

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**“DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN  
COMPUESTA SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES AISC 341-16 PARA  
UNA EDIFICACIÓN DE DIECISEIS NIVELES CON ANÁLISIS DE  
EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN”**

**Área de Investigación:  
ESTRUCTURAS**

**Autor(es):**

Br. Carranza León, Jorge Miguel  
Br. Sánchez Eustaquio, Pablo Raphael

**Jurado Evaluador:**

**Presidente:** Alanoca Quenta, Angel Fredy

**Secretario:** Galicia Guarniz, William Conrad

**Vocal:** Durand Orellana, Rocio Del Pilar

**Asesor:**

Cancino Rodas, Cesar Leonidas

**Código Orcid:** <https://orcid.org/0000-0001-8626-010X>

**TRUJILLO – PERÚ**

**2021**

**Fecha de sustentación: 2021/08/04**

## **Acreditaciones**

TITULO: “DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN SECCIÓN COMPUESTA SEGUN LAS ESPECIFICACIONES AISC 341-16 PARA UNA EDIFICACIÓN DE DIECISEIS NIVELES CON ANÁLISIS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN”

AUTORES:

Br. CARRANZA LEON, JORGE MIGUEL

Br. SANCHEZ EUSTAQUIO, PABLO RAPHAEL

---

Ing. Angel Fredy Alanoca Quenta  
PRESIDENTE  
N°CIP: 39009

---

Ing. William Conrad Galicia Guarniz  
SECRETARIO  
N°CIP: 96091

---

Ing. Rocio Del Pilar Durand Orellana  
VOCAL  
N°CIP: 60518

---

Ing. Cesar Leonidas Cancino Rodas  
ASESOR  
N°CIP: 77103

## Presentación

### Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento y conforme a las normas establecidas en el Reglamento de Grados y Títulos y Reglamento de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, para obtener el título profesional de Ingeniero Civil, se pone a vuestra consideración el Informe de Investigación **“DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN SECCION COMPUESTA SEGUN LAS ESPECIFICACIONES AISC 341-16 PARA UNA EDIFICACIÓN DE DIECISÉIS NIVELES CON ANÁLISIS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN”**, con la convicción de alcanzar una justa evaluación y dictamen.

Atentamente,

Br. CARRANZA LEON JORGE MIGUEL

Br. SANCHEZ EUSTAQUIO PABLO RAPHAEL

Trujillo, junio del 2021

## I. Dedicatoria

A mis padres:

Manuel y Rosmery, por ser los dos pilares de mi vida, por haberme brindado siempre una palabra de aliento, un consejo y sobre todo su amor y apoyo incondicional; por siempre haber estado conmigo en los momentos buenos, así como también en los momentos complicados y por entre otras cosas; haberme enseñado el camino para ser una persona de bien. Mi amor por ustedes es inconmensurable y prometo que siempre estaremos juntos, para salir de cualquier obstáculo que nos presente la vida.

A mis hermanos:

Carolina, Manuel y Luciana, por ser mi motivación para ser cada día un mejor ser humano y miembro de la comunidad; por estar siempre conmigo y por apoyarme en cada decisión que quiero tomar. Sé que nunca nos rendiremos, no importa cuán grande sean las dificultades a las cuales nos enfrentemos.

Br. Jorge Miguel Carranza León.

A mis padres:

Jenny y David, por el apoyo que han sido a lo largo de mi vida, por celebrar mis pequeños y grandes logros junto a mi, estar en cada escalón de éste proceso y ser parte indispensable de mi desarrollo personal y profesional.

A mi familia:

A mi familia por brindarme su apoyo incondicional a lo largo de éste proceso, a mis abuelos por ser pilar fundamental de mis valores y principios, a su gran amor para conmigo, el cual siempre llevaré en el corazón.

Br. Pablo Raphael Sánchez Eustaquio.

## II. Agradecimiento

A nuestro asesor, el Ingeniero Cesar Leonidas Cancino Rodas, por siempre haber tenido el tiempo para absolver todas nuestras dudas por más simples que fueran. Gracias por su paciencia y por las horas de asesoría brindadas con el único interés de apoyar a que dos de sus alumnos se conviertan en Profesionales.

A nuestros docentes, por haber sido pilares en nuestra formación profesional, sin ustedes esto no hubiera sido posible.

Br. Jorge Miguel Carranza León.

A nuestro asesor, Ingeniero Cesar Leonidas Cancino Rodas, tener siempre una palabra de aliento y brindarnos su experiencia dentro y fuera de las aulas, a todos nuestros docentes y personas que han contribuido para nuestro crecimiento personal y profesional. Agradezco el tiempo brindado y atesoro cada consejo brindado, esperando ser grandes profesionales a la altura de la baya que pusieron los que nos preceden, con el mismo fervor de servir y contribuir al crecimiento de nuestra sociedad y patria.

Br. Pablo Raphael Sánchez Eustaquio.

### III. Resumen

El presente trabajo de investigación, tuvo como objetivo diseñar una edificación con elementos estructurales de sección compuesta mediante los requerimientos de las especificaciones AISC 341-16, debido a que es un sistema constructivo que le brinda mayor ductilidad a la estructura global respecto a sistemas constructivos convencionales (concreto reforzado); traduciéndose esto en un edificio con mayor capacidad de disipación de energía, apoyándonos además en normas específicas para los materiales de conformación a usar en los elementos estructurales del sistema sismo resistente, así mismo, se analizó también los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$  y  $P-\delta$ ) para los requerimientos de diseño por estabilidad contemplados en la norma AISC 360-16. Los principales elementos propuestos ante las solicitaciones laterales fueron, un núcleo rígido central conformado por muros de concreto reforzado y pórticos excéntricamente arriostrados con elementos de sección compuesta.

**Palabras Clave:** Sección compuesta, AISC 341-16, AISC 360-16, Sismo resistente, Acero estructural, Perfil embebido, Efectos de segundo orden, pórtico excéntricamente arriostrado.

#### IV. Abstract

This research work aims to design a building with composite section structural elements through the requirements of the AISC 341-16 standard, because it is a construction system that provides greater ductility to the overall structure compared to conventional construction systems. (reinforced concrete); translating this into a building with greater energy dissipation capacity, also relying on specific standards for the conformation materials to be used in the structural elements of the earthquake resistant system, likewise, the second order effects ( $P-\Delta$  and  $P-\delta$ ) for the stability design requirements contemplated in the AISC 360-16 standard. The main elements proposed in the face of lateral stresses were a central rigid core made up of reinforced concrete walls and eccentrically braced frames with composite section elements.

**Keywords:** Composite section, AISC 341-16, AISC 360-16, Earthquake resistant, Structural Steel, Embedded section, Second order effects, Eccentrically braced frame.

## V. Índice General

ACREDITACIONES.....	II
PRESENTACIÓN.....	III
I. DEDICATORIA.....	IV
II. AGRADECIMIENTO.....	V
III. RESUMEN.....	VI
IV. ABSTRACT.....	VII
V. ÍNDICE GENERAL.....	VIII
VI. ÍNDICE DE TABLAS DE CONTENIDO.....	XII
VII. ÍNDICE DE FIGURAS.....	XII
CAPÍTULO I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. <i>Realidad Problemática</i> .....	1
1.1.1. <i>Descripción del problema</i> .....	1
1.2. <i>Formulación del problema</i> .....	2
1.3. <i>Objetivos de la investigación</i> .....	2
1.3.1. <i>Objetivo general</i> .....	2
1.3.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	2
1.4. <i>Justificación de la investigación</i> .....	3
1.5. <i>Viabilidad de la investigación</i> .....	3
CAPÍTULO II.....	4
2. MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. <i>Antecedentes de la investigación</i> .....	4
2.2. <i>Bases teóricas</i> .....	7
2.2.1. <i>Introducción</i> .....	7
2.2.2. <i>Reseña Histórica</i> .....	7
2.2.3. <i>Ventajas y Desventajas de la construcción compuesta</i> .....	9
2.2.4. <i>Columnas de Sección Compuesta</i> .....	13
2.2.4.1. <i>Colocación de las barras de refuerzo</i> .....	17
2.2.4.2. <i>Resistencia de Diseño de Columnas Compuestas cargadas axialmente</i> .....	22
2.2.4.3. <i>Columnas esbeltas</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
2.2.4.4. <i>Resistencia de diseño</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
2.2.4.5. <i>Columnas con varios perfiles de acero</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
2.2.4.6. <i>Transmisión de cargas</i> .....	23
2.2.4.7. <i>Resistencia de diseño de columnas compuestas</i> .....	24
2.2.4.8. <i>Ecuación de flexión con carga axial</i> .....	24
2.2.4.9. <i>Diseño de columnas compuestas sujetas a carga axial y flexión</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
2.2.4.10. <i>Transmisión de carga a la Cimentación</i> .....	26
2.2.5. <i>Muro de Concreto Armado</i> .....	26
2.2.6. <i>Vigas de Sección Compuesta</i> .....	33
2.2.6.1. <i>Conectores de Cortante para lograr la acción compuesta</i> .....	39

2.2.7.	Placa Colaborante.....	40
2.2.7.1.	Consideraciones de diseño y constructivas para placas colaborantes.....	42
2.2.7.2.	Nervaduras paralelas a la viga de acero.....	44
2.2.7.3.	Nervaduras perpendiculares a la viga de acero.....	45
2.2.8.	Losa de cimentación.....	47
2.2.8.1.	Losa de cimentación con capiteles (sobrecanchos).....	49
2.2.8.2.	Predimensionamiento.....	50
2.2.8.2.1.	Presión Admisible.....	50
2.2.8.2.2.	Peralte.....	50
2.2.9.	Conexiones.....	51
2.2.9.1.	Conexiones viga – columna.....	51
2.2.9.1.1.	Conexiones a corte.....	53
2.2.9.1.2.	Conexiones con asiento.....	57
2.2.9.1.3.	Conexiones a momento.....	64
2.2.9.2.	Diseño de placa base para columnas y placas.....	67
2.2.10.	Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF).....	96
2.2.11.	Diseño para estabilidad.....	111
2.2.11.1.	Metodos alternativos de diseño por estabilidad.....	111
2.2.11.1.1.	Método de la longitud efectiva.....	112
2.2.11.2.	Análisis de efectos de segundo orden P- $\Delta$ (P-Delta) y P- $\delta$ (P-Mini Delta).....	116
2.2.11.2.1.	Análisis aproximado de segundo orden.....	117
2.3.	<i>Definiciones conceptuales</i> .....	122
2.3.1.	Acero estructural.....	122
2.3.2.	Análisis de efectos de segundo orden.....	122
2.3.3.	Análisis elástico.....	122
2.3.4.	Análisis estructural.....	123
2.3.5.	Análisis inelástico.....	123
2.3.6.	Análisis plástico.....	123
2.3.7.	Ancho efectivo.....	123
2.3.8.	Área neta.....	123
2.3.9.	Arriostramiento.....	123
2.3.10.	ASD o Diseño por resistencias admisibles.....	123
2.3.11.	Atiesador de carga.....	124
2.3.12.	Atiesador de rigidez.....	124
2.3.13.	Atiesador o rigidizador diagonal.....	124
2.3.14.	Atiesador transversal.....	124
2.3.15.	Carga.....	124
2.3.16.	Carga lateral.....	124
2.3.17.	Columna mixta.....	124
2.3.18.	Columna tubular rellena de concreto.....	125
2.3.19.	Concreto armado.....	125
2.3.20.	Conexiones a cortante.....	125
2.3.21.	Conexiones a momento.....	125
2.3.22.	Construcción compuesta.....	125
2.3.23.	Derivas de entrepiso.....	125
2.3.24.	Deslizamiento.....	125
2.3.25.	Efecto P-Delta.....	125
2.3.26.	Efecto P-Sigma.....	126
2.3.27.	Eje débil.....	126
2.3.28.	Eje fuerte.....	126
2.3.29.	Eje geométrico.....	126
2.3.30.	Empalme.....	126
2.3.31.	Esfuerzo de tensión.....	126
2.3.32.	Estabilidad.....	126

2.3.33.	Pórticos arriostrados excéntricamente EBF (Eccentrically Braced Frames).....	126
2.3.34.	LRFD.....	127
2.3.35.	Miembro compuesto embebido.....	127
2.3.36.	Muro de concreto armado.....	127
2.3.37.	Pandeo.....	127
2.3.38.	Período de vibración.....	127
2.3.39.	Placa colaborante.....	127
2.3.40.	Resistencia nominal.....	127
2.3.41.	Resistencia requerida.....	127
2.3.42.	Revestimiento.....	128
2.3.43.	Rigidez.....	128
2.3.44.	Viga compuesta.....	128
2.4.	<i>Hipótesis</i> .....	128
2.5.	<b>Variables dependientes e independientes</b> .....	128
2.5.1.	Variable dependiente.....	¡Error! Marcador no definido.
2.5.2.	Variable independiente.....	¡Error! Marcador no definido.
2.6.	<i>Operacionalización de las variables (Dimensiones e indicadores)</i> .....	129
<b>CAPÍTULO III</b> .....		<b>130</b>
3.	<b>METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION</b> .....	130
3.1	<b>TIPO DE INVESTIGACIÓN, ENFOQUE Y ALCANCE O NIVEL</b> .....	130
3.2	<b>POBLACIÓN Y MUESTRA</b> .....	130
3.2.1	<b>Población</b> .....	130
3.2.2	<b>Muestra</b> .....	130
3.3	<b>TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS</b> .....	130
3.3.1	<b>Descripción general del proyecto</b> .....	130
3.3.2	<b>Materiales de conformación de los elementos estructurales</b> .....	131
3.3.3	<b>Cargas verticales</b> .....	131
3.3.4.1	Carga muerta.....	131
3.3.4.2	Carga viva.....	132
3.3.4.3	Zonificación (Z).....	132
3.3.4.4	Parámetros del suelo (S).....	132
3.3.4.5	Factor de ampliación sísmica (C).....	132
3.3.4.6	Categoría de las edificaciones (U).....	132
3.3.4.7	Sistemas estructurales (R).....	132
3.3.4.8	Categoría y estructura de la edificación.....	133
3.3.4.9	Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones.....	134
3.3.4.10	Combinaciones de carga.....	136
3.3.4.11	Predimensionamiento de elementos.....	136
3.3.4.11.1	Predimensionamiento de losa colaborante.....	136
3.3.4.11.2	Predimnsionamiento de vigas principales.....	137
3.3.4.11.3	Predimensionamiento de correas.....	138
3.3.4.11.4	Predimensionamiento de columnas.....	139
3.3.4.11.5	Predimensionamientos de riostras.....	140
3.4	<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE DIECISÉIS PISOS</b> .....	142
3.4.1	<b>Análisis Computacional</b> .....	142
3.4.1.1	Análisis estructural en software ETABS V16.2.0.....	142
3.4.2.1	Primera estructuración.....	150
3.4.1.2	Análisis estructural en software SAFE V16.0.1.....	164
3.4.1.2.1	Verificación de esfuerzos admisibles.....	165
3.4.2	<b>Análisis aproximado de segundo orden</b> .....	166
3.5	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b> .....	175

3.5.1	<i>Diseño de placa colaborante</i> .....	175
3.5.2	<i>Diseño de viga compuesta</i> .....	188
3.5.3	<i>Diseño de columna compuesta</i> .....	196
3.5.4	<i>Diseño de muro de concreto</i> .....	210
3.5.5	<i>Diseño de conexión viga – columna</i> .....	217
3.5.6	<i>Diseño de conexión de riostras</i> .....	226
3.5.7	<i>Diseño de conexión a corte</i> .....	246
3.5.8	<i>Diseño de los elementos del pórtico excéntricamente arriostrado</i> .....	252
3.5.9	<i>Diseño de placa base</i> .....	277
<b>CAPÍTULO IV</b> .....		<b>290</b>
4.	<b>RESULTADOS</b> .....	290
4.1.	<b>Resultados del Diseño</b> .....	290
4.1.1.	Placa colaborante.....	290
4.1.2.	Viga compuesta.....	290
4.1.3.	Columna compuesta.....	292
4.1.4.	Muro de concreto .....	293
4.1.5.	Conexión viga-columna y Conexión Viga-Columna Riostra .....	294
4.1.6.	Placa base.....	295
<b>CAPÍTULO V DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....		<b>296</b>
<b>VIII. CONCLUSIONES</b> .....		<b>296</b>
<b>IX. RECOMENDACIONES</b> .....		<b>297</b>
<b>X. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....		<b>297</b>
<b>ANEXOS</b> .....		<b>298</b>

## VI. Índice de tablas de contenido

<b>Tabla 1.</b> Resistencia Axial Máxima.....	28
<b>Tabla 2.</b> Refuerzo transversal para elementos especiales de borde.....	31
<b>Tabla 3.</b> Fuerza Nominal de Atiesadores.....	52
<b>Tabla 4.</b> Distancia mínima desde el borde de la plancha de acople hasta el centro del agujero donde irá el perno. ....	65
<b>Tabla 5.</b> Parámetros Límite para la Precalificación.....	67
<b>Tabla 6.</b> Materiales de la Placa Base.....	68
<b>Tabla 7.</b> Material de las Barras de Anclaje.....	68
<b>Tabla 8.</b> Material de las Barras de Anclaje.....	69
<b>Tabla 9.</b> Ratios ancho/espesor de elementos sometidos a compresión para miembros moderada y altamente dúctiles.....	108
<b>Tabla 10.</b> Operacionalización de las variables.....	129
<b>Tabla 11.</b> Coeficientes y factores de diseño sísmico.....	133
<b>Tabla 12.</b> Tabla de datos del espectro de pseudo aceleraciones.....	135

## VII. Índice de figuras

<b>Figura 1.</b> Esquema de ejemplo del trabajo de secciones compuestas.....	11
<b>Figura 2.</b> Comparación del esquema de trabajo entre una viga-losa compuesta sin y con conectores.....	13
<b>Figura 3.</b> Columnas compuestas típicas.....	15
<b>Figura 4.</b> Colocación de barras longitudinales y requisitos de separaciones y recubrimientos.....	18
<b>Figura 5.</b> Detalle propuesto para columnas compuestas (sección transversal).....	19
<b>Figura 6.</b> Detalle propuesto para columnas compuestas (junta viga-columna).....	20
<b>Figura 7.</b> Detalle propuesto para columnas compuestas (elevación).....	21
<b>Figura 8.</b> Desarrollo de los elementos de borde.....	32
<b>Figura 9.</b> Desarrollo del refuerzo horizontal del muro dentro del elemento confinado de borde. Fuente: (ACI Committee 318). ....	33
<b>Figura 10.</b> Tipos comunes de vigas compuestas.....	33
<b>Figura 11.</b> Viga con cubreplaca.....	34
<b>Figura 12.</b> Viga embebida.....	35
<b>Figura 13.</b> Viga T sobre T.....	36
<b>Figura 14.</b> Viga T laminada.....	36
<b>Figura 15.</b> Viga Cajón.....	37
<b>Figura 16.</b> Tipos de conectores de cortante.....	39
<b>Figura 17.</b> Isometría losa colaborante.....	42
<b>Figura 18.</b> Algunas dimensiones de láminas acanaladas.....	43
<b>Figura 19.</b> Posibles posiciones de los conectores en lámina acanalada con costilla rigidizadora.....	47
<b>Figura 20:</b> Capiteles Superiores e Inferiores.....	50
<b>Figura 21.</b> Medidas para las Fórmulas de Diseño de la Resistencia del Alma de la Vigueta.....	64

<b>Figura 22.</b> Conexiones Pre Calificadas: 4E (4 pernos sin rigidizar), 4ES (4 pernos rigidizada), 8ES (8 pernos rigidizada).....	66
<b>Figura 23.</b> Placa base con momentos grandes.....	77
<b>Figura 24.</b> Cono de ruptura del concreto.....	88
<b>Figura 25.</b> Cono de Ruptura del Concreto.....	88
<b>Figura 26.</b> Uso del diafragma de acero.....	89
<b>Figura 27.</b> Embebido de columna.....	90
<b>Figura 28.</b> Profundidad de Empotramiento de Diafragma.....	91
<b>Figura 29.</b> Plano de falla del concreto.....	92
<b>Figura 30.</b> Diafragma de Fuerzas en la Soldadura.....	¡Error! Marcador no definido.
<b>Figura 31.</b> Detalle de Empotramiento con Mortero.....	96
<b>Figura 32.</b> Detalles de diferentes tipos de pórticos arriostrados.....	98
<b>Figura 33.</b> Angulo de rotación del enlace (link, en inglés).....	100
<b>Figura 34.</b> Diagrama de interacción Momento-Cortante.....	100
<b>Figura 35.</b> Detalle de unión de riostras-enlace y enlace con atiezos/rigidizadores de peralte completo.....	101
<b>Figura 36.</b> Ensayos en enlaces con rigidizadores de peralte completo para enlaces cortos (a) y largos (b y c).....	102
<b>Figura 37.</b> Pórtico Excéntricamente arriostrado con secciones.....	103
<b>Figura 38.</b> Pórtico Excéntricamente arriostrado con secciones HSS ( $x < e$ ).....	103
<b>Figura 39.</b> Explicación gráfica de los efectos de segundo orden.....	117
<b>Figura 40.</b> Espectro de Pseudo-aceleraciones.....	136
<b>Figura 41.</b> Cuadro de cargas de uso máximo en $\text{daN/m}^2$ , $1\text{daN/m}^2=0.01\text{kN/M}^2$ .....	137
<b>Figura 42.</b> Ubicación de la viga a predimensionar.....	137
<b>Figura 43.</b> Ubicación de la correa a predimensionar.....	138
<b>Figura 44.</b> Ubicación de la columna a predimensionar.....	139
<b>Figura 45.</b> Ubicación de las riostras a predimensionar.....	141
<b>Figura 46.</b> Propiedades del Acero Estructural A992 Grado 50.....	143
<b>Figura 47.</b> Propiedades de las Barras de Refuerzo Grado 60.....	144
<b>Figura 48.</b> Propiedades del Concreto $f'_c=21$ MPa.....	145
<b>Figura 49.</b> Propiedades Seccionales Columna 50x50.....	146
<b>Figura 50.</b> Propiedades Seccionales Viga W12x50.....	147
<b>Figura 51.</b> Propiedades Seccionales Placa Colaborante.....	148
<b>Figura 52.</b> Propiedades Seccionales Muro de Concreto Armado.....	149
<b>Figura 53.</b> Propiedades Seccionales Gusset Plate.....	150
<b>Figura 54.</b> Vista en planta de la primera estructuración.....	151
<b>Figura 55.</b> Vista en 3D de la primera estructuración.....	151
<b>Figura 56.</b> Grafico por nivel de derives elásticas de la primera estructuración.....	152
<b>Figura 57.</b> Vista en planta de la segunda estructuración.....	153
<b>Figura 58.</b> Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la segunda estructuración.....	153
<b>Figura 59.</b> Gráfico por nivel de derives elásticas de la segunda estructuración.....	154
<b>Figura 60.</b> Vista en planta de la tercera estructuración.....	155
<b>Figura 61.</b> Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la tercera estructuración.....	155
<b>Figura 62.</b> Grafico por nivel de derivas elásticas de la tercera estructuración.....	156
<b>Figura 63.</b> Vista en planta de la cuarta estructuración.....	157

