizar resistencia de losas compuestas. *Revista Ingeniería de Construcción*, 22(3), 145–156. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732007000300001>
- Lozada, J. (2014). Investigación Aplicada: Definición, Propiedad Intelectual e Industria. *CienciaAmérica*, 34–39.
- Mahure, S. H. (2016). Cost Comparison of R.C.C, Steel and Composite Structures. *IJSRD-International Journal for Scientific Research & Development*, 4, 2321–0613. [www.ijssrd.com](http://www.ijssrd.com)
- Mata Solís, L. D. (2019, July 30). *Diseños de investigaciones con enfoque cuantitativo de tipo no experimental*. Investigalia.
- Nilsson, M., Huttunen-Saarivirta, E., Bohner, E., & Ferreira, M. (2023). Non-destructive evaluation of corrosion in steel liner plates embedded in concrete using nonlinear ultrasonics. *Construction and Building Materials*, 408. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133691>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Páez Vargas, C. A. (2014). *Determinación de la carga permanente debida al peso de mampostería de bloque en edificaciones de vivienda* [Tesis de ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/6390>
- Ramírez, C. (2020, October 19). *Conexión Empernada de Arriostramiento a la junta Viga-Columna Utilizando Planchas y Plancha Nudo (Gusset Plate) en Sistema SCBF*. GORA.
- Reifsnider, K. (1998). Durability and Damage Tolerance of Fibrous Composite Systems. In *Handbook of Composites* (pp. 794–809). Springer US. [https://doi.org/10.1007/978-1-4615-6389-1\\_36](https://doi.org/10.1007/978-1-4615-6389-1_36)
- Rincón Betancurt, J. S. (2013). *Diseño de conexiones típicas de edificios de acero* [Tesis de ingeniería, Universidad de los Andes]. <http://hdl.handle.net/1992/20078>

- Salas Vallejo, J. M. (2021, April 21). *Cimentaciones: tipos y características*. HOMIFY.
- Sánchez Flores, F. A. (2019). Fundamentos Epistémicos de la Investigación Cualitativa y Cuantitativa: Consensos y Disensos. *Revista Digital de Investigación En Docencia Universitaria*, 101–122. <https://doi.org/10.19083/ridu.2019.644>
- Velásquez Siguenza, J. D. (2022). *Análisis y diseño estructural, instalaciones y costos de un proyecto para presentar en un gobierno autónomo descentralizado de un edificio de cinco plantas, parroquia Huayna Capac* [Tesis de ingeniería, Universidad del Azuay]. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/11700>
- Vizuet Romo, E. A. (2014). *Diseño de edificios de acero con elementos compuestos* [Tesis de Maestría, Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8334>
- Wang, Q., Ma, H., Li, Z., Tang, Z., Chen, H., & Li, P. (2017). Shear Resistance Capacity of Interface of Plate-Studs Connection between CFST Column and RC Beam. *Mathematical Problems in Engineering*, 2017. <https://doi.org/10.1155/2017/9456768>
- Yepes Piqueras, V. (2019). *Cimentaciones superficiales*. <https://riunet.upv.es:443/handle/10251/119156>

# ANEXOS

<b>Anexos 1</b> Relaciones para miembros de alta y moderada ductilidad .....	163
<b>Anexos 2</b> Valores de $R_y$ y $R_t$ para materiales de acero .....	164
<b>Anexos 3</b> Coeficiente de reducción $R$ .....	165
<b>Anexos 4</b> Cálculo de columnas centrales de sección compuesta .....	167
<b>Anexos 5</b> Cálculo de columnas de borde de sección compuesta.....	174
<b>Anexos 6</b> Cálculo de columnas esquineras de sección compuesta .....	181
<b>Anexos 7</b> Cálculo de vigas principales.....	188
<b>Anexos 8</b> Cálculo de la losa Steel Deck .....	192
<b>Anexos 9</b> Cálculo de vigas de acción compuesta para la cubierta accesible.....	195
<b>Anexos 10</b> Cálculo de vigas de acción compuesta para el resto de plantas .....	198
<b>Anexos 11</b> Resumen de chequeos de cumplimiento con especificaciones normativas de la AISC 341-16 .....	205
<b>Anexos 12</b> Diseño de la viga tramo 1 de la escalera .....	207
<b>Anexos 13</b> Diseño de la viga tramo 2 de la escalera .....	209
<b>Anexos 14</b> Diseño de la viga para el resto de tramos de la escalera .....	211
<b>Anexos 15</b> Valores para acero y material reforzado con acero .....	214
<b>Anexos 16</b> Cálculo de arriostramientos en pórtico 1 .....	215
<b>Anexos 17</b> Cálculo de arriostramiento en pórtico 5 .....	223
<b>Anexos 18</b> Cálculo de arriostramiento en pórtico A .....	231
<b>Anexos 19</b> Cálculo de arriostramientos en pórtico D .....	241
<b>Anexos 20</b> Cálculo de cargas .....	246
<b>Anexos 21</b> Cálculo de la cortante basal .....	247
<b>Anexos 22</b> Vista en planta y longitudinal de la columna central.....	249
<b>Anexos 23</b> Vista en planta y longitudinal de la columna de borde .....	250
<b>Anexos 24</b> Vista en planta y longitudinal de la columna esquinera.....	251
<b>Anexos 25</b> Detalles de la losa compuesta (Steel Deck) .....	252
<b>Anexos 26</b> Vista en planta y elevación de la estructura.....	253

## **ANEXO I.**

### **TABLAS EMPLEADAS EN EL PROCESO DE DISEÑO**

**Anexos 1**

*Relaciones para miembros de alta y moderada ductilidad*

<p align="center"><b>TABLE D1.1</b>  <b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for</b>  <b>Compression Elements for Moderately Ductile</b>  <b>and Highly Ductile Members</b></p>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
<p>Uns stiffened Elements</p> <p>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</p>	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$b/t$	not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$d/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(a)}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$b/t$			

## Anexos 2

Valores de  $R_y$  y  $R_t$  para materiales de acero

<b>TABLE A3.1</b>		
<b><math>R_y</math> and <math>R_t</math> Values for Steel and Steel Reinforcement Materials</b>		
<b>Application</b>	<b><math>R_y</math></b>	<b><math>R_t</math></b>
Hot-rolled structural shapes and bars: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A36/A36M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)</li> <li>• ASTM A992/A992M</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)</li> <li>• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)</li> <li>• ASTM A588/A588M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)</li> <li>• ASTM A529 Gr. 50 (345)</li> <li>• ASTM A529 Gr. 55 (380)</li> </ul>	1.5 1.3 1.1 1.1 1.1 1.1 1.2 1.2 1.1	1.2 1.1 1.1 1.1 1.1 1.1 1.1 1.2 1.2
Hollow structural sections (HSS): <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A500/A500M Gr. B</li> <li>• ASTM A500/A500M Gr. C</li> <li>• ASTM A501/A501M</li> <li>• ASTM A53/A53M</li> <li>• ASTM A1085/A1085M</li> </ul>	1.4 1.3 1.4 1.6 1.25	1.3 1.2 1.3 1.2 1.15
Plates, Strips and Sheets: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A36/A36M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)</li> <li>• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)</li> <li>• ASTM A588/A588M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)</li> </ul>	1.3 1.3 1.1 1.3 1.1 1.1 1.2	1.2 1.1 1.1 1.0 1.2 1.2 1.1
Steel Reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)</li> <li>• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)</li> <li>• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)</li> </ul>	1.2 1.1 1.2	1.2 1.2 1.2

# Anexos 3

## Coeficiente de reducción R

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R <sup>a</sup>	Overstrength Factor, Ω <sub>s</sub> <sup>b</sup>	Deflection Amplification Factor, C <sub>d</sub> <sup>c</sup>	Structural System Limitations Including Structural Height, h <sub>s</sub> (ft) Limits <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>A. BEARING WALL SYSTEMS</b>									
1. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 <sup>g</sup>	40 <sup>g</sup>	40 <sup>g</sup>
6. Ordinary precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
<b>B. BUILDING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3½	2	3¼	NL	NL	35 <sup>g</sup>	35 <sup>g</sup>	NP <sup>g</sup>
4. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 <sup>g</sup>	NP <sup>g</sup>	NP <sup>g</sup>
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP <sup>g</sup>	NP <sup>g</sup>	NP <sup>g</sup>
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	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. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>n</sup>	14.1	3½	3 <sup>o</sup>	3½	35	35	35	35	35
<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. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	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. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
<b>E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>									
1. Steel special concentrically braced frames <sup>p</sup>	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

## **ANEXO II.**

# **CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

## Anexos 4

### Cálculo de columnas centrales de sección compuesta

#### COLUMNAS CENTRALES DE SECCIÓN COMPUESTA DEL TIPO SRC

##### Cargas últimas solicitantes luego de pre - dimensionamiento (ETABS):

Pu, (Tonf):	319.39
Mx, (Ton-m):	31.62
My, (Ton-m):	3.91
Vux, (Ton):	2.97
Vuy, (Ton):	16.99

##### Propiedades geométricas de sección compuesta:

h1, (cm):	65.00
h2, (cm):	65.00
Rec, (cm):	4.00
# ramales:	3.00
db, (mm):	22.00
Longitud de la columna, (cm):	450.00

##### Propiedades de los materiales:

###### Hormigón

f'c, (Kg/cm2):	215 kg/cm2 ≤ f'c ≤ 715 kg/cm2	350.00
γc, (Kg/m3):		2400.00
Ec, (Kg/cm2):		285952.72
Ag, (cm2):		4225.00
Ig, (cm4):		1487552.08

###### Acero estructural

Fy, (Kg/cm2):	Fy ≤ 5355 Kg/cm2	3515.35
Ey, (Kg/cm2):		2038901.92
Perfil seleccionado:		W14X120
As, (cm2):		227.74
Is:		20603.46
d:		36.83
bf:		37.34
tf:		2.39
tw:		1.50
Zy:		1671.48
Zx:		3474.06

###### Acero de refuerzo long

# varillas	12
------------	----

Fyr, (Kg/cm2):	Fyr ≤ 5630 Kg/cm2	5000.00
Eyr, (Kg/cm2)		2100000.00
Asr, (cm2):		45.62
φ varilla, (cm):		2.20
d=(h2/2)-rec (distancia varilla eje débil)		28.50

Isr, (cm4):	$Isr_y = \frac{\pi * \left(\frac{db}{2}\right)^4}{4} + 6 \left(\frac{Asr}{8}\right) * d^2$	27789.80
-------------	--	----------

###### Acero de refuerzo transv.

φ varilla	10.00
# ramas	4.00
Ar, (cm2):	3.14
S, (cm): (separación del acero transversal)	10.00

**Verificación de las propiedades del material**

Fy=	3515.35	Fy < 5355 (Kg/cm2)	Cumple
Fyr=	5000	Fy < 5630 (Kg/cm2)	Cumple
f'c=	350	215 ≤ f'c ≤ 715 (Kg/cm2)	Cumple

**Verificación de las propiedades de la sección compuesta**

Área de acero estructural	0.05390331	(Asr/Ag) ≥ 0.01	Cumple
---------------------------	------------	-----------------	--------

Cuantía mínima y máxima del acero longitudinal

pmin	0.01079667	(Asr/Ag) ≥ 0.01	Cumple
pmax	0.06	ρ ≤ ρMax	Cumple

$$0.01 \leq 0.01079667 \leq 0.06$$

Espaciamiento mínimo del acero longitudinal

Smin ≥ 1.5\*db o 4cm

1.5\*db, (cm):

	3.3	
S, (cm):	4	Cumple

Espaciamiento mínimo entre Acero Longitudinal y perfil estructural:

Smin ≥ 1.5\*db o 3.8 cm

S, (cm):

	8.185	Cumple
--	-------	--------

Espaciamiento máximo del acero transversal

Smax=6\*db

S, (cm):

S ≤ Smax

	13.2	cm
	10.00	cm
		Cumple

**Diseño bajo carga axial y momento biaxial (AISC 360-10)**

Casos:

$$a) \quad \frac{Pu}{\phi Pu} \geq 0.2 \quad \frac{Pu}{\phi Pu} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$b) \quad \frac{Pu}{\phi Pu} < 0.2 \quad \frac{Pu}{2\phi Pu} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

**Cálculo de la resistencia de diseño a la compresión pura**

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

Pno, (Kg):

Punto A (diagrama de interacción)

	2204284.31	
	2204.28	Ton

**Carga crítica de pandeo elástico por flexión basado en la esbeltez de la columna compuesta**

$$P_e = \frac{\pi^2(EI_{eff})}{(KL)^2}$$

Coefficiente C1

$$C1 = 0.25 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

C1 (coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva)

C1 <= 0.7?

0.44
Cumple

E<sub>I<sub>eff</sub></sub> (rigidez efectiva de la sección compuesta)

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

283128068736.40	Kg-cm <sup>2</sup>
-----------------	--------------------

Pe, carga crítica de pandeo:

(a partir de este valor se produce pandeo)

13799318.68	Kg
13799.32	Ton

**Resistencia de diseño a la compresión axial**

$$\phi_c = 0.75(LRFD)$$

Casos:

a)  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad P_n = P_{no} \left[ 0.658 \left( \frac{P_{no}}{P_e} \right) \right]$

b)  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \quad P_n = 0.877 P_e$

P<sub>no</sub>/P<sub>e</sub>=

P<sub>n</sub>=

ΦP<sub>n</sub>=

Punto A' (diagrama de interacción)

0.16	Caso a
2061727.49	Kg
1546295.62	Kg
1546.30	Ton

**Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en "X"**

Resistencia a la flexión en el punto D

$$Z_{rx} = A_s r' * \left( \frac{h}{2} - rec \right)$$

Barras de refuerzo en eje centroidal X

As<sub>r</sub>'=

Z<sub>rx</sub> =

$$Z_{sx} = bf * tf * (d - tf) + \left( \frac{(d - 2tf)tw^2}{4} \right)$$

Z<sub>sx</sub>=

$$Z_c = \left( \frac{h1 * h2^2}{4} \right) - Z_{sx} - Z_{rx}$$

Z<sub>c</sub>=

$$MD = (Z_s F_y) + (Z_r F_y) + (0.5 Z_c (0.85 f' c))$$

# varillas

0	0.00	cm <sup>2</sup>
	45.62	cm <sup>2</sup>
	1300.05	

3088.48
---------

64267.72	cm <sup>2</sup>
----------	-----------------

26917164.98	Kg-cm
269.17	Tn-m

**Resistencia máxima a la flexión eje "X"**

Punto B

hn, altura de la plasticidad en la sección compuesta

Asumimos que hn esta dentro de la ala del perfil estructural

Si se cumple  $(d/2) - t_f < h_n \leq d/2$  $(d/2) - t_f =$ 

16.03

 $d/2 =$ 

18.42

$$h_n = \frac{0.85 f'c (Ac + As - hbf + Asr) - 2F_y (As - hbf) - 2F_{yr} Asr_s}{2(0.85 f'c (h_2 - bf) + 2F_y bf)}$$

hn =

16.28

cm

Cumple

$$Z_{sn} = Z_{sx} - bf \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

Zsn =

322.71

cm<sup>3</sup>

$$Z_{cn} = (h_1 * h_2^2) - Z_{sn}$$

Zcn =

16904.79

cm<sup>3</sup>

$$MB = M\Delta - Z_{sn} * F_y - \left( Z_{sn} * \frac{0.85 f'c}{2} \right)$$

MB =

23268149.66

Kg-cm

MB = (punto B diagrama de interacción)

232.68

Ton-m

Resistencia de diseño a la flexión en "x" de la sección compuesta método LRFD

 $\Phi_b = 0.9$  LRFD $\Phi * M_{nx} = \Phi_b * MB$  $\Phi * M_{nx} =$  Punto B (diagrama de interacción)

209.41

Ton-m

**Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en "Y"**

Modulo de sección plástica de la varillas

$$Z_{ry} = (Asr - Asr_s) * \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Zry =

1300.05

cm<sup>3</sup>

$$Z_{cy} = \left( \frac{b * h^2}{4} \right) - Z_{sy} - Z_{ry}$$

Zcy =

65684.72

cm<sup>3</sup>

Momento plástico de la sección compuesta:

$$M\Delta = Z_{sy} * F_y + Z_{ry} * F_{yr} + \frac{Z_{cy}}{2} * 0.85 f'c$$

MΔ =

22146709.88

$$h_n = \frac{0.85 f'c (Ac + As - hbf + Asr) - 2F_y (As - hbf) - 2F_{yr} Asr_s}{2(0.85 f'c (h_2 - bf) + 2F_y bf)}$$

hn =

16.28

$$Z_{sn} = Z_{sy} - bf \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

Zsn =

-1094.29

Momento c para eje "y"

MC = MB

$$MB = M\Delta - Z_{sn} * F_y - (0.5 * Z_{cn} * (0.85 f'c))$$

184.98

Ton-m

**Verificación del diseño bajo carga axial y momento biaxial**

Casos

$$a) \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$b) \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\Phi P_u} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

(Pu/ΦPn) =

0.22

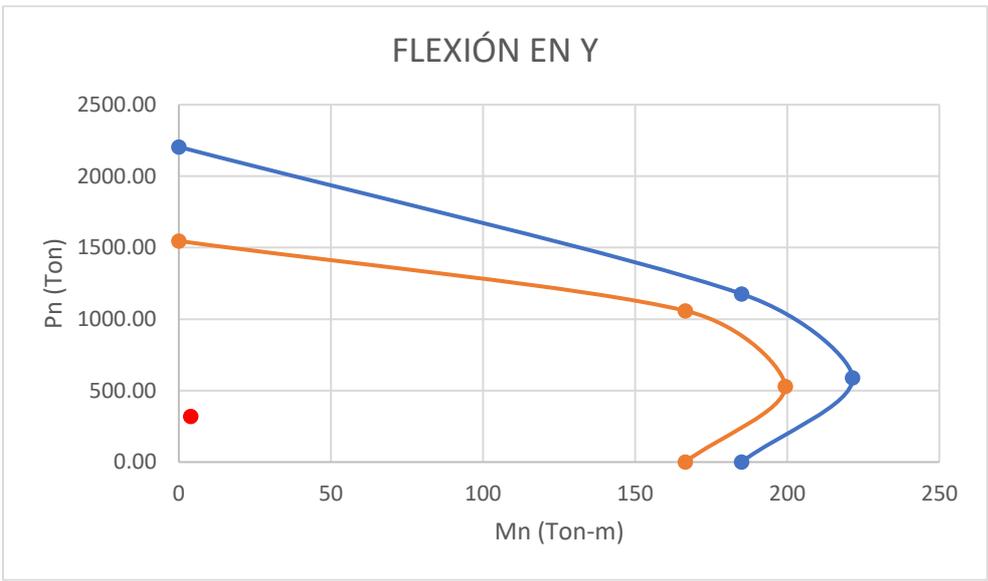
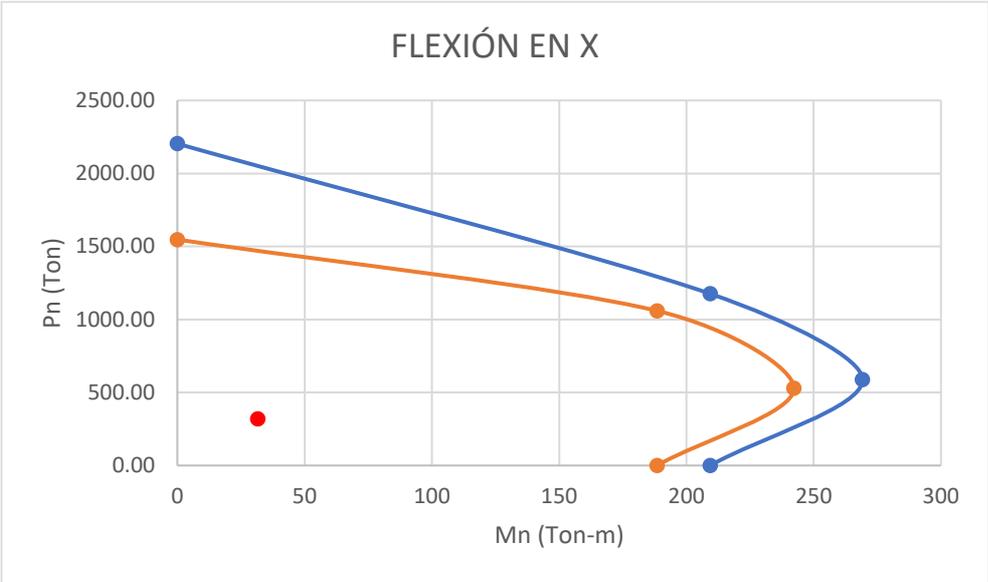
Caso a

0.40

Cumple

≤ 1?