<b>Figura 64.</b> Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la cuarta estructuración. ....	158
<b>Figura 65.</b> Grafico por nivel de derivas elásticas de la cuarta estructuración. ....	159
<b>Figura 66.</b> Vista en planta de la estructuración final. ....	160
<b>Figura 67.</b> Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la estructuración final.....	161
<b>Figura 68.</b> Grafico por nivel de derivas elásticas de la estructuración final. ....	161
<b>Figura 69.</b> Arriostramiento lateral de la estructuración final .....	162
<b>Figura 70.</b> Comparaciones de las Estructuraciones para las Derivas Inelásticas en “Y”. ....	163
<b>Figura 71.</b> Comparaciones de las Estructuraciones para las Derivas Inelásticas en “X”. ....	164
<b>Figura 72.</b> Verificación de los esfuerzos admisibles en el Software SAFE V16.0.1. ....	165
<b>Figura 73.</b> Ubicación del elemento a ser verificado por el método aproximado de segundo orden. ....	174
<b>Figura 74.</b> Ubicación de la placa colaborante a ser diseñada.....	175
<b>Figura 75.</b> Ubicación de la viga compuesta a ser diseñada. ....	189
<b>Figura 76.</b> Ubicación de la columna compuesta a ser diseñada. ....	197
<b>Figura 77.</b> Ubicación del muro de concreto armado a ser diseñado.....	211
<b>Figura 78.</b> Ubicación de la conexión viga-columna a ser diseñada. ....	217
<b>Figura 79.</b> Ubicación de la conexión a corte viga-columna a diseñar.....	246
<b>Figura 80.</b> Ubicación del pórtico excéntricamente arriostrado a diseñar.....	253
<b>Figura 81.</b> Ubicación de la placa base a ser diseñada.....	277
<b>Figura 82.</b> Detalle de Placa Colaborante.....	290
<b>Figura 83.</b> Detalle Viga Compuesta.....	291
<b>Figura 84.</b> Detalle Columna Compuesta.....	292
<b>Figura 85.</b> Detalle de Muro de Concreto.....	293
<b>Figura 86.</b> Detalle de Conección Viga-Columna.....	294
<b>Figura 87.</b> Detalle Conexión Viga-Columna-Riostra .....	295
<b>Figura 88.</b> Detalle Placa Base .....	295

## CAPÍTULO I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

### 1. Introducción

#### 1.1. Realidad Problemática

##### 1.1.1. Descripción del problema

La presente investigación se desarrolla en torno a un edificio multifamiliar de dieciséis pisos que se ubica geográficamente en el distrito de Trujillo, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad específicamente en la Av. 29 diciembre N° 208 Urb. Torres Araujo. Tal edificación constará de dieciséis pisos y tiene como terreno de fundación a una arena uniforme (mal graduada) color beige amarillento, con estado de compacidad semi densa, estructura tipo no cohesiva partículas de forma sub angulosa; que se presenta a partir de -2.10 metros a partir del terreno natural, en el estrato de apoyo no se encontró presencia de napa freática y tiene moderada agresividad a los sulfato, la capacidad admisible de este terreno es de  $2.51 \text{ kg/cm}^2$ , para losas de cimentación, según el EMS realizado en HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Cada piso del edificio está distribuido con 4 departamentos, cada uno cuenta con 2 dormitorios secundarios, 1 dormitorio principal, corredores, 2 baños, 1 cocina y 1 sala-comedor, aunque el 1° piso se compone de 2 departamentos de la misma distribución antes mencionada, además de 2 jardines internos a cada lado, 11 estacionamientos y área de recepción. Además, en el último nivel se cuenta con 1 Sala de usos múltiples, 2 áreas de lavandería, 1 terraza – zona de parillas, 1 corredor y 2 baños. Se puede observar además que la estructura posee 3 grandes pozos de luz, 1 a la entrada, otros 2 a cada lado del fondo del terreno.

Además de las características ya mencionadas es necesario considerar que el terreno se ubica colindante a un edificio recién construido de dimensiones semejantes, por lo cual se deberá considerar una junta sísmica en el lado derecho.

Se propone diseñar la edificación con elementos estructurales de sección compuesta mediante las especificaciones AISC 341-16, debido a

que es un sistema constructivo que nos permite tener derivas permisibles mayores respecto a sistemas constructivos convencionales (concreto reforzado); traduciéndose esto en un edificio sísmicamente más dúctil y con mayor capacidad de disipación de energía, así como también la reducción del tiempo de ejecución del proyecto, lo cual es idóneo debido a que el edificio se encuentra a pocos metros de un centro educativo primaria y secundaria (Colegio 81001 República de Panamá – Trujillo) por ello se podría mitigar en lo posible el impacto ambiental que tenga esta construcción sobre la población estudiantil y en general.

## **1.2. Formulación del problema**

¿Cuáles serán las características seccionales de los elementos estructurales de sección compuesta diseñados según las especificaciones AISC 341-16?

## **1.3. Objetivos de la investigación**

### **1.3.1. Objetivo general**

Realizar el diseño de los elementos estructurales de sección compuesta según las especificaciones AISC-341-16 para una edificación de dieciséis pisos.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Estructuración del proyecto.
  - Ubicación de elementos estructurales en planta, pre dimensionamiento de elementos estructurales.
- Determinación de las cargas de diseño (Análisis estructural aplicando la norma E0.30 vigente con ayuda del programa ETABS).
  - Metrado de cargas de gravedad y sollicitaciones sísmicas, evaluación de parámetros sísmicos contemplados en la norma E0.30.
  - Determinación del espectro de pseudo aceleraciones, para el análisis dinámico y modal.

- Análisis de los efectos de segundo orden que afecten a la estructura en estudio y determinación del incremento de las fuerzas de siesño determinados por los efectos  $P-\Delta$  y  $P-\delta$ .
- Diseño de los elementos estructurales que conforman la edificación según AISC–341-16.
  - Diseño de columnas, muros de concreto armado y vigas de sección compuesta.
  - Diseño de conexiones, losas de entrepiso y cimentación.
- Elaboración de planos.
  - Planta arquitectónica compatibilizada.
  - Cimentación y conexión placa base.
  - Losa de entrepiso y detalles de los elementos estructurales diseñados.

#### **1.4. Justificación de la investigación**

Esta investigación pretende motivar el uso de sistemas constructivos no convencionales, ampliando la gama de sistemas estructurales para el diseño estructural de edificaciones futuras de mediana y gran altura en nuestra localidad. Generando así un documento que sirva como fuente de consulta para proyectos venideros.

#### **1.5. Viabilidad de la investigación**

Se dispone de recursos humanos, tiempo, conocimientos básicos y bibliografía para desarrollar la tesis.

La única dificultad apreciable es que la mayor parte de nuestra bibliografía se encuentra en inglés con términos técnicos del idioma.

## CAPÍTULO II

### 2. Marco Teórico

#### 2.1. Antecedentes de la investigación

**Coronel Urgiles, C. (2016). Diseño de una edificación usando secciones mixtas. Facultad de Ingeniería Civil – Universidad de Cuenca.**

- **Resumen:** *“Ante el incremento del uso de los perfiles de acero en nuestro medio, de una manera empírica en muchos de los casos, lo cual se convierte en una amenaza que atenta contra la seguridad de las personas, se realiza este trabajo que servirá como guía a todos los profesionales interesados en incrementar sus conocimientos e incursionar en cálculo y diseño de elementos estructurales usando secciones mixtas. Se explica el cálculo y diseño de secciones mixtas, específicamente de entresijos con losa colaborante sobre vigas construidas, columnas tubulares rellenas de hormigón, usando el método LRFD, ejemplificados en una estructura que fue calculada usando secciones de acero únicamente. Los resultados de los dos análisis se tabulan y se compara el peso de acero que se necesita cuando se calcula como elementos de acero solo, con el peso que se necesita cuando se calcula el acero trabajando en conjunto con el hormigón”.*

**Herrera Laverde, C. (2019). Evaluación de Secciones Compuestas por Perfiles de Lámina Delgada y Concreto Simple ante Cargas de Flexión. Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Santo Tomás Villavicencio.**

- **Resumen:** *“La presente investigación se enfoca en el comportamiento de miembros compuestos de diferentes configuraciones sometidos a flexión, es estudiado por medio de los parámetros establecidos en las normas ANSI/AISC, NSR-10, ACI-18 y Ensayos de laboratorio como la prueba de flexión de cuatro puntos. Entre los principales hallazgos se pudo evidenciar un mejor aprovechamiento resistente de las vigas compuestas con respecto a vigas de concreto reforzado y acero, estas tuvieron un aumento considerable en la inercia, rigidez y una disminución de las dimensiones*

*geométricas y de los esfuerzos. Las aplicaciones de este tipo de miembros fueron destinadas a vigas de cubierta con pocas solicitaciones debido a la baja relación de esbeltez de los elementos estructurales de acero y a viguetas para la conformación de entresijos”.*

**Montava Belda, I. (2018). Estudio del comportamiento de estructuras de hormigón armado con perfiles metálicos completamente embebidos. Escuela Politécnica Superior del Departamento de Ingeniería Civil – Universidad de Alicante.**

- **Resumen:** *“El objetivo principal del presente trabajo de investigación consiste en elaborar un modelo tridimensional capaz de producir el ensayo experimental entre dos vigas de hormigón armado en grandes flechas con todos sus elementos integrantes, para obtener una gráfica momento – curvatura y generar un nuevo modelo de barras simplificado que presente un comportamiento similar. Con este nuevo modelo simplificado se pretende conocer el comportamiento de pórticos en 2d y 3d frente a una carga horizontal que pretende simular la acción sísmica y comparar los desplazamientos obtenidos en los diferentes prototipos ensayados y las energías absorbidas. La conclusión y el aporte de este trabajo es que el uso de perfiles metálicos completamente embebidos en los nudos de las vigas de hormigón armado mejora considerablemente la ductilidad y resistencia de estas estructuras, permitiendo un mejor comportamiento frente a solicitaciones que requieran absorción de energía sin pérdida drástica de resistencia y un ahorro al reducir considerablemente las barras de armadura a colocar en estas estructuras”.*

**Farfán Coral, G.; Núñez Estrada, C. (2018). Evaluación comparativa de la respuesta sísmica, resistencia a la flexo-compresión de columnas de concreto armado y columnas tubulares compuestas, caso estructural. Facultad de Ingeniería y Arquitectura – Universidad Andina del Cusco.**

- **Resumen:** *“La presente investigación tiene como objetivo principal el estudio comparativo entre un sistema estructural en concreto de la edificación existente, La conclusión y el aporte de este trabajo de investigación es haber demostrado que el sistema estructural de acero tiene menos peso, cuenta con secciones estructurales más pequeñas y el sistema planteado con estructuras metálicas cuenta con derivas mayores; sin embargo, cumplían con las derivas máximas indicadas en la NTP E.030. La resistencia a flexo-compresión en las secciones tubulares compuestas a pesar de ser más pequeñas seguían cumpliendo con las solicitaciones de la edificación. Además, se observó que en estructuras como losas, columnas y vigas existe un ahorro en cuanto a uso de materiales, debido a que se obvian partidas como el encofrado”.*

**Coronel Urgilés, C. (2016). Diseño de una edificación usando secciones mixtas. Facultad de Ingeniería – Universidad de Cuenca.**

**Resumen:** *“Ante el incremento del uso de los perfiles de acero en nuestro medio, de una manera empírica en muchos de los casos, lo cual se convierte en una amenaza que atenta contra la seguridad de las personas, se realiza este trabajo que servirá como guía a todos los profesionales interesados en incrementar sus conocimientos e incursionar en cálculo y diseño de elementos estructurales usando secciones mixtas. Se explica el cálculo y diseño de secciones mixtas, específicamente de entresijos con losa colaborante sobre vigas construidas, columnas tubulares rellenas de hormigón, usando el método LRFD, ejemplificados en una estructura que fue calculada usando secciones de acero únicamente. Los resultados de los dos análisis se tabulan y se compara el peso de acero que se necesita cuando se calcula como elementos de acero solo, con el peso que se necesita cuando se calcula el acero trabajando en conjunto con el hormigón”.*

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Introducción**

El uso de las estructuras compuestas en la construcción de edificios ha ido expandiéndose en el mundo, especialmente en años recientes. Su eficiencia ha sido probada en la construcción de edificios nuevos, así como también en la rehabilitación de estructuras dañadas.

Los sistemas compuestos por losas de concreto y vigas de acero se emplearon en los primeros edificios del siglo XX en la ciudad de Nueva York, sin hacer ninguna consideración relativa a su trabajo en sintonía, es decir al momento del diseño no se aprovechaban las características estructurales en conjunto, lo cual aumenta significativamente la resistencia. En un principio las vigas y columnas de acero eran recubiertas de concreto para así protegerlas contra la corrosión y los incendios, esta práctica aparentemente solo incrementaba de manera importante el peso de la estructura, sin tener en cuenta el incremento generado en su resistencia.

Hace ya varias décadas se observó que se puede lograr un aumento más que significativo de la resistencia haciendo que ambos materiales (concreto y acero) trabajen en conjunto. Una viga de acero que funciona como sección compuesta junto con la losa de concreto, puede resistir cargas mucho más desfavorables que las que resistiría la losa por sí sola, así como también la resistencia de una columna ahogada en concreto, o de una sección rectangular, o circular rellena de concreto es visiblemente mayor que la de sección fabricada en acero, o que la de una columna de concreto armada con acero de iguales dimensiones.

### **2.2.2. Reseña Histórica**

El primer elemento compuesto apareció a finales de la década de 1930, estos fueron las losas compuestas, las cuales surgieron en una alternativa más liviana a las pesadas losas de hormigón armado usadas hasta ese entonces. En ese entonces se asumieron ciertos supuestos que simplificaban la interacción de estas losas de hormigón y las vigas de acero. Las secciones compuestas no eran consideradas como tales,

simplemente se proyectaban las secciones parciales de acero y hormigón sin elementos conectores. Los soportes de acero se embebían con concreto como protección frente al fuego y la corrosión, y el concreto solamente era considerado como una carga, despreciando así la resistencia adicional que estos aportaban.

En el año 1950, en San Luis (EE.UU.), se crea un sistema compuesto de placa colaborante que para lograr la adherencia entre la losa de concreto y el acero, planteaba incorporar una serie de “hilos de acero”, anclados transversalmente a la placa. Ese fue el punto en el que se crean las conocidas losas nervadas, es decir losas sin ningún tipo de embutición, por lo que generalmente se necesitaban enmallados electrosoldados o similares para lograr una acción placa – hormigón compuesta.

La aparición de la norma británica BS449 de 1959, los estudios de campo llevados a cabo por diversos ingenieros en Inglaterra, así como diversos artículos científicos aparecidos en la época y años recientes fueron precedentes para la primera publicación dedicada íntegramente a la construcción compuesta titulada “Las estructuras mixtas de hormigón y acero” del Ingeniero Martínez Calzon, en España, año 1966. En dicha publicación se propone el diseño de estas secciones compuestas mediante análisis inelástico, y la comprobación de estas mediante el criterio de tensiones admisibles.

Los estudios teóricos y prácticos que se llevaron a cabo en los siguientes años, dieron como resultado la aparición de una nueva obra, donde se recopilan las modernas técnicas del cálculo de agotamiento, las cuales reemplazaron al cálculo inelástico.

El AISC (American Institute of Steel Construction), con sede en Chicago, Illinois, Estados Unidos. Es un instituto técnico sin fines de lucro fundado en el año 1921 enfocado en el diseño estructural de acero y su construcción en los Estados Unidos. La misión del AISC es lograr hacer del acero estructural el material de elección por ser el líder al momento de escoger un sistema estructural para una determinada edificación o estructura. Entre

las actividades que realiza el AISC tenemos la especificación y desarrollo del mismo código, educación, asistencia técnica, certificación de calidad, normalización, investigación y desarrollo del mercado de la industria del acero. El AISC comenzó a publicar las primeras consideraciones para estructuras compuestas en la década de 1970, en el momento que se realizó esta investigación el AISC cuenta con un capítulo entero dentro del código dedicado a estructuras compuestas.

### **2.2.3. Ventajas y Desventajas de la construcción compuesta**

La construcción compuesta aprovecha las mejores propiedades y por ende características de cada material.

Entre las principales ventajas tenemos:

- **Optimización del material**

El acero es un material que tiene problemas de estabilidad (pandeo, abolladura, etc.), propios de este material al ser solicitado a cargas de compresión. Estos problemas en edificios donde solo se construye con acero desaparecen reduciendo la longitud efectiva de la sección por medio de arriostramiento, aumentando su peso nominal y/o aumentando peralte de dicha sección; siendo el acero un material sumamente costoso esto es antieconómico, por otro lado en estructuras de sección compuesta, al ahogar estas secciones de acero con concreto, los problemas de estabilidad están solucionados, lo cual nos permite tener secciones de acero más pequeñas, a cambio de añadir concreto el cual es sustancialmente menos costoso, esto hace que los proyectos sean menos costosos.

- **Luces libres mayores**

La alta relación resistencia/peso del acero combinada con la rigidez adicional proporcionada por el concreto permiten que para el mismo miembro estructural de acero se pueda cubrir luces libres mayores que el elemento de acero o de concreto por separado.

- **Mayor resistencia a la corrosión y a los incendios**

En un principio esta combinación de materiales estuvo pensada para una protección adicional frente a la corrosión, ya que el concreto aísla (no totalmente), de agentes oxidantes al acero y también contra los incendios ya que el acero es un material que se caracteriza por su alta conductividad térmica, y frente un incendio esto puede causar que este material no funcione adecuadamente.

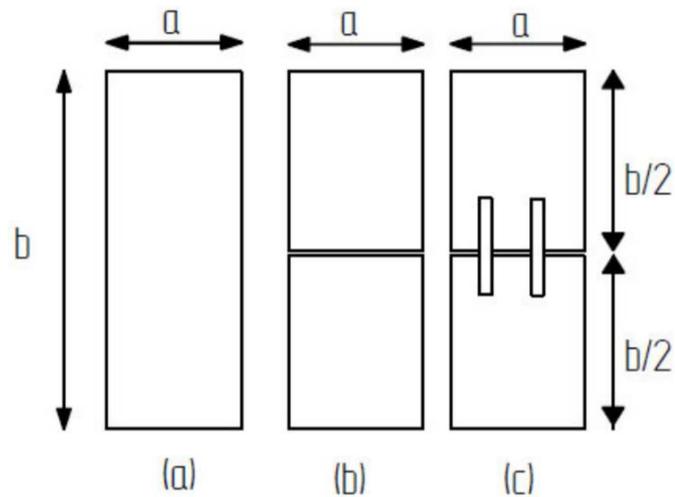
- **Rapidez de construcción**

Nos permite avanzar con el montaje de la estructura de acero sin necesidad de esperar el fraguado del concreto.

- **Menor costo de construcción**

Como resultado de la mayor rapidez de construcción tenemos un ahorro considerable en mano de obra. Por otro lado, el uso de los elementos de menor peralte nos permite reducir la altura de los entresijos, con el consiguiente ahorro en elementos no estructurales tal es el caso de tabiquería y acabados.

Por último, la principal desventaja es que la construcción compuesta es la dificultad que implica hacer que ambos materiales trabajen conjuntamente entre sí, ya que si no se tiene un control exhaustivo en lo que respecta a uniones y conectores se pueden llegar a tener resultados que difieren mucho de lo proyectado, para entender este concepto se plantean tres secciones, todas homogéneas y con las mismas dimensiones globales  $a \times b$ , siendo (a) formada por una sola pieza, (b) formada por dos mitades sin conexión entre ellas y (c) formada por dos mitades conectadas entre sí.



**Figura 1.** Esquema de ejemplo del trabajo de secciones compuestas.

**Fuente:** Espinoza (2001). *Diseño estructural de una edificación con secciones compuestas.* Facultad de Ingeniería – Universidad de Cuenca, p. 19

Las propiedades inerciales de la sección (a) son:

$$\text{Momento de Inercia } I_a = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

(Ecuación 1)

$$\text{Módulo resistente } W_a = \frac{\frac{a \cdot b^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{a \cdot b^2}{6}$$

(Ecuación 2)

Mientras que las propiedades de la sección (b), formada por los rectángulos superpuestos de dimensión  $a \cdot (b/2)$  son el doble de cada una de ellas:

$$\text{Momento de Inercia } I_b = 2 * \frac{a \cdot (b/2)^3}{12} = \frac{a \cdot b^3}{48}$$

(Ecuación 3)

$$\text{Módulo resistente } W_b = 2 * \frac{\frac{a \cdot b^3}{96}}{\frac{b}{4}} = \frac{a \cdot b^2}{12}$$

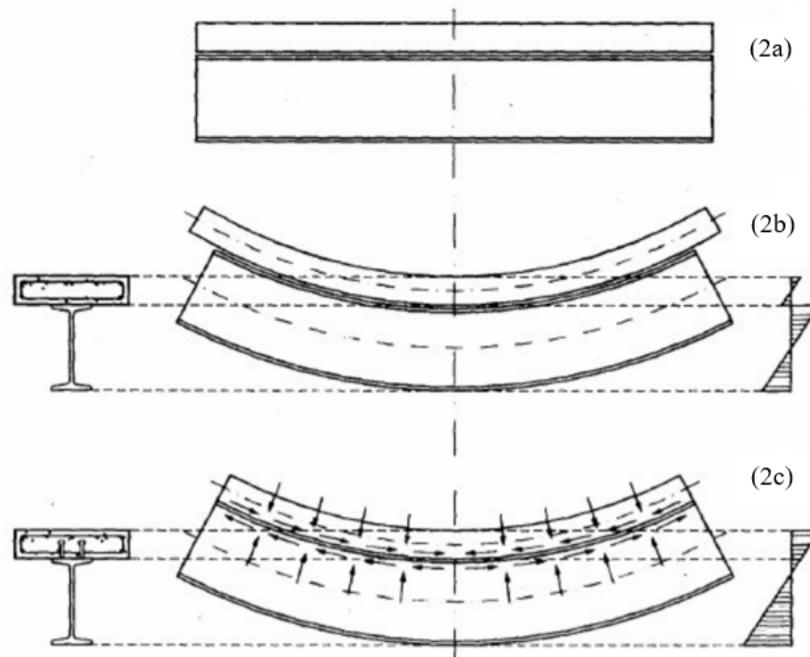
(Ecuación 4)

Como se aprecia en la primera figura el momento de inercia es cuatro veces mayor, mientras que el módulo de resistencia es el doble; esto justifica la colocación de conectores entre ambas mitades de la pieza (b) para que trabajen simultáneamente restringiendo deslizamientos y así se puedan comportar como solo una pieza como en la figura (a), formando la sección compuesta representada en (c), que es la función principal de los conectores en una viga compuesta.