El diseño de la sección compuesta resiste las fuerzas solicitantes a flexocompresión biaxial



**Diseño por cortante de la columna compuesta**

Resistencia al cortante del acero estructural:

$$V_s = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

Cv=1 (Para perfiles de doble simetría)

Aw=d\*tw

Vs =

1.00	
55.19	cm2
116414.55	Kg
116.41	Ton

Resistencia al cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 * \left( 1 + \frac{N_w}{140 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

bw=h1

d=h1-rec-Φ-(Φlon/2)

λ=1 (Concreto de peso normal)

Porcentaje que ocupa el concreto en el Ag

Vc bruto=

Vc real=Vc bruto\*(concreto)

Resistencia a cortante del acero de refuerzo:

$$V_r = \frac{A_r * F_{yr} * d}{S}$$

Ar=

Vr

60.10	cm
93.53	%
59649.79	Kg
59.65	Ton
55.79	Ton
3.14	cm2
94404.86	Kg
94.40	Ton

**Verificación del diseño según AISC**

**Método 1** Resistencia disponible solamente del perfil de acero estructural

Φv=1 (LRFD)

Vs

Φ Vn=Φv Vs

Vux

Vuy

Φ Vn>Vux ; Φ Vn>Vuy

116.41	Ton
116.41	Ton
2.97	Ton
16.99	Ton
Cumple	

**Método 2** Resistencia disponible del concreto más acero de refuerzo

Φv=0.75 (LRFD)

Vn=Vc+Vsr

Φ Vn=0.75\* Vn

154.05	Ton
115.54	Ton
Cumple	

**Método 3** Resistencia disponible del acero estructural más acero de refuerzo

Φv=0.75 (LRFD)

Vn=Vs+Vsr

210.82	Ton
Cumple	

**CONSIDERACIONES SÍSMICAS:**

**Transferencia de carga mediante espárragos con cabeza de acero:**

φ de conector, (pulg):	φ (0.375-0.75 pulg)	5/8
Long. conector, (pulg):		4
Material, Acero ASTM:	Recomendación A108 (AISC)	A108
Fu, (Ksi):		65

Conversión de unidades:

φ, (cm):	1.5875	Long, (cm):	10 1/6	Fu, (Kg/cm2):	4569.95
----------	--------	-------------	--------	---------------	---------

**Resistencia al corte disponible del conector:** φ=0.65 (LRFD)

φQ=φFu*A	A=	1.98
A=(π*d²)/4	Q=	9045.43
	φQ=	5879.53
		5.88 Ton

**Numero de conectores requeridos:**

V'; Fuerza que debe ser transferida al concreto

Casos: "AISC 2010"

a) La carga axial llega solo al perfil de acero, y este debe transmitirla al hormigón.

$$V' = Pr * \left(1 - \frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

b) La carga axial llega primero al hormigón y este debe transmitirla al perfil de acero.

$$V' = Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

c) Existe una placa que transmite la carga axial de forma equitativa a ambos materiales

$$V' = Prs - Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

Nota: La estructura trabaja con vigas de acero, lo que implica que las cargas sean transferidas al acero  
Se tiene el "Caso a"

# conectores req. = $np = \frac{V'}{\phi Q}$	V':	196.26	Ton
	np:	33	

**Separación máxima**

$$Smax = (L1-L2) / ((np/nv)-1)$$

Donde:

h= Ancho de columna superior	65	cm
L1=2h=Longitud de introducción de carga	130	cm
L2= Distancia de la viga a 1er conector	5	cm
nv= # de conectores por grupo	4	
Smax, (cm):	17.02	cm

**(Se usa grupo de 4 espárragos @17 cm) en 130.00 cm de perfil de acero**

Separación en tramo central:

Smax= 32*φ	50.8	cm
------------	------	----

**(Se usa grupo de 4 espárragos @50 cm)**

Verificaciones:

Diámetro Max (dmax):	2.5*tf=	15.16	cm
dmax ≤ 2.5*tf			

1.5875	≤	15.16	Cumple
--------	---	-------	--------

Relación máximo diámetro - altura de conector:

h/dmax ≥ 5	h/dmax	6.4	cm
6.4	≥	5	Cumple

Separación mínima de conectores:

Smin=4*dmax	6.35	cm	
17.000	>	6.35	Cumple longitudinal
7.672916667	>	6.35	Cumple transversal

Distancia del conector a la cara del concreto

Dist ≥ 1 1/2 pulg=3.81 cm

Dist=(h columna/2)-(tw/2)-(long. conector)	21.59
--	-------

21.59	≥	3.81	Cumple
-------	---	------	--------

## Anexos 5

### Cálculo de columnas de borde de sección compuesta

#### COLUMNAS DE BORDE DE SECCIÓN COMPUESTA DEL TIPO SRC

##### Cargas últimas solicitantes luego de pre - dimensionamiento (ETABS):

Pu, (Tonf):	139.70
Mx, (Ton-m):	21.78
My, (Ton-m):	5.20
Vux, (Ton):	3.97
Vuy, (Ton):	12.54

##### Propiedades geométricas de sección compuesta:

h1, (cm):	60.00
h2, (cm):	60.00
Rec, (cm):	4.00
# ramales:	3.00
db, (mm):	22.00
Longitud de la columna, (cm):	450.00

##### Propiedades de los materiales:

###### Hormigón

f'c, (Kg/cm2):	215 kg/cm2 ≤ f'c ≤ 715 kg/cm2	350.00
γc, (Kg/m3):		2400.00
Ec, (Kg/cm2):		285952.72
Ag, (cm2):		3600.00
Ig, (cm4):		1080000.00

###### Acero estructural

Fy, (Kg/cm2):	Fy ≤ 5355 Kg/cm2	A992	3515.35
Ey, (Kg/cm2):			2038901.92
Perfil seleccionado:		W14X82	
As, (cm2):			154.84
Is:			6160.23
d:			36.32
bf:			25.65
tf:			2.17
tw:			1.30
Zy:			734.14
Zx:			2277.80

###### Acero de refuerzo long

# varillas	12	
Fyr, (Kg/cm2):	Fyr ≤ 5630 Kg/cm2	5000.00
Eyr, (Kg/cm2)		2100000.00
Asr, (cm2):		45.62
φ varilla, (cm):		2.20
d=(h2/2)-rec (distancia varilla eje débil)		26.00

Isr, (cm4):	$I_{sry} = \frac{\pi * \left(\frac{db}{2}\right)^4}{4} + 6 \left(\frac{Asr}{8}\right) * d^2$	23128.42
-------------	--	----------

###### Acero de refuerzo transv.

φ varilla	10.00
# ramas	4.00
Ar, (cm2):	3.14
S, (cm): (separación del acero transversal)	10.00

**Verificación de las propiedades del material**

F <sub>y</sub> =	3515.35	F <sub>y</sub> < 5355 (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cumple
F <sub>yr</sub> =	5000	F <sub>y</sub> < 5630 (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cumple
f'c=	350	215 ≤ f'c ≤ 715 (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cumple

**Verificación de las propiedades de la sección compuesta**

Área de acero estructural 

0.04301067
------------

 (A<sub>s</sub>/A<sub>g</sub>) ≥ 0.01

Cumple

Cuantía mínima y máxima del acero longitudinal

p<sub>min</sub>

0.01267109
------------

 (A<sub>sr</sub>/A<sub>g</sub>) ≥ 0.01

Cumple

p<sub>max</sub>

0.06
------

 ρ ≤ ρ<sub>Max</sub>

Cumple

0.01	≤	0.01267109	≤	0.06
------	---	------------	---	------

Espaciamiento mínimo del acero longitudinal

S<sub>min</sub> ≥ 1.5\*db o 4cm

1.5\*db, (cm):

3.3
-----

S, (cm):

4
---

Cumple

Espaciamiento mínimo entre Acero Longitudinal y perfil estructural:

S<sub>min</sub> ≥ 1.5\*db o 3.8 cm

S, (cm):

5.939
-------

Cumple

Espaciamiento máximo del acero transversal

S<sub>max</sub>=6\*db

13.2
------

cm

S, (cm):

10.00
-------

cm

S ≤ S<sub>max</sub>

Cumple

**Diseño bajo carga axial y momento biaxial (AISC 360-10)**

Casos:

a)  $\frac{P_u}{\phi P_u} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_u} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

b)  $\frac{P_u}{\phi P_u} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\phi P_u} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

**Cálculo de la resistencia de diseño a la compresión pura**

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

P<sub>no</sub>, (Kg):

1783755.63
------------

Punto A (diagrama de interacción)

1783.76
---------

Ton

**Carga crítica de pandeo elástico por flexión basado en la esbeltez de la columna compuesta**

$$P_e = \frac{\pi^2(EI_{eff})}{(KL)^2}$$

Coficiente C1

$$C1 = 0.25 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

C1 (coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva)

$$C1 \leq 0.7?$$

0.42
------

Cumple
--------

EI<sub>eff</sub> (rigidez efectiva de la sección compuesta)

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

186432610148.33
-----------------

Kg-cm<sup>2</sup>

Pe, carga crítica de pandeo:

(a partir de este valor se produce pandeo)

9086499.31
------------

Kg

9086.50
---------

Ton

**Resistencia de diseño a la compresión axial**

$$\phi_c = 0.75(LRFD)$$

Casos:

a)  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad P_n = P_{no} \left[ 0.658 \left( \frac{P_{no}}{P_e} \right) \right]$

b)  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \quad P_n = 0.877 P_e$

P<sub>no</sub>/P<sub>e</sub>=

P<sub>n</sub>=

ΦP<sub>n</sub>=

Punto A` (diagrama de interacción)

0.20
------

Caso a
--------

1643053.04
------------

Kg

1232289.78
------------

Kg

1232.29
---------

Ton

**Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en "X"**

Resistencia a la flexión en el punto D

$$Z_{rx} = A_s r' * \left( \frac{h}{2} - rec \right)$$

Barras de refuerzo en eje centroidal X

Asr`=

Zrx =

$$Z_{sx} = bf * tf * (d - tf) + \left( \frac{(d - 2tf)tw^2}{4} \right)$$

Zsx=

$$Z_c = \left( \frac{h1 * h2^2}{4} \right) - Z_{sx} - Z_{rx}$$

Zc=

$$MD = (Z_s F_y) + (Z_r F_{yr}) + (0.5 Z_c (0.85 f' c))$$

# varillas

0
---

0.00
------

cm<sup>2</sup>

45.62
-------

cm<sup>2</sup>

1186.01
---------

1916.02
---------

50897.96
----------

cm<sup>2</sup>

20236637.32
-------------

Kg-cm

202.37
--------

Tn-m

**Resistencia máxima a la flexión eje "X"**

Punto B

hn, altura de la plasticidad en la sección compuesta

Asumimos que hn esta dentro de la ala del perfil estructural

Si se cumple  $(d/2) - t_f < h_n \leq d/2$  $(d/2) - t_f =$ 

15.99

 $d/2 =$ 

18.16

$$h_n = \frac{0.85 f'c (Ac + As - hbf + Asr) - 2F_y (As - hbf) - 2F_{yr} Asr_s}{2(0.85 f'c (h_2 - bf) + 2F_y bf)}$$

hn =

16.25

cm

Cumple

$$Z_{sn} = Z_{sx} - bf \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

Zsn =

229.03

cm<sup>3</sup>

$$Z_{cn} = (h_1 * h_2^2) - Z_{sn}$$

Zcn =

15614.72

cm<sup>3</sup>

$$MB = M_{\Delta} - Z_{sn} * F_y - \left( Z_{sn} * \frac{0.85 f'c}{2} \right)$$

MB =

17108820.78

Kg-cm

MB = (punto B diagrama de interacción)

171.09

Ton-m

Resistencia de diseño a la flexión en "x" de la sección compuesta método LRFD

 $\Phi_b = 0.9$  LRFD $\Phi * M_{nx} = \Phi_b * MB$  $\Phi * M_{nx} =$  Punto B (diagrama de interacción)

153.98

Ton-m

**Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en "Y"**

Modulo de sección plástica de la varillas

$$Z_{ry} = (Asr - Asr_s) * \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Zry =

1186.01

cm<sup>3</sup>

$$Z_{cy} = \left( \frac{b * h^2}{4} \right) - Z_{sy} - Z_{ry}$$

Zcy =

52079.85

cm<sup>3</sup>

Momento plástico de la sección compuesta:

$$M_{\Delta} = Z_{sy} * F_y + Z_{ry} * F_{yr} + \frac{Z_{cy}}{2} * 0.85 f'c$$

MΔ =

16257708.00

$$h_n = \frac{0.85 f'c (Ac + As - hbf + Asr) - 2F_y (As - hbf) - 2F_{yr} Asr_s}{2(0.85 f'c (h_2 - bf) + 2F_y bf)}$$

hn =

16.25

$$Z_{sn} = Z_{sy} - bf \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

Zsn =

-952.85

Momento c para eje "y"

MC = MB

$$MB = M_{\Delta} - Z_{sn} * F_y - (0.5 * Z_{cn} * (0.85 f'c))$$

131.30

Ton-m

**Verificación del diseño bajo carga axial y momento biaxial**

Casos

$$a) \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$b) \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\Phi P_u} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

(Pu/ΦPn) =

0.12

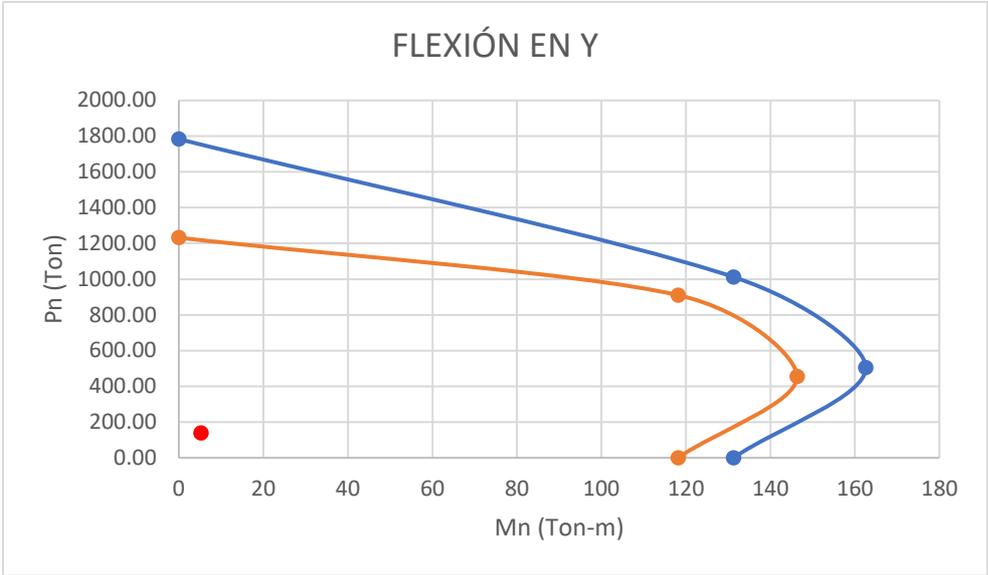
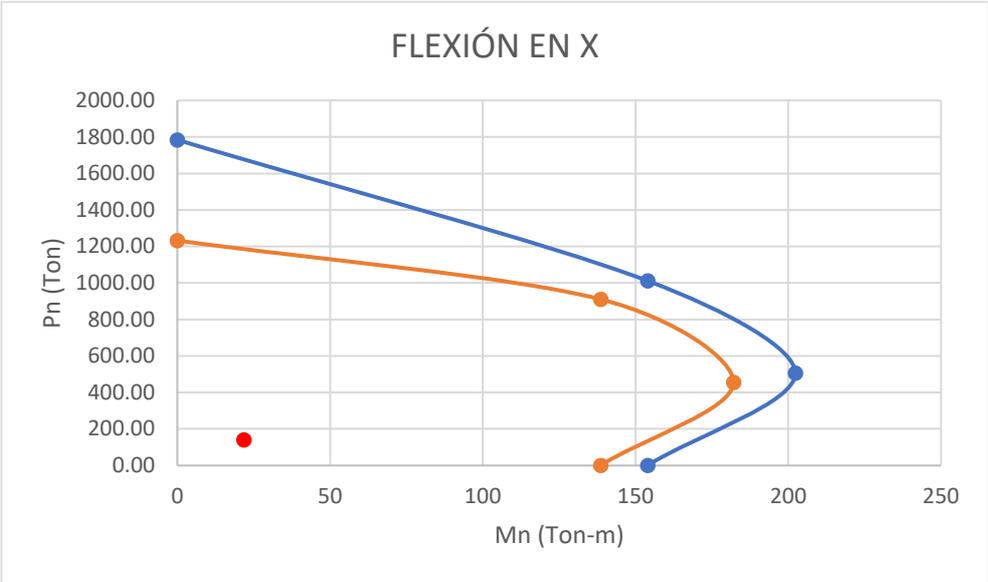
Caso b

0.28

Cumple

≤ 1?

El diseño de la sección compuesta resiste las fuerzas solicitantes a flexocompresión biaxial



**Diseño por cortante de la columna compuesta**

Resistencia al cortante del acero estructural:

$$V_s = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

Cv=1 (Para perfiles de doble simetría)

Aw=d\*tw

Vs =

1.00	
47.05	cm2
99241.53	Kg
99.24	Ton

Resistencia al cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 * \left( 1 + \frac{N_w}{140 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

bw=h1

d=h1-rec-Φ-(Φlon/2)

λ=1 (Concreto de peso normal)

Porcentaje que ocupa el concreto en el Ag

Vc bruto=

Vc real=Vc bruto\*%(concreto)

Resistencia a cortante del acero de refuerzo:

$$V_r = \frac{A_r * F_{yr} * d}{S}$$

Ar=

Vr

55.10	cm
94.43	%
41866.41	Kg
41.87	Ton
39.54	Ton

3.14	cm2
86550.88	Kg
86.55	Ton

**Verificación del diseño según AISC**

**Método 1** Resistencia disponible solamente del perfil de acero estructural

Φv=1 (LRFD)

Vs

Φ Vn=Φv Vs

Vux

Vuy

Φ Vn>Vux ; Φ Vn>Vuy

99.24	Ton
99.24	Ton
3.97	Ton
12.54	Ton
Cumple	

**Método 2** Resistencia disponible del concreto más acero de refuerzo

Φv=0.75 (LRFD)

Vn=Vc+Vsr

Φ Vn=0.75\* Vn

128.42	Ton
96.31	Ton
Cumple	

**Método 3** Resistencia disponible del acero estructural más acero de refuerzo

Φv=0.75 (LRFD)

Vn=Vs+Vsr

185.79	Ton
Cumple	

**CONSIDERACIONES SÍSMICAS:**

**Transferencia de carga mediante espárragos con cabeza de acero:**

φ de conector, (pulg):	φ (0.375-0.75 pulg)	5/8
Long. conector, (pulg):		4
Material, Acero ASTM:	Recomendación A108 (AISC)	A108
Fu, (Ksi):		65

Conversión de unidades:

φ, (cm):	1.5875	Long, (cm):	10 1/6	Fu, (Kg/cm2):	4569.95
----------	--------	-------------	--------	---------------	---------

**Resistencia al corte disponible del conector:** φ=0.65 (LRFD)

φQ=φFu*A	A=	1.98
A=(π*d²)/4	Q=	9045.43
	φQ=	5879.53
		5.88

Ton

**Numero de conectores requeridos:**

V'; Fuerza que debe ser transferida al concreto

Casos: "AISC 2010"

a) La carga axial llega solo al perfil de acero, y este debe transmitirla al hormigón.

$$V' = Pr * \left(1 - \frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

b) La carga axial llega primero al hormigón y este debe transmitirla al perfil de acero.

$$V' = Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

c) Existe una placa que transmite la carga axial de forma equitativa a ambos materiales

$$V' = Prs - Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

Nota: La estructura trabaja con vigas de acero, lo que implica que las cargas sean transferidas al acero

Se tiene el "Caso a"

$$\# \text{ conectores req.} = np = \frac{V'}{\phi Q}$$

V':	93.79	Ton
np:	16	

**Separación máxima**

$$Smax = (L1-L2)/((np/nv)-1)$$

Donde:

h= Ancho de columna superior

L1=2h=Longitud de introducción de carga

L2= Distancia de la viga a 1er conector

nv= # de conectores por grupo

h	60	cm
L1	120	cm
L2	5	cm
nv	4	
Smax, (cm):	38.49	cm

**(Se usa grupo de 4 espárragos @38 cm) en 120.00 cm de perfil de acero**

Separación en tramo central:

$$Smax = 32 * \phi$$

50.8	cm
------	----

**(Se usa grupo de 4 espárragos @50 cm)**

Verificaciones:

Diámetro Max (dmax):  $2.5 * tf = 13.79$  cm

$$dmax \leq 2.5 * tf$$

1.5875	≤	13.79	Cumple
--------	---	-------	--------

Relación máximo diámetro - altura de conector:

$$h/dmax \geq 5$$

6.4	≥	5	Cumple
-----	---	---	--------

Separación mínima de conectores:

$$Smin = 4 * dmax$$

38.000	>	6.35	Cumple	longitudinal
8.41375	>	6.35	Cumple	transversal

Distancia del conector a la cara del concreto

$$Dist \geq 1 \frac{1}{2} \text{ pulg} = 3.81 \text{ cm}$$

$$Dist = (h \text{ columna} / 2) - (tw / 2) - (\text{long. conector})$$

19.19
-------

19.19	≥	3.81	Cumple
-------	---	------	--------

## Anexos 6

### Cálculo de columnas esquineras de sección compuesta

#### COLUMNAS DE ESQUINA DE SECCIÓN COMPUESTA DEL TIPO SRC

##### Cargas últimas solicitantes luego de pre - dimensionamiento (ETABS):

Pu, (Tonf):	68.31
Mx, (Ton-m):	15.51
My, (Ton-m):	3.02
Vux, (Ton):	2.13
Vuy, (Ton):	10.09

##### Propiedades geométricas de sección compuesta:

h1, (cm):	50.00
h2, (cm):	50.00
Rec, (cm):	4.00
# ramales:	3.00
db, (mm):	20.00
Longitud de la columna, (cm):	450.00

##### Propiedades de los materiales:

###### Hormigón

f'c, (Kg/cm2):	215 kg/cm2 ≤ f'c ≤ 715 kg/cm2	350.00
γc, (Kg/m3):		2400.00
Ec, (Kg/cm2):		285952.72
Ag, (cm2):		2500.00
Ig, (cm4):		520833.33

###### Acero estructural

Fy, (Kg/cm2):	Fy ≤ 5355 Kg/cm2	3515.35
Ey, (Kg/cm2):		2038901.92
Perfil seleccionado:		W10X60
As, (cm2):		113.55
Is:		4828.28
d:		25.91
bf:		25.65
tf:		1.73
tw:		1.07
Zy:		573.55
Zx:		1222.47

###### Acero de refuerzo long

# varillas	12
------------	----

Fyr, (Kg/cm2):	Fyr ≤ 5630 Kg/cm2	5000.00
Eyr, (Kg/cm2)		2100000.00
Asr, (cm2):		37.70
φ varilla, (cm):		2.00
d=(h2/2)-rec (distancia varilla eje débil)		21.00

Isr, (cm4):	$Isr = \frac{\pi * \left(\frac{db}{2}\right)^4}{4} + 6 \left(\frac{Asr}{8}\right) * d^2$	12469.77
-------------	--	----------

###### Acero de refuerzo transv.

φ varilla	10.00
# ramas	4.00
Ar, (cm2):	3.14
S, (cm): (separación del acero transversal)	10.00

**Verificación de las propiedades del material**

Fy=	3515.35	Fy < 5355 (Kg/cm2)	Cumple
Fyr=	5000	Fy < 5630 (Kg/cm2)	Cumple
f'c=	350	215 ≤ f'c ≤ 715 (Kg/cm2)	Cumple

**Verificación de las propiedades de la sección compuesta**

Área de acero estructural	0.04541926	(Asr/Ag) ≥ 0.01	Cumple
---------------------------	------------	-----------------	--------

Cuantía mínima y máxima del acero longitudinal

pmin	0.01507964	(Asr/Ag) ≥ 0.01	Cumple
pmax	0.06	ρ ≤ ρMax	Cumple

0.01	≤	0.01507964	≤	0.06
------	---	------------	---	------

Espaciamiento mínimo del acero longitudinal

Smin ≥ 1.5\*db o 4cm

1.5\*db, (cm):

	3	
S, (cm):	4	Cumple

Espaciamiento mínimo entre Acero Longitudinal y perfil estructural:

Smin ≥ 1.5\*db o 3.8 cm

S, (cm):

6.246	Cumple
-------	--------

Espaciamiento máximo del acero transversal

Smax=6\*db

S, (cm):

S ≤ Smax

12	cm
10.00	cm
	Cumple

**Diseño bajo carga axial y momento biaxial (AISC 360-10)**

Casos:

a)  $\frac{Pu}{\phi Pu} \geq 0.2 \quad \frac{Pu}{\phi Pu} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

b)  $\frac{Pu}{\phi Pu} < 0.2 \quad \frac{Pu}{2\phi Pu} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

**Cálculo de la resistencia de diseño a la compresión pura**

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

Pno, (Kg):

1286411.02
------------

Punto A (diagrama de interacción)

1286.41	Ton
---------	-----

**Carga crítica de pandeo elástico por flexión basado en la esbeltez de la columna compuesta**

$$P_e = \frac{\pi^2(EI_{eff})}{(KL)^2}$$

Coefficiente C1

$$C1 = 0.25 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

C1 (coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva)

C1 <= 0.7?

0.43
Cumple

E<sub>l<sub>eff</sub></sub> (rigidez efectiva de la sección compuesta)

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

98160950733.53	Kg-cm <sup>2</sup>
----------------	--------------------

Pe, carga crítica de pandeo:

(a partir de este valor se produce pandeo)

4784245.69	Kg
4784.25	Ton

**Resistencia de diseño a la compresión axial**

$$\phi_c = 0.75(LRFD)$$

Casos:

a)  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad P_n = P_{no} \left[ 0.658 \left( \frac{P_{no}}{P_e} \right) \right]$

b)  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \quad P_n = 0.877 P_e$

P<sub>no</sub>/P<sub>e</sub>=

P<sub>n</sub>=

ΦP<sub>n</sub>=

Punto A` (diagrama de interacción)

0.27	Caso a
1149485.39	Kg
862114.04	Kg
862.11	Ton

**Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en "X"**

Resistencia a la flexión en el punto D

$$Z_{rx} = A_{sr}' * \left( \frac{h}{2} - rec \right)$$

Barras de refuerzo en eje centroidal X

A<sub>sr</sub>'=

Z<sub>rx</sub>=

$$Z_{sx} = bf * tf * (d - tf) + \left( \frac{(d - 2tf)tw^2}{4} \right)$$

Z<sub>sx</sub>=

$$Z_c = \left( \frac{h1 * h2^2}{4} \right) - Z_{sx} - Z_{rx}$$

Z<sub>c</sub>=

$$MD = (Z_s F_y) + (Z_r F_{yr}) + (0.5 Z_c (0.85 f' c))$$

# varillas

0	0.00	cm <sup>2</sup>
	37.70	cm <sup>2</sup>
	791.68	

1077.83
---------

29380.49	cm <sup>2</sup>
----------	-----------------

12117703.12	Kg-cm
121.18	Tn-m

**Resistencia máxima a la flexión eje "X"**

Punto B

hn, altura de la plasticidad en la sección compuesta

Asumimos que hn esta dentro de la ala del perfil estructural

Si se cumple  $(d/2) - t_f < h_n \leq d/2$  $(d/2) - t_f =$ 

11.23

 $d/2 =$ 

12.95

$$h_n = \frac{0.85 f'c (Ac + As - hbf + Asr) - 2F_y (As - hbf) - 2F_{yr} Asr_s}{2(0.85 f'c (h_2 - bf) + 2F_y bf)}$$

hn =

11.80

cm

Cumple

$$Z_{sn} = Z_{sx} - bf \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

Zsn =

344.99

cm<sup>3</sup>

$$Z_{cn} = (h_1 * h_2^2) - Z_{sn}$$

Zcn =

6617.01

cm<sup>3</sup>

$$MB = M\Delta - Z_{sn} * F_y - \left( Z_{sn} * \frac{0.85 f'c}{2} \right)$$

MB =

9920646.92

Kg-cm

MB = (punto B diagrama de interacción)

99.21

Ton-m

Resistencia de diseño a la flexión en "x" de la sección compuesta método LRFD

 $\Phi_b = 0.9$  LRFD $\Phi * M_{nx} = \Phi_b * MB$  $\Phi * M_{nx} =$  Punto B (diagrama de interacción)

89.29

Ton-m

**Cálculo de la resistencia nominal a la flexión en "Y"**

Modulo de sección plástica de la varillas

$$Z_{ry} = (Asr - Asr_s) * \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Zry =

791.68

cm<sup>3</sup>

$$Z_{cy} = \left( \frac{b * h^2}{4} \right) - Z_{sy} - Z_{ry}$$

Zcy =

29884.77

cm<sup>3</sup>

Momento plástico de la sección compuesta:

$$M\Delta = Z_{sy} * F_y + Z_{ry} * F_{yr} + \frac{Z_{cy}}{2} * 0.85 f'c$$

MΔ =

10419985.78

$$h_n = \frac{0.85 f'c (Ac + As - hbf + Asr) - 2F_y (As - hbf) - 2F_{yr} Asr_s}{2(0.85 f'c (h_2 - bf) + 2F_y bf)}$$

hn =

11.80

$$Z_{sn} = Z_{sy} - bf \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

Zsn =

-159.29

Momento c para eje "y"

MC = MB

$$MB = M\Delta - Z_{sn} * F_y - (0.5 * Z_{cn} * (0.85 f'c))$$

82.23

Ton-m

**Verificación del diseño bajo carga axial y momento biaxial**

Casos

$$a) \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$b) \quad \frac{P_u}{\Phi P_u} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\Phi P_u} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

(Pu/ΦPn) =

0.09

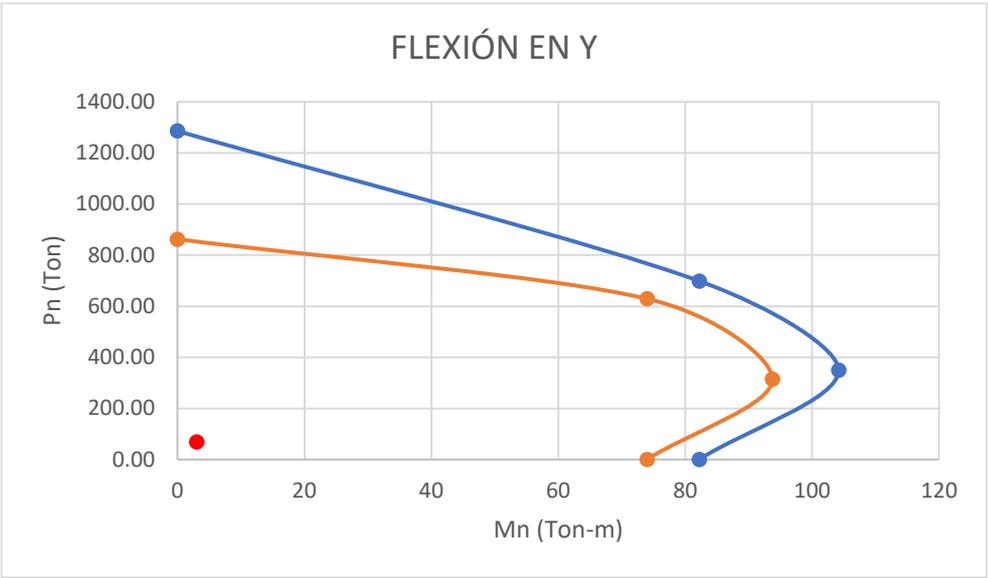
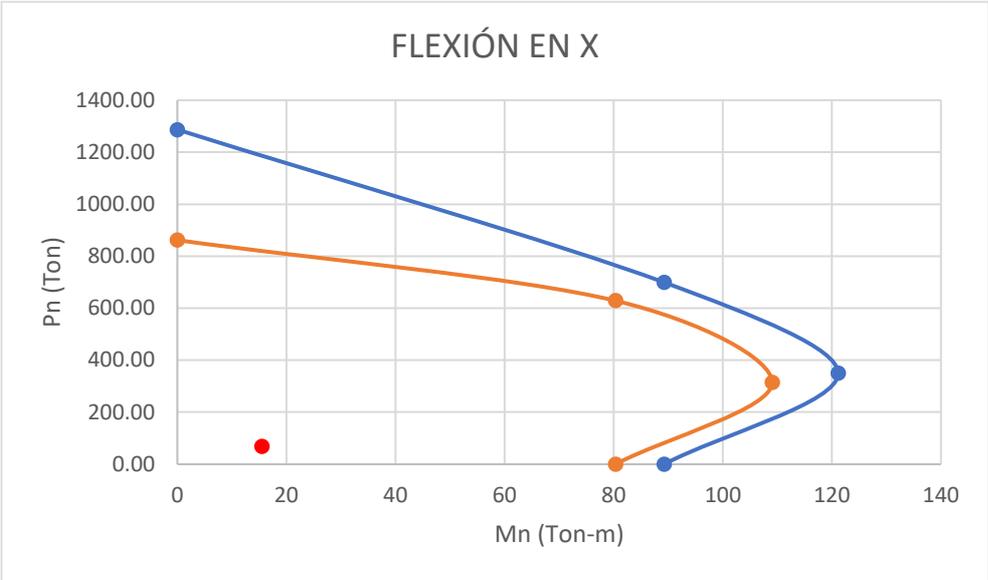
Caso b

0.27

Cumple

≤ 1?

El diseño de la sección compuesta resiste las fuerzas solicitantes a flexocompresión biaxial



### Diseño por cortante de la columna compuesta

Resistencia al cortante del acero estructural:

$$V_s = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

$C_v=1$  (Para perfiles de doble simetría)

$A_w=d*t_w$

$V_s =$

1.00	
27.64	cm <sup>2</sup>
58295.73	Kg
58.30	Ton

Resistencia al cortante del concreto:

$$V_c = 0.53 * \left( 1 + \frac{N_w}{140 * A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$b_w=h_1$

$d=h_1-rec-\Phi-(\Phi l_{on}/2)$

$\lambda=1$  (Concreto de peso normal)

Porcentaje que ocupa el concreto en el  $A_g$

$V_c$  bruto=

45.20	cm
-------	----

93.95	%
-------	---

26782.34	Kg
----------	----

26.78	Ton
-------	-----

25.16	Ton
-------	-----

$V_c$  real= $V_c$  bruto\*%(concreto)

Resistencia a cortante del acero de refuerzo:

$$V_r = \frac{A_r * F_{yr} * d}{S}$$

$A_r=$

$V_r$

3.14	cm <sup>2</sup>
------	-----------------

70999.99	Kg
----------	----

71.00	Ton
-------	-----

### Verificación del diseño según AISC

**Método 1** Resistencia disponible solamente del perfil de acero estructural

$\Phi v=1$  (LRFD)

$V_s$

$\Phi V_n=\Phi v V_s$

$V_{ux}$

$V_{uy}$

$\Phi V_n > V_{ux}$  ;  $\Phi V_n > V_{uy}$

58.30	Ton
-------	-----

58.30	Ton
-------	-----

2.13	Ton
------	-----

10.09	Ton
-------	-----

Cumple	
--------	--

**Método 2** Resistencia disponible del concreto más acero de refuerzo

$\Phi v=0.75$  (LRFD)

$V_n=V_c+V_{sr}$

$\Phi V_n=0.75 * V_n$

97.78	Ton
-------	-----

73.34	Ton
-------	-----

Cumple	
--------	--

**Método 3** Resistencia disponible del acero estructural más acero de refuerzo

$\Phi v=0.75$  (LRFD)

$V_n=V_s+V_{sr}$

129.30	Ton
--------	-----

Cumple	
--------	--

**CONSIDERACIONES SÍSMICAS:**

**Transferencia de carga mediante espárragos con cabeza de acero:**

φ de conector, (pulg):	φ (0.375-0.75 pulg)	1/2
Long. conector, (pulg):		4
Material, Acero ASTM:	Recomendación A108 (AISC)	A108
Fu, (Ksi):		65

Conversión de unidades:

φ, (cm):	1.27	Long, (cm):	10 1/6	Fu, (Kg/cm2):	4569.95
----------	------	-------------	--------	---------------	---------

**Resistencia al corte disponible del conector:** φ=0.65 (LRFD)

φQ=φFu*A	A=	1.27
A=(π*d²)/4	Q=	5789.07
	φQ=	3762.90
		3.76 Ton

**Numero de conectores requeridos:**

V'; Fuerza que debe ser transferida al concreto

Casos: "AISC 2010"

a) La carga axial llega solo al perfil de acero, y este debe transmitirla al hormigón.

$$V' = Pr * \left(1 - \frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

b) La carga axial llega primero al hormigón y este debe transmitirla al perfil de acero.

$$V' = Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

c) Existe una placa que transmite la carga axial de forma equitativa a ambos materiales

$$V' = Prs - Pr * \left(\frac{Fy*As}{Pno}\right)$$

Nota: La estructura trabaja con vigas de acero, lo que implica que las cargas sean transferidas al acero  
Se tiene el "Caso a"

# conectores req. = $np = \frac{V'}{\phi Q}$	V':	45.51	Ton
	np:	12	

**Separación máxima**

$$Smax = (L1-L2) / ((np/nv)-1)$$

Donde:

h= Ancho de columna superior	50	cm
L1=2h=Longitud de introducción de carga	100	cm
L2= Distancia de la viga a 1er conector	5	cm
nv= # de conectores por grupo	4	
Smax, (cm):	46.94	cm

**(Se usa grupo de 4 espárragos @46 cm en 100.00 cm de perfil de acero)**

Separación en tramo central:

Smax= 32*φ	40.64	cm
------------	-------	----

**(Se usa grupo de 4 espárragos @40 cm)**

Verificaciones:

Diámetro Max (dmax):	2.5*tf=	10.97	cm
dmax ≤ 2.5*tf			

1.27	≤	10.97	Cumple
------	---	-------	--------

Relación máximo diámetro - altura de conector:

h/dmax ≥ 5	h/dmax	8	cm
		8	Cumple

8	≥	5	Cumple
---	---	---	--------

Separación mínima de conectores:

Smin=4*dmax	5.08	cm	
46.000	>	5.08	Cumple longitudinal
5.715	>	5.08	Cumple transversal

Distancia del conector a la cara del concreto

Dist ≥ 1 1/2 pulg=3.81 cm	14.31
Dist=(h columna/2)-(tw/2)-(long. conector)	

14.31	≥	3.81	Cumple
-------	---	------	--------

## Anexos 7

### Cálculo de vigas principales

#### DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO A FLEXIÓN Y CORTANTE

(Vigas de borde de la cubierta accesible)

##### Datos de entrada:

Momento último aplicado, Mu (KN-m):	179.07 KN-m
Cortante última aplicada, Vu (KN):	108.44 KN
Longitud de la viga, L (m):	9.2
Longitud de trabajo, Lb (m):	2.99
Tipo de acero:	A-572 Gr. 50
Esfuerzo de fluencia del acero, Fy (Mpa):	345 MPa
Módulo elástico del acero, Es (Mpa):	200000 MPa
Deflexión límite, Δlim	L / 360
Tipo de viga:	W18X50
Tiene rigidizadores?	No

##### Propiedades geométricas de la viga:

Peralte de la viga, d (mm):	457.2	Módulo alabeo, Cw (mm6):	816349034282
Long libre del alma, h (mm):	415.925	Módulo torsión, J (mm4):	516126.9677
Ancho del patín, bf (mm):	190.5	Módulo plástico, Zx (mm3):	1655093.464
Espesor del patín, tf (mm):	14.478	Módulo elástico, Sx (mm3):	1456809.99
Espesor del alma, tw (mm):	9.017	Radio giro efectivo, rst (mm):	50.292
Inercia en X, Ixx (mm4):	3.33E+08	Radio de giro en Y, ry (mm):	41.91
Inercia en Y, Iyy (mm4):	16690880	Dist. centros patín, ho (mm):	442.722

##### Esbeltez local:

Límite inferior de esbeltez en el patín:	9.149324835
Límite superior de esbeltez en el patín:	24.07717062
<b>Límite de esbeltez en el patín:</b>	6.578947368 <b>Compacto</b>
Límite inferior de esbeltez en el alma:	90.53016152
Límite superior de esbeltez en el alma:	137.2398725
<b>Límite de esbeltez en el alma:</b>	46.12676056 <b>Compacto</b>

##### Resistencia a flexión

Longitud plástica, Lp (mm):	1775.970628
Longitud elástica, Lr (mm):	5162.308739
<b>Resistencia a flexión, ΦMn (KN.m):</b>	<b>410.2173576</b>
ΦMn ≥ Mu?	Cumple ✓ 44%

##### Resistencia a cortante:

Coefficiente de pandeo, Kv:	5.0
Coefficiente Cv:	1.0
Área de cortante Aw, (mm2):	4122.5724
Resistencia a cortante, ΦVn (KN):	768.0352381
ΦVn ≥ Vu?	Cumple ✓ 14%

##### Análisis de deflexión:

Deflexión calculada, Δ (mm):	10.6
Deflexión permitida, Δlim (mm):	25.6
Δlim ≥ Δ?	Cumple ✓ 41%

**DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO A FLEXIÓN Y CORTANTE**  
(Vigas centrales de cubierta accesible)

**Datos de entrada:**

Momento último aplicado, Mu (KN-m):	340.45 KN-m
Cortante última aplicada, Vu (KN):	201.17 KN
Longitud de la viga, L (m):	9.2
Longitud de trabajo, Lb (m):	2.99
Tipo de acero:	A-572 Gr. 50
Esfuerzo de fluencia del acero, Fy (Mpa):	345 MPa
Módulo elástico del acero, Es (Mpa):	200000 MPa
Deflexión límite, Δlim	L / 360
Tipo de viga:	W18X50
Tiene rigidizadores?	No

**Propiedades geométricas de la viga:**

Peralte de la viga, d (mm):	457.2	Módulo alabeo, Cw (mm6):	816349034282
Long libre del alma, h (mm):	415.925	Módulo torsión, J (mm4):	516126.9677
Ancho del patín, bf (mm):	190.5	Módulo plástico, Zx (mm3):	1655093.464
Espesor del patín, tf (mm):	14.478	Módulo elástico, Sx (mm3):	1456809.99
Espesor del alma, tw (mm):	9.017	Radio giro efectivo, rst (mm):	50.292
Inercia en X, Ixx (mm4):	3.33E+08	Radio de giro en Y, ry (mm):	41.91
Inercia en Y, Iyy (mm4):	16690880	Dist. centros patín, ho (mm):	442.722

**Esbeltez local:**

Límite inferior de esbeltez en el patín:	9.149324835
Límite superior de esbeltez en el patín:	24.07717062
<b>Límite de esbeltez en el patín:</b>	6.578947368 <b>Compacto</b>
Límite inferior de esbeltez en el alma:	90.53016152
Límite superior de esbeltez en el alma:	137.2398725
<b>Límite de esbeltez en el alma:</b>	46.12676056 <b>Compacto</b>

**Resistencia a flexión**

Longitud plástica, Lp (mm):	1775.970628
Longitud elástica, Lr (mm):	5162.308739
<b>Resistencia a flexión, ΦMn (KN.m):</b>	<b>410.2173576</b>
ΦMn ≥ Mu?	Cumple ✓ 83%

**Resistencia a cortante:**

Coefficiente de pandeo, Kv:	5.0
Coefficiente Cv:	1.0
Área de cortante Aw, (mm2):	4122.5724
Resistencia a cortante, ΦVn (KN):	768.0352381
ΦVn ≥ Vu?	Cumple ✓ 26%

**Análisis de deflexión:**

Deflexión calculada, Δ (mm):	22.9
Deflexión permitida, Δlim (mm):	25.6
Δlim ≥ Δ?	Cumple ✓ 90%

## DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO A FLEXIÓN Y CORTANTE

(Vigas de borde del resto de plantas)

### Datos de entrada:

Momento último aplicado,  $M_u$  (KN-m):  
 Cortante última aplicada,  $V_u$  (KN):  
 Longitud de la viga,  $L$  (m):  
 Longitud de trabajo,  $L_b$  (m):  
 Tipo de acero:  
 Esfuerzo de fluencia del acero,  $F_y$  (Mpa):  
 Módulo elástico del acero,  $E_s$  (Mpa):  
 Deflexión límite,  $\Delta_{lim}$   
 Tipo de viga:  
 Tiene rigidizadores?

251.25 KN-m
162.53 KN
9.2
2.24
A-572 Gr. 50
345 MPa
200000 MPa
L / 360
W18X50
No

### Propiedades geométricas de la viga:

Peralte de la viga, $d$ (mm):	457.2
Long libre del alma, $h$ (mm):	415.925
Ancho del patín, $b_f$ (mm):	190.5
Espesor del patín, $t_f$ (mm):	14.478
Espesor del alma, $t_w$ (mm):	9.017
Inercia en X, $I_{xx}$ (mm <sup>4</sup> ):	3.33E+08
Inercia en Y, $I_{yy}$ (mm <sup>4</sup> ):	16690880

Módulo alabeo, $C_w$ (mm <sup>6</sup> ):	816349034282
Módulo torsión, $J$ (mm <sup>4</sup> ):	516126.9677
Módulo plástico, $Z_x$ (mm <sup>3</sup> ):	1655093.464
Módulo elástico, $S_x$ (mm <sup>3</sup> ):	1456809.99
Radio giro efectivo, $r_{st}$ (mm):	50.292
Radio de giro en Y, $r_y$ (mm):	41.91
Dist. centros patín, $h_o$ (mm):	442.722

### Esbeltez local:

Límite inferior de esbeltez en el patín:  
 Límite superior de esbeltez en el patín:

9.149324835	
24.07717062	
6.578947368	Compacto
90.53016152	
137.2398725	
46.12676056	Compacto

### Límite de esbeltez en el patín:

Límite inferior de esbeltez en el alma:  
 Límite superior de esbeltez en el alma:

### Límite de esbeltez en el alma:

### Resistencia a flexión

Longitud plástica,  $L_p$  (mm):  
 Longitud elástica,  $L_r$  (mm):

1775.970628
5162.308739
442.5261996

Resistencia a flexión,  $\Phi M_n$  (KN.m):

$\Phi M_n \geq M_u$ ? Cumple ✓ 2 57%

### Resistencia a cortante:

Coficiente de pandeo,  $K_v$ :  
 Coficiente  $C_v$ :  
 Área de cortante  $A_w$  (mm<sup>2</sup>):  
 Resistencia a cortante,  $\Phi V_n$  (KN):

5.0
1.0
4122.5724
768.0352381

$\Phi V_n \geq V_u$ ? Cumple ✓ 21%

### Análisis de deflexión:

Deflexión calculada,  $\Delta$  (mm):  
 Deflexión permitida,  $\Delta_{lim}$  (mm):

18.6
25.6

$\Delta_{lim} \geq \Delta$ ? Cumple ✓ 73%

## DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO A FLEXIÓN Y CORTANTE

(Vigas centrales del resto de plantas)

### Datos de entrada:

Momento último aplicado,  $M_u$  (KN-m):

499.48 KN-m

Cortante última aplicada,  $V_u$  (KN):

320.00 KN

Longitud de la viga,  $L$  (m):

9.2

Longitud de trabajo,  $L_b$  (m):

2.24

Tipo de acero:

A-572 Gr. 50

Esfuerzo de fluencia del acero,  $F_y$  (Mpa):

345 MPa

Módulo elástico del acero,  $E_s$  (Mpa):

200000 MPa

Deflexión límite,  $\Delta_{lim}$

$L / 360$

Tipo de viga:

W21X68

Tiene rigidizadores?

No

### Propiedades geométricas de la viga:

Peralte de la viga, $d$ (mm):	535.94
Long libre del alma, $h$ (mm):	491.49
Ancho del patín, $b_f$ (mm):	210.058
Espesor del patín, $t_f$ (mm):	17.399
Espesor del alma, $t_w$ (mm):	10.922
Inercia en X, $I_{xx}$ (mm <sup>4</sup> ):	6.16E+08
Inercia en Y, $I_{yy}$ (mm <sup>4</sup> ):	26930173

Módulo alabeo,  $C_w$  (mm<sup>6</sup>):

1815302457811

Módulo torsión,  $J$  (mm<sup>4</sup>):

1019766.993

Módulo plástico,  $Z_x$  (mm<sup>3</sup>):

2621930.24

Módulo elástico,  $S_x$  (mm<sup>3</sup>):

2294188.96

Radio giro efectivo,  $r_{st}$  (mm):

55.118

Radio de giro en Y,  $r_y$  (mm):

45.72

Dist. centros patín,  $h_o$  (mm):

518.541

### Esbeltez local:

Límite inferior de esbeltez en el patín:

9.149324835

Límite superior de esbeltez en el patín:

24.07717062

### Límite de esbeltez en el patín:

6.03649635

Compacto

Límite inferior de esbeltez en el alma:

90.53016152

Límite superior de esbeltez en el alma:

137.2398725

### Límite de esbeltez en el alma:

45

Compacto

### Resistencia a flexión

Longitud plástica,  $L_p$  (mm):

1937.422503

Longitud elástica,  $L_r$  (mm):

5707.531071

Resistencia a flexión,  $\Phi M_n$  (KN.m):

713.9137449

2

$\Phi M_n \geq M_u$ ?

Cumple



70%

### Resistencia a cortante:

Coefficiente de pandeo,  $K_v$ :

5.0

Coefficiente  $C_v$ :

1.0

Área de cortante  $A_w$  (mm<sup>2</sup>):

5853.53668

Resistencia a cortante,  $\Phi V_n$  (KN):

1090.513883

$\Phi V_n \geq V_u$ ?

Cumple



29%

### Análisis de deflexión:

Deflexión calculada,  $\Delta$  (mm):

19.1

Deflexión permitida,  $\Delta_{lim}$  (mm):

25.6

$\Delta_{lim} \geq \Delta$ ?

Cumple



75%

## Anexos 8

### Cálculo de la losa Steel Deck

#### DISEÑO DE LOSA CON PLACA COLABORANTE



##### Datos técnicos de la placa:

Perfil colaborante 55

Espesor de placa, (mm):

Altura de la losa sobre cresta de placa, (cm):

Peso lineal de la placa; (Kg/m):

Inercia:

Módulo de sección superior:

Módulo de sección inferior:

Peralte de placa, (mm):

Espesor de la losa compuesta "t", (cm):

Ancho del valle inferior; (mm):

Ancho del valle superior; (mm):

Fy placa, (kg/cm<sup>2</sup>) A36: 2528.9 Kg/cm<sup>2</sup>

Fy varilla:

F'c del hormigón, (kg/cm<sup>2</sup>):

##### Cargas que debe soportar:

Carga mayorada, (kg/m<sup>2</sup>):

Vano de losa, (m):

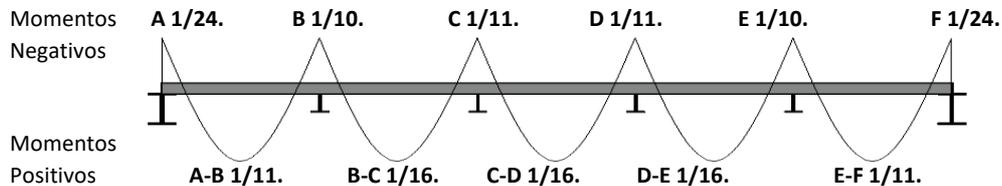
Luz máxima entre viguetas, (m):

Numero de viguetas:

Carga admisible de placa (según catálogo):

Carga mayorada para un metro lineal, (Ton/m):

Diagrama de momentos y cortante, según coeficientes ACI:



##### Cálculo de momentos:

$$Mu = \text{Coeficiente ACI} * Cu * L^2$$

##### Momentos negativos:

MA:

MB:

MC:

MD:

ME:

MF:

0.20 Ton.m

0.48 Ton.m

0.43 Ton.m

0.43 Ton.m

0.48 Ton.m

0.20 Ton.m

##### Momentos positivos:

MA-B:

MB-C:

MC-D:

MD-E:

ME-F:

0.43 Ton.m

0.30 Ton.m

0.30 Ton.m

0.30 Ton.m

0.43 Ton.m

**Diseño de refuerzo negativo de placa:**

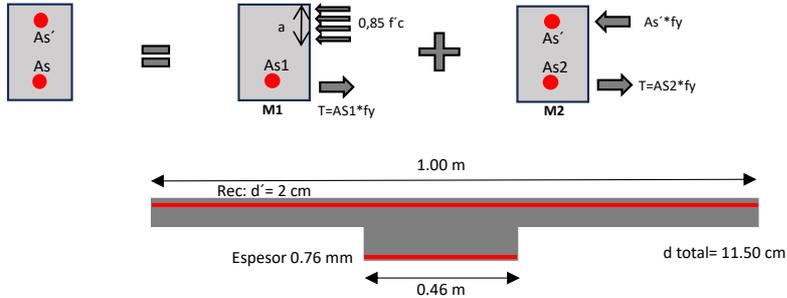
Se usa sección geométrica equivalente a sección de placa  
 Sección equivalente de análisis, (m):

1.00 m



Placa Colaborante  
 Sección equivalente

Se usa la metodología de vigas doblemente reforzadas:  
 Luego se analiza el momento más grande MB (-)



Cálculo de As2:

$$As2 = b * \text{calibre de placa}$$

As2:

3.47 cm<sup>2</sup>/m

Cálculo de momento M2:

$$M2 = As2 * fy(\text{losa colaborante}) * (d - d')$$

**SI M2 > MB**

MB:

0.48 (Ton.m)/m

M2:

83478.58 (kg.cm)/m  
 834.79 (kg.m)/m

M2	>	MB
0.83	>	0.48

Cumple

La placa colaborante aún no fluye y trabaja con el siguiente momento:

$$M2 = As2 * fs' * (d - d')$$

$$fs' = \frac{Mu}{as2 * (d - d')}$$

fs':

1449.53 kg/cm<sup>2</sup>

Luego se requiere un refuerzo negativo con un área igual al de la placa, no se requiere de más acero.

Acero necesario, (cm<sup>2</sup>/m):

3.47 cm<sup>2</sup>/m

Area de varilla, (cm<sup>2</sup>):

φ 10.00 mm  
 0.79 cm<sup>2</sup>

Cantidad de barras, (n):

$$n = \frac{As2}{\text{Área}}$$

4.42 varillas/m

Espaciamiento, (cm):

20.00 cm

Usar φ 10 mm @ 20 cm (paralelo al sentido de las crestas)

**SI M2 < MB**

MB:	0.48 (Ton.m)/m	M2:	83478.58 (kg.cm)/m
			834.79 (kg.m)/m
	M2	<	MB
	0.83	<	0.48

No Cumple



As, (cm <sup>2</sup> /m):	As=As1 + As2	6.95 cm <sup>2</sup> /m
As2 (área de placa colaborante):	As1=As - As2	3.47 cm <sup>2</sup> /m
		3.47 cm <sup>2</sup> /m

Cálculo de la posición "a":

$\beta_1 = 0.85$

Basandose en fórmulas de vigas simplemente reforzadas:

$\alpha = \beta_1 * c$	c:	0.58 cm
$\alpha = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$	$\alpha$ :	0.49 cm
$c = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b * \beta_1}$		

Verificación de momento:

$M1 = As1 * fy * (d - \alpha/2)$	M1:	164249.4853 kg.cm/m
		1642.49 kg.m/m

Calculo del momento total:

$M = M1 + M2$	M:	2477.28 kg.m/m
---------------	----	----------------

M	>	MB
2.48	>	0.48

Cumple

Area de varilla, (cm <sup>2</sup> ):	As:	6.95 cm <sup>2</sup> /m
		$\phi$ 10.00 mm
		0.79 cm <sup>2</sup>

Cantidad de barras, (n):	$n = \frac{As_2}{\text{Área}}$	8.85	varrillas/m
--------------------------	--------------------------------	------	-------------

Espaciamiento, (cm):	11.11 cm
----------------------	----------

**Usar configuración M2>MB** (paralelo al sentido de las crestas)

## Anexos 9

### Cálculo de vigas de acción compuesta para la cubierta accesible

#### Datos de entrada

Carga muerta aplicada, DL (KN/m2):	2.5
Carga viva aplicada, LL (KN/m2):	3.0
Separación entre vigas, S (m):	1.8
Longitud de la viga, L (m):	5.7
Espesor del concreto de la losa, tc (mm):	60.0
Altura del Steel deck, hr (mm):	55.0
Peso de la lámina de steel deck, Wsd (KN/m2):	0.073
Porcentaje de sección compuesta, (%)	80 %
Tipo de acero de la viga:	A-572 Gr. 50
Esfuerzo de fluencia del acero, Fy (Mpa):	345.0
Esfuerzo de compresión del concreto, F'c (Mpa):	350.0
Peso específico del concreto, Wc (Kg/m3):	2400.0
Viga seleccionada:	W10X33
Ancho efectivo, Be (m):	1.425
Tiene rigidizadores?	No

#### Datos geométricos de la viga:

Peralte de la viga, d (mm):	247.142
Ancho del patín, bf (mm):	202.184
Espesor del patín, tf (mm):	11.049
Espesor del alma, tw (mm):	7.366
Longitud k de la viga, kdes (mm):	23.749
Longitud libre del alma, h (mm):	199.644
Área sección transversal, As (mm2):	6264.5036
Inercia en X, Ixx (mm4):	71175573.78
Módulo plástico, Zx (mm3):	635818.0832
Módulo elástico, Sx (mm3):	573547.24

#### Análisis de sección compacta:

Módulo elástico del acero, Es (MPA):	200000
Longitud libre del alma, h (mm):	199.644
Espesor del alma, tw (mm):	7.366
Esbeltez del alma, h/tw:	27.10344828
Esbeltez límite del alma, 3.76*RAIZ(Es/Fy):	90.53016152
Chequeo de sección compacta:	Cumple ✓

30%

**Análisis de sección compuesta:**

Compresión máxima, E.N.P en la losa, Cmax1 (KN):	25436.25
Tensión máxima, E.N.P en la losa, Tmax1 (KN):	2161.253742
Longitud hasta el E.N.P, a (mm):	5.098048042
Momento plástico en E.N.P en la losa, Mp1 (KN.m):	510.1033788

Compresión máxima, E.N.P en el patín, Cmax2 (KN):	26206.9562
Tensión máxima, E.N.P en el patín, Tmax2 (KN):	1390.547541
Longitud hasta el E.N.P, Yp (mm):	N.A.
Momento plástico en E.N.P en el patín, Mp2 (KN.m):	N.A.

Longitud hasta el E.N.P, Yp2 (mm):	N.A.
Momento plástico en E.N.P en el patín, Mp3 (KN.m):	N.A.

LRFD

Momento resistente de la sección compuesta, $\Phi M_{np}$ (KN.m):	459.0930409
---	-------------

**Análisis de sección parcialmente compuesta:**

Módulo elástico del concreto, Ec (MPa):	94584.36234
Relación modular, n:	2.1
Área equivalente de concreto, Aec (mm <sup>2</sup> ):	40714.28571
Inercia equivalente de concreto, Iec (mm <sup>4</sup> ):	12214285.71
Centroide de la sección transformada, Yt (mm):	304.3295808
Inercia de la sección transformada, Itr (mm <sup>4</sup> ):	319567897
Módulo elástico de la sección transformada, Str (mm <sup>3</sup> ):	1050071.755
Módulo elástico de la sección eficiente, Sef (mm <sup>3</sup> ):	999763.7231
Inercia de la sección eficiente, Ief (mm <sup>4</sup> ):	293344421.7

Momento resistente de la sección eficiente, $\Phi m_{nef}$ (KN.m):	310.426636
--	------------

**Comprobación de resistencia a flexión:**

Carga aplicada distribuida de diseño, Wu (KN/m):	14.352
Momento aplicado de diseño, Mu (KN.m):	58.28706
Momento resistente de la sección mixta, $\Phi M_n$ (KN.m):	310.426636

 $\Phi M_n \geq \mu$ ?

Cumple ✓

19%

**Análisis de cortante en la sección compuesta:**

Coefficiente de pandeo, Kv:	5.0
Coefficiente Cv:	1
Área de cortante Aw, (mm <sup>2</sup> ):	1820.447972
Cortante aplicada de diseño	40.9032
Resistencia a cortante, $\Phi V_n$ (KN):	339.1494572

 $\Phi V_n \geq V_u$ ?

Cumple ✓

12%

**Deflexiones:**

Wu de servicio, Wus (KN/m):	10.12
Deflexión (mm):	0.00501

Df  $\leq$  L/360?