La variación de las propiedades afecta a la resistencia global del elemento, si planteamos inicialmente una viga construida por la cabeza de hormigón y el perfil de acero sin elemento de conexión, figura (a2), no podemos considerar el elemento compuesto puesto que al cargarla como se indica en (2b), existe deslizamiento, soportando así cargas proporcionales a las rigideces de cada elemento por separado bajo el estado tensional indicado para cada una de ellas, con tracciones y compresiones. Esta forma de trabajo no justifica en lo absoluto la construcción de elementos compuestos, debido a que no se emplea cada material para absorber las tensiones convenientes (compresión en el caso del concreto y tracción en el caso del perfil de acero) y, además, ambas partes por separado resisten menos que unidas funcionando como una sola.

Ahora, si en la misma viga disponemos de elemento de conexión (tal como son los pernos de cortantes o “shear studs”) que impidan el

deslizamiento relativo entre ambos materiales, estos estarían obligados a trabajar como un solo elemento (2c), en el cual el diagrama de esfuerzos está repartido sin tracciones en el hormigón y con compresiones despreciables en el acero.



**Figura 2.** Comparación del esquema de trabajo entre una viga-losa compuesta sin y con conectores.

**Fuente:** Espinoza (2015). *Diseño Estructural de una edificación con secciones compuestas en edificaciones.* Facultad de Ingeniería – Universidad de Cuenca, p.21

#### 2.2.4. Columnas de Sección Compuesta

Las columnas compuestas son miembros de concreto en compresión reforzados longitudinalmente con perfiles o tubos de acero, con o sin refuerzo. Estos pueden ser perfiles laminados o armados de acero embebidos en concreto o tubos de acero rellenos de concreto, estas secciones compuestas soportan más carga que las secciones de concreto reforzado con las mismas dimensiones.

En las columnas compuestas con perfiles estructurales embebidos en concreto se usan varillas longitudinales en su alrededor, a estas varillas se le colocan estribos en forma de u, a ciertas distancias para evitar que las varillas longitudinales se pandeen, esto es con motivo de evitar el desprendimiento del concreto.

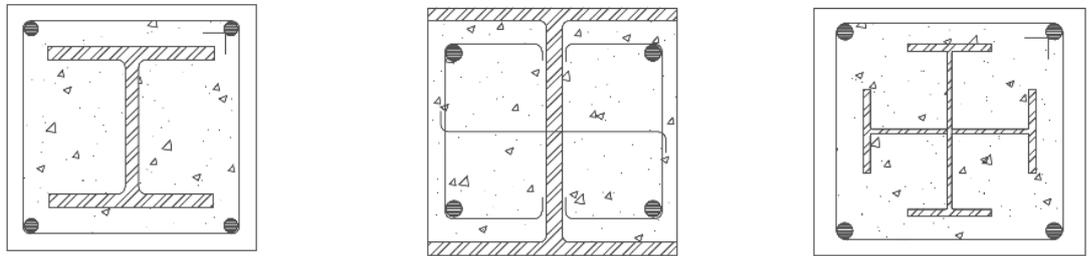
Anteriormente, aparte de las columnas de concreto reforzado, se empezaron a utilizar columnas compuestas que utilizaron el refuerzo centros de hierro colado. Antes de la segunda guerra Mundial, las barras de acero y formas estructurales de acero tenían un esfuerzo de fluencia cerca de los 2100 kg/cm<sup>2</sup> (30Ksi) a 2460 kg/cm<sup>2</sup> (35Ksi), lo cual se empezó a declinar al uso de hierro colado en lugar del acero como refuerzo en la columna, al mismo tiempo se empezaron a realizar fórmulas para el cálculo de la fuerza axial de las columnas compuestas. John Tucker en 1923 definió una fórmula para el cálculo de la fuerza axial última de las columnas cortas, diciendo que era igual a la suma de la capacidad del concreto y la capacidad del refuerzo. También propuso un método racional para establecer los factores de seguridad, lo cual es significativo notar que estas recomendaciones hechas hace casi un siglo siguen llevándose a cabo en estos últimos años.

Otro investigador llamado Mensch demostró que los centros de hierro colado en términos de capacidad-costo eran más eficientes en

comparación con el uso de barras de refuerzo. Por lo que el uso de columnas compuestas empezó a ser competitivo en el mercado, por lo cual los productores de acero empezaron a desarrollar métodos para producir barras más resistentes y menos caras que el refuerzo de hierro colado.

A partir del año 1960 existe la disponibilidad comercial de tubería de acero de pared delgada de calidad y resistencia superior. Las formas estructurales han animado de nuevo que los diseñadores consideren el uso de columnas compuestas en lugar de columnas nuevas de concreto reforzado para explicaciones específicas.

Cuando los costos de construcción aumentaron a través de los años 1950 y 1960, se empezaron a desarrollar métodos de protección contra el fuego para reemplazar a las columnas compuestas embebidas. Las columnas embebidas deben compensar el costo del encajonado con el ahorro del acero, lo cual el concreto aparte de proteger a la columna contra el fuego, aumenta la resistencia y rigidez de la misma en comparación de las columnas de acero con algún método de protección contra el fuego.



**Figura 3.** Columnas compuestas típicas.

**Fuente:** Gerdau (2013). *Construcción compuesta acero – concreto*. Revista *El Acero Hoy*, p.9

Para que una columna pueda considerarse compuesta, ha de cumplir las condiciones siguientes:

- a) El área de la sección transversal del elemento de acero, ahogado en concreto o relleno de este material es, cuando menos, el cuatro por ciento del área de la sección transversal compuesta completa, este límite inferior separa las columnas compuestas de las de concreto reforzado. Si el área es menor que el cuatro por ciento, una columna

con corazón de acero estructura se diseña como si fuera una de concreto reforzado.

- b) El concreto en el que está ahogada la sección de acero se refuerza con barras longitudinales de carga y de confinamiento, y con estribos transversales. Las barras longitudinales de carga deben ser continuas a través de los pisos; las de confinamiento pueden interrumpirse en ellos. La separación de los estribos debe ser menor o igual que dos tercios de la dimensión menor de la sección transversal compuesta, o que 300 mm. El área mínima de la sección transversal de cada barra de las que forman el refuerzo, longitudinal y transversal, debe ser de 180 mm<sup>2</sup> por metro de separación entre barras. El recubrimiento, medido al borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, tiene que ser, como mínimo, de 38 mm. Las cantidades mínimas especificadas de refuerzo longitudinal y transversal se requieren para evitar agrietamientos y desprendimientos excesivos del concreto durante incendios.
- c) Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión,  $f'_c$ , estará comprendida entre 210 y 560 kgf/cm<sup>2</sup>, y si es ligero, no será menor de 280 kg/cm<sup>2</sup>, se ha colocado un límite superior a  $f'_c$  puesto que no se cuenta con información experimental suficiente para resistencias mayores, y poniéndole un límite inferior al ligero se busca estimular el uso de concretos de buena calidad.
- d) Los esfuerzos de fluencia de los perfiles de acero y de las barras de refuerzo no deben ser mayores de 55Ksi. Si se usa un esfuerzo de fluencia mayor de 55Ksi, solo se considerará como máximo 55Ksi para efectos de cálculo. Un objetivo importante del diseño compuesto es prevenir el pandeo local de las barras longitudinales de refuerzo y del perfil ahogado de acero. Para lograr esto, el recubrimiento de concreto no debe fracturarse o desconcharse. Los redactores de esta especificación LRFD supusieron que este concreto está en peligro de

fracturarse o desconcharse si su deformación unitaria alcanza el valor 0.0018, si este valor lo multiplicamos por  $E_s$  obtenemos  $(0.0018) \cdot (29000) = 55 \text{ Ksi}$ . Por tanto, 55 Ksi es un estado límite para el esfuerzo del refuerzo.

- e) El espesor mínimo permisible para la pared de un tubular de acero relleno con concreto es igual:  $a * b * \sqrt{F_y / 3 * E}$  para cada una de ancho  $b$  de sección rectangular. El espesor mínimo para tubos de diámetro exterior  $D$  es:  $D * \sqrt{F_y / 8 * E}$ , y de 3 mm en cualquier caso . Estos valores son los mismos que los dados en los códigos ACI de 1989. Es conveniente que los proyectistas usen tubos o tubulares de suficiente espesor para que estos no se pandeen antes de fluir.
- f) Cuando las columnas compuestas contienen más de un perfil de acero, estos deben conectarse por medio de enrejado simple, placas o barras de unión para que no sea posible el pandeo de los perfiles individuales antes de que el concreto endurezca. Después de que el concreto ha endurecido, se supone que todas las partes de la columna trabajan como una unidad para resistir cargas.
- g) Es necesario evitar sobreesforzar el concreto o el acero estructural en las conexiones. En consecuencia, la especificación LRFD-12.4, requiere que la parte de la resistencia de diseño de columnas compuesta, cargas axialmente resistidas por el concreto debe desarrollarse por el apoyo directo en las conexiones. Si el concreto de soportar es más ancho en uno o más lados que el área cargada y está restringida contra la expansión lateral en el o los lados restantes, la resistencia de diseño a compresión del concreto en la columna compuesta debe calcularse con la expresión  $1.7\phi * f'_c * A_b$ , con  $\phi_c = 0.6$  para apoyo sobre concreto, en donde  $A_b$  es el área cargada.

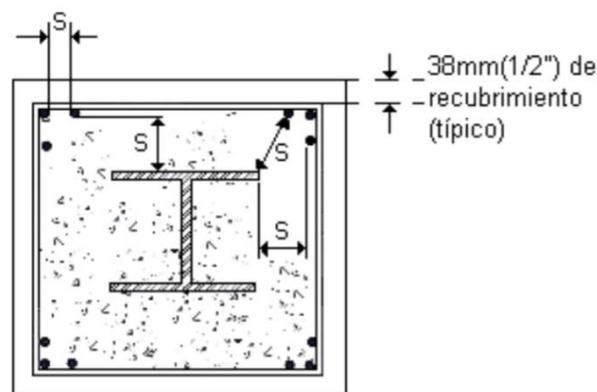
#### 2.2.4.1. Colocación de las barras de refuerzo

- **Barras longitudinales**

Las secciones transversales de las columnas compuestas pueden ser de cualquier forma, cuadradas, rectangulares, circulares, triangulares, u otras que sean convenientes en casos particulares. Sin embargo, las más adecuadas en marcos compuestos son las cuadradas y rectangulares, con las barras de refuerzo longitudinal colocadas en las esquinas, o cerca de ellas.

En la Figura 4 un arreglo conveniente desde el punto de vista de la resistencia de la columna que, además, permite el paso de las vigas que se apoyan en ella, sin interrumpir las barras longitudinales de refuerzo.

Conviene establecer valores mínimos, para que el concreto pueda rellenar, sin dificultad, los espacios entre las barras y entre ellas y el perfil de acero. Las separaciones y recubrimientos mínimos se indican en la Figura 4.



S = distancia libre entre barras, o entre una barra y el perfil de acero  
 $S \geq 1 \frac{1}{2} \times d_b$  o  $1 \frac{1}{2}$  ". (el mayor de los dos)  
 $d_b$  = diámetro de la barra

**Figura 4.** Colocación de barras longitudinales y requisitos de separaciones y recubrimientos.

**Fuente:** De Buen López (2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., p. 114

- **Barras transversales o estribos**

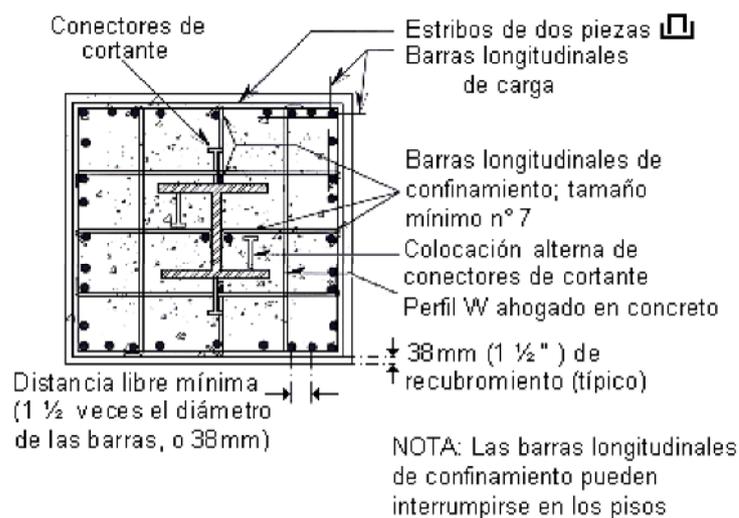
En general, la columna de acero se monta primero, y las barras de refuerzo longitudinales y transversales, se colocan después, alrededor de ella, por lo que para proporcionar estabilidad lateral a las barras longitudinales y confinamiento al concreto sólo pueden usarse estribos en U.

La separación no será mayor que 16 diámetros de las barras longitudinales ni que 48 diámetros de los estribos, o la menor dimensión de la columna.

Su tamaño será, cuando menos, del #4 para barras longitudinales #11, #14, #18 y paquetes, y #3 para todas las barras 10 o menores.

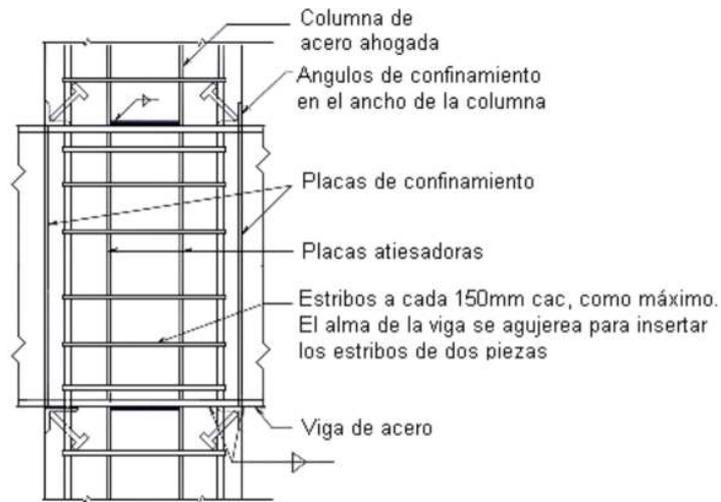
Se colocarán de manera que todas las barras longitudinales de las esquinas, y una de cada dos de las demás, queden soportadas lateralmente por una esquina de un estribo, doblado en un ángulo de no más de 135°, y ninguna barra estará a más de 150 mm de distancia, medida a lo largo del estribo, de otra soportada lateralmente como se acaba de indicar.

El traslape de dos piezas en que forman un estribo será, como mínimo, de 1.3 veces su longitud de desarrollo en tensión.



**Figura 5. Detalle propuesto para columnas compuestas (sección transversal).**

**Fuente:** De Buen López (2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., p. 117*



**Figura 6.** Detalle propuesto para columnas compuestas (junta viga-columna).

**Fuente:** (De Buen López 2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., p. 117*



#### 2.2.4.2. Resistencia de Diseño de Columnas Compuestas cargadas axialmente

La resistencia de una columna corta se obtiene, con buena precisión, sumando las capacidades de las partes que la componen, concreto, perfil o tubo de acero estructural y refuerzo longitudinal. La superposición de resistencias es correcta cuando los componentes conservan rigidez suficiente para soportar deformaciones crecientes hasta que se alcanza la resistencia nominal de todos, es decir, si ninguna de las partes pierde resistencia antes de que las demás desarrollen su capacidad. Mientras no se desprende ni se agrieta excesivamente, el concreto evita el pandeo de las barras longitudinales y del perfil de acero ahogados en él, por lo que el esfuerzo en los elementos de acero debe limitarse al que corresponde a las deformaciones unitarias para las que el concreto en compresión axial se agrieta o desprende, 0.0020, aproximadamente; este límite sirve para definir analíticamente la condición de falla de las secciones transversales compuestas comprimidas.

El esfuerzo en el acero, estructural o de refuerzo, cuando las deformaciones unitarias alcanzan el límite anterior, es.

$$\sigma = \varepsilon * E = 0.0020 * 2.1E + 7 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

(Ecuación 5)

La resistencia nominal máxima en compresión,  $P_u$ , de una sección transversal compuesta (o de una corta, en la que no hay inestabilidad), es:

$$P_u = A_a * F_y + A_r * F_{yr} + 0.85 * f'_c * A_c$$

(Ecuación 6)

$A_a$ ,  $A_r$  y  $A_c$  son, respectivamente, las áreas de las secciones transversales del elemento de acero estructural, de las barras

longitudinales de refuerzo, y del concreto,  $F_y$  y  $F_{yr}$  los esfuerzos de fluencia mínimos especificados de los aceros estructural y de refuerzo, y  $f'_c$  es la resistencia nominal del concreto en compresión.

$P_u$  equivale a la fuerza  $P_y = A * F_y$  que produce la plastificación de una sección de acero comprimida axialmente.

Dividiendo ambas partes de la ecuación ( ) entre el área del elemento de acero estructural se obtiene una expresión que proporciona un esfuerzo efectivo  $F_{my}$  en ese elemento:

$$\frac{P_u}{A_a} = F_{my} = F_y + F_{yr} * \frac{A_r}{A_a} + 0.85 * f'_c * \frac{A_c}{A_a}$$

(Ecuación 7)

Esta ecuación se recomienda para tubos de acero rellenos de concreto (ref. 8.32), pues éste, confinado lateralmente por el tubo, puede alcanzar, sin agrietarse, una resistencia cuando menos igual a la de los cilindros, no confinados, con los que se determina  $f'_c$ ; en cambio, hay menos certidumbre de que se llegue al esfuerzo  $0.85 f'_c$  en concreto no confinado, y si falla antes es posible que el refuerzo longitudinal tampoco pueda resistir el esfuerzo  $F_{yr}$ . Por este motivo, en columnas formadas por un perfil de acero estructural ahogado en concreto, a los términos de la *ecuación 6* que corresponden al concreto y a las barras de refuerzo se les aplica el factor de reducción de la resistencia de 0.70 que se recomienda en para columnas que no tienen refuerzo transversal en espiral.

#### 2.2.4.3. Transmisión de cargas

Para evitar que se sobrecargue el perfil de acero o el concreto, en conexiones con columnas compuestas se requiere que la transferencia de carga se haga por apoyo directo, con conectores de cortante, o por combinación de ambos. En la mayoría de los casos los conectores pueden espaciarse uniformemente, pero cuando las fuerzas son grandes

pueden requerirse otros arreglos, para que no se sobrecargue el componente que recibe las cargas directamente, sea la sección de acero o el recubrimiento de concreto.

La adherencia entre concreto y acero, que contribuye también a la transferencia de fuerzas, se ignora en secciones ahogadas, y aunque se ha utilizado en secciones tubulares rellenas, sólo se cuenta con guías de diseño para plataformas marinas para extracción de petróleo.

#### 2.2.4.4. Resistencia de diseño de columnas compuestas

La resistencia nominal por flexión de columnas compuestas se determina suponiendo una distribución plástica de esfuerzos. Podemos determinar la posición del eje neutro plástico igualando la fuerza de tensión a un lado del miembro con la fuerza de una parte del perfil de acero ahogado cuando este está en fluencia. Sobre el lado de compresión habrá una fuerza de compresión igual  $0.85f'_c$  veces el área de un bloque equivalente de esfuerzos. Este bloque equivalente de esfuerzos tiene un ancho igual al de la columna y una profundidad igual a  $\beta_1$  veces la distancia al ENP (eje neutro plástico). (El valor de  $\beta_1$  lo proporciona el código ACI). La resistencia nominal a la flexión  $M'_n$  es entonces igual a la suma de los momentos de las fuerzas axiales respecto al ENP.

#### Ecuación de flexión con carga axial

Las siguientes fórmulas de interacción se usan para revisar miembros simples de acero estructural sujetos a flexión y a carga axial

Si  $P_u \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

(Ecuación 11)

Si  $P_u/P_n < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

(Ecuación 12)

Esa exposición incluyó las definiciones de varios valores necesarios para calcular  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$  ( $B_1$ ,  $M_{nt}$ ,  $B_2$  y  $M_{it}$ ).

Esas mismas ecuaciones de interacción se usan para revisar las vigas y columnas, solamente que algunos de los términos mencionados se modifican- Estas modificaciones son las siguientes.

a) Las cargas de pandeo elástico de Euler  $P_{ex}$  y  $P_{ey}$  que se utilizan para el cálculo de los factores de flexión  $B_1$  y  $B_2$ , deben determinarse con la siguiente expresión en la que  $F_{my}$  es el esfuerzo de fluencia modificado, definido en la sección 3.2.2. Los valores de  $P_{ex}$  y  $P_{ey}$  multiplicados por el cuadrado de la longitud efectiva apropiada en pie y divididos entre  $10^4$  se presentan en las tablas para cada una de las columnas compuestas.

$$P_e = \frac{A_s * F_{my}}{\lambda_c^2}$$

(Ecuación 13)

b) El factor de resistencia  $\phi_b$  debe usarse como en las vigas compuestas en donde es igual a 0.85 si  $h/t_w \leq 640/\sqrt{F_{yf}}$  y se usa una distribución plástica de esfuerzos para calcular  $M_n$ ; o se toma igual a 0.9 si  $h/t_w > 640/\sqrt{F_{yf}}$  y  $M_n$  se determina sobreponiendo los esfuerzos elásticos.

c) El parámetro de esbeltez de columnas  $\lambda_c$  debe modificarse igual que al determinar las resistencias de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente.

#### **2.2.4.5. Transmisión de carga a la Cimentación**

Por lo general se proporciona una pequeña placa de acero de base en las columnas compuestas. Su propósito es recibir los pernos necesarios para anclar el perfil de acero ahogado a la cimentación durante el montaje de la estructura, antes de que el concreto endurezca y pueda desarrollarse la acción compuesta. Esta placa debe ser suficientemente pequeña para que no interfiera con las espigas necesarias en la parte de concreto reforzado en la columna.

Las especificaciones LRFD no proporcionan detalles para el diseño de esas espigas, pero un procedimiento similar al del Código ACI-318 puede ser satisfactorio.

Si la  $P_u$  de la columna es mayor que  $1.70c_f' c_{Ab}$ , el exceso de carga deben resistirlo las espigas. Si  $P_u$  no excede este valor, aparentemente no se requieren espigas. Para una situación así, el Código ACI (secciones 15.8.2.1 y 15.8.2.3) establece que debe usarse un área mínima de espigas igual a 0.005 veces la sección transversal de la columna y que el diámetro de las barras No. 11. Esta limitación del diámetro garantiza una unión suficiente de la columna con la cimentación sobre el área total de contacto. El uso de unas cuantas espigas solamente, muy separadas entre sí no cumpliría este propósito.