Cumple ✓

0.03%

**Conectores de cortante:**

Orientación de la lámina:

Diámetro del conector de cortante (tipo Stud), dc (in):

Resistencia máxima a la tensión del conector, Fu (MPa):

Número de filas por valle:

Posición del conector en el valle:

Distancia entre valles de la lamina SD: desde 1/2 a 1/2 valle

Ancho promedio del tablero, (Wr): (anch. Mayor+anch. Menor)/2

Altura del tablero, (hr):

Relación ancho - altura, Wr/hr:

Área de la sección transversal del conector, Asc (mm<sup>2</sup>):

Coef que tiene en cuenta el efecto de conectores, Rp:

Factor que tiene en cuenta la posición del conector, Rg:

Resistencia a cortante de un conector, Qn (KN):

Cortante que debe transferir los conectores, V'r (KN):

# de conectores requeridos para la viga:

# de valles disponibles en la viga:

# de conectores a instalar:

Resistencia a cortante del grupo de conectores,  $\Sigma Q_n$  (KN): $\Sigma Q_n \geq V'r?$ 

Perpendicular
7/8
450
2
Fuerte
304.8
152.4
55
2.770909091
387.9479137
0.75
0.85
111.2925577
1729.002994
32
19
2@300
2114.558597
Cumple

22.225

1,2 o 3

82%

## Anexos 10

### Cálculo de vigas de acción compuesta para el resto de plantas

#### Datos de entrada

Carga muerta aplicada, DL (KN/m <sup>2</sup> ):	5.2
Carga viva aplicada, LL (KN/m <sup>2</sup> ):	4.8
Separación entre vigas, S (m):	1.8
Longitud de la viga, L (m):	5.7
Espesor del concreto de la losa, tc (mm):	60.0
Altura del Steel deck, hr (mm):	55.0
Peso de la lámina de steel deck, Wsd (KN/m <sup>2</sup> ):	0.073
Porcentaje de sección compuesta, (%)	80 %
Tipo de acero de la viga:	A-572 Gr. 50
Esfuerzo de fluencia del acero, Fy (Mpa):	345.0
Esfuerzo de compresión del concreto, F'c (Mpa):	350.0
Peso específico del concreto, Wc (Kg/m <sup>3</sup> ):	2400.0
Viga seleccionada:	W10X33
Ancho efectivo, Be (m):	1.425
Tiene rigidizadores?	No

#### Datos geométricos de la viga:

Peralte de la viga, d (mm):	247.142
Ancho del patín, bf (mm):	202.184
Espesor del patín, tf (mm):	11.049
Espesor del alma, tw (mm):	7.366
Longitud k de la viga, kdes (mm):	23.749
Longitud libre del alma, h (mm):	199.644
Área sección transversal, As (mm <sup>2</sup> ):	6264.5036
Inercia en X, Ixx (mm <sup>4</sup> ):	71175573.78
Módulo plástico, Zx (mm <sup>3</sup> ):	635818.0832
Módulo elástico, Sx (mm <sup>3</sup> ):	573547.24

#### Análisis de sección compacta:

Módulo elástico del acero, Es (MPA):	200000
Longitud libre del alma, h (mm):	199.644
Espesor del alma, tw (mm):	7.366
Esbeltez del alma, h/tw:	27.10344828
Esbeltez límite del alma, 3.76*RAIZ(Es/Fy):	90.53016152
Chequeo de sección compacta:	Cumple ✓

30%

**Análisis de sección compuesta:**

Compresión máxima, E.N.P en la losa, Cmax1 (KN):	25436.25
Tensión máxima, E.N.P en la losa, Tmax1 (KN):	2161.253742
Longitud hasta el E.N.P, a (mm):	5.098048042
Momento plástico en E.N.P en la losa, Mp1 (KN.m):	510.1033788

Compresión máxima, E.N.P en el patín, Cmax2 (KN):	26206.9562
Tensión máxima, E.N.P en el patín, Tmax2 (KN):	1390.547541
Longitud hasta el E.N.P, Yp (mm):	N.A.
Momento plástico en E.N.P en el patín, Mp2 (KN.m):	N.A.

Longitud hasta el E.N.P, Yp2 (mm):	N.A.
Momento plástico en E.N.P en el patín, Mp3 (KN.m):	N.A.

LRFD

Momento resistente de la sección compuesta, $\Phi M_{np}$ (KN.m):	459.0930409
---	-------------

**Análisis de sección parcialmente compuesta:**

Módulo elástico del concreto, Ec (MPa):	94584.36234
Relación modular, n:	2.1
Área equivalente de concreto, Aec (mm <sup>2</sup> ):	40714.28571
Inercia equivalente de concreto, Iec (mm <sup>4</sup> ):	12214285.71
Centroide de la sección transformada, Yt (mm):	304.3295808
Inercia de la sección transformada, Itr (mm <sup>4</sup> ):	319567897
Módulo elástico de la sección transformada, Str (mm <sup>3</sup> ):	1050071.755
Módulo elástico de la sección eficiente, Sef (mm <sup>3</sup> ):	999763.7231
Inercia de la sección eficiente, Ief (mm <sup>4</sup> ):	293344421.7

Momento resistente de la sección eficiente, $\Phi m_{nef}$ (KN.m):	310.426636
--	------------

**Comprobación de resistencia a flexión:**

Carga aplicada distribuida de diseño, Wu (KN/m):	25.5024
Momento aplicado de diseño, Mu (KN.m):	103.571622
Momento resistente de la sección mixta, $\Phi M_n$ (KN.m):	310.426636

 $\Phi M_n \geq \mu$ ?

Cumple ✓

33%

**Análisis de cortante en la sección compuesta:**

Coefficiente de pandeo, Kv:	5.0
Coefficiente Cv:	1
Área de cortante Aw, (mm <sup>2</sup> ):	1820.447972
Cortante aplicada de diseño	72.68184
Resistencia a cortante, $\Phi V_n$ (KN):	339.1494572

 $\Phi V_n \geq V_u$ ?

Cumple ✓

21%

**Deflexiones:**

Wu de servicio, Wus (KN/m):	18.308
Deflexión (mm):	0.00907

Df  $\leq$  L/360?

Cumple ✓

0.06%

**Conectores de cortante:**

Orientación de la lámina:	Perpendicular	
Diámetro del conector de cortante (tipo Stud), dc (in):	7/8	22 2/9
Resistencia máxima a la tensión del conector, Fu (MPa):	450	
Número de filas por valle:	2	1,2 o 3
Posición del conector en el valle:	Fuerte	
Distancia entre valles de la lámina SD: desde 1/2 a 1/2 valle	304.8	
Ancho promedio del tablero, (Wr): (anch. Mayor+anch. Menor)/2	152.4	
Altura del tablero, (hr):	55	
Relación ancho - altura, Wr/hr:	2.770909091	
Área de la sección transversal del conector, Asc (mm <sup>2</sup> ):	387.9479137	
Coef que tiene en cuenta el efecto de conectores, Rp:	0.75	
Factor que tiene en cuenta la posición del conector, Rg:	0.85	
Resistencia a cortante de un conector, Qn (KN):	111.2925577	
Cortante que debe transferir los conectores, V'r (KN):	1729.002994	
# de conectores requeridos para la viga:	32	
# de valles disponibles en la viga:	19	
# de conectores a instalar:	2@300	
Resistencia a cortante del grupo de conectores, ΣQn (KN):	2114.558597	
ΣQn>=V'r?	Cumple	82%

## **ANEXO III.**

### **CHEQUEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN AISC 341-16**

## Consideraciones de vigas:

### ✓ Control de pandeo local:

Las Vigas y Columnas deben cumplir con la condición de secciones de Alta Ductilidad ( $\lambda h d$ ), conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341-10. Esto implica el control del pandeo local.

En el caso de VIGAS se establece que la relación (ancho / espesor) de alas y alma deben cumplir específicamente con las siguientes condiciones. El control del pandeo local permite que se desarrolle la capacidad plástica de la viga.

Para alas de viga:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Para alma de vigas:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

### Vigas perfil W18X50

Donde:

E=200 000 MPa

Fy=345 MPa

bf=190.5 mm

tf=14.48 mm

h=415.93 mm

tw=9.02 mm

Para alas de viga:

$$\frac{190.5mm}{2 * 14.48 mm} \leq 0.30 \sqrt{\frac{200\ 000\ MPa}{345\ MPa}}$$

$$6.58 \leq 7.22 ; \text{cumple}$$

Para alma de vigas:

$$\frac{415.93mm}{9.02mm} \leq 2.45 \sqrt{\frac{200\ 000\ MPa}{345\ MPa}}$$

$$46.11 \leq 58.99 ; \text{cumple}$$

### Vigas perfil W21X68

Donde:

$$E=200\,000 \text{ MPa}$$

$$F_y=345 \text{ MPa}$$

$$b_f=210.06 \text{ mm}$$

$$t_f=17.40 \text{ mm}$$

$$h=491.49 \text{ mm}$$

$$t_w=10.92 \text{ mm}$$

Para alas de viga:

$$\frac{210.06 \text{ mm}}{2 * 17.40 \text{ mm}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{200\,000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$$6.04 \leq 7.22 ; \text{cumple}$$

Para alma de vigas:

$$\frac{491.49 \text{ mm}}{10.92 \text{ mm}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{200\,000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$$45.01 \leq 58.99 ; \text{cumple}$$

### ✓ Control de pandeo lateral torsional:

Las Vigas deben cumplir con la condición de secciones de Alta Ductilidad (Compactas Sísmicas), conforme a la sección D1.1 de la Norma AISC 341. Esto implica el control del pandeo lateral torsional.

$L_b$ = Distancia entre arriostramientos.

$r_y$ = Radio de giro menor.

$$L_b \leq 0.086 \left( \frac{E}{F_y} \right) r_y$$

### Vigas Principales

W18X50

Donde:

$$E=200\,000 \text{ MPa}$$

Fy=345 MPa

Ry=41.91 mm

$$L_b \leq 0.086 \left( \frac{200\,000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}} \right) 41.91 \text{ mm}$$

$$L_b \leq 2089.43 \text{ mm o } 2.09 \text{ m}$$

$L_b = 1.80 \text{ m}$  en vigas de eje X;  $1.40 \text{ m}$  en vigas de eje Y

$$1.80 \text{ m} \leq 2.09 \text{ m}; \text{ **cumple!**}$$

W21X68

Donde:

E=200 000 MPa

Fy=345 MPa

Ry=45.72 mm

$$L_b \leq 0.086 \left( \frac{200\,000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}} \right) 45.72 \text{ mm}$$

$$L_b \leq 2279.37 \text{ mm o } 2.27 \text{ m}$$

$L_b = 1.80 \text{ m}$  en vigas de eje X;  $1.40 \text{ m}$  en vigas de eje Y

$$1.80 \text{ m} \leq 2.27 \text{ m}; \text{ **cumple!**}$$

## Anexos 11

### Resumen de chequeos de cumplimiento con especificaciones normativas de la AISC 341-16

Parámetro	Detalle	Exigencia	Restricción	Detalle en estructura	Chequeo		
Miembros moderadamente dúctiles.	Separación máxima de acero de refuerzo transversal zona inferior y superior de columnas	AISC 341-16 Sección D1.4b.1	$S_{max} < h/2$	$S_{max} < 32.5\text{cm}; 30\text{cm}; 25\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$S_{max} < 8*db$ (ref) (a)	$S_{max} < 8*2\text{cm}=16\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$S_{max} < 24*db$ (est)	$S_{max} < 24*1\text{cm}=24\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$S_{max} < 12\text{pulg}$	$S_{max} < 30\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$1/6*$ Altura vertical libre de columna.	$S_{max} < 42\text{cm}; 50\text{cm}; 67\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$S_{max} < h_{max}$	$S_{max} < 65\text{cm}; 60\text{cm}; 50\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$S_{max} < 18\text{pulg}$	$S_{max} < 45\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			$S_{max} < 2*$ dimensión definida en D1.4b.1 (a)	$S_{max} < 2*16\text{cm}=32\text{cm}$ Separación usada 10 cm	Cumple		
			Prohibición de refuerzos transversales soldados			No se usan elementos de acero corrugado soldados en columnas.	Cumple
			Miembros altamente dúctiles. Columnas compuestas SRC.	Refuerzo longitudinal	Sección 18.7.4 de ACI 318	$0.01A_g < A_{st\text{ long}} < 0.06A_g$	Se supera el 1% de $A_g$
Capacidad de núcleo estructural.	Perfil de acero resistente a $P_u$	$P_n$ (acero) $\geq P_u$ carga estática		$P_n$ supera a $P_u$ (L, D)	Cumple		
Elementos sísmicamente compactos.	Límite de compacidad	No se tolera falla local de perfil		Secciones compactas	Cumple		
Miembros altamente dúctiles. Vigas	Control de pandeo local	Sección D1.1 de la Norma AISC 341	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} ; \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	Secciones compactas	Cumple		
	Control del pandeo lateral torsional	Sección D1.1 de la Norma AISC 341	$L_b \leq 0.086 \left(\frac{E}{F_y}\right) r_y$	1.80m < 2.09m	Cumple		
Pórticos compuestos especiales a momento. C-SMF	Criterio columna fuerte – viga débil.	Sección E3.4 AISC 341-16	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1$	Falla dúctil controlada en vigas.	Cumple		
	Elementos fusibles de protección	Sección F2 de AISC 341-16	Demanda – capacidad cercana a 1	Demanda – capacidad prom. 0.98	Cumple		
Arriostramientos diagonales	Elementos compactos	Tabla D1.1 (HSS circulares)	$\frac{D}{t} \leq 0.053 \left(\frac{E}{R_y F_y}\right)$	D/t en todos los elementos < 30.16	Cumple		
	Distribución de cargas laterales	Sección F2 de AISC 341-16	Norma recomienda alternar arriostramientos 50% compresión y 50% tracción.	Elementos con distribución 50 - 50	Cumple		

## **ANEXO IV.**

### **DISEÑO DE LA ESCALERA DE SECCIÓN COMPUESTA**

## Anexos 12

### Diseño de la viga tramo 1 de la escalera

#### DISEÑO DE ESCALERA, VIGA CENTRAL.

Huella, (m):	0.30
Contrahuella, (m):	0.15
Ancho de escalera, (m):	1.20
# de peldaños:	3.00
Luz entre apoyos, (m):	0.90
Altura de tramo, (m):	0.45
Longitud, (m):	1.01
Ángulo de viga, (grados):	26.57

#### Materiales

Hormigón f'c:	250.00	kg/cm2
Acero Viga fy:	3515.35	kg/cm2
Acero peldaños fy:	3516.35	kg/cm3

#### **CARGAS**

##### Carga viva

Peso de 1 persona:	70.00	kg
Carga por peldaño:	140.00	kg/m

##### Carga muerta

##### **Hormigón**

Espesor:	0.06	m
Densidad:	2400.00	kg/m3
Peso:	40.46	Kg/m
Peso por peldaño:	48.56	kg

##### **Acero de peldaño:**

Tipo de elemento:	Ángulo	
Peso del elemento:	4.57	kg/m
Peso por peldaño:	13.70	Kg

##### **Viga cargadora:**

Peso:	17.85	Kg/m
-------	-------	------

##### **Para viga cargadora:**

CV:	504.00	kg
CM:	327.60	kg
Carga total en viga:	831.60	kg
W en viga:	924.00	kg/m
W perpendicular:	826.45	kg/m
W axial:	413.22	kg/m
Mu:	104.60	Kg-m
Z (Mu/(φfy)):	3.31	cm3
Perfil escogido:	W10X12	CUMPLE
Z :	206.48	cm3
d:	25.07	cm
bf:	10.10	cm
tw:	0.49	cm
tf:	0.54	cm

**Para peldaño:**

CV:

CM:

Carga total en peldaño:

W en peldaño:

W en cada L:

Sección volada:

Mu:

Z ( $Mu/(\phi fy)$ ):

Perfil escogido:

Z:

d:

b:

t:

504.00	
298.85	
802.85	kg
669.04	kg/m
334.52	kg/m

60.21	Kg-m
1.90	cm <sup>3</sup>
L3X2X3/16	CUMPLE
12.18	cm <sup>3</sup>
7.62	cm
5.10	cm
0.48	cm

## Anexos 13

### Diseño de la viga tramo 2 de la escalera

#### DISEÑO DE ESCALERA, VIGA CENTRAL.

Huella, (m):	0.30
Contrahuella, (m):	0.15
Ancho de escalera, (m):	1.20
# de peldaños:	14.00
Luz entre apoyos, (m):	4.20
Altura de tramo, (m):	2.10
Longitud, (m):	4.70
Ángulo de viga, (grados):	26.57

#### Materiales

Hormigón f'c:	250.00	kg/cm2
Acero Viga fy:	3515.35	kg/cm2
Acero peldaños fy:	3516.35	kg/cm3

#### **CARGAS**

##### Carga viva

Peso de 1 persona:	70.00	kg
Carga por peldaño:	140.00	kg/m

##### Carga muerta

##### **Hormigón**

Espesor:	0.06	m
Densidad:	2400.00	kg/m3
Peso:	40.46	Kg/m
Peso por peldaño:	48.56	kg

##### **Acero de peldaño:**

Tipo de elemento:	Ángulo	
Peso del elemento:	4.57	kg/m
Peso por peldaño:	13.70	Kg

##### **Viga cargadora:**

Peso:	49.10	Kg/m
-------	-------	------

##### **Para viga cargadora:**

CV:	2352.00	kg
CM:	1763.54	kg
Carga total en viga:	4115.54	kg
W en viga:	979.89	kg/m
W perpendicular:	876.44	kg/m
W axial:	438.22	kg/m
Mu:	2415.69	Kg-m
Z (Mu/(φfy)):	76.35	cm3
Perfil escogido:	W10X33	CUMPLE
Z :	635.82	cm3
d:	24.71	cm
bf:	20.30	cm
tw:	0.74	cm
tf:	1.12	cm

**Para peldaño**

CV:

2352.00

CM:

1394.63

Carga total en peldaño:

3746.63 kg

W en peldaño:

3122.19 kg/m

W en cada L:

1561.10 kg/m

Sección volada:

Mu:

281.00 Kg-m

Z (Mu/( $\phi$ fy)):

8.88 cm<sup>3</sup>

Perfil escogido:

L3X2X3/16 CUMPLE

Z:

12.18 cm<sup>3</sup>

d:

7.62 cm

b:

5.10 cm

t:

0.48 cm

## Anexos 14

### Diseño de la viga para el resto de tramos de la escalera

#### DISEÑO DE ESCALERA, VIGA CENTRAL.

Huella, (m):	0.30
Contrahuella, (m):	0.15
Ancho de escalera, (m):	1.20
# de peldaños:	9.00
Luz entre apoyos, (m):	2.70
Altura de tramo, (m):	1.35
Longitud, (m):	3.02
Ángulo de viga, (grados):	26.57

#### Materiales

Hormigón f'c:	250.00	kg/cm <sup>2</sup>
Acero Viga fy:	3515.35	kg/cm <sup>2</sup>
Acero peldaños fy:	3516.35	kg/cm <sup>3</sup>

#### **CARGAS**

##### Carga viva

Peso de 1 persona:	70.00	kg
Carga por peldaño:	140.00	kg/m

##### Carga muerta

##### **Hormigón**

Espesor:	0.06	m
Densidad:	2400.00	kg/m <sup>3</sup>
Peso:	40.46	Kg/m
Peso por peldaño:	48.56	kg

##### **Acero de peldaño:**

Tipo de elemento:	Ángulo	
Peso del elemento:	4.57	kg/m
Peso por peldaño:	13.70	Kg

##### **Viga cargadora:**

Peso:	22.32	Kg/m
-------	-------	------

##### **Para viga cargadora:**

CV:	1512.00	kg
CM:	1004.35	kg
Carga total en viga:	2516.35	kg
W en viga:	931.98	kg/m
W perpendicular:	833.59	kg/m
W axial:	416.79	kg/m
Mu:	949.51	Kg-m
Z (Mu/(φfy)):	30.01	cm <sup>3</sup>
Perfil escogido:	W10X15	CUMPLE
Z :	262.19	cm <sup>3</sup>
d:	25.40	cm
bf:	10.20	cm
tw:	0.59	cm
tf:	0.69	cm

**Para peldaño:**

CV:

CM:

Carga total en peldaño:

W en peldaño:

W en cada L:

Sección volada:

Mu:

Z ( $Mu/(\phi fy)$ ):

Perfil escogido:

Z:

d:

b:

t:

1512.00	
896.55	
2408.55	kg
2007.13	kg/m
1003.56	kg/m

180.64	Kg-m
5.71	cm <sup>3</sup>
L3X2X3/16	CUMPLE
12.18	cm <sup>3</sup>
7.62	cm
5.10	cm
0.48	cm

## **ANEXO V.**

# **DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES**

## Anexos 15

Valores para acero y material reforzado con acero

<b>TABLE A3.1</b>		
<b><math>R_y</math> and <math>R_t</math> Values for Steel and Steel Reinforcement Materials</b>		
<b>Application</b>	<b><math>R_y</math></b>	<b><math>R_t</math></b>
Hot-rolled structural shapes and bars: <ul style="list-style-type: none"><li>• ASTM A36/A36M</li><li>• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)</li><li>• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M</li><li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)</li><li>• ASTM A529 Gr. 50 (345)</li><li>• ASTM A529 Gr. 55 (380)</li></ul>	1.5 1.3 1.1  1.2 1.2 1.1	1.2 1.1 1.1  1.1 1.2 1.2
Hollow structural sections (HSS): <ul style="list-style-type: none"><li>• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501</li></ul>	1.4	1.3
Pipe: <ul style="list-style-type: none"><li>• ASTM A53/A53M</li></ul>	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets: <ul style="list-style-type: none"><li>• ASTM A36/A36M</li><li>• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)</li><li>• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)</li><li>• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)</li><li>• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M</li><li>• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)</li></ul>	1.3 1.3 1.1 1.3 1.1 1.2	1.2 1.1 1.1 1.0 1.2 1.1
Steel Reinforcement: <ul style="list-style-type: none"><li>• ASTM A615, ASTM A706</li></ul>	1.25	1.25