#### **2.2.5. Muro de Concreto Armado**

Siguiendo el mismo criterio de cálculo iterativo hasta tener una sección que cumpla todos los requerimientos sísmicos, se realiza el diseño de los muros de corte de concreto armado para la edificación, los cuales, en colaboración con las riostras excéntricas en los pórticos señalados en la planta de estructuración, son los encargados de resistir las solicitaciones sísmicas.

Para el detallado de los requerimientos de los muros de corte de concreto armado se seguirán los lineamientos estipulados en la norma ACI-318-2014, siendo la normativa que tiene concordancia con las normas usadas para el diseño de los demás elementos de la edificación en estudio, como son AISC-341-16, AISC 360-16, AISC 358-16 entre otras que se señalan pertinentemente.

#### Consideraciones para el refuerzo

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma,  $\rho_l$  y  $\rho_t$ , no deben ser menores que 0.0025, excepto que  $V_u$  no exceda  $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'c}$ . (Ecuación 17) El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm.

Deben usarse al menos dos capas de refuerzo cuando:

$V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{F'c}$  o  $h_w/l_w \geq 2.0$  siendo  $h_w$  y  $l_w$  altura y longitud total del muro, respectivamente.

El refuerzo en muros estructurales debe desarrollarse o empalmarse para  $f_y$  en tracción:

- El refuerzo longitudinal debe extenderse al menos una distancia  $0.8l_w$  más allá del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, excepto en la parte superior del muro.
- En lugares donde es probable que se produzca fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamiento laterales, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.258 veces los valores calculados para  $f_y$  en tracción.

Las fuerzas de diseño  $V_u$  debe obtenerse del análisis para cargas laterales mayoradas según las combinaciones de carga de diseño.

#### Resistencia a cortante

$V_u$ , de muros estructurales no debe exceder:  $V_n = A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$  (Ecuación 18)

Siendo  $\alpha_c$  0.25 para  $h_w/l_w \leq 1.5$ , 0.17 para  $h_w/l_w \geq 2.0$ , y varia linealmente entre 0.27 y 0.17 para  $h_w/l_w$  entre 1.5 y 2.0

Para determinar el valor de la relación  $h_w/l_w$  empleado para determinar  $V_n$  para segmentos de muro debe ser la mayor entre la relación para todo el muro y la del segmento de muro considerado. Los muros deben tener refuerzo a cortante distribuido en dos direcciones ortogonales en el plano del muro.

Si  $h_w/l_w$  no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo  $\rho_l$  debe ser al menos la cuantía de refuerzo  $\rho_t$ .

Diseño a flexión y fuerza axial, Los muros estructurales y parte de dichos muros sometidos a flexión y fuerza axial deben diseñarse de acuerdo con:

La resistencia nominal axial a compresión,  $P_n$  no debe ser mayor que  $P_{n,max}$ , como se define en la *tabla N°01*, donde  $P_o$  se calcula con la *ecuación 19* para miembros no preesforzados y compuestos de concreto y acero estructural.

**Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima**

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

**Tabla 1. Resistencia Axial Máxima.**

**Fuente:** ACI Committe 318 (2014). *Building Code Requirement for Structural Concrete ACI 318-14*. American Concrete Institute, p. 373

Para miembros no preesforzados y compuestos de acero y concreto,  $P_0$  debe calcularse usando:

$$P_0 = 0.85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

(Ecuación 19)

donde  $A_{st}$  es el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

El concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, elementos de borde y el alma del muro, deben considerarse efectivos. Debe considerarse el efecto de las aberturas, en caso existieran.

A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro.

Elementos de borde para muros estructurales

La necesidad de usar elementos de borde en los límites verticales de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con:

- Muros y machones de muro con  $h_w/l_w \geq 2.0$  que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro que se diseñan para contener una única sección crítica a flexión y fuerzas axiales deben cumplir con:
- Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$$

(Ecuación 20)

y  $c$  corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el

desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . El cociente  $\delta_u/h_w$  no debe tomarse menor que 0.005.

Donde se requieran elementos especiales de borde según lo estipulado anteriormente, el refuerzo del elemento de borde debe extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la mayor entre  $l_w$  o  $M_u/4V_u$ .

- Los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo a la viñeta anterior deben tener elementos especiales de borde en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las combinaciones de carga de diseño que incluyen efectos sísmicos **E**, sobrepasen  $0.2f'c$ . Los elementos de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15f'c$ . Los esfuerzos deben calcularse usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta.
- Donde se requieran elementos de borde de acuerdo, se debe cumplir con las siguientes condiciones:
  - El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre  $c - 0.1l_w$  y  $c/2$ , donde **c** corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ .
  - El ancho de la zona de compresión por flexión, **b**, dentro de la distancia horizontal calculada por medio de la viñeta anterior, debe ser al menos  $h_u/16$ .
  - Para muros o machones de muro con  $h_w/l_w \geq 2.0$  que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro, diseñados para que tengan una sola sección crítica para flexión y carga axial, y con  $c/l_w \geq 3/8$ , el

ancho de la zona de compresión por flexión **b** dentro de la distancia horizontal calculada por medio de los acápites descritos debe ser mayor o igual a 300 mm.

- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- Cuando la sección crítica este localizada en la base del muro, el refuerzo transversal del elemento de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo por lo menos  $l_d$ , del refuerzo longitudinal de mayor diámetro del elemento de borde. Cuando el elemento de borde termina en una zapata, losa de cimentación, o cabezal de pilote, a menos que se requiera una extensión mayor.

**Tabla 18.10.6.4(f) — Refuerzo transversal para elementos especiales de borde**

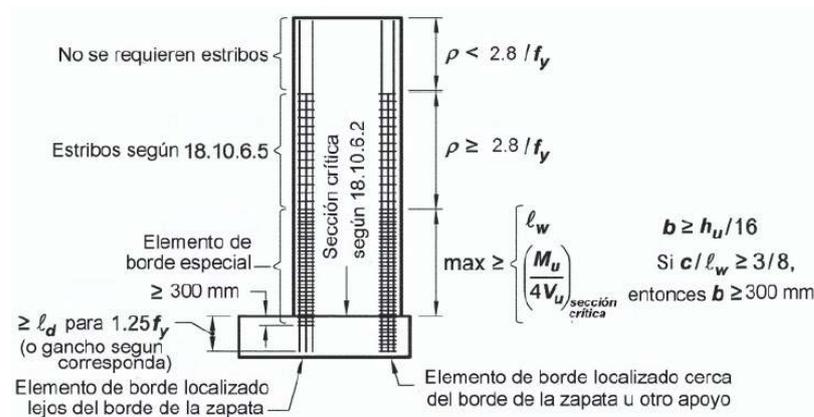
Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/sb_c$ para estribos cerrados de confinamiento	Mayor de	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

**Tabla 2. Refuerzo transversal para elementos especiales de borde.**

**Fuente:** ACI Committee 318 (2014). *Building Code Requirement for Structural Concrete ACI 318-14*. American Concrete Institute, p. 314

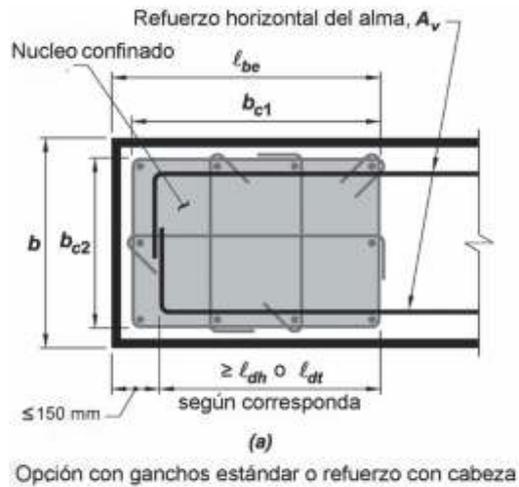
- El refuerzo horizontal del alma del muro debe extenderse hasta dentro de 150 mm del extremo del muro. El refuerzo debe anclarse para desarrollar  $f_y$  dentro del núcleo confinado del elemento de borde utilizando ganchos estándar o cabezas.

Donde el elemento de borde confinado tiene una longitud suficiente para desarrollar el refuerzo horizontal del alma, y  $A_s f_y / s$  del refuerzo horizontal del alma no excede  $A_s f_y / s$  del refuerzo transversal del elemento de borde paralelo al refuerzo horizontal del alma, se puede terminar el refuerzo horizontal del alma sin gancho estándar o cabeza.



**Figura 8.** Desarrollo de los elementos de borde.

**Fuente:** ACI Committee 318 (2014). *Building Code Requirement for Structural Concrete ACI 318-14*. American Concrete Institute, p. 315

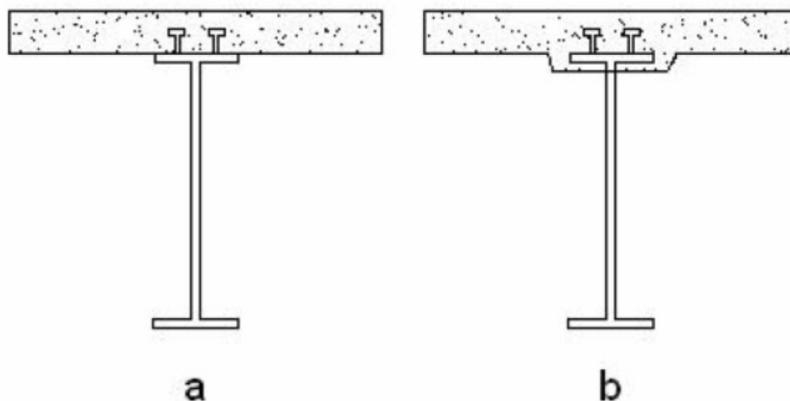


**Figura 9.** Desarrollo del refuerzo horizontal del muro dentro del elemento confinado de borbe. Fuente: (ACI Committee 318).

**Fuente:** ACI Committee 318 (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-14*. American Concrete Institute, p. 315

### 2.2.6. Vigas de Sección Compuesta

En el diseño de las vigas de sección compuestas, las secciones formadas por una viga laminada (simétrica, de alas anchas), y una losa de concreto que apoya en la viga de acero (figura a), son los más comunes. Para proporcionar un mayor control frente al pandeo del ala de la compresión, se puede empotrar esta a la losa tan cómo se muestra en la figura b.

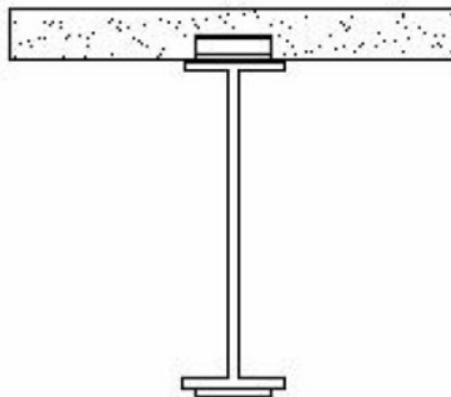


**Figura 10.** Tipos comunes de vigas compuestas.

**Fuente:** Navarrete (2003). *Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD)*. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional, p.25

En las vigas mostradas anteriormente, ocasionalmente el eje neutro queda dentro de la losa, por tanto, la parte de arriba del eje neutro queda comprimida, mientras que la parte de abajo queda traccionada, lo cual provocaría el deterioro de esta conforme el paso del tiempo. Para evitar eso se agrega un cubreplaca a la parte inferior de la viga para que el eje neutro baje y sea ubicado en la unión de los dos elementos, para que la viga de acero trabaje totalmente en tracción y la losa de concreto en compresión.

La figura que se muestra a continuación muestra una viga con cubreplaca con conector de canal.



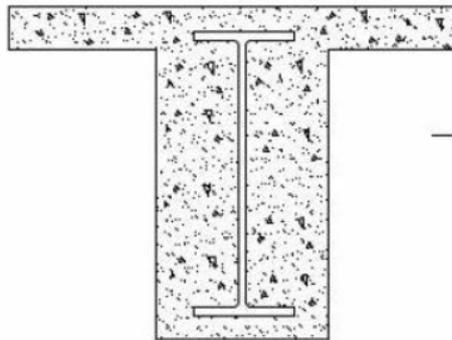
**Figura 11.** Viga con cubreplaca.

**Fuente:** Navarrete (2003). *Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD)*. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional, p.26

En el diseño por cortante se exigen ciertos requisitos, lo cual en las vigas que no tengan la suficiente adherencia o conexión con la losa; no se les

puede considerar como vigas compuestas. Cuando existe determinada adherencia entre la viga y la losa, como es el caso de la figura a y b, mostradas anteriormente, no se considera en el cálculo por cortante.

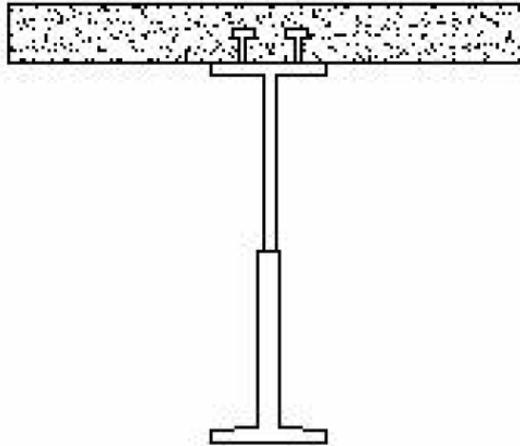
En el caso de vigas ahogadas o embebidas, tal como la figura ..., la adherencia debe cumplir ciertos requisitos para que se le puede considerar como compuesta, como ya se comentó anteriormente el único propósito de ahogar los perfiles metálicos en concreto era para protección contra el fuego y corrosión, sin que se tomara en cuenta la acción compuesta y por ende resistencia adicional que esto generaba.



**Figura 12.** Viga embebida.

**Fuente:** Navarrete (2003). *Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD)*. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional, p.27

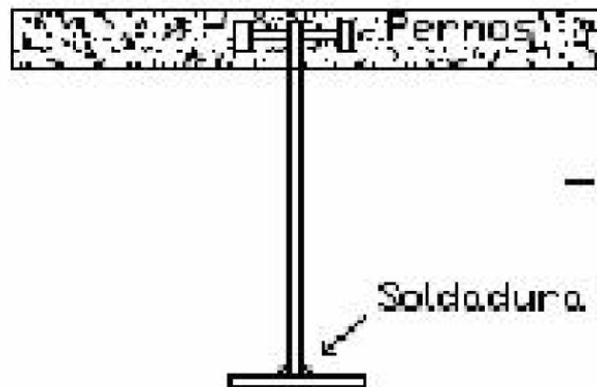
En la figura ... podemos apreciar una viga compuesta “T sobre T”, en donde la “T” inferior tiene más peralte que la “T” superior, ya que en vigas compuestas simétricas los esfuerzos de tracción se suelen desplazar hacia la losa de concreto, por lo que se puede utilizar este tipo de vigas para que el eje neutro baje.



**Figura 13.** Viga T sobre T.

**Fuente:** Navarrete (2003). Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD). Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional, p.27

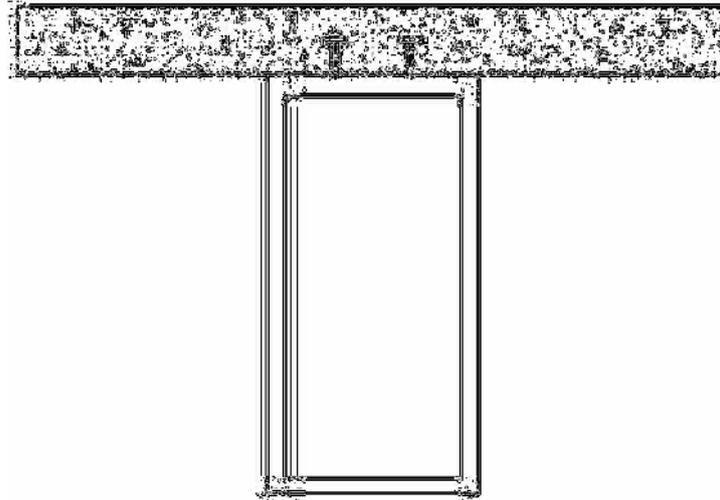
También se puede utilizar una “T” laminada o formada por dos placas con soldadura, tal como se muestra en la Figura 14.



**Figura 14.** Viga T laminada.

**Fuente:** (Navarrete 2003). Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD). Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional, p.27

Las secciones cuadradas o rectangulares son las que tienen mayor rigidez a la torsión, por lo cual las vigas cajón proporcional esta propiedad, al igual que tienen una gran capacidad para el soporte de cargas. Este tipo de secciones se pueden aprovechar como conductos para tuberías, aire acondicionado, calefacción y sistemas antiincendios.



**Figura 15.** Viga Cajón.

**Fuente:** Navarrete (2003). *Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD)*. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional, p.28

**Procedimientos de construcción:** El proceso constructivo del sistema de viga compuesta, para que esta pueda ser considerado como tal, el concreto de la losa debe estar por lo menos al 75% de su resistencia en compresión; antes de que la acción compuesta sea alcanzada los pesos propios debidos a la placa colaborante y otros que se pueden presentar, deben ser soportados por las vigas.

La viga de acero tiene opción a ser apuntalada antes de soportar esas cargas, para que sean soportada por los puntales y no por la misma. Si no se apuntalan las cargas serán soportadas por la propia viga de acero, por

lo que esta tiene que ser previamente diseñada para soportar todas estas cargas, incluido el peso propio.

- Apuntalamiento: previamente al vaciado del concreto, se colocan las vigas de acero; se apuntalan por la parte inferior, posteriormente se cuela el concreto. Después de unos días, concretamente cuando el concreto ha alcanzado el 75% de su resistencia a la compresión, se retira el apuntalamiento, y la viga compuesta soporta los esfuerzos debido a todas las cargas.
- Sin apuntalamiento: las vigas de acero, previamente vaciado el concreto, y sin puntales (comúnmente conocidos en nuestro ámbito como pie derechos metálicos o de madera) que colaboren con el sostenimiento de las cargas que reciben las vigas, deben resistir los esfuerzos causados por el concreto, la placa colaborante, su propio peso y otras a las que debe ser solicitada durante el proceso constructivo; posteriormente cuando el concreto alcance el 75% de su resistencia a la compresión, la acción compuesta soportará los esfuerzos debidos a las cargas vivas y muertas que se presentasen durante el periodo de uso útil de la estructura.

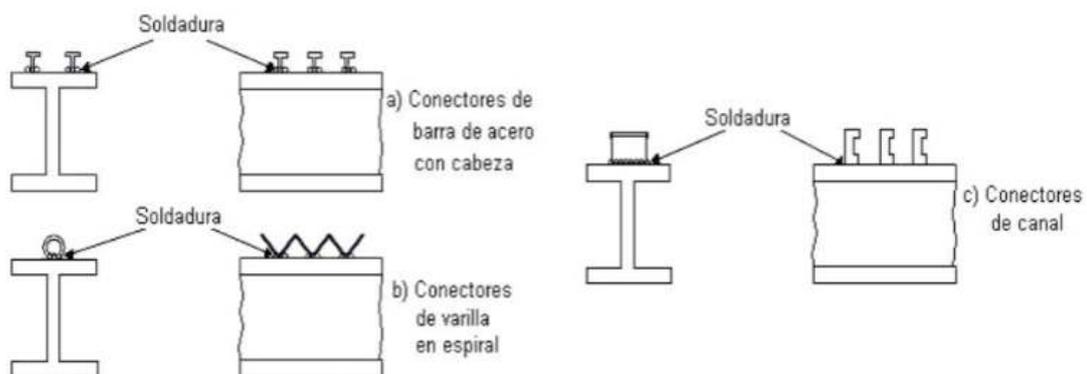
Como las cargas son significativamente mayores en vigas no apuntaladas que en vigas apuntaladas antes de que el concreto fragüe, esto es el causante de que los esfuerzos en la losa de concreto de la viga apuntalada sean mayores, y los esfuerzos en el acero sean menores. Pero la resistencia última de la viga no depende de lo anterior.

La construcción apuntalada, nos permite el uso de vigas de menor peralte y peso nominal en su sección, ya que esta no tiene que soportar las cargas antes de que el concreto fragüe, incurriendo en posibles fallos constructivos, lo cual a su vez permite ahorro en acero en comparación con la construcción no apuntalada; sin embargo al no apuntalar las vigas

este aumento de la sección de acero puede compensarse con la posibilidad de llevar a cabo trabajos inmediatamente y una vez vaciada la losa de concreto, lo cual no es lo más óptimo, pero no deja de ser una posibilidad constructiva.

### 2.2.6.1. Conectores de Cortante para lograr la acción compuesta

Las fuerzas cortantes horizontales entre la losa de concreto y la viga de acero en la que esta se apoya deben ser resistidas de manera tal que se anule el desplazamiento relativo entre ambas Figura 16 para que trabajen como un solo elemento. La adherencia entre el concreto y el acero se reduce drásticamente o se pierde, por la contracción del primero y las vibraciones producidas por la carga viva; tampoco es confiable la fricción entre estos dos elementos. Por ello, han de utilizarse conectores de corte mecánicos o “Shear Studds” para transmitir la fuerza íntegra. Idealmente, los conectores deberían evitar totalmente los deslizamientos relativos entre ambas partes del miembro compuesto (viga y losa), lo que requeriría una unión infinitamente rígida, que no puede obtenerse en el campo; afortunadamente, los pequeños deslizamientos relativos que se presentan en las vigas compuestas en la práctica afectan despreciablemente a su resistencia.



**Figura 16.** Tipos de conectores de cortante.

**Fuente:** (De Buen López 2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., p. 53*

La determinación analítica de la resistencia de un conector constituye un problema muy complejo, pues el conector constituye un problema muy complejo, debido a que el conector y el concreto que lo rodea se deforman inelásticamente bajo fuerzas cortantes, flexión y tensión combinadas, y la magnitud de la deformación depende de muchos factores, como son la forma y el tamaño del conector, su posición a lo largo de la viga, la localización de la sección de momento máximo y la manera en que está unido el patín de la viga de acero; además, cualquier conector particular puede fluir plásticamente, causando deslizamiento entre losa y viga, y obligando a que los adyacentes resistan la fuerza cortante adicional. Por ello, las fórmulas que se emplean para evaluar la resistencia de los conectores tienen un origen experimental.