## Anexos 16

### Cálculo de arriostramientos en pórtico 1

#### DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

##### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$ 

6.28
------

##### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">HSS6.625X0.432</td></tr></table>	HSS6.625X0.432
HSS6.625X0.432			
Espesor nominal, (in):	tnom=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">6.63 in</td></tr></table>	6.63 in
6.63 in			
Espesor de diseño, (in):	tdis=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">0.44 in</td></tr></table>	0.44 in
0.44 in			
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">0.40 in</td></tr></table>	0.40 in
0.40 in			
Radio de giro; (in):	ra=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">7.86 in</td></tr></table>	7.86 in
7.86 in			
		<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">2.20 in</td></tr></table>	2.20 in
2.20 in			

##### Material del arriostramiento

Tipo de acero	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">A992</td></tr></table>	A992
A992		
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">3514.75</td></tr></table>	3514.75
3514.75		
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">4569.17</td></tr></table>	4569.17
4569.17		
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">2000000</td></tr></table>	2000000
2000000		
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		

##### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

196.05 Ton
------------

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$ 

4.40
------

Factor de longitud efectiva K: 

1
---

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3189.53
---------

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 

2328
------

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

134.57

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

196.05

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

134.57 Ton

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

40.37 Ton

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

78.67

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

15.14

21.62

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  6.28

### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	HSS6X0.500
Espesor nominal, (in):	tnom=	6.00 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.50 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	0.47 in
Radio de giro; (in):	ra=	8.09 in
		1.96 in

### Material del arriostramiento

Tipo de acero		A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):		2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:		1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:		1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

201.79 Ton

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  4.40

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

2531.59

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 2040

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

121.40
--------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

201.79
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

121.40 Ton
------------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

36.42 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

88.30
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

12.00
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  6.28

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS6X0.250</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	6.00 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.25 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.23 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	4.22 in
Radio de giro; (in):	ra=	2.04 in

### Material del arriostramiento

	<b>A992</b>
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

**105.26 Ton**

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  4.40

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

**2742.47**

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 2143

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

66.51
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

105.26
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

66.51 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

19.95 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

84.84
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

20.00
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  6.28

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS5X0.250</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	5.00 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.25 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.23 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	3.49 in
Radio de giro; (in):	ra=	1.69 in

### Material del arriostramiento

		<b>A992</b>
Tipo de acero		A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):		2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:		1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:		1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

**87.05 Ton**

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  4.40

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

1882.15

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 1636

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

42.00
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

87.05
-------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

42.00 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

12.60 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

102.41
--------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

20.00
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## Anexos 17

### Cálculo de arriostramiento en pórtico 5

#### DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

##### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$ 

6.28
------

##### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">HSS6.625X0.500</td></tr></table>	HSS6.625X0.500
HSS6.625X0.500			
Espesor nominal, (in):	tnom=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">6.63 in</td></tr></table>	6.63 in
6.63 in			
Espesor de diseño, (in):	tdis=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">0.50 in</td></tr></table>	0.50 in
0.50 in			
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">0.47 in</td></tr></table>	0.47 in
0.47 in			
Radio de giro; (in):	ra=	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">9.00 in</td></tr></table>	9.00 in
9.00 in			
		<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">2.18 in</td></tr></table>	2.18 in
2.18 in			

##### Material del arriostramiento

Tipo de acero	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">A992</td></tr></table>	A992
A992		
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">3514.75</td></tr></table>	3514.75
3514.75		
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">4569.17</td></tr></table>	4569.17
4569.17		
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">2000000</td></tr></table>	2000000
2000000		
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td style="text-align: center;">1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		

##### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

224.49 Ton
------------

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$ 

4.40
------

Factor de longitud efectiva K: 

1
---

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3131.81
---------

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 

2306
------

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

152.65

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

224.49

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

152.65 Ton

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

45.80 Ton

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

79.39

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

13.25

21.62

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  6.28

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS6.625X0.432</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	6.63 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.44 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.40 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	7.86 in
Radio de giro; (in):	ra=	2.20 in

### Material del arriostramiento

Tipo de acero	A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

196.05 Ton

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  4.40

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3189.53

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 2328

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

134.57

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

196.05

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

134.57 Ton

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

40.37 Ton

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

78.67

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

15.14

21.62

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$ 

6.28
------

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS6X0.500</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	6.00 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.50 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.47 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	8.09 in
Radio de giro; (in):	ra=	1.96 in

### Material del arriostramiento

	<b>A992</b>
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

201.79 Ton
------------

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$ 

4.40
------

Factor de longitud efectiva K: 

1
---

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

2531.59
---------

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 

2040
------

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

121.40

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

201.79

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

121.40 Ton

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

36.42 Ton

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

88.30

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

12.00

21.62

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  6.28

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS5X0.375</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	5.00 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.38 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.35 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	5.10 in
Radio de giro; (in):	ra=	1.65 in

### Material del arriostramiento

		<b>A992</b>
Tipo de acero		A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):		2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:		1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:		1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

**127.21 Ton**

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  4.40

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

1794.11

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 1569

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

58.85
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

127.21
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

58.85 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

17.65 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

104.89
--------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

13.33
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## Anexos 18

### Cálculo de arriostramiento en pórtico A

#### DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

##### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$ 

5.32
------

##### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">HSS5.563X0.500</td></tr></table>	HSS5.563X0.500
HSS5.563X0.500			
Espesor nominal, (in):	tnom=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">5.56 in</td></tr></table>	5.56 in
5.56 in			
Espesor de diseño, (in):	tdis=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">0.50 in</td></tr></table>	0.50 in
0.50 in			
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">0.47 in</td></tr></table>	0.47 in
0.47 in			
Radio de giro; (in):	ra=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">7.45 in</td></tr></table>	7.45 in
7.45 in			
		<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">1.81 in</td></tr></table>	1.81 in
1.81 in			

##### Material del arriostramiento

Tipo de acero	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">A992</td></tr></table>	A992
A992		
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">3514.75</td></tr></table>	3514.75
3514.75		
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">4569.17</td></tr></table>	4569.17
4569.17		
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">2000000</td></tr></table>	2000000
2000000		
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td style="text-align: center;">1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		

##### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

185.83 Ton
------------

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$ 

3.72
------

Factor de longitud efectiva K: 

1
---

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3008.40
---------

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 

2258
------

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

123.71
--------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

185.83
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

123.71 Ton
------------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

37.11 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

81.00
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

11.13
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  5.32

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS5.500X0.375</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	5.50 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.38 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.35 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	5.65 in
Radio de giro; (in):	ra=	1.83 in

### Material del arriostramiento

Tipo de acero		A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):		2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:		1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:		1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

140.93 Ton

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  3.72

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3075.25

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 2284

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

94.92
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

140.93
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

94.92 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

28.48 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

80.12
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

14.67
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  5.32

### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	HSS4.500X0.237
Espesor nominal, (in):	tnom=	4.50 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.24 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	0.22 in
Radio de giro; (in):	ra=	2.96 in
		1.52 in

### Material del arriostramiento

Tipo de acero		A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):		2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:		1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:		1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$
73.83 Ton

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  3.72

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$
2121.61

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}} \quad F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}} \quad F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 1803

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

39.26
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

73.83
-------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

39.26 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

11.78 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

96.46
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

18.99
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  5.32

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS4X0.226</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	4.00 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.23 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.21 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	2.50 in
Radio de giro; (in):	ra=	1.34 in

### Material del arriostramiento

Tipo de acero	A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

62.36 Ton

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  3.72

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

1648.87

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 1446

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

26.59

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

62.36

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

26.59 Ton

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

7.98 Ton

Relación de esbeltez:  $\frac{K * L}{r} \leq 200$

109.41

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

17.70

21.62

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  5.32

### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	HSS3.500X0.203
Espesor nominal, (in):	tnom=	3.50 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.20 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	0.19 in
Radio de giro; (in):	ra=	1.97 in
		1.17 in

### Material del arriostramiento

Tipo de acero		A992
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):		4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):		2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:		1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:		1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

49.14 Ton

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  3.72

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

1257.04

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 1102

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

15.97
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

49.14
-------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

15.97 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

4.79 Ton
----------

Relación de esbeltez:  $\frac{K * L}{r} \leq 200$

125.31
--------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

17.24
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## Anexos 19

### Cálculo de arriostramientos en pórtico D

#### DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

##### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$ 

5.32
------

##### Arriostramiento seleccionado

Diametro de la sección, (in):	da=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>HSS5.500X0.375</td></tr></table>	HSS5.500X0.375
HSS5.500X0.375			
Espesor nominal, (in):	tnom=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>5.50 in</td></tr></table>	5.50 in
5.50 in			
Espesor de diseño, (in):	tdis=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>0.38 in</td></tr></table>	0.38 in
0.38 in			
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>0.35 in</td></tr></table>	0.35 in
0.35 in			
Radio de giro; (in):	ra=	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>5.65 in</td></tr></table>	5.65 in
5.65 in			
		<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>1.83 in</td></tr></table>	1.83 in
1.83 in			

##### Material del arriostramiento

Tipo de acero	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>A992</td></tr></table>	A992
A992		
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>3514.75</td></tr></table>	3514.75
3514.75		
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>4569.17</td></tr></table>	4569.17
4569.17		
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>2000000</td></tr></table>	2000000
2000000		
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	<table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>1.1</td></tr></table>	1.1
1.1		

##### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

140.93 Ton
------------

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$ 

3.72
------

Factor de longitud efectiva K: 

1
---

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3075.25
---------

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 

2284
------

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

94.92
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

140.93
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

94.92 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

28.48 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

80.12
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

14.67
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## DISEÑO POR CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

### DATOS:

Longitud del arriostramiento entre puntos de trabajo, (m)  $L_a =$  5.32

### Arriostramiento seleccionado

		<b>HSS6X0.312</b>
Diametro de la sección, (in):	da=	6.00 in
Espesor nominal, (in):	tnom=	0.31 in
Espesor de diseño, (in):	tdis=	0.29 in
Área gruesa, (in <sup>2</sup> ):	Aga=	5.22 in
Radio de giro; (in):	ra=	2.02 in

### Material del arriostramiento

	<b>A992</b>
Fluencia en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	3514.75
Esfuerzo último en arriostramiento, (Kg/cm <sup>2</sup> ):	4569.17
Módulo de elasticidad, (kg/cm <sup>2</sup> ):	2000000
Factor de sobre-resistencia del arriostramiento:	1.1
Factor de sobre-resistencia para la tensión última del arriostramiento:	1.1

### DESARROLLO:

Resistencia esperada de diseño a tracción, (ton):

$$Pu_{tracc1} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

**130.20 Ton**

Resistencia esperada de diseño a compresión, (ton):

Longitud real del elemento de arriostramiento; (m):  $L_{ba} = 0,7 * L_a =$  3.72

Factor de longitud efectiva K: 1

Formula de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L_{ba}}{r_a}\right)^2}$$

3746.97

Carga crítica de pandeo de euler:

Caso 1

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_{ya} * F_{ya}}{F_e}\right) * R_{ya} * F_{ya}$$

Caso 2

$$\frac{K * L_{ba}}{r_a} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}$$

$$F_{cre} = 0,877 * F_e$$

Fcr= 2510

Criterios para Pu:

$$P_{u\_comp\_1} = 1,14 * F_{cre} * A_{ga}$$

96.38
-------

$$P_{u\_comp\_2} = R_{ya} * F_{ya} * A_{ga}$$

130.20
--------

Se trabaja con el menor de ambos criterios:

96.38 Ton
-----------

Resistencia esperada de pos-pandeo:

30% (Pu)

28.91 Ton
-----------

Relación de esbeltez:

$$\frac{K * L}{r} \leq 200$$

72.58
-------

OK

Relación D/t

Valor máximo para perfiles tubulares:

19.20
-------

21.62
-------

Cumple

$$\left(\frac{D}{t}\right)_{max} = 0,038 * \frac{E}{F_y}$$

## **ANEXO VI.**

### **CÁLCULOS VARIOS**

## Anexos 20

### Cálculo de cargas

#### CÁLCULO DE CARGAS

##### Tabulado de cargas vivas usadas en la estructura:

Ocupación o Uso	C.V según NEC 15 (kN/m <sup>2</sup> )
Hoteles y residencias	2
Gimnasios	4.8
Salones de uso público y sus corredores	4.8
Corredores	4.8
Balcones	4.8
Comedores y restaurantes	4.8
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3

##### Cálculo de cargas muertas:

###### Aporte de peso propio de la losa:

Calibre de placa colaborante:	55	mm
Espesor de hormigón:	6	cm
Altura de la losa (placa + hormigón):	12.5	cm
Volumen de hormigón por area:	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Peso propio de hormigón:	204	kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de placa:	7.24	kg/m <sup>2</sup>
Peso total de losa:	211	kg/m <sup>2</sup>

###### Cargas muertas consideradas:

Peso de recubrimiento de piso:	125	kg/m <sup>2</sup>
Peso de tumbado:	50	kg/m <sup>2</sup>
Peso de instalaciones:	50	kg/m <sup>2</sup>
Peso de paredes:	250	kg/m <sup>2</sup>
Peso de enlucidos:	50	kg/m <sup>2</sup>
Peso de losa:	211	kg/m <sup>2</sup>

Carga muerta total	736	kg/m <sup>2</sup>
--------------------	-----	-------------------

##### Mayoración de cargas, combinación: $Wu = 1.2 CM + 1,6 CV$

###### Cargas para cubierta accesible:

Cargas vivas, cada nivel presenta varios usos de piso se predimensiona con la más crítica.

###### Carga última para diseño de elementos estructurales, excepto losa:

Carga viva:	305.91 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta, (se usa parapetos enlucidos):	466.01 kg/m <sup>2</sup>

$Wu = 1.2 CM + 1,6 CV =$	<b>1048.67 kg/m<sup>2</sup></b>
--------------------------	---------------------------------

###### Carga última para diseño de losa:

Carga viva:	305.91 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta, (se usa parapetos enlucidos):	254.93 kg/m <sup>2</sup>

$Wu = 1.2 CM + 1,6 CV =$	<b>795.37 kg/m<sup>2</sup></b>
--------------------------	--------------------------------

###### Cargas para primera, segunda, tercera y cuarta plantas:

###### Carga última para diseño de elementos estructurales, excepto losa:

Carga viva:	489.46 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta, (se usa parapetos enlucidos):	736.23 kg/m <sup>2</sup>

$Wu = 1.2 CM + 1,6 CV =$	<b>1666.61 kg/m<sup>2</sup></b>
--------------------------	---------------------------------

###### Carga última para diseño de losa:

Carga viva:	489.46 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta, (se usa parapetos enlucidos):	525.15 kg/m <sup>2</sup>

$Wu = 1.2 CM + 1,6 CV =$	<b>1413.32 kg/m<sup>2</sup></b>
--------------------------	---------------------------------

## Anexos 21

### Cálculo de la cortante basal

#### CÁLCULO DE CORTANTE BASAL

##### Parámetros sísmicos para el análisis lineal

Coficiente de importancia de la estructura, I:	<b>1.3</b>
Coficiente de irregularidad en planta, $\phi_P$ :	<b>0.9</b>
Coficiente de irregularidad en elevación, $\phi_E$ :	<b>0.9</b>
Factor de reducción para espectro inelástico, R:	<b>8</b>
Periodo fundamental de la estructura, T (seg):	<b>0.608</b>
Coficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura, k:	<b>1.055</b>
Altura total de la estructura, ht (m):	<b>16.95</b>
Aceleración máxima del espectro, Sa (g):	<b>1.062</b>
Cortante basal de la estructura, V (Ton):	<b>456.671</b>

$$V = C_s * W$$

Coficiente sísmico al límite de cedencia, CS:	<b>0.213</b>
---	--------------

$$C_s = \frac{Sa(g) * I}{R * \phi_P * \phi_E}$$

##### Tabulado de las cargas que transfiere de cada piso

Peso sísmico, (Ton):

Combinación: W=CM+0.25CV

CV (Ton)	CM (Ton)	W (Ton)
89.30	202.19	224.52
133.66	359.26	392.68
173.20	470.85	514.15
129.00	480.56	512.81
140.96	464.05	499.28
<b>666.13</b>	<b>1976.90</b>	<b>2143.44</b>

##### Cálculo de la cortante basal:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

$$F_x = C_{vx} V$$

Plantas	Altura $h_x$ m	W Ton	Cortante Basal V				
			$W_x h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x = C_{vx} V$ Ton	Vx (c/u) Ton	0,3*Fx Ton
(cubierta)	<b>16.95</b>	224.52	5125.47	0.17	79.13	<b>79.13</b>	23.74
4.00	13.95	392.68	7608.16	0.26	117.47	<b>196.60</b>	35.24
3.00	10.95	514.15	7936.30	0.27	122.53	<b>319.13</b>	36.76
2.00	7.95	512.81	5746.04	0.19	88.72	<b>407.85</b>	26.61
1.00	4.50	499.28	3162.06	0.11	48.82	<b>456.67</b>	14.65
<b>Total</b>		<b>2143.44</b>	<b>29578.03</b>	<b>1.00</b>	<b>456.67</b>		

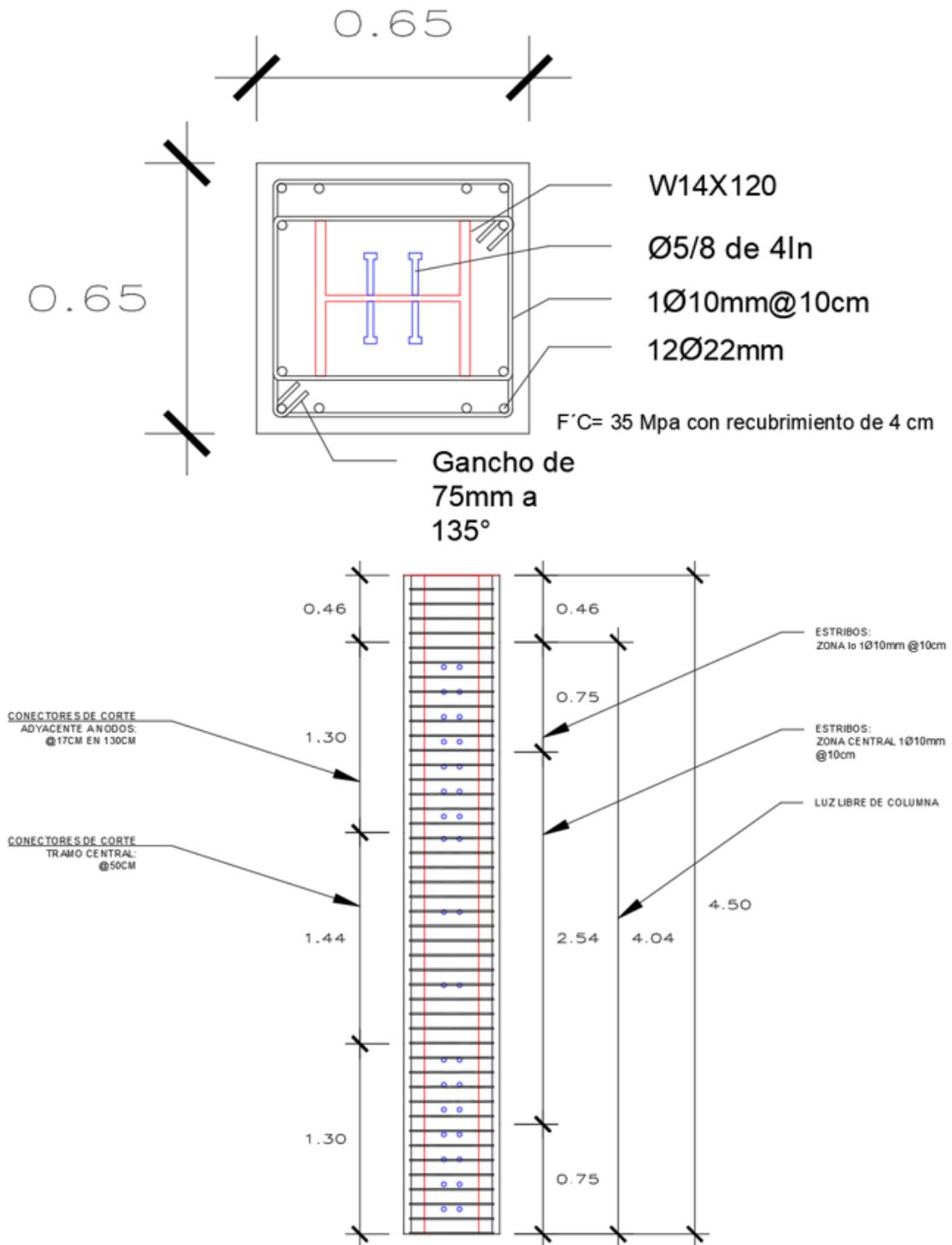
El cortante que transfiere la estructura al nivel basal es de **456.67 Ton**

## **ANEXO VII.**

### **PLANOS ESTRUCTURALES**

## Anexos 22

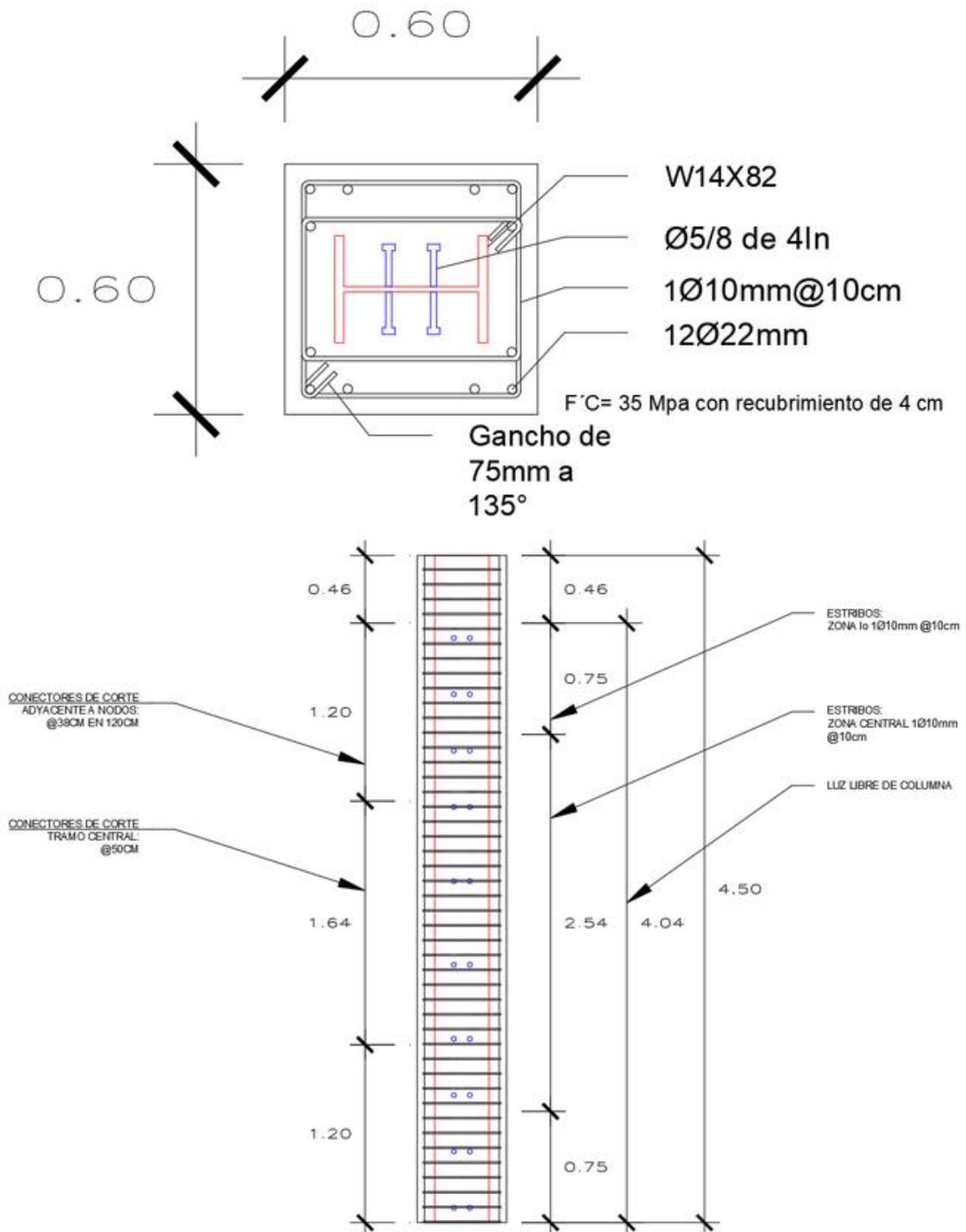
Vista en planta y longitudinal de la columna central (Col 2,3,4-B,C,D)



### Anexos 23

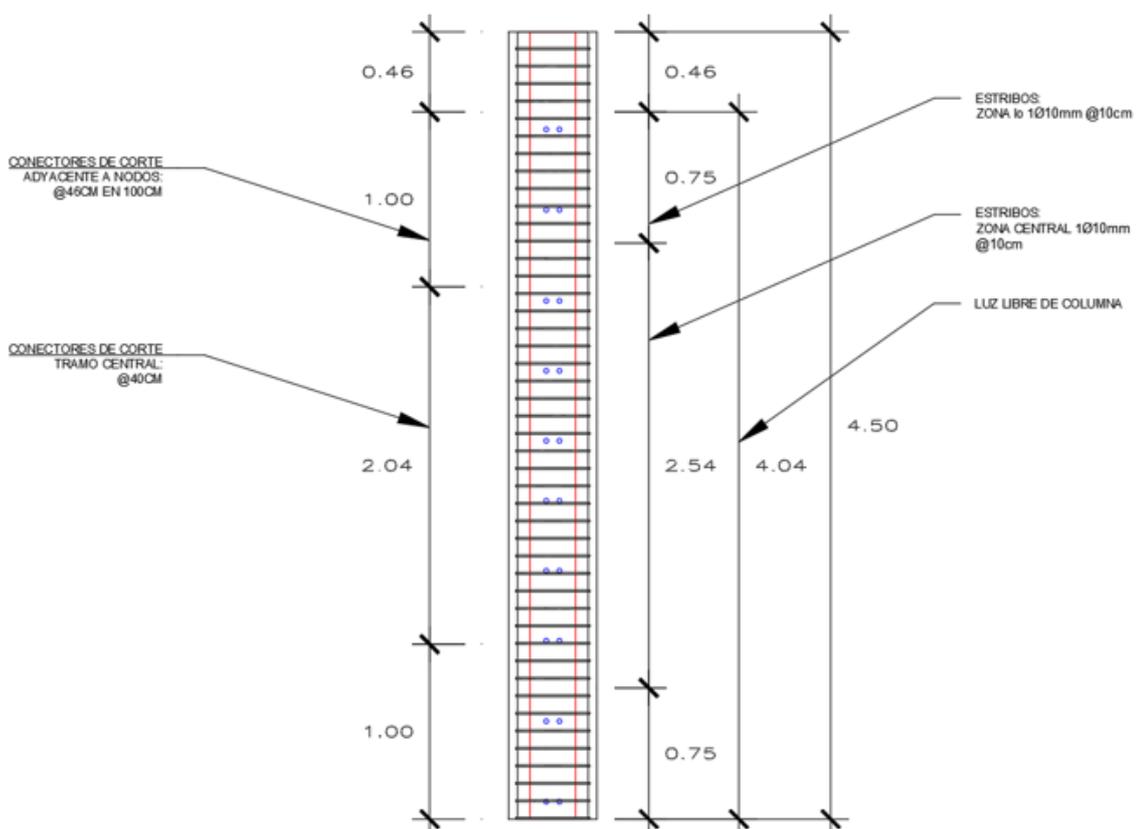
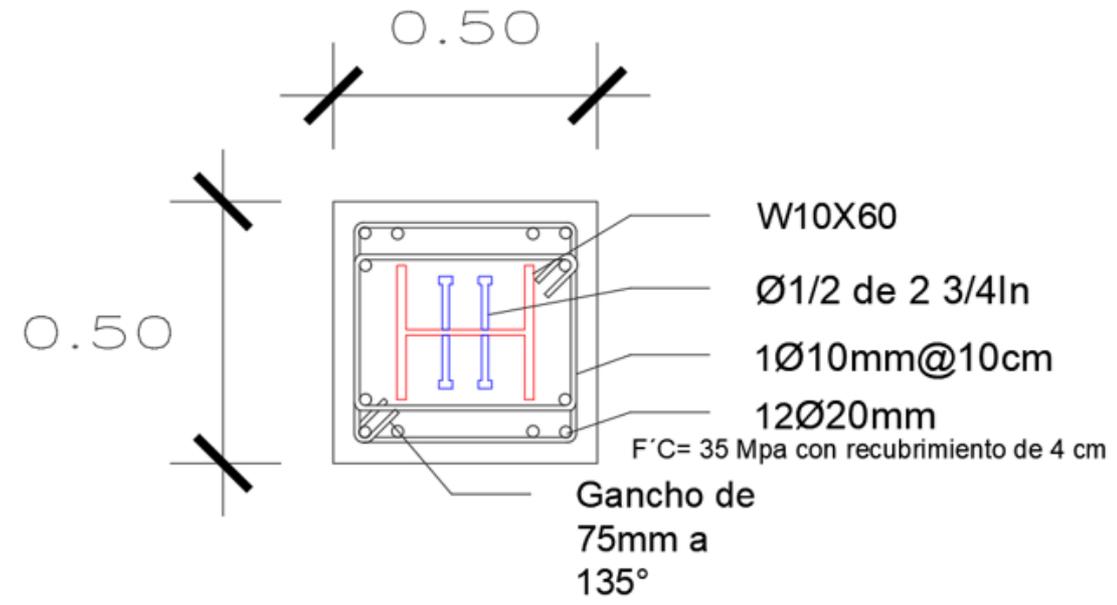
Vista en planta y longitudinal de la columna de borde

(Col A-2,3,4; Col 1-B, C; Col 5-B, C)



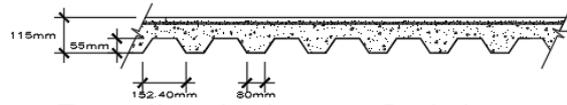
## Anexos 24

Vista en planta y longitudinal de la columna esquinera (Col 1-A; Col 5-A)

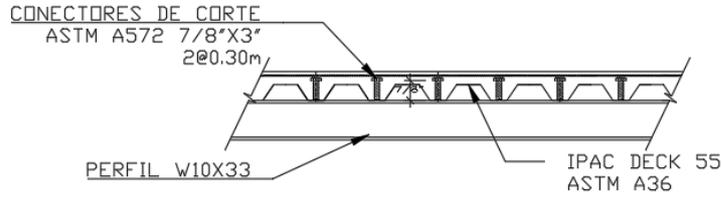


## Anexos 25

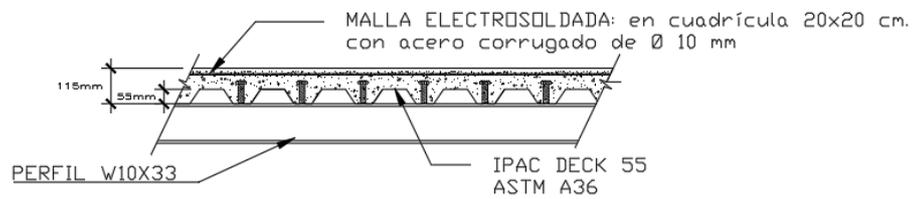
### Detalles de la losa compuesta (Steel Deck)



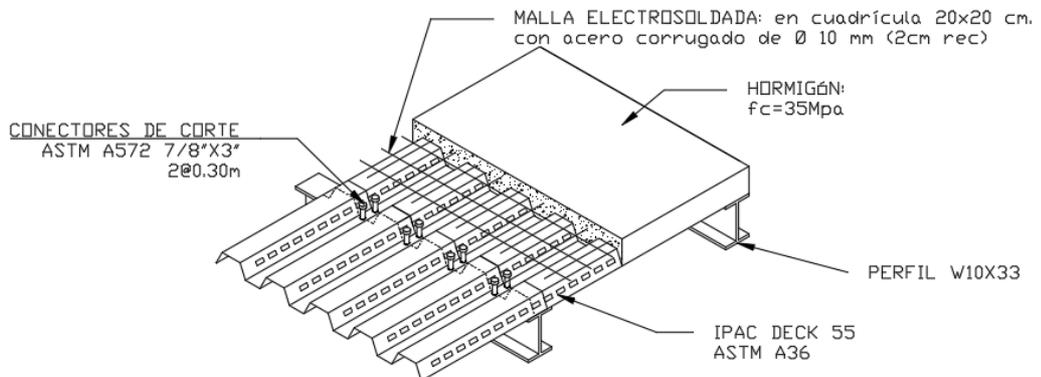
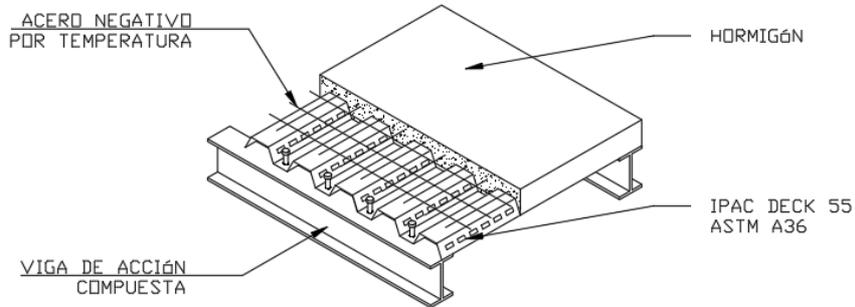
### Detalle de Losa Colaborante