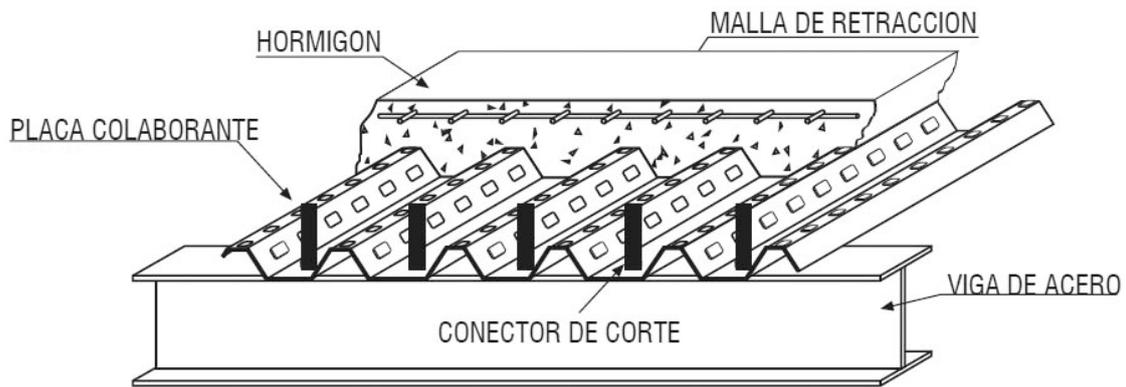
Cuando el diseño se basa en la resistencia última de flexión de la sección compuesta, los conectores deben ser adecuados para mantener en equilibrio el tramo de losa comprendido entre los puntos de momento flexionante máximo y nulo; el deslizamiento no es un criterio para este requisito, pues no reduce la resistencia máxima, mientras se conserve el equilibrio y no se sobrepase el deslizamiento mínimo que puede ocasionar la falla de un conector individual.

### **2.2.7. Placa Colaborante**

Una losa compuesta es aquella en que se utilizan chapas o láminas de acero nervadas como encofrado colaborante capaces de soportar el hormigón vertido, la armadura metálica y las cargas a las cuales estas serán solicitadas. Posteriormente las láminas de acero se combinan estructuralmente con el hormigón endurecido y actúan como armadura a

tracción en el forjado acabado, comportándose como un elemento estructural compuesto. Se entiende que en esta estructura compuesta la parte superior de hormigón trabaja a compresión. En términos simples, el también llamado steel deck es un sistema constructivo para losas de entrepiso que se compone una chapa de acero nervada inferior apoyada sobre un envigado (de cualquier configuración, como veremos) y que permite recibir el hormigón vertido que completa la losa. La chapa nervada actúa como encofrado perdido y queda incorporada al conjunto, actuando como parte de la armadura de refuerzo a tracción en la cara inferior de la losa. Esta configuración básica se complementa con una malla de refuerzo de acero superior que permite repartir las cargas y absorber los esfuerzos de retracción. Según proyecto, esta configuración se complementa con armadura de refuerzo en zonas de momentos negativos. El resultado es una losa nervada unidireccional que entrega una muy eficiente solución para la construcción de entrepisos.

El steel deck se destaca la función de encofrado (moldaje) para recibir el vertido del hormigón. Las características y nervadura de la chapa permiten una rápida y fácil instalación al tiempo que reducen en forma significativa la necesidad de instalar apoyos o alzaprimas que soporten el encofrado. De esta manera, se libera espacio de trabajo en los niveles inferiores a los de vaciado del hormigón lo que permite adelantar trabajos de tendido de instalaciones e incluso avanzar en terminaciones en dichos niveles.



**Figura 17.** Isometría losa colaborante.

**Fuente:** Pfenniger (2007). *Steel Deck o losa colaborante. Arquitectura en Acero*

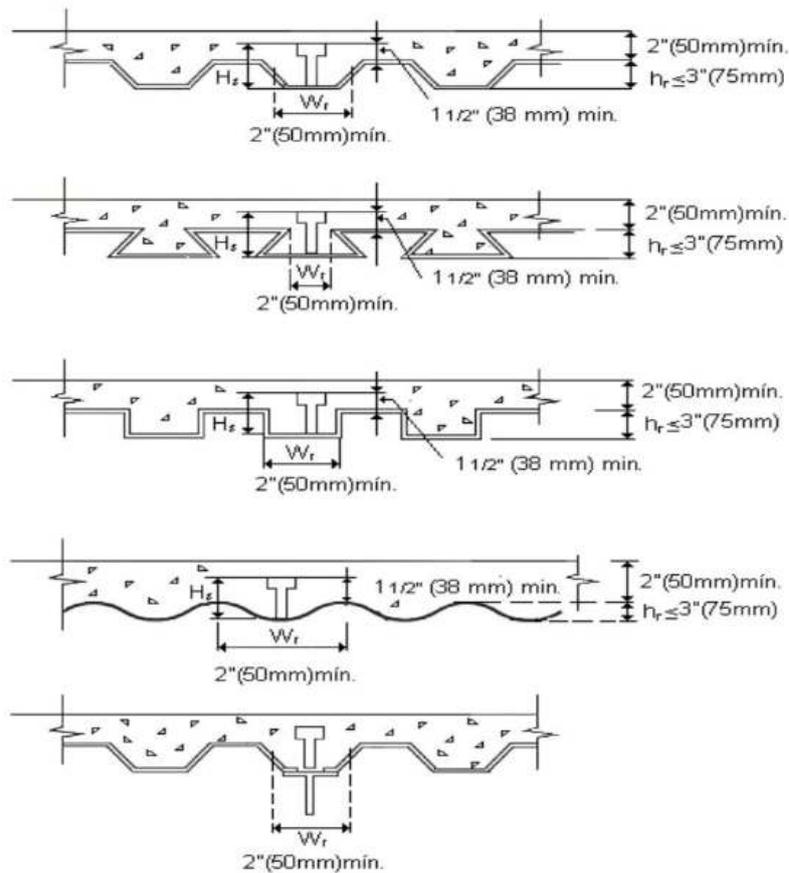
### 2.2.7.1. Consideraciones de diseño y constructivas para placas colaborantes

Se tomarán en cuenta los criterios presentados a continuación:

- Solo se usarán conectores de barra con cabeza, también conocidos como pernos de corte o shear studs.
- La altura nominal de las nervaduras de la lámina no debe de exceder los 7.6 cm o 3 plg.
- El ancho promedio de las costillas de concreto,  $W_r$ , no es menor de 5cm (2”), y para efectos de cálculo se toma como máximo, igual al ancho libre mínimo cerca de la parte superior de la lámina.
- La losa de concreto se une a la viga de acero con conectores de barra con cabeza de diámetro no mayor que 1.9cm (3/4”), soldados a la viga directamente, utilizando agujeros hechos punzonando o recortando la lámina, o a través de esta.

Después de colocados, los conectores sobresalen no menos de 3.8 cm (1 ½") de la parte superior de la lámina.

- Los conectores suelen soldarse al patín superior de la viga a través de la lámina, sin agujeros previos, pero cuando el grueso de la lámina excede 1.52 mm, o de 1.21 mm cuando se traslapan dos, o cuando la lámina está galvanizada con una capa mayor de 380 gr/m<sup>2</sup> (1.25 onzas / pie<sup>2</sup>), deben tomarse precauciones y seguir procedimientos especiales, recomendados por los fabricantes de los conectores.
- El grueso del concreto sobre la lámina de acero debe ser de 5 cm (2") o más.



**Figura 18.** Algunas dimensiones de láminas acanaladas.

**Fuente:** (De Buen López 2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., p. 57

### 2.2.7.2. Nervaduras paralelas a la viga de acero

Los resultados experimentales muestran que la resistencia de los conectores es, en este caso, prácticamente igual que cuando la losa de concreto es maciza; para ello, cuando el peralte nominal de la lámina acanalada es de 3.8 cm o más, el ancho promedio,  $\Omega_r$ , de la costilla que se apoya en la viga, no debe ser menor que 5.0 cm cuando hay un único conector, ni que 5.0 cm más cuadro diámetros por cada conector transversal adicional.

A falta de información experimental adecuada, cuando las costillas son angostas, con relación  $Wr/hr$  menor que 1.5, se reduce la resistencia a los conectores.

La resistencia de un conector se calcula con esta ecuación:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} * F_u \dots (a)$$

(Ecuación 21)

Sin embargo, si la relación  $Wr/hr$  es menor que 1.5, el valor que proporciona la ecuación ... se multiplica por el factor de reducción presentado a continuación.

$$0.6 * \left( \frac{W_r}{h_r} \right) * \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

(Ecuación 22)

$H_r$  es la altura nominal de la costilla,  $H_s$  la longitud de del conector soldado (en los cálculos no se toma mayor que  $h_r + 7.6$  cm, aunque la longitud real puede ser más grande) y  $W_r$  es al ancho promedio de la costilla de concreto, que se definió arriba.

Los canales de las láminas que se apoyan en la viga pueden cortarse longitudinalmente y separarse para formar una costilla de concreto más ancha, o pueden colocarse dos láminas dejando una separación entre sus bordes.

El concreto situado bajo el borde superior de la lámina (el que rellena los canales), puede tenerse en cuenta al calcular las propiedades de la sección compuesta y debe incluirse en el cálculo del área efectiva de concreto, para determinar la fuerza horizontal que se desarrolla entre losa y viga y diseñar los conectores. Para ello se obtiene su espesor medio que depende de las dimensiones de las nervaduras y de los espacios entre ellas; conocidas las dimensiones se determina la posición del centro de gravedad del área de concreto, y el grueso efectivo se toma igual al doble de su distancia al borde superior de la losa.

### **2.2.7.3. Nervaduras perpendiculares a la viga de acero**

El comportamiento es semejante al que se tiene cuando la losa se apoya directamente sobre la viga, pero la resistencia al corte de los conectores se reduce, como una consecuencia, principalmente, de la perforación o agrietamiento del concreto de las costillas en las que se alojan.

Para determinar las propiedades de la sección y para evaluar el área efectiva de la losa, se desprecia el concreto situado dentro de los canales, debajo del borde superior de la lámina.

La separación entre conectores, a lo largo de la viga de apoyo, no debe de exceder de 90 cm.

La resistencia nominal de un conector de barra con cabeza se obtiene multiplicando el resultado de la ecuación *a* por el factor de reducción.

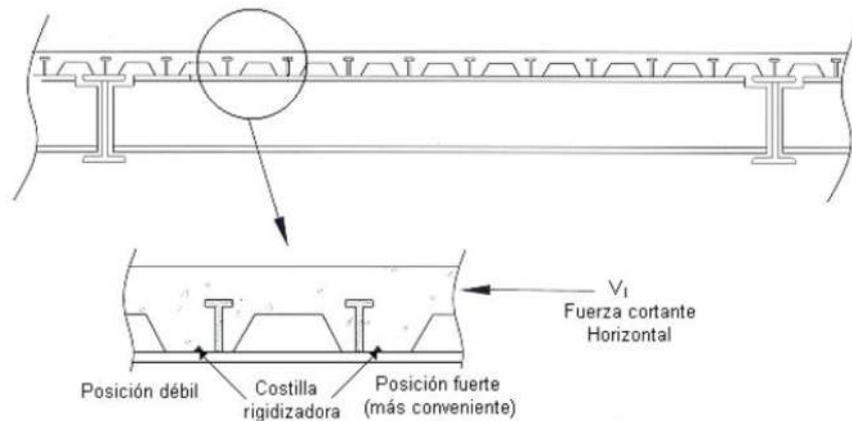
$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} * \left( \frac{W_r}{h_r} \right) * \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

(Ecuación 23)

$W_r$ ,  $H_s$  y  $h_r$  ya se han definido, y  $N_r$  es el número de conectores en la intersección de una nervadura y la viga; en los cálculos no debe exceder de tres, aunque haya más conectores.

Para resistir la tendencia a la separación entre losa y viga que se presenta cuando se deforma la sección compuesta, la lámina de acero debe anclarse a todos los elementos en los que se apoya en puntos separados no más de 45 cm; el anclaje puede obtenerse con conectores de cortante, con una combinación de éstos y puntos de soldadura, o con algún otro medio especificado por el diseñador.

En estudios realizados recientemente se ha encontrado que la ecuación  $x$ , proporciona en muchos casos, resultados inseguros cuando se emplea un solo conector por nervadura. Aunque no se propone ninguna expresión que la sustituya, sí se indica que para utilizarse deben satisfacerse ciertas condiciones adicionales a las estipuladas; una de ellas es que cuando la sección trabaja en acción compuesta parcial, el factor  $\alpha$  no sea menor de 0.5, y se recomienda también que los conectores se coloquen en la posición más favorable (Fig. 8.18) y que el factor de reducción de la resistencia no exceda de 0.75 cuando haya un solo conector por nervadura; esta recomendación se ha incluido en las normas AISC.



**Figura 19.** Posibles posiciones de los conectores en lámina acanalada con costilla rigidizadora.

**Fuente:** De Buen López (2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta.* Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., p. 59

En vigas compuestas con lámina de acero de nervaduras anchas la resistencia de los conectores mejora, y la posibilidad que perfore la costilla de concreto disminuye, si se colocan junto al lado de la nervadura más cercano al apoyo de la viga (o a la sección de momento nulo más próxima), como se muestra en la figura anterior. Cuando se especifica este requisito, la colocación en obra de los conectores, debe inspeccionarse muy cuidadosamente, ya que es fácil que se pongan al revés. Lo más conveniente, desde los puntos de vista de instalación y supervisión, es colocarlos en el eje de la nervadura, pero muchas veces no puede hacerse, pues es frecuente que los canales de la lámina tengan un doblez rigidizador en esta posición

### 2.2.8. Losa de cimentación

La losa de cimentación es un elemento que funciona en ambas direcciones, con unas dimensiones en planta mucho mayores que su peralte. Este tipo de cimentación nos permite distribuir las tensiones de la estructura sobre la superficie del terreno bajo el edificio. Por lo general, es un elemento muy flexible y sensible al funcionamiento.

Su comportamiento varía no solamente en función del terreno, sino también en función a la rigidez del edificio.

### **Criterios para la aplicación de Losa de cimentación**

Se recomienda usar la Losa de cimentación cuando la suma de las áreas en planta de una eventual cimentación por zapatas es excesiva. El término es deliberadamente ambiguo, debido a que el límite varía en función del tamaño de la obra, los costes relativos de ejecución y materiales, el tipo de terreno, la logística y plazos de obra, etc. Orientativamente se puede decir que si es que el área de las zapatas supera la mitad del área de planta del edificio es preferible realizar la Losa de cimentación. Esto ocurre aproximadamente cuando el número de plantas es superior a la presión admisible en kPa dividida por 15.

Otro motivo frecuente para el uso de la Losa de cimentación es que el terreno presente nivel freático – actual o previsible – a cotas superiores a la de la cimentación, para evitar la entrada de agua a presión.

También se utilizará la Losa en terrenos localmente heterogéneos, con inclusiones o defectos erráticos, ya que la losa puede puentearlos y evita así asentamientos diferenciales.

Por último, también se usa la losa de cimentación cuando interesa aprovechar la descarga producida por la excavación de sótanos construyendo una cimentación compensada.

### **Condiciones de utilización de Losa de cimentación**

La Losa es una solución frecuente cuando las cargas son importantes (por ejemplo, edificios de más de 8 plantas) y el terreno tiene una capacidad portante media a baja ( $q_{dm}=150\text{kN/m}^2$ ).

Si el terreno es arena floja o de resistencia muy baja ( $<80\text{ kN/m}^2$ ) existe riesgo de rotura general (salvo en losas muy extensas) o de grandes asientos por la gran superficie afectada, en cuyo caso no es una solución

apropiada salvo que se mejore previamente el terreno o se reduzcan los asientos, por ejemplo, combinando la losa con un pilotaje.

Estas soluciones son casi inevitables cuando el terreno firme en el que apoyar unos pilotes – columna se encuentra muy profundo.

En el caso de edificios con zonas diferentemente cargadas se debe estudiar la compatibilidad de deformaciones del sistema terreno – losa – estructura, llegándose generalmente a profundidades de cimentación variables, distintas rigideces o a la inevitable introducción de juntas.

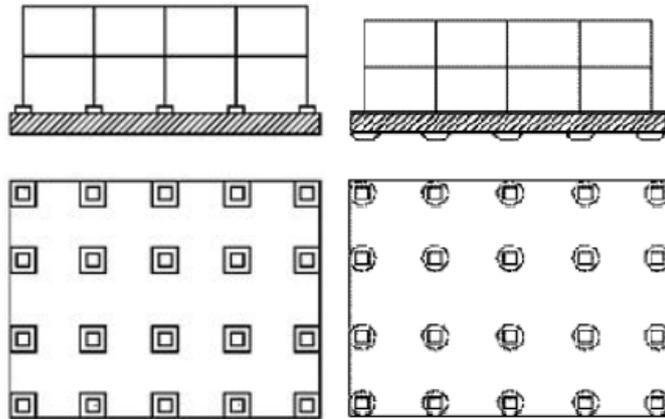
Para edificios de viviendas la facilidad constructiva nos obliga a utilizar casi exclusivamente Losas de peralte constante, prescindiendo de las antiguas soluciones aligeradas, celulares, etc.

A pesar de la aparente sencillez estructural con las que cuentan las Losa, estas requieren una ejecución y control cuidadoso por lo que respecta a la colocación de armaduras, puesta en obras del hormigón, eventuales juntas de hormigonado, etc., por lo que no se deben dejar en manos de contratistas poco solventes.

En el aspecto económico, las Losas constituyen una solución costosa para edificios de poca altura (menores a 6-8 plantas) y su coste puede ser comparable al de algunos pilotajes.

#### **2.2.8.1. Losa de cimentación con capiteles (sobreanchos)**

Cuando por los soportes bajan cargas demasiado elevadas, la Losa puede presentar problemas de punzonamiento. Para aumentar el canto donde las tensiones son mayores, es decir, bajo los propios soportes, se pueden realizar capiteles superiores o inferiores. Los capiteles superiores suponen un obstáculo en el pavimento. Por otra parte, las condiciones del terreno, especialmente si hay agua, pueden dificultar la ejecución de los capiteles interiores.



**Figura 20:** Capiteles Superiores e Inferiores

**Fuente:** Propia

## 2.2.8.2. Predimensionamiento

### 2.2.8.2.1. Presión Admisible

La forma geométrica en planta está definida por la misma geometría de la estructura del edificio. Sin embargo, es conveniente comprobar que la presión media de la losa es claramente menor que la admisible, ya que en caso contrario no tendría sentido seguir.

Para mejorar la distribución de presiones es conveniente que el perímetro de la Losa tenga cierto vuelo más allá de los soportes, pero en muchos casos no es viable debido a los límites de propiedad.

### 2.2.8.2.2. Peralte

Dado que la planta viene dada, el único parámetro variable es el peralte de la losa. Los mayores condicionantes son a rigidez de ello depende el reparto de tensiones, la flexión y el punzonamiento.

En la práctica no es frecuente bajar de 40 cm en obras pequeñas y 50 cm en obras de mayor tamaño (referente al peralte mínimo).

La complejidad del funcionamiento de la losa, que depende de la interacción de la estructura y el terreno y por lo tanto de la relación de rigideces de todos los elementos, impide establecer métodos de predimensionado relativamente precisos, por lo que se aplican fórmulas muy simples que ofrecen valores rápidos con los que empezar el cálculo informático. Tomamos como canto inicial de la losa el mayor de los siguientes valores (en centímetros):

$$10(lm + 1)$$

(Ecuación 24)

$$10(n_p + 1)$$

(Ecuación 25)

$lm$ = luz media(metros).

$n_p$ = número de pisos.

## **2.2.9. Conexiones**

### **2.2.9.1. Conexiones viga – columna**

La norma AISC reconoce dos tipos básicos de conexiones de viga a columna:

- Conexiones rígidas (FR).
- Conexiones semirrígidas (PR).

Las propiedades de resistencia de los pernos que se aplican en estas conexiones están dadas por la siguiente tabla:

TABLE J3.2 Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)		
Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, $F_{nt}$ , ksi (MPa) <sup>(a)</sup>	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, $F_{nv}$ , ksi (MPa) <sup>(b)</sup>
A307 bolts	45 (310) <sup>(c)</sup>	27 (186) <sup>(d) (e)</sup>
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620)	54 (372)
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780)	84 (579)
Group C (e.g., F3043) bolt assemblies, when threads and transition area of shank are not excluded from the shear plane	150 (1040)	90 (620)
Group C (e.g., F3043) bolt assemblies, when threads and transition area of shank are excluded from the shear plane	150 (1040)	113 (779)
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.563F_u$

<sup>(a)</sup> For high-strength bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix 3.  
<sup>(b)</sup> For end loaded connections with a fastener pattern length greater than 38 in. (950 mm),  $F_{nv}$  shall be reduced to 33.3% of the tabulated values. Fastener pattern length is the maximum distance parallel to the line of force between the centerline of the bolts connecting two parts with one facing surface.  
<sup>(c)</sup> For A307 bolts, the tabulated values shall be reduced by 1% for each 1/16 in. (2 mm) over five diameters of length in the grip.  
<sup>(d)</sup> Threads permitted in shear planes.

**Tabla 3. Fuerza Nominal de Atiesadores.**

**Fuente:** ANSI (2016). *Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-16. American Institute of Steel Construction, p. 129*

**Tipo FR (Totalmente restringida):** se llama también conexión continua o de marco rígido; se supone que la conexión de viga a columna o de viga a viga transmite el momento y cortante calculados y que tiene suficiente rigidez como para proporcionar la continuidad total que se ha supuesto en el análisis estructural. Esto significa que el ángulo original entre los miembros conectados se mantendrá después de aplicadas las cargas.

**Tipo PR (Parcialmente restringidas):** supone que las conexiones tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos originales entre los miembros que se intersecan. Cuando se ignora la restricción rotacional, la conexión se llama conexión simple. Cuando la relación real momento-rotación la utiliza el diseñador, la conexión es semirrígida.

Una conexión adicional a la tipología descrita son las conexiones simples, las cuales se diseñan con la intención de permitir rotaciones del extremo de viga con respecto a la columna o viga maestra a un grado tal que puedan ignorarse los momentos flexionantes incidentales y la pequeña fluencia inelástica que pueda desarrollarse.

Las conexiones semirrígidas poseen una curva conocida de momento-rotación intermedia entre la estructuración rígida y simple.

La estructura a desarrollar contará fundamentalmente con dos tipos de conexiones, las conexiones a momento (unión viga a columna) y las conexiones a corte (unión entre las viguetas y las vigas).

A continuación, se desarrollará la teoría referida a las conexiones a corte.

#### **2.2.9.1.1. Conexiones a corte**

Las conexiones simples se usan en estructuras en las que no necesitan ser consideradas las fuerzas laterales o donde otros pórticos del edificio resisten las fuerzas de sismo por acción del pórtico, por sistemas arriostrados o por muros de corte. Las conexiones a corte pueden implicar la unión sólo al alma de la viga, o puede consistir en ángulos superiores e inferiores, designados por el AISC como conexiones de viga por alma y conexiones de viga asentada, respectivamente.

Ellas pueden incluir pernos o soldaduras solas o en combinación. El AISC ofrece información de diseño descriptiva. y

tabular que cubre los tipos más comúnmente usados. Esas conexiones desarrollan una cierta cantidad de momento, que puede llegar a ser el 10% del momento de empotramiento total o aun una cantidad mayor. Sin embargo, esos momentos se desprecian en el diseño. Se supone que existe una holgura nominal de extremo entre el extremo de la viga y la columna de  $\frac{1}{2}$ " pulgada, no obstante, las conexiones se diseñan con una holgura de  $\frac{3}{4}$ " de pulgada para considerar la posibilidad de que la viga tenga una longitud un poco menor que la indicada.

Una conexión sin asiento transfiere la carga de una viga a un apoyo a través de uno o dos ángulos de conexión, o una placa de cortante asegurada al miembro de apoyo, o una de te unida al miembro de apoyo o al miembro apoyado. Una conexión con asiento transfiere la carga a través de un asiento debajo de la línea inferior de la viga. Debe usarse un ángulo por encima con las conexiones de asiento para proporcionar apoyo lateral. Este puede fijarse en la aleta superior de la viga o en la parte superior del alma.

Generalmente estas conexiones son más económicas en cuanto a material que las conexiones con asiento. Por ejemplo, en una conexión sin asiento, simétrica y empernada, los conectadores a través del alma están en cortante doble. En una conexión con asiento, los conectadores están en cortante simple. De ahí que las conexiones sin asiento se usen donde lo permitan las holguras de montaje, por ejemplo, para conexiones a las aletas de columnas o vigas principales con aletas al mismo nivel que las aletas de las vigas secundarias. Sin embargo, las conexiones con asiento comúnmente son más ventajosas para las conexiones a las almas de las columnas porque la colocación de las vigas entre

las aletas de las columnas es más fácil. Los asientos también son útiles en el montaje porque proporcionan apoyos a las vigas mientras se alinean a los agujeros en la obra y se instalan los conectadores. Además, las conexiones con asiento pueden ser más económicas para vigas altas ya que requieren menos pernos de campo, aunque el número total de conectadores de taller y de campo puede ser mayor que el que se requiere para una conexión sin asiento de la misma capacidad.

El manual AISC enumera las capacidades y las verificaciones de diseño que se requieren para las conexiones de las vigas en edificios. El diseño se facilita cuando puede usarse esta información.

El espaciamiento vertical de los conectadores en las conexiones sin asiento está estandarizado en 3 pulgadas. La línea de gramil superior también se ha dispuesto 3 pulgadas por debajo del tope de la viga, cuando es posible. No obstante, puede usarse un espaciamiento menor siempre y cuando se cumplan las restricciones de la especificación del AISC sobre el espaciamiento mínimo.

Para asegurar la estabilidad y rigidez adecuadas, la longitud del material en una conexión sin asiento debe ser por lo menos la mitad de la distancia entre los filetes aleta-alma de la viga.

La distancia entre las líneas internas de gramil de los lados o aletas sobresalientes del material de conexión está estandarizada en 5.5 pulgadas, pero a veces se necesita un

espaciamiento menor para cumplir los requisitos de la especificación del AISC sobre distancia mínima al borde.

El espesor del material de conexión puede determinarse por el cortante en una sección vertical, la disponibilidad de material de los espesores necesarios, o el valor de aplastamiento para el diámetro nominal del conector.

Cuando una viga encaja en una viga principal con los topes de ambas al mismo nivel, el tope de la viga generalmente se destijera o despunta (copado) para quitarle suficiente material a la aleta y el alma y así poder obviar la aleta de la viga principal. La profundidad de corte debe ser suficiente para evitar el filete de transición entre el alma y aleta (distancia  $k$  en una sección laminada). La longitud de copado debe ser suficiente para dejar un huelgo con la aleta de la viga principal de  $\frac{1}{2}$ " a  $\frac{3}{4}$ " de pulgada. Debe proporcionarse un filete con transición suave en la intersección de los cortes horizontal y vertical que forman el copado. Para las vigas que encajan sobre las aletas de la columna, la mayoría de los fabricantes prefieren conexiones unidas a las columnas en el taller. En este caso las vigas requieren sólo el rilado.

Por tanto, se requiere menos manipulación y menos operaciones en el taller. Además, con el material de conexión unida a las columnas, quienes hacen el montaje tienen mayor flexibilidad al aplomar el acero antes de apretar los pernos en obra o hacer soldaduras de campo.

Algunas de las conexiones sin asiento estandarizadas en el manual AISC están dispuestas en forma que permiten la

sustitución de soldaduras en vez de conectadores. Por ejemplo, las soldaduras A reemplazan los conectadores de las conexiones del alma. Las soldaduras B reemplazan los conectadores en las aletas sobresalientes. El espesor del ángulo debe ser por lo menos igual al tamaño de la soldadura más 1/16" de pulgada con un mínimo de 5/16" de pulgada. Pueden proporcionarse agujeros para pernos de montaje en las aletas que van a ser soldadas en la obra. Cuando se usan conectadores en las aletas sobresalientes, debe evaluarse la capacidad de aplastamiento del material de apoyo.

Las soldaduras A se sitúan excéntricamente. Reciben la carga del alma de la viga y la conexión transmite la carga al apoyo en la parte posterior de las aletas sobresalientes. De ahí que se presente una excentricidad de carga igual a la distancia desde la parte posterior de las aletas sobresalientes al centro de gravedad de las soldaduras A.

#### **2.2.9.1.2. Conexiones con asiento**

Estas pueden ser sin rigidizar o rigidizadas. Un asiento rigidizado casi siempre se usa cuando las cargas que se van a soportar sobrepasan las capacidades del lado sobresaliente de los asientos sin rigidizar estandarizados. Las tablas del manual AISC facilitan el diseño de ambos tipos de conexiones.

Las aplicaciones comunes de los asientos sin rigidizar incluyen conexiones de vigas a almas de columnas y a vigas principales altas. Algunas veces, estas conexiones se usan en las aletas de las columnas. Los asientos rigidizados se usan rara vez para conexiones diferentes a las almas de columnas, porque los rigidizadores pueden sobresalir de la protección contra incendios

o del material de acabado arquitectónico y entonces resultan estéticamente indeseables.

El diseño de una conexión con asiento se basa en el supuesto de que el asiento soporta la reacción total de la viga. El ángulo de tope sólo proporciona apoyo lateral. Incluso para vigas grandes este apoyo puede ser pequeño y puede estar unido únicamente con dos conectores en cada aleta o con una soldadura de borde a lo largo de cada aleta.

Con la tolerancia nominal de  $\frac{1}{2}$ " pulgada entre el extremo de la viga y la cara del apoyo, la longitud del apoyo proporcionado al extremo de la viga por un ángulo de asiento es igual al ancho de la aleta sobresaliente menos  $\frac{1}{2}$ " pulgada. Así, un ángulo con aleta típica de 4 pulgadas proporciona 3.5 pulgadas de apoyo. A causa del pequeño apoyo, la capacidad de una conexión con asiento puede ser determinada por el espesor del alma de la viga, para que resista la fluencia y el arrugamiento del alma.

En los asientos sin rigidizar, se supone que la longitud del apoyo se extiende desde el extremo de la viga hacia el centro de la luz. El extremo de la viga se considera localizado a  $\frac{3}{4}$ " de pulgada es de la cara de apoyo, para tenerse en cuenta el retroceso nominal de  $\frac{1}{2}$ " pulgada y para permitir un posible faltante en la longitud de la viga. La reacción se supone centrada en la longitud de apoyo.

En los asientos rigidizados, se supone que la longitud de apoyo se extiende desde el extremo del asiento hacia el extremo de la viga. Nuevamente, la reacción se supone centrada sobre la longitud del apoyo. No obstante, en el diseño del asiento se usa una excentricidad desde la cara del apoyo del 80% del ancho del

asiento de la viga si esta es mayor que la excentricidad basada en la posición de la reacción.

La capacidad de la aleta sobresaliente de un asiento no rigidizado está determinada por su resistencia a la flexión. La sección crítica para la flexión se supone situada en el borde del filete de la aleta sobresaliente. Cuando las reacciones son tan grandes que se requiere más de 3.5 pulgadas de apoyo, se usan asientos rigidizados.

Además de la capacidad de la aleta sobresaliente, la capacidad de un asiento sin rigidizar depende también de los conectadores o soldaduras utilizados. La pequeña excentricidad de la reacción de la viga generalmente se desprecia al determinar las capacidades de los conectadores.

Los siguientes criterios son evaluados para el diseño de conexiones de corte con ángulos de sujeción:

- Capacidad de corte de los pernos y soldadura sobre la viga y los ángulos.
- Soporte del perno sobre el alma de la viga y los ángulos.
- Capacidad a la tracción del apoyo del perno y del ala del ángulo cuando los ángulos absorben parte de la carga axial de la viga.
- Fluencia por corte, fractura por corte y bloque de corte en los ángulos.
- Fluencia por corte, fractura por corte, bloque de corte y carga de tracción por apalancamiento.

Básicamente, se procederá según como se indica a continuación:

a. Resistencia a corte de los pernos =  $2 * n * (\phi r_n) >$  Cortante actuante; donde “n” es el número de pernos y  $\phi r_n$  es la resistencia del perno multiplicada por el área del mismo.

b. Aplastamiento de los ángulos.

La resistencia de diseño de un ángulo basado en la resistencia de aplastamiento por el perno es la suma de las resistencias de cada perno. El cálculo de la resistencia al aplastamiento toma en cuenta la distancia al borde para el primer perno del extremo del ángulo y el espaciamiento entre pernos para los pernos restantes. Entonces, la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , de los dos ángulos está dado por:

$$\phi R_n = 2 * [F_{bre} + F_{brs} * (N_{bf} - 1)] * t$$

(Ecuación 26)

Donde, “t” es el espesor del ángulo.

c. Aplastamiento del soporte.

Similar al punto “b”, sólo que las características a emplear corresponden a la viga.

d. Soldadura en el lado de la viga.

Resistencia de la soldadura (Antes que el alma de la viga sea evaluada) =  $2C * L * C_1 * D$ ; donde C es un coeficiente tabular que incluye una  $\phi$  de 0.75,  $C_1$  es un coeficiente que depende del tipo de electrodo empleado (es igual a 1.00 para E70XX), D es el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada y L es la longitud de la soldadura.

Factor de reducción para el espesor del alma de la viga.

$$R_{tw} = 0.84866 * F_y * \frac{t_w}{(D/16) * E} < 1.0$$

(Ecuación 27)

Capacidad de la soldadura = (Resistencia de la soldadura)\*R<sub>tw</sub> > Cortante actuante.

e. Resistencia de diseño del alma de la viga.

Bloque de corte:

La rotura del bloque de corte involucra dos planos de falla, uno cargado en corte y el otro en tracción. La rotura del bloque de corte puede ocurrir o por la fluencia del plano que provee la resistencia al corte y la rotura del plano que resiste la carga de tracción, o viceversa. La condición que controla entre estas dos es la que resulta que tiene mayor resistencia entre las dos.

Entonces, el diseño del bloque de corte está dado por:

$$\varphi R_n = 2 * 0.75 * (0.6 * F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt}) \text{ cuando } A_{nt} > 0.6 * A_{nv}$$

(Ecuación 28)

$$\varphi R_n = 2 * 0.75 * (0.6 * F_u * A_{nv} + F_y * A_{gt}) \text{ cuando } A_{nt} < 0.6 * A_{nv}$$

(Ecuación 29)

Donde:

A<sub>gv</sub>: Área bruta resistente al corte.

A<sub>nv</sub>: Área neta resistente al corte.

A<sub>gt</sub>: Área bruta resistencia a la tracción.

A<sub>nt</sub>: Área neta efectiva resistente a la tracción.

f. Diseño de resistencia de fluencia de por corte.

En primer lugar, hay que verificar que no hay necesidad de rigidizadores o atezadores. Estos se deben evitar ya que su existencia indicaría que existe la posibilidad de un modo de falla frágil.

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * F_y * A$$

(Ecuación 30)

Resistencia de fluencia por corte =  $\text{mín.}(\phi R_n, V_n) >$   
Cortante actuante

g. Resistencia del alma de la vigueta copada.

Cuando una viga es copada sólo en el patín superior de la viga, las recomendaciones de diseño se basarán en las expresiones clásicas del pandeo, con un factor “k” basado en tres bordes apoyados simplemente y un borde libre.

Un factor adicional “f”, el cual contabilizará la concentración de esfuerzos en la sección reducida de la viga.

Cuando  $c < 2d$  y  $d_c < 0.5d$ :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k$$

(Ecuación 31)

Donde:

E= Módulo elástico del acero

$\nu$ = Relación de poisson

f= Factor de ajuste del modelo de placa pandeado

$k$ = Coeficiente de pandeo de la placa

$h_0=d-d_c$ =Peralte reducido de viga

Luego, el esfuerzo de pandeo de diseño,  $\phi F_{bc}$  para una viga copada sólo en el patín superior es:

$$\phi F_{bc} = 23590 \left( \frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k$$

(Ecuación 33)

Donde  $f$  y  $k$  son determinados de las siguientes ecuaciones:

$$f = \frac{2c}{d} \quad \text{para} \quad \frac{c}{d} < 1.0$$

(Ecuación 34)

$$f = 1 + \left( \frac{c}{d} \right) \quad \text{para} \quad \frac{c}{d} > 1.0$$

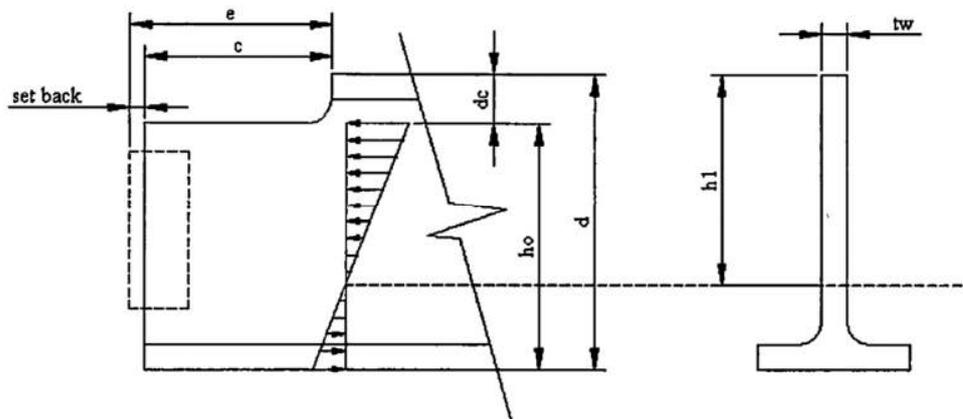
(Ecuación 35)

$$k = 2.2 \left( \frac{h_0}{c} \right) \quad \text{para} \quad \frac{c}{h_0} < 1.0$$

(Ecuación 36)

$$k = 2.2 \left( \frac{h_0}{c} \right) \quad \text{para} \quad \frac{c}{h_0} > 1.0$$

(Ecuación 37)



**Figura 21.** Medidas para las Fórmulas de Diseño de la Resistencia del Alma de la Vigueta.

**Fuente:** Moscoso (2014). *Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras Compuestas en Edificaciones*. Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería, p.111

Resistencia al pandeo =  $\phi F_{bc} * S_{net} / e >$  Cortante actuante.

Donde:

$S_{net}$  = Módulo elástico de la sección neta.

$e$  = Distancia desde el punto de aplicación de la reacción a la cara de copado.

Fluencia local del alma,  $\phi b M_n / e >$  Cortante actuante.

h. Resistencia de diseño al corte de los ángulos.

Resistencia de diseño de fluencia por corte:

$\phi R_n = 2 * 0.54 * A_g * F_y >$  Cortante actuante.

Resistencia de diseño de fractura por corte:

$\phi R_n = 2 * 0.45 * A_n * F_u >$  Cortante actuante.

Bloque de corte:

Similar a lo indicado líneas arriba.

### 2.2.9.1.3. Conexiones a momento

Las conexiones a momento son desarrolladas a partir de soldar la columna sobre una plancha y al mismo tiempo soldar esta plancha hacia el ala de una columna. Existen 3 Configuraciones de Plancha Base en la norma AISC 358-16, las cuales están precalificadas de acuerdo al AISC “*Seismic Provisions*”.

En la tabla J3.4 de la norma AISC 358-16 “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*”. La separación desde el borde de la plancha de acople hasta el eje del perno está dada por:

<b>TABLE J3.4</b> <b>Minimum Edge Distance<sup>[a]</sup> from</b> <b>Center of Standard Hole<sup>[b]</sup> to Edge of</b> <b>Connected Part, in.</b>	
Bolt Diameter, in.	Minimum Edge Distance
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Over 1 1/4	1 3/4 <sup>d</sup>

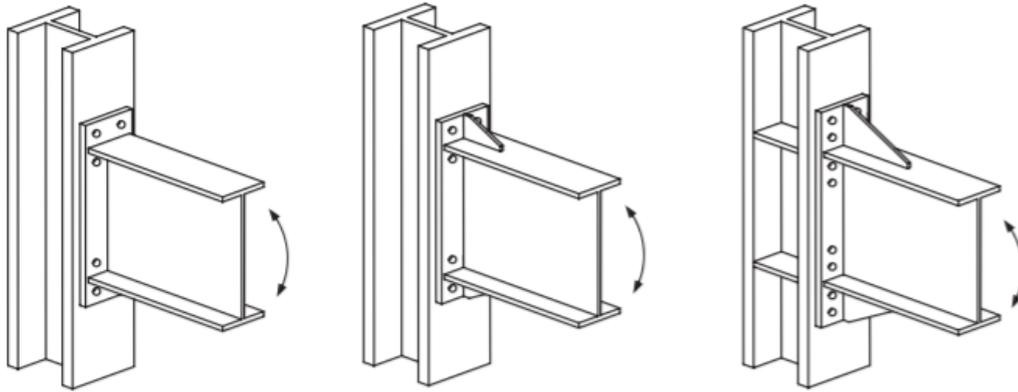
<sup>[a]</sup> If necessary, lesser edge distances are permitted provided the applicable provisions from Sections J3.10 and J4 are satisfied, but edge distances less than one bolt diameter are not permitted without approval from the engineer of record.  
<sup>[b]</sup> For oversized or slotted holes, see Table J3.5.

**Tabla 4.** Distancia minima desde el porde de la plancha de acople hasta el centro del agujero donde irá el perno.

**Fuente:** ANSI (2016). *Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-16.* American Institute of Steel Construction, p. 132

El comportamiento de este tipo de conexiones debe ser controlado por una serie de diferentes estados limites; incluyendo el esfuerzo de fluencia de la sección de la viga, esfuerzo de fluencia de la plancha base, fluencia de la columna, esfuerzo de tensión o ruptura de los pernos conectados a la plancha y esfuerzo de ruptura de la soldadura. Los criterios de diseño que se

mencionarán a continuación proveerán de suficiente fuerza a la conexión de los elementos para asegurarse que la deformación inelástica de la conexión es alcanzada cuando la viga falle.



**Figura 22.** Conexiones Pre Calificadas: 4E (4 pernos sin rigidizar), 4ES (4 pernos rigidizada), 8ES (8 pernos rigidizada).

**Fuente:** ANSI (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications AISC 358-16*. American Institute of Steel Construction, p. 21

A continuación, se muestran los límites de diseños para los elementos que intervienen en estas conexiones (columnas y vigas). El diseño será a partir de lo que dicta la norma AISC 358-16 “Prequalifies Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement N° 1”.

#### **Limitaciones de las vigas.**

1. Las vigas deberían ser de miembros formados en I.
2. El peralte de la viga,  $d$ , deberá ser limitada a los valores de la *tabla n° 3*.
3. No hay límite de peso por unidad de medida de viga.

4. El espesor del ala de la viga debe estar limitado a los valores de la *tabla n° 3*.
5. El ratio de espesor/ancho para el ala y el alma de la viga debe ser conforme a lo que dictan los requerimientos del *AISC Seismic Provisions*.
6. El arriostramiento lateral de las vigas debe ser conforme a los requerimientos del *AISC Seismic Provisions*.

### Limitaciones de la columna

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
$t_{bf}$	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{9}{16}$ (14)
$b_{bf}$	$9\frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12\frac{1}{4}$ (311)	$7\frac{1}{2}$ (190)
$d$	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
$t_p$	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2\frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
$b_p$	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
$g$	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{1}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
$p_{fi}, p_{fo}$	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{3}{4}$ (44)	2 (51)	$1\frac{5}{8}$ (41)
$p_b$	—	—	—	—	$3\frac{3}{4}$ (95)	$3\frac{1}{2}$ (89)

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

**Tabla 5. Parámetros Límite para la Precalificación.**

**Fuente:** (ANSI 2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications AISC 358-16. American Institute of Steel Construction, p. 23*

#### 2.2.9.2. Diseño de placa base para columnas

En placas base para columnas, el diseño es realizado por momento y por cortante de manera individual, para tal efecto se asume que no existe una interacción significativa entre ambos.

Para proceder al diseño de la placa base procedemos a seleccionar materiales con las siguientes tablas:

<b>Thickness (<math>t_p</math>)</b>	<b>Plate Availability</b>
$t_p \leq 4$ in.	ASTM A36 <sup>[a]</sup> ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
4 in. < $t_p \leq 6$ in.	ASTM A36 <sup>[a]</sup> ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36
<sup>[a]</sup> Preferred material specification	

**Tabla 6. Materiales de la Placa Base.**

**Fuente:** (James Fisher, Lawrence Kloiber. 2006). *Steel Desing Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 2

<b>Material ASTM</b>		<b>Tensile Strength, <math>F_u</math> (ksi)</b>	<b>Nominal Tensile Stress,<sup>[a]</sup> <math>F_{nt} = 0.75F_u</math> (ksi)</b>	<b>Nominal Shear Stress (X type),<sup>[a, b]</sup> <math>F_{nv} = 0.50F_u</math> (ksi)</b>	<b>Nominal Shear Stress (N type),<sup>[a, c]</sup> <math>F_{nv} = 0.40F_u</math> (ksi)</b>	<b>Maximum Diameter, in.</b>
F1554	Gr 36 <sup>[d]</sup>	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
A449		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1½
		90	67.5	45.0	36.0	3
A36	58	43.5	29.0	23.2	4	
A307	58	43.5	29.0	23.2	4	
A354	150	112	75.0	60.0	2½	
Gr BD	140	105	70.0	56.0	4	
<sup>[a]</sup> Nominal stress on unthreaded body for cut threads (based on major thread diameter for rolled threads) <sup>[b]</sup> Threads excluded from shear plane <sup>[c]</sup> Threads included in the shear plane <sup>[d]</sup> Preferred material specification						

**Tabla 7. Material de las Barras de Anclaje.**

**Fuente:** (James Fisher, Lawrence Kloiber. 2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 3

Table 2.3. Recommended Sizes for Anchor Rod Holes in Base Plates			
Anchor Rod Diameter, in.	Hole Diameter, in.	Min. Washer Dimension, in.	Min. Washer Thickness, in.
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/8	3	1/2
1 1/2	2 5/8	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

**Notes:** 1. Circular or square washers meeting the size shown are acceptable.  
 2. Adequate clearance must be provided for the washer size selected.  
 3. See discussion below regarding the use of alternate 1 1/4-in. hole size for 3/4-in.-diameter anchor rods, with plates less than 1/4 in. thick.