### Detalle de Conectores de Corte



### Detalle de aceros



### APOYO DE LOSA EN VIGAS SECUNDARIAS

# Anexos 26

## Vista en planta y elevación de la estructura



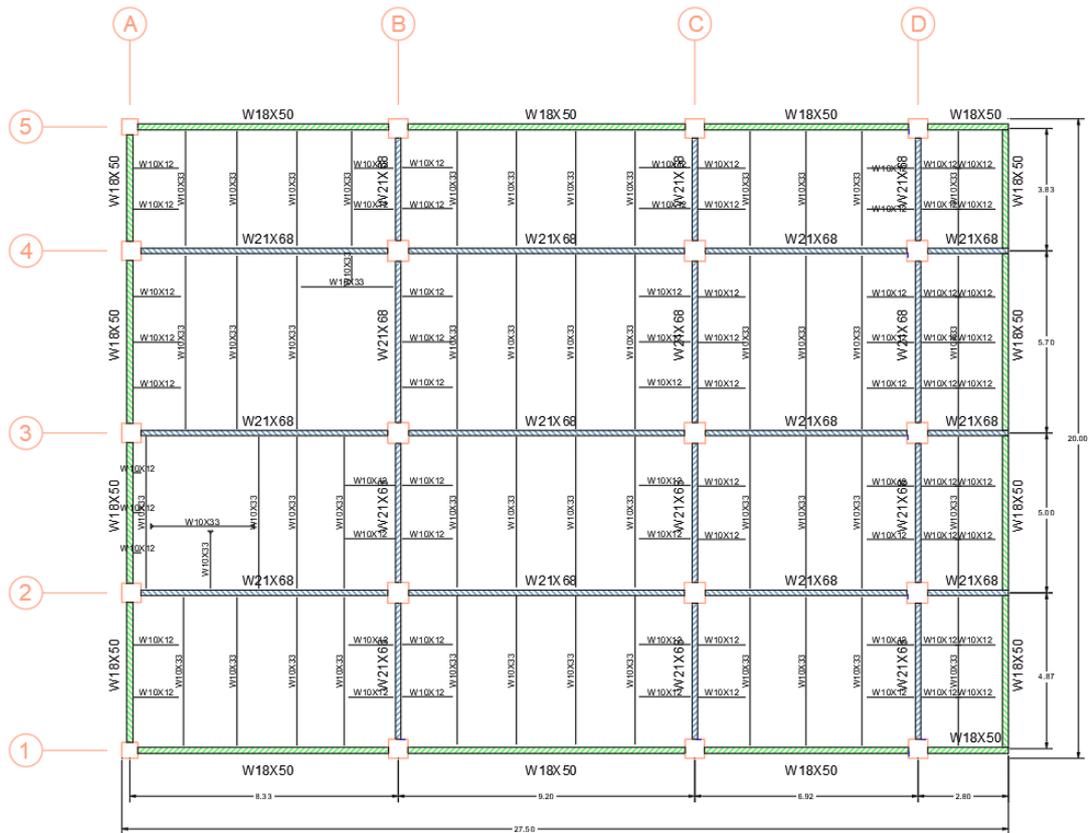
N.P.T. + 4.50m

**PRIMERA PLANTA**



N.P.T. + 7.95m

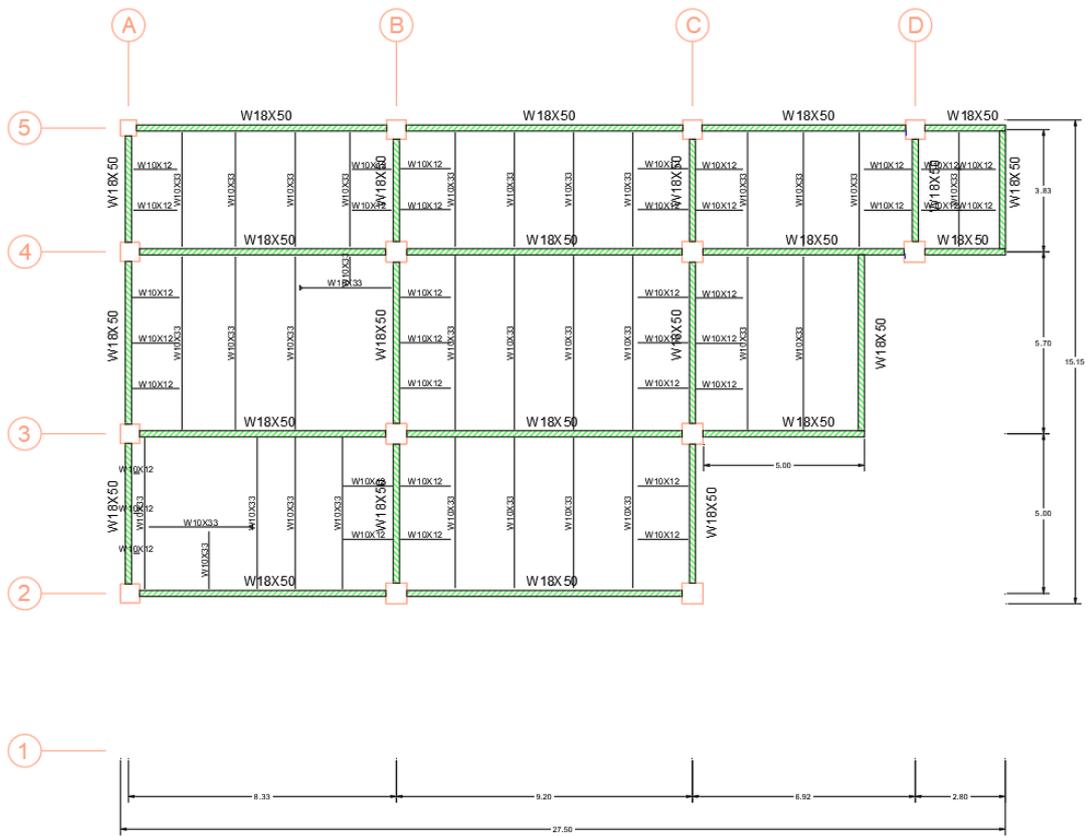
**SEGUNDA PLANTA**



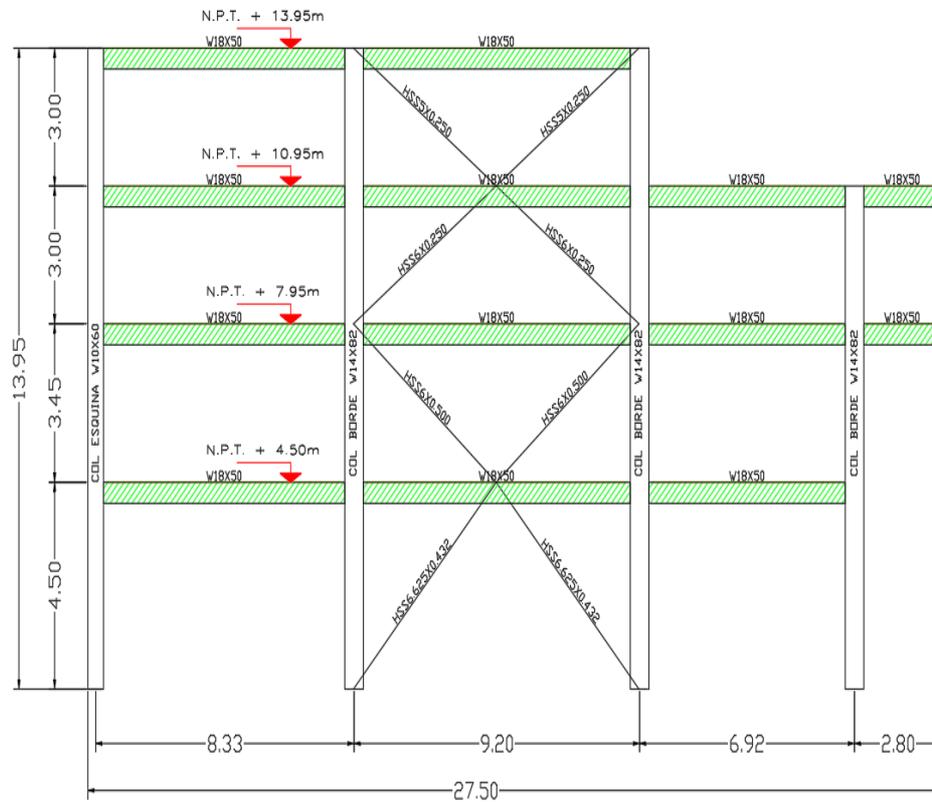
N.P.T. + 10.95m  
**TERCERA PLANTA**



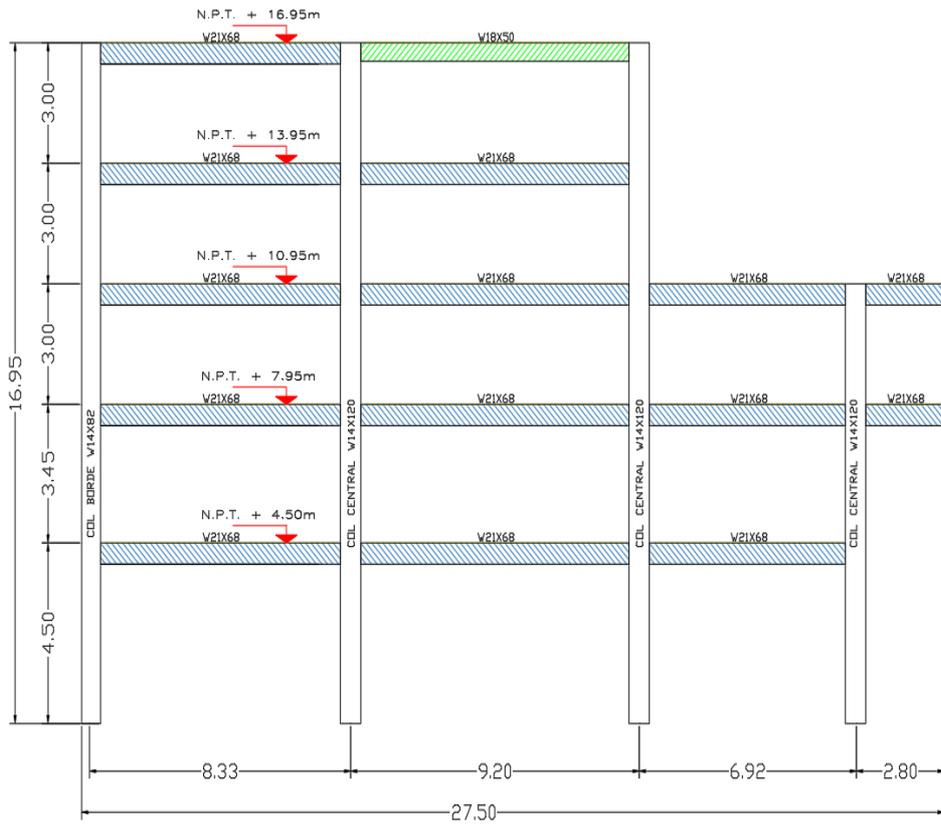
N.P.T. + 13.95m  
**CUARTA PLANTA**



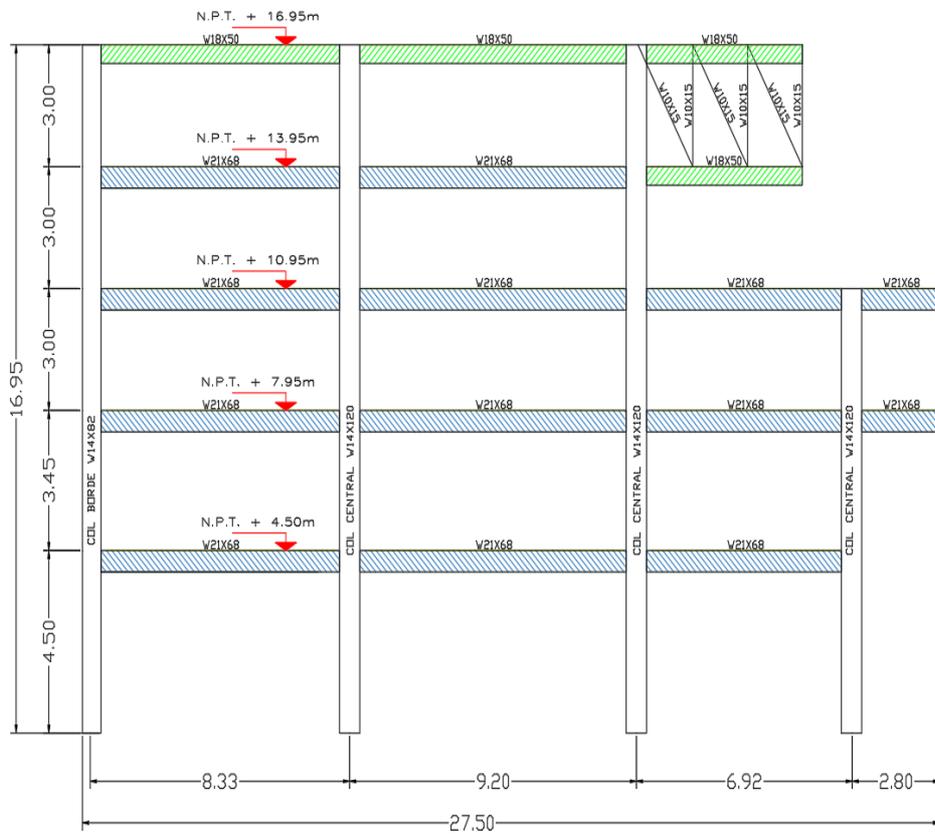
N.P.T. + 16.95m  
CUBIERTA ACCESIBLE



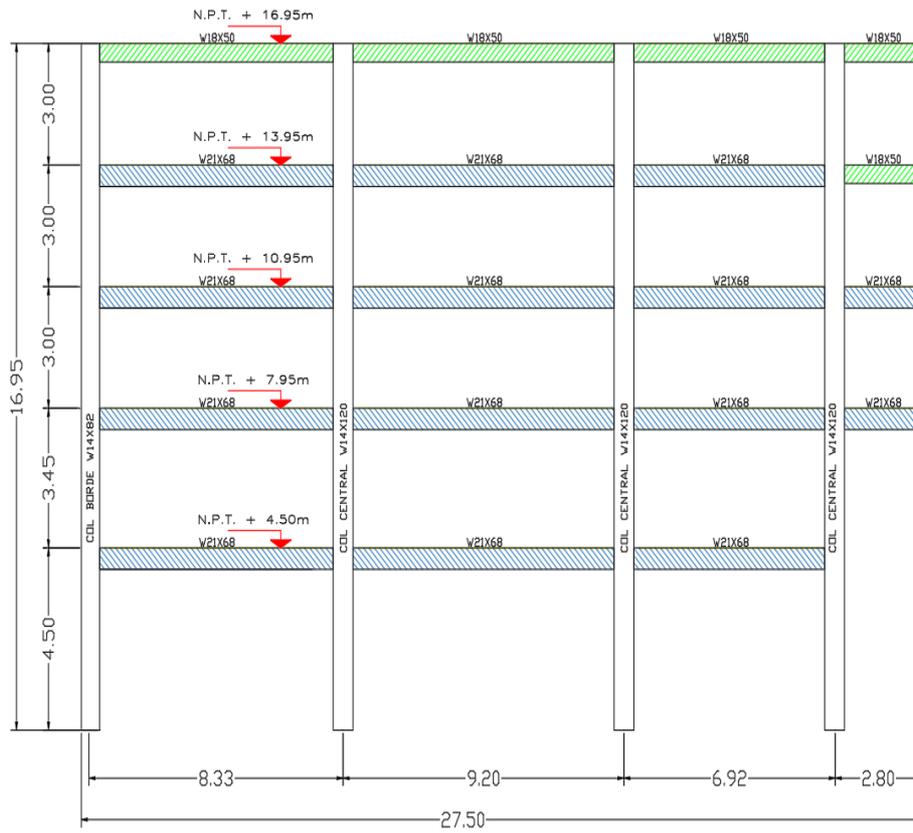
PORTICO 1



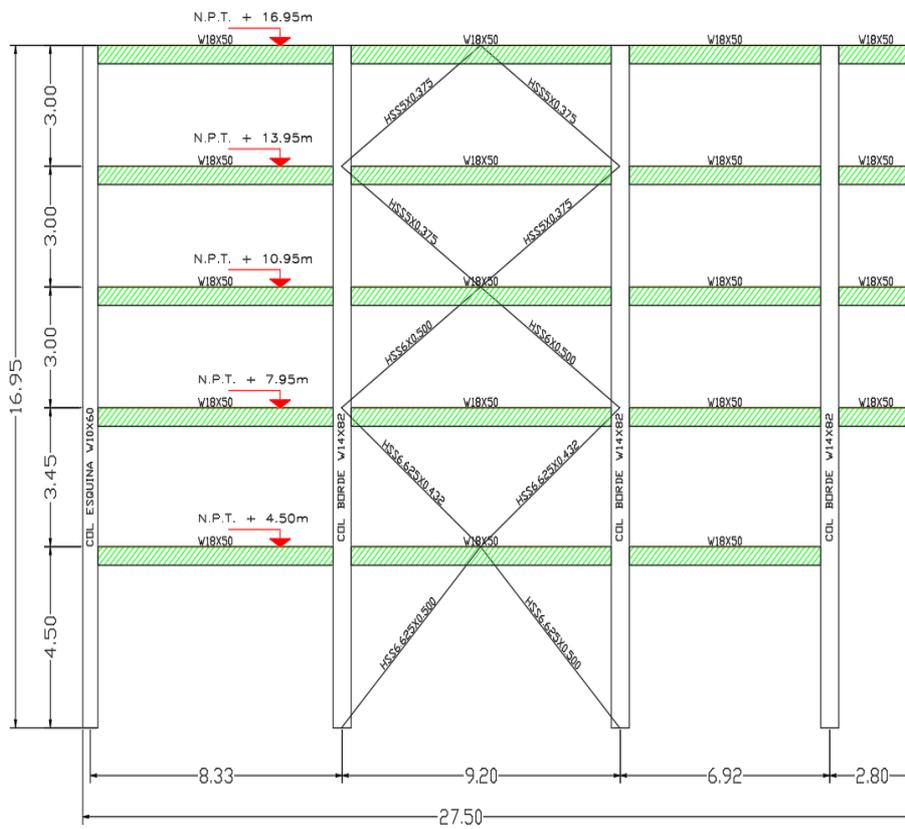
PORTICO 2



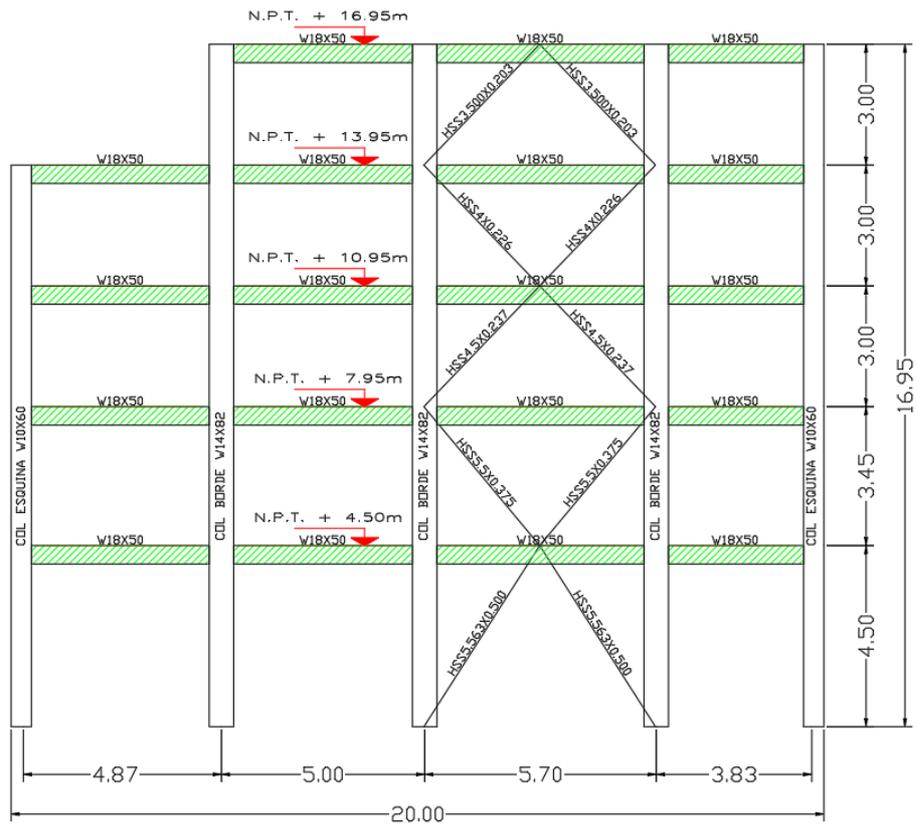
PORTICO 3



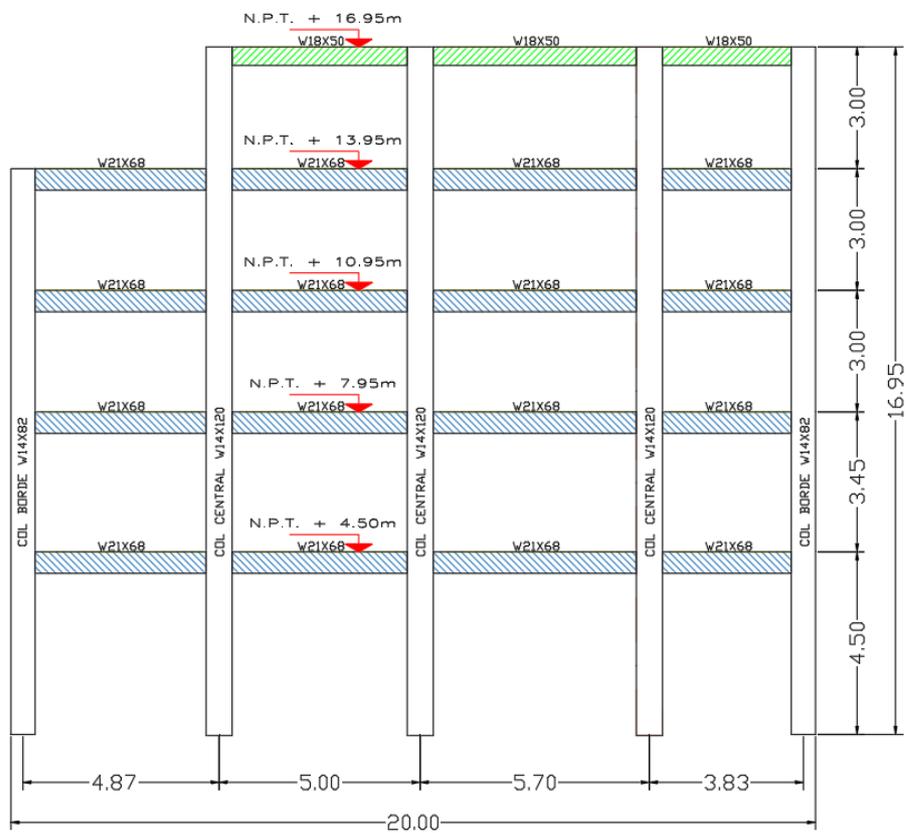
PORTICO 4



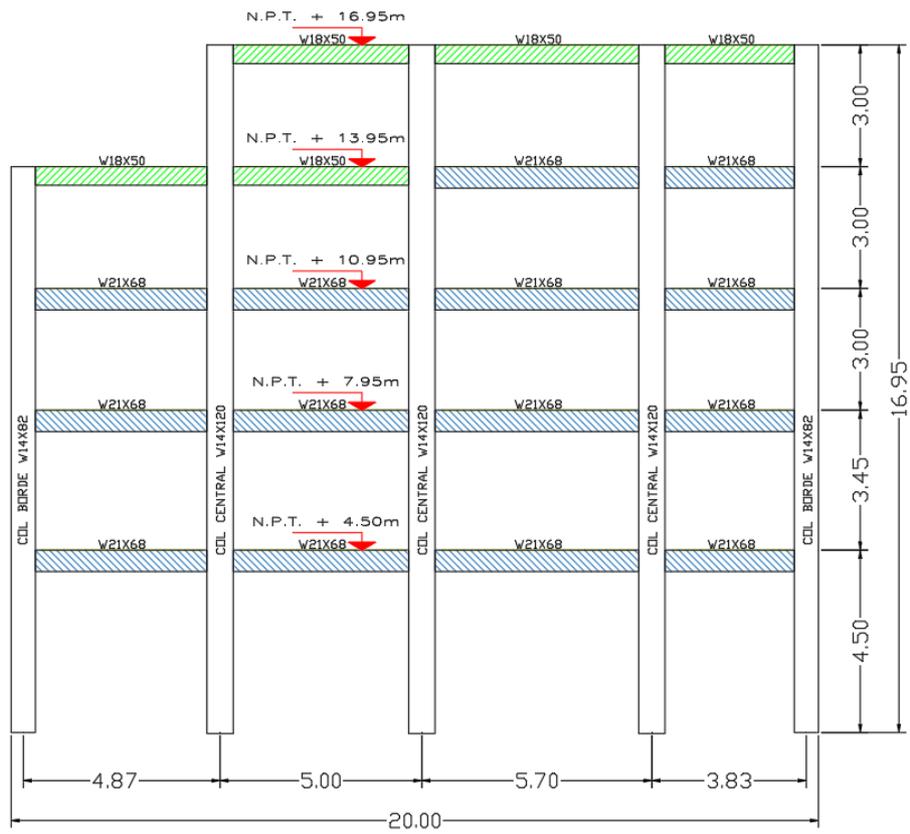
PORTICO 5



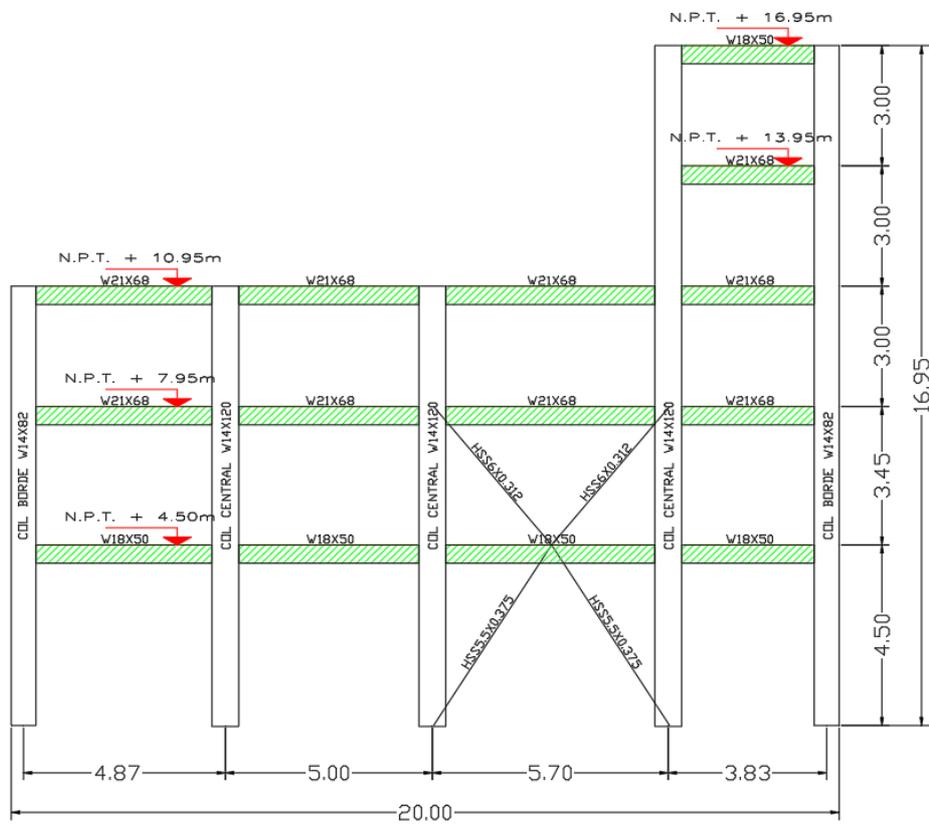
PORTICO A



PORTICO B



PORTICO C



PORTICO D