**Tabla 8. Material de las Barras de Anclaje.**

**Fuente:** (James Fisher, Lawrence Kloiber. 2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 6

### Carga Axial

Cuando una columna está sometida solo a cargas axiales, la placa base debe ser tener el tamaño y espesor suficiente para resistir las presiones ejercidas por la columna compuesta.

### Capacidad de Soporte del Concreto

La resistencia de diseño del concreto se encuentra especificada en la norma ACI 318-14, publicada por el "American Concrete Institute" (ACI) y se define como:

$$\phi(0.85f'_cA_1)$$

(Ecuación 38)

Cuando la superficie del soporte no es mayor que la placa base.

Cuando el área de soporte es mayor que la superficie cargada, entonces la resistencia anterior puede estar multiplicada por:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

(Ecuación 39)

En la sección J8, de las especificaciones 2016 del AISC 360-16, se define la fuera del soporte “ $P_p$ ”, como expone a continuación:

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$P_p = 0.85f'_c A_1$$

(Ecuación 40)

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada.

$$P_p = (0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'_c A_1$$

(Ecuación 41)

En el acápite J8 de la norma AISC 360-16 del 2016, expone que el factor de seguridad (factor por el cual deben ser multiplicados los factores anteriores), ha de ser  $\phi_c = 0.65$ , el cual es el factor de reducción de resistencia al aplastamiento.

Dividiendo las *ecuaciones 40 y 41* entre el área cargada, se obtiene la presión ejercida por la fuerza de soporte nominal. Las ecuaciones resultantes se muestran a continuación.

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$f_{pmax} = 0.85f'_c$$

(Ecuación 42)

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada.

$$f_{pmax} = (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'_c$$

(Ecuación 43)

La siguiente ecuación determina la presión última, la cual es obtenida de multiplicar la presión nominal por el factor de reducción de la resistencia a la compresión

$$f_{pmax} = \phi_c f_{pmax}$$

(Ecuación 44)

Si el esfuerzo máximo del concreto es función de su resistencia a la compresión y de la relación que hay entre el área de la placa base y el área de concreto, por ende:

$$f_{pmax} = \phi_c (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

(Ecuación 45)

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

(Ecuación 46)

Donde:

$F_{pmax}$  = Esfuerzo máximo que soporta el concreto

$\phi_c$  = Factor de reducción de resistencia al aplastamiento, igual a 0.65

$f'_c$ = Resistencia a la compresión del concreto

$A_1$ = Área de la placa base

$A_2$ = Área de soporte máxima, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

El incremento en la capacidad de soporte del concreto, que está asociado con el término  $\sqrt{A_2/A_1}$ , se debe a los efectos causados por el confinamiento del concreto. No obstante, existe un límite para tales efectos y por esta razón debe cumplirse  $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$ . Nótese que “ $A_2$ ” es mayor área geoméricamente similar (que tiene la misma relación de aspecto) a la placa base y puede inscribirse en la superficie superior sin rebasar sus límites.

La presión ejercida sobre el concreto no debe ser mayor que “ $f_{pmax}$ ”, es decir:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{pmax}$$

(Ecuación 47)

Por lo tanto

$$A_{1req} = \frac{P_u}{f_{pmax}}$$

(Ecuación 48)

Cuando no existe confinamiento de concreto ( $A_2=A_1$ ), el área mínima requerida para la placa base puede determinarse como:

$$A_{1req} = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$$

(Ecuación 49)

Cuando existe confinamiento de concreto ( $A_2 \geq 4A_1$ ), entonces el área mínima requerida para la placa base se calcula de la siguiente manera:

$$A_{1req} = \frac{1}{2} \left( \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)$$

(Ecuación 50)

### Fluencia de la Placa Base

En placas base esforzadas axialmente, la presión ejercida bajo la placa se asumirá como uniformemente distribuida y se expresa como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{BN}$$

(Ecuación 51)

Dicha presión genera flexiones en la placa base de acero. El grosor de una placa base puede determinarse a través del siguiente procedimiento.

La resistencia que se requiere para la placa base se obtiene con:

$$M_{pl} = f_{pu} \left( \frac{l^2}{2} \right)$$

(Ecuación 52)

Para el voladizo en la placa, la longitud crítica "l" se toma como la mayor de las dimensiones  $m$ ,  $n$  y  $\lambda n'$ :

Donde:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

(Ecuación 53)

$$n = \frac{N - 0.95b_f}{2}$$

(Ecuación 54)

$$\lambda n = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

(Ecuación 55)

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

(Ecuación 56)

$$X = \left[ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

(Ecuación 57)

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

(Ecuación 58)

Pu= La carga axial última

N= Largo de la placa base

B= Ancho de la placa base

bf= Ancho del patín de la columna

d= Peralte de la columna

Para el estado límite de fluencia, el espesor mínimo requerido para la placa base se calcula con:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi_f F_y B N}}$$

(Ecuación 59)

Donde:

$\phi_c$ = Factor de reducción de resistencia al aplastamiento, igual a 0.90

$F_y$ = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base

### Carga Axial, Momento Flector y Cortante

Consideramos el diagrama de fuerzas mostrado en la Figura 23. El concreto ejerce una presión cuya fuerza resultante se define como el producto  $Qy$ , donde:

$$q = f_p B$$

(Ecuación 75)

$f_p$  = Presión entre la placa base y el concreto

$B$  = Ancho de la placa base

La fuerza resultante actúa en el centro del área de soporte, es decir, en  $Y/2$  a la izquierda del punto "A", por lo tanto, la distancia "E" que va desde la resultante hacia el centro de la placa y se expresa como:

$$E = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2}$$

(Ecuación 76)

A medida que la dimensión de "Y" disminuye, la distancia "E" se hace más grande. La longitud "Y" alcanzara su menor valor cuando "q" llegue a su máximo valor, es decir:

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}}$$

(Ecuación 77)

Donde:

$$q_{max} = f_{pmax} B$$

(Ecuación 78)

La expresión para ubicar dicha fuerza resultante dada en la *ecuación 76*, muestra que la distancia "E" alcanza su valor máximo cuando "Y" alcanza su mínimo valor, luego entonces:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

(Ecuación 79)

Para lograr este equilibrio de momentos, la línea de acción de la carga aplicada “ $P_u$ ” debe coincidir con la de la fuerza resultante “ $Q_y$ ”. Esto sucede cuando  $e = \varepsilon$ .

Si la excentricidad  $e$  excede el valor máximo que “ $\varepsilon$ ” puede alcanzar, entonces las anclas se encontrarán sometidas a tensión.

El valor crítico para la excentricidad puede expresarse como:

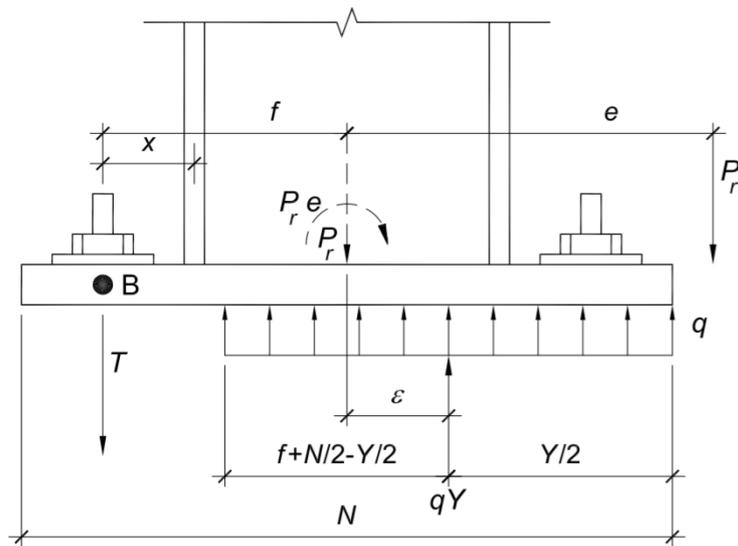
$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

(Ecuación 80)

En resumen, cuando  $e \leq e_{crit}$  las anclas no intervienen en el equilibrio de momentos y se consideran momentos de magnitud pequeña. Por otro lado, si  $e > e_{crit}$  las anclas sí intervienen y los momentos serán de magnitud relevante.

$$\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = e$$

(Ecuación 81)



**Figura 23.** Placa base con momentos grandes.

**Fuente:** James Fisher, Lawrence Kloiber (2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 23

### Capacidad de Soporte en el Concreto

La presión ejercida sobre el concreto podrá ser asumida como uniformemente distribuida en el área  $Y \times B$ . Tomando la ecuación 76 y asumiendo que  $e = \epsilon$ , entonces:

$$\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = e$$

(Ecuación 82)

Por lo tanto:

$$Y = N - (2)(e)$$

(Ecuación 83)

Para la condición en la que  $e = e_{crit}$ , la longitud “Y” puede ser obtenida utilizando las ecuaciones 80 y 83, de esta manera.

$$Y = N - 2 \left( \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \right) = \frac{P_r}{q_{max}}$$

(Ecuación 84)

### Fluencia por Flexión de la Placa base

La presión generada entre el concreto y la placa base causará flexiones sobre las longitudes en voladizo “m” y “n”. Cuando la flexión actúa sobre el eje fuerte de la placa, la longitud “m” se verá afectada. En este caso, la presión “ $f_p$ ” se calcula como:

$$f_p = \frac{P_r}{BY} = \frac{P_r}{B(N - 2e)}$$

(Ecuación 85)

La resistencia que se requiere en la placa base puede determinarse de la siguiente manera:

Para  $Y \geq m$ :

$$M_{pl} = f_p \left( \frac{m^2}{2} \right)$$

(Ecuación 86)

Para  $Y < m$ :

$$M_{pl} = f_{pmax} Y \left( m - \frac{Y}{2} \right)$$

(Ecuación 87)

Donde:

$M_{pl}$  = Momento flector por unidad de ancho de placa.

La resistencia nominal a la flexión por unidad de ancho puede ser expresada de la siguiente manera:

$$R_n = \frac{F_y t_p^2}{4}$$

(Ecuación 88)

Donde:

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base.

$t_p$  = Espesor de la placa base.

La resistencia a la flexión, por unidad de ancho, es:

$$\Phi_f R_n = \Phi_f F_y \frac{t_p^2}{4}$$

(Ecuación 89)

Donde:

$\Phi_f$  = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90.

Para determinar el espesor que tendrá la placa se pueden usar las ecuaciones 86, 87 y 88, Sustituyendo " $t_p$ " por " $t_{preq}$ " y despejando dicha variable obtenemos que:

Para  $Y \geq m$ :

$$t_{preq} \sqrt{\frac{4 \left[ f_p \left( \frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.9 F_y}} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

(Ecuación 90)

Para  $Y < m$ :

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{f_p Y \left( m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

(Ecuación 91)

Donde:

$t_{preq}$  = Espesor mínimo de la placa base.

Cuando la dimensión de “ $n$ ” es más grande que la de “ $m$ ”, el espesor requerido estará gobernado por “ $n$ ”. Para determinar dicho espesor debemos sustituir el valor de “ $n$ ” por el de “ $m$ ” en las ecuaciones 90 y 91.

### Momento de Magnitud Pequeña

El siguiente procedimiento muestra el procedimiento para diseñar placas base, que soportan las columnas sometidas a momentos de pequeña magnitud.

1. Determinar la carga axial última  $P_u$  y el momento último  $M_u$ .
2. Proponer las dimensiones  $N$  y  $B$  de la placa base y así realizamos una primera iteración.
3. Se determina la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

(Ecuación 92)

Y la excentricidad crítica.

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

(Ecuación 93)

Si  $e < e_{crit}$  pasar al siguiente punto, de lo contrario, nos referimos al diseño por momento de magnitud grande.

4. Se determina la longitud de soporte  $Y$ .

$$Y = N - (2)(e)$$

(Ecuación 94)

5. Calcular el espesor mínimo que se requiere para  $t_{req}$  para la placa base.
6. Se determina el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas, cuando el momento es de magnitud pequeña ( $e < e_{crit}$ ) no hay tensión en las anclas,  $T_u = 0$ .

### **Momento de Magnitud Grande**

Los momentos de magnitud grande son comunes en marcos rígidos diseñados para resistir cargas laterales de sismo o viento. La Figura 23 ilustra que lo ocurre en la base de una columna cuando se presentan dichos fenómenos.

El diseño de placas base por momento de magnitud grande, se presenta si cumple la siguiente condición:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

(Ecuación 95)

Para excentricidades mayores " $e_{crit}$ ", la presión de soporte " $q$ " es igual al valor máximo " $q_{max}$ ". Asumiendo lo anterior y utilizando la Figura 24 y de esta manera se puede calcular la fuerza de tensión.

El equilibrio de fuerzas verticales requiere:

$$\sum F_{vertical} = 0$$

Por lo tanto

$$T = q_{max}Y - P_r$$

(Ecuación 96)

Donde:

T = Fuerza de tensión que se requiere para las anclas.

La sumatoria de todos los momentos respecto al punto “B”, también debe ser igual a cero, por ende:

$$q_{max}Y\left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f\right) - P_r(e + f) = 0$$

(Ecuación 97)

Reacomodando los términos de la expresión anterior se obtiene una ecuación de segundo orden, al resolver dicha ecuación para la variable “Y”, resulta:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}}$$

(Ecuación 98)

Una vez que se obtiene la longitud del soporte “Y” de la formula anterior, basta con resolver la *ecuación 96* para obtener la fuerza de tensión “T” en las anclas.

Para algunas combinaciones de fuerza, momento y geometría, no existe una solución exacta de la *ecuación 98*. Particularmente si se cumple con lo siguiente:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 < \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

(Ecuación 99)

En tal caso, el valor dentro de la racionalización (*ecuación 98*) será negativo y no haya una solución real posible. Si la *ecuación 99* se satisface, entonces se requerirá un incremento en las dimensiones de la placa.

### **Fluencia en la Interface de Compresión**

En situaciones donde se presentan momentos grandes, la presión se encuentra en su valor máximo, es decir  $f_p = f_{pmax}$ . Cuando la placa de

dimensión “n” es mayor que la de “m”, el espesor que se requiere estará gobernado por “n”.

### **Fluencia en la Interface de tensión.**

La fuerza de tensión “Tu” en las anclas, es causal de flexión en la placa base. La longitud “x” del claro en voladizo sometido únicamente a flexión, va desde el punto central del patín hasta la línea centro del ancla. Para un ancho unitario de placa base. La resistencia a la flexión que se requiere puede determinarse de la siguiente manera:

$$M_{pl} = \frac{T_u X}{B}$$

(Ecuación 100)

Donde:

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5$$

(Ecuación 101)

d = Peralte de la columna

N = Largo de la placa base

La *ecuación 89* proporciona la resistencia de la cual se dispone por unidad de longitud en la placa. Si tal resistencia debe ser igual al momento obtenido en la *ecuación 100*, entonces el espesor requerido para la placa puede calcularse de la siguiente manera:

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u X}{BF_y}}$$

(Ecuación 102)

El procedimiento que se presenta a continuación muestra los pasos a seguir para el diseño de una placa base, que soporta columnas sometidas a momentos de gran magnitud.

1. Determinar la carga axial última  $P_u$  y el momento último  $M_u$ .
2. Proponer las dimensiones  $N$  y  $B$  de la placa base y así realizamos una primera iteración.
3. Se determina la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

(Ecuación 103)

Y la excentricidad crítica.

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

(Ecuación 104)

Si  $e < e_{crit}$  pasar al siguiente punto, de lo contrario, nos referimos al diseño por momento de magnitud pequeña-

4. Verificar si se satisface con la siguiente expresión:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 < \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

(Ecuación 104)

Si no se cumple con la desigualdad anterior, se propondrán unas dimensiones más grandes para la placa.

5. Se determina la longitud de soporte  $Y$ , y la fuerza de tensión  $T_u$  en las anclas.
6. Se calculará el espesor requerido tanto en la interface de compresión, como en la de tensión. El espesor requerido  $t_{preq}$  para la placa, será el mayor de los anteriores.
7. Se determina el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas.

### **Diseño de Anclas**

A continuación, se describe el procedimiento para diseñar anclas sometidas únicamente a tensión y cortante.

1. Determinar el cortante último  $V_u$ .
2. Proponer un diámetro  $D_r$  para las anclas.
3. Calcular la resistencia a la tensión  $T_r$  disponible en el ancla.

$$T_r = \phi_t 0.75 F_u A_r$$

(Ecuación 104)

Donde:

$\Phi_r$  = Factor de reducción de resistencia a la tensión, igual a 0.75

$F_u$  = Resistencia a la tensión especificada para el ancla

$A_r$  = Área del ancla

4. Se determina el número de anclas necesarias  $n_r$  para resistir a la fuerza de tensión.

$$n_r = \frac{T_u}{T_r}$$

(Ecuación 105)

Donde:

$T_u$  = Fuerza de tensión en las anclas.

Cuatro anclas deberán ser utilizadas como mínimo, por lo tanto, al menos dos deben resistir tensión, es decir  $n_r \geq 2$ .

5. Calcular el momento flector  $M_l$  en las anclas.

$$M_l = \frac{V_u \text{Brazo}}{n_r}$$

(Ecuación 106)

Donde:

$$\text{Brazo} = \frac{t_p + 0.125in}{2}$$

(Ecuación 107)

6. Determinar el esfuerzo  $f_{ta}$  debido a la tensión y el esfuerzo  $f_{tb}$  debido a la flexión.

$$f_{ta} = \frac{T_u}{n_r A_r}$$

(Ecuación 108)

$$f_{tb} = \frac{M_l}{S}$$

(Ecuación 109)

Donde:

$$S = \frac{D_r^3}{6}$$

(Ecuación 110)

7. Se verifica que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$f_t \leq \Phi_v F'_{nt} = \Phi_v \left( 1.3 F_{nt} \frac{F_{nt}}{\Phi_v F_{nv}} f_v \right) \leq \Phi_v F_{nt}$$

(Ecuación 111)

Donde:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb}$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u$$

$$F_{nv} = 0.40 F_u$$

$$\Phi_v = 0.75$$

$$f_v = \frac{V_u}{n_r A_r}$$

Se prueba con anclas de diámetro más grande en caso de que la expresión anterior no se satisfaga.

8. Se propone una profundidad de anclaje  $h_{ef}$  y revisar si es suficiente para impedir que el ancla se zafe del concreto.

Si  $1.5 h_{ef} > 6D_r$ , entonces:

$$A_{NC} = [12D_r + (n_r - 1)(3D_r)] * (6D_r + 1.5h_{ef})$$

(Ecuación 112)

$$A_{NCO} = (6D_r + 1.5h_{ef})^2$$

(Ecuación 113)

Si  $1.5 h_{ef} \leq 6D_r$ , entonces:

$$A_{NC} = [3h_{ef} + (n_r - 1)(3D_r)] * 3h_{ef}$$

(Ecuación 114)

$$A_{NCO} = (3h_{ef})^2$$

(Ecuación 115)

Para  $h_{ef} < 11$  in.

$$\phi_p N_{cbg} = \phi_p \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_{NC}}{A_{NCO}}$$

(Ecuación 116)

Para  $h_{ef} \geq 11$  in.

$$\phi_p N_{cbg} = \phi_p \Psi_3 16 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_{NC}}{A_{NCO}}$$

(Ecuación 117)

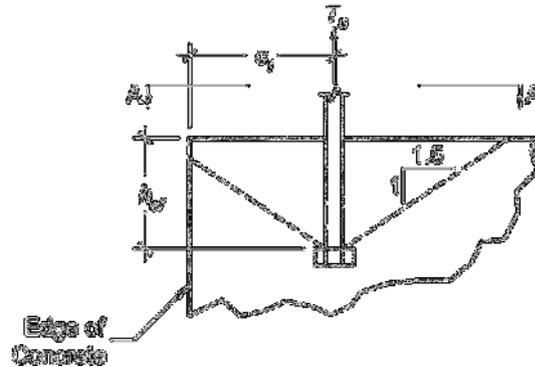
$\Phi_p$  = Factor de reducción, igual a 0.70.

$\Psi_3 = 1.25$ , considerando un concreto no agrietado. Usar 1.0 en caso contrario.

$A_{NC}$  = Cono de ruptura del concreto, para el grupo de anclas.

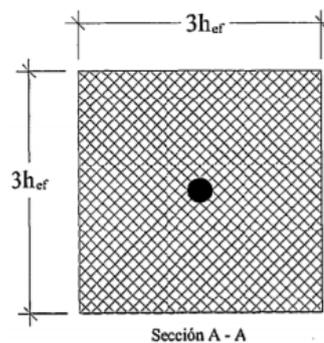
$A_{NCO}$  = Cono de ruptura del concreto, para un ancla.

Si  $\Phi_p N_{cbg} \geq T_u$  entonces la profundidad de anclaje es propicia, de no ser así, la dimensión de “ $h_{ef}$ ” debe incrementarse.



**Figura 24.** Cono de ruptura del concreto.

**Fuente:** James Fisher, Lawrence Kloiber (2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 22



**Figura 25.** Cono de Ruptura del Concreto

**Fuente:** Propia

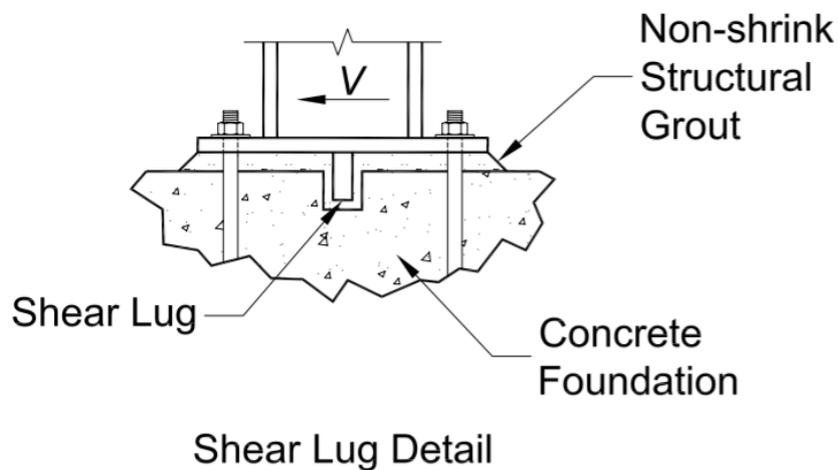
Las figuras n° 24 y 25 ilustran el cono de ruptura del concreto para un ancla que está sometida a tensión.

### **Carga Axial y Cortante Resistido con Diafragma de Acero**

Existen tres formas de transferir el cortante de las placas base al concreto. La primera, descrita con anterioridad, es utilizando un sistema

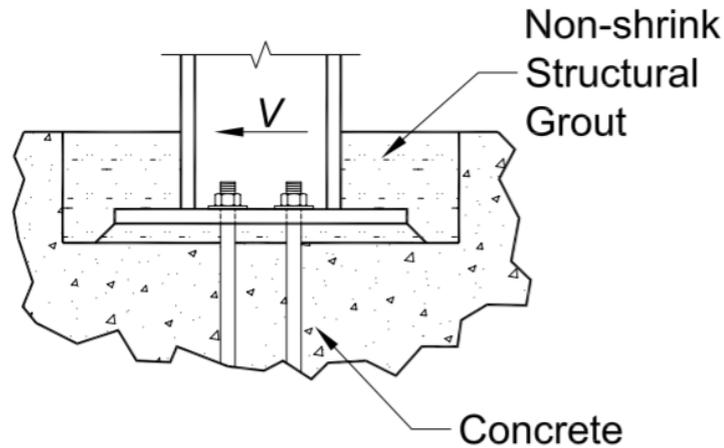
de anclaje dentro de la cimentación. Las demás consisten en transmitir la fuerza de corte mediante el uso de un diafragma de acero o empotrando la columna en el cimiento. Estos métodos se usan en las figuras n° 26 y 27.

Cuando se utiliza un diafragma de acero, este debe empotrarse en el concreto de la cimentación. Para determinar la profundidad de este empotramiento, es necesario tomar la resistencia del concreto al cortante y a la compresión.



**Figura 26.** *Uso del diafragma de acero.*

**Fuente:** James Fisher, Lawrence Kloiber (2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 28



### Column Embedment Detail

**Figura 27.** Embebido de columna

**Fuente:** James Fisher, Lawrence Kloiber (2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 28

La resistencia última a la compresión, del concreto en contacto con el diafragma, se evalúa como:

$$0.8f'_c A_l = V_u$$

(Ecuación 118)

Donde:

$A_l$  = Área del diafragma de acero

$V_u$  = Fuerza cortante última

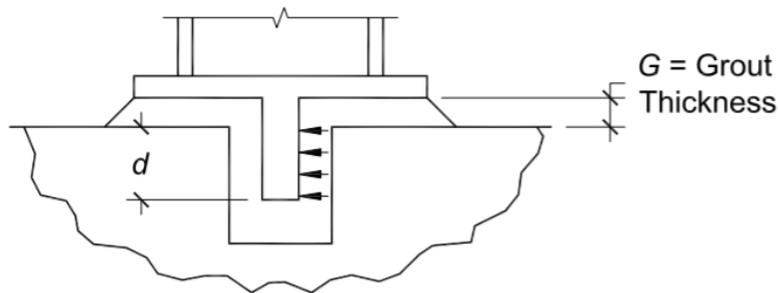
Resolviendo la ecuación anterior para la variable " $A_l$ ", se obtiene el área requerida " $A_{lreq}$ " para el diafragma.

En adelante se establece el ancho del diafragma " $B_1$ " igual al ancho de la placa base. Una vez obtenido este valor, se procede a hallar la profundidad de empotramiento " $d$ " que se requiere para el diafragma.

$$d' = \frac{A_{1req}}{B_1}$$

(Ecuación 119)

En la *Figura 29* se dibuja la profundidad de empotramiento requerida. Debe ser verificado que, utilizando dicha profundidad, el concreto resistirá la fuerza cortante a la cual será requerida.



**Figura 28.** Profundidad de Empotramiento de Diafragma.

**Fuente:** (James Fisher, Lawrence Kloiber. 2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 41

Al último, para obtener la profundidad total “ $d_1$ ” del diafragma, se debe sumar el espesor del mortero que se encuentra en medio de el concreto y la placa base, luego entonces:

$$d_1 = d' + G$$

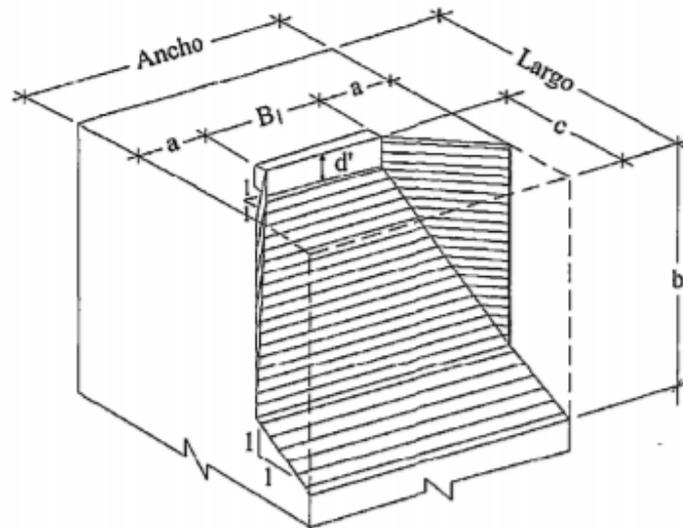
(Ecuación 120)

Donde:

G = Espesor del mortero (Grout)

La resistencia del concreto al cortante tiene que ser evaluada como un esfuerzo uniforme de tensión, igual a  $4\phi\sqrt{f'_c}$  con  $\phi = 0.75$ , actuando encima de un área de esfuerzo efectiva. Dicha área se define proyectando un plano de  $45^\circ$ , desde la superficie del diafragma hasta la

superficie libre del concreto. La *Figura 30* muestra un plano de falla el cual es proyectado encima del concreto.



**Figura 29.** Plano de falla del concreto.

**Fuente:** James Fisher, Lawrence Kloiber (2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 41

Utilizando la figura anterior, se pueden determinar las dimensiones “a”, “b” y “c” de la siguiente manera.

Se asume que el diafragma tiene un espesor igual a “ $t_1$ ” y se encuentra situado en medio del pedestal, entonces:

$$a = \frac{\text{Ancho} - B_1}{2}$$

(Ecuación 121)

$$b = d' + c$$

Donde:

$$c = \frac{\text{Largo} - t_1}{2}$$

(Ecuación 122)

Se excluye el área del diafragma de acero, el área proyectada “ $A_v$ ” del plano de falla puede calcularse como:

$$A_v = \text{Ancho } b - B_1 d'$$

(Ecuación 123)

La resistencia al cortante “ $V_{uc}$ ” del concreto frente al diafragma, puede determinarse usando el área obtenida en la ecuación 3.163, de esta manera:

$$V_{uc} = 4\Phi\sqrt{f'_c}A_v$$

(Ecuación 124)

Donde:

$\Phi$  = Factor de reducción de resistencia al cortante, igual a 0.75.

Si no se cumple que  $V_{uc} \geq V_u$  entonces la profundidad “ $d$ ” debe de ser incrementada.

Una vez que es determinada la profundidad del empotramiento, el siguiente paso es calcular el espesor del diafragma. Utilizando un modelo en voladizo para el diafragma de acero, se obtiene la ecuación siguiente:

$$M_l = \Phi_f F_y Z$$

(Ecuación 125)

Donde:

$\Phi_f$  = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia especificado para el diafragma

$$M_l = V_u \left( G + \frac{d'}{2} \right)$$

(Ecuación 126)

$$Z = \frac{B_1 t^2}{4}$$

(Ecuación 127)

Resolviendo la *ecuación 125* para la variable “*t*”, puede calcularse el espesor mínimo requerido para el diafragma “*t<sub>req</sub>*”. Es recomendable usar un espesor mínimo de placa base igual al espesor del diafragma de acero.

### **Carga Axial y Cortante Resistido con Mortero**

Cuando no se quiera utilizar diafragmas de acero para que resistan el cortante, existe la opción de empotrar una columna usando mortero estructura, el cual absorbe los esfuerzos producidos por el cortante al mismo tiempo que transfiere parte de ellos al concreto.

A continuación, se describe el procedimiento general de diseño, para poder determinar la profundidad total de empotramiento de una columna sometida únicamente a carga axial y cortante.

1. Se determina al cortante último  $V_u$ .
2. Se calcula el área proyectada de la placa base  $A_{brg}$ .

$$A_{brg} = t_p B$$

(Ecuación 133)

Donde:

$t_p$  = Espesor de la placa base

$B$  = Ancho de la placa base (perpendicular a la fuerza cortante)

3. Se determina la resistencia al cortante  $R_v$  del mortero en el borde de la placa.

$$R_v = 0.6(0.85)f_{cg}A_{brg}$$

(Ecuación 134)

$f'_{cg}$  = Resistencia a la compresión del mortero

4. Se calcula la diferencia entre el cortante último  $V_u$  y la resistencia al cortante  $R_v$ .

$$V_{ur} = V_u - R_v$$

(Ecuación 135)

Si  $R_v \geq V_u$  entonces no es necesario empotrar la columna: el soporte proporcionado por la plantilla es suficiente.

5. Se determina la profundidad mínima  $h$  de empotramiento para la columna.

El cortante " $V_{ur}$ " que sobra, debe ser resistido por el empotramiento, por lo tanto, el área requerida es:

$$A_{brg} = \frac{V_{ur}}{0.6(0.85)f'_{cg}}$$

(Ecuación 136)

La profundidad " $h$ " de empotramiento, se calcula de la siguiente manera:

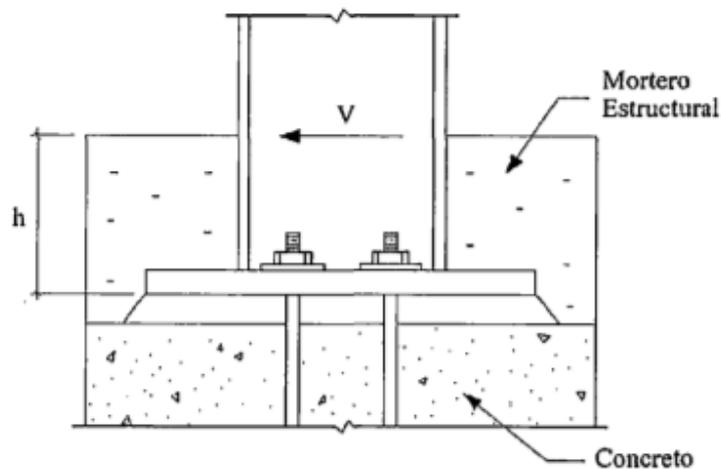
$$h = t_p + \left( \frac{A_{brg}}{b_f} \right)$$

(Ecuación 137)

Donde:

$b_f$  = Ancho del patín de la columna

En la siguiente figura se muestra la profundidad de empotramiento para una columna.



**Figura 30.** Detalle de Empotramiento con Mortero.

**Fuente:** James Fisher, Lawrence Kloiber (2006). *Steel Design Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction, p. 28

#### 2.2.10. Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF)

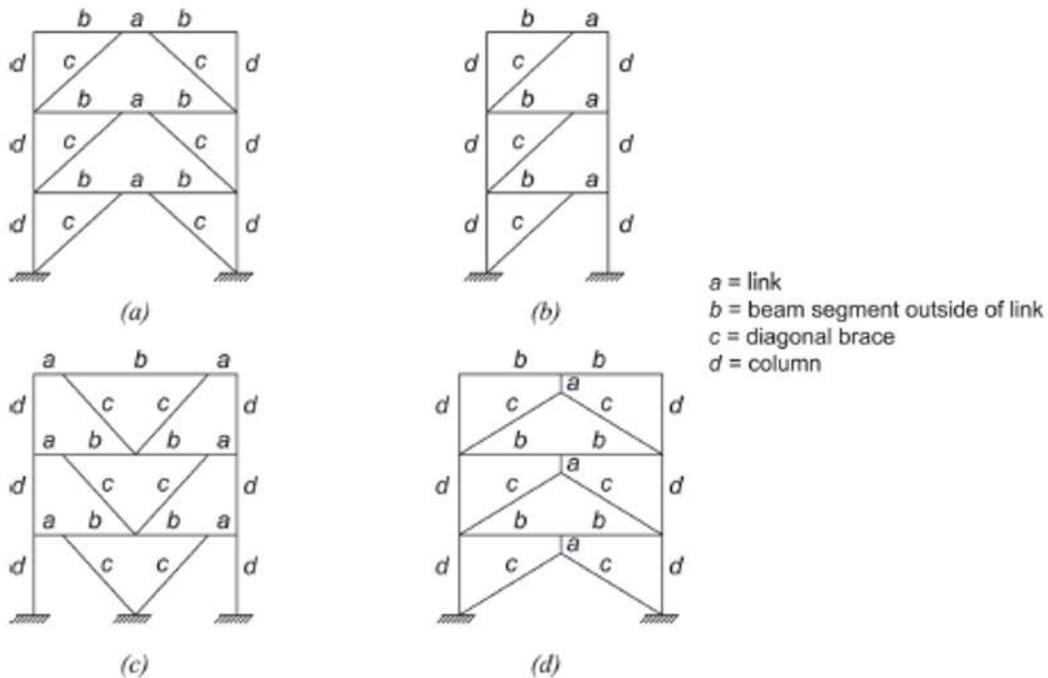
En general, los pórticos (no arriostrados), se caracterizan por su comportamiento dúctil y estable ante cargas de servicio y de gravedad, sin embargo, tienen una limitación en su comportamiento ante cargas laterales, pues tienen un comportamiento muy flexible, el cual hace que las edificaciones estructuradas bajo este sistema estén limitadas por los desplazamientos laterales de entrepiso y los valores máximos permisibles estipulados en cada norma/código de diseño estructural.

Por otro lado, los pórticos concéntricamente arriostrados, tienen un comportamiento similar, pero con limitaciones propias del mismo, debido a que tienen una considerable rigidez lateral, pero a su vez el comportamiento de los elementos que le brindan rigidez (Riostros) puede verse comprometido al hacer que dichos elementos estén sometidos a compresión y por tanto a pandeo.

Tras lo descrito de los dos sistemas estructurales antes mencionados, se desarrollan las bases de los pórticos excéntricamente

arriostrados, el cual busca combinar lo más representativo y ventajoso de los sistemas antes mencionados a la vez que se busca contrarrestar sus desventajas. En este sistema se disponen las riostras con una excentricidad intencionada en la viga, generando una zona denominada enlace (Link en inglés) en la cual se inducen/desarrollan esfuerzos significativos de corte y momento flector elevados, por lo que el denominado enlace se diseña especialmente para disipar energía de manera estable, mientras que los demás elementos son diseñados para incursionar en rango netamente elástico.

“Los pórticos arriostrados con conexiones excéntricas constituyen un buen ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, procedimiento que permite al diseñador definir un mecanismo de deformación plástica (fluencia por flexión y/o corte en el enlace) y evitar así los modos de falla no deseados (pandeo de las riostras y columnas). Estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sísmo resistente debido a que combinan una elevada rigidez lateral, por efecto de las riostras y una muy adecuada capacidad de disipación de energía.” (Diseño sísmo resistente de construcciones de acero, 2018, p. 72).



**Figura 31.** Detalles de diferentes tipos de pórticos arriostrados.

**Fuente:** ANSI (2016). *Seismic provisions for structural Steel buildings. American Institute of Steel Construction AISC 341-16. p. 283.*

- **Requerimientos del Sistema**
  - **Angulo de rotación del enlace**

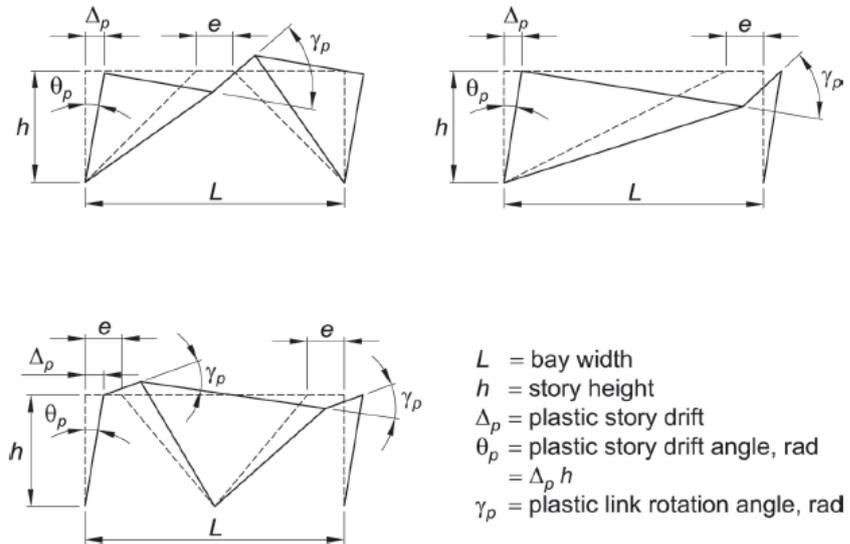
El Angulo total de rotación del enlace es la base para controlar las pruebas de conexión entre el enlace-columna, como se describe en la sección K2.4c. de la norma AISC 341-16 para pruebas de especímenes. El ángulo total de rotación del enlace es calculado tomando el desplazamiento relativo de uno de los lados donde termina el enlace con respecto al otro y dividido entre la longitud del mismo. El ángulo de rotación total del enlace refleja ambas deformaciones, la deformación elástica e inelástica, así como la influencia de la rotación final del enlace. A su vez el ángulo total de rotación del enlace es usado para pruebas de control, criterios

de aceptación para las conexiones enlace-columna están basados en el ángulo inelástico de rotación del enlace.

Para asegurar un comportamiento satisfactorio de un pórtico excéntricamente arriostrado, la formación inelástica que se espera ocurra en los enlaces ante un sismo severo no debería exceder la capacidad de deformación inelástica de los mismos. El ángulo de rotación del enlace es el ángulo de rotación plástica entre el enlace y la porción de la viga fuera del enlace.

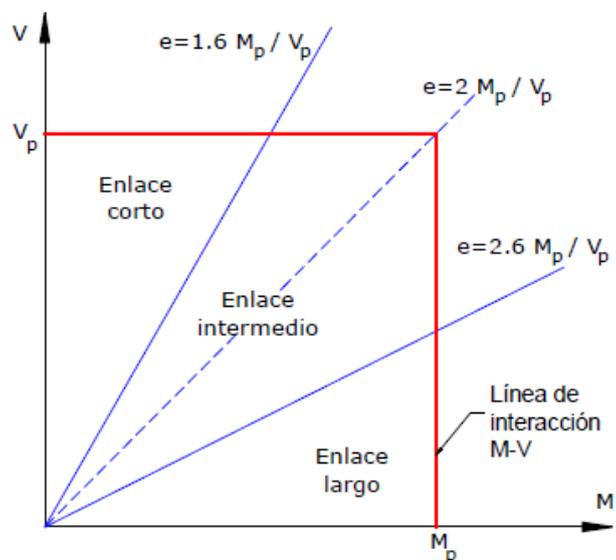
La respuesta inelástica del enlace está fuertemente influenciada por la longitud del enlace como lo indica la relación  $M_p/V_p$ , de la sección de corte del enlace. Cuando la longitud seleccionada del enlace no es mayor a  $1.6M_p/V_p$ , la fluencia al corte será dominante en la respuesta inelástica. Si la longitud seleccionada del enlace es mayor que  $2.6M_p/V_p$ , la fluencia a flexión será dominante en la respuesta inelástica. Mientras que, para valores intermedios entre los valores antes estipulados, la respuesta inelástica ocurrirá mediante algunas combinaciones de fluencia al cortante y flexión.

La capacidad inelástica de deformaciones del enlace generalmente es mayor para enlaces de fluencia de corte y menor para enlaces de fluencia a flexión. Basado en evidencia experimental, el ángulo de rotación del enlace está limitado a 0.08 rad para enlaces de fluencia a corte ( $e \leq 1.6M_p/V_p$ ) y 0.02 rad para enlaces de fluencia a flexión ( $e \leq 2.6M_p/V_p$ ), el límite en el ángulo de rotación del enlace es determinado de acuerdo a la longitud del enlace por interpolación lineal para valores entre 0.08 y 0.02 rad.



**Figura 32.** Angulo de rotación del enlace (link, en inglés).

**Fuente:** ANSI (2016). *Seismic provisions for structural Steel buildings.* American Institute of Steel Construction AISC 341-16. p.291.



**Figura 33.** Diagrama de interacción Momento-Cortante.

**Fuente:** Asociación Latinoamericana del Acero (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero 5ª Edición* p. 144.

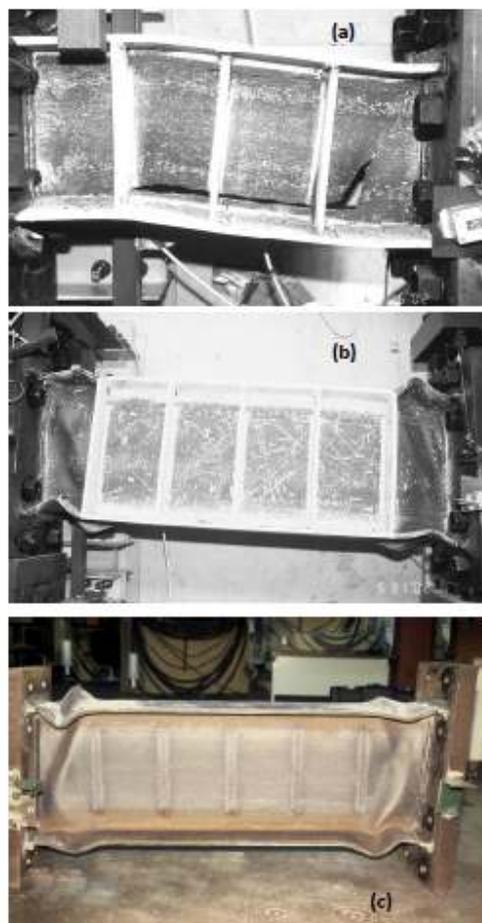
- **Refuerzos de enlace**

“Restricción lateral contra desplazamientos fuera del plano y giro, es requerido a ambos extremos del enlace para asegurar un comportamiento inelástico estable. En aplicaciones típicas, la placa colaborante compuesta sobre el enlace puede tenerse en cuenta para proporcionar un adecuado refuerzo lateral a la parte superior del ala del enlace. Sin embargo, una placa colaborante compuesta sola no puede ser tomada en cuenta para proporcionar adecuado refuerzo lateral al ala inferior del enlace y refuerzo directo a través de transversales, se recomienda vigas o una alternativa más adecuada como atizadores transversales.” (Seismic Provisions for structural Steel buildings AISC 341-16, 2016, p. 292).



**Figura 34.** Detalle de unión de riostras-enlace y enlace con atizadores/rigidizadores de peralte completo.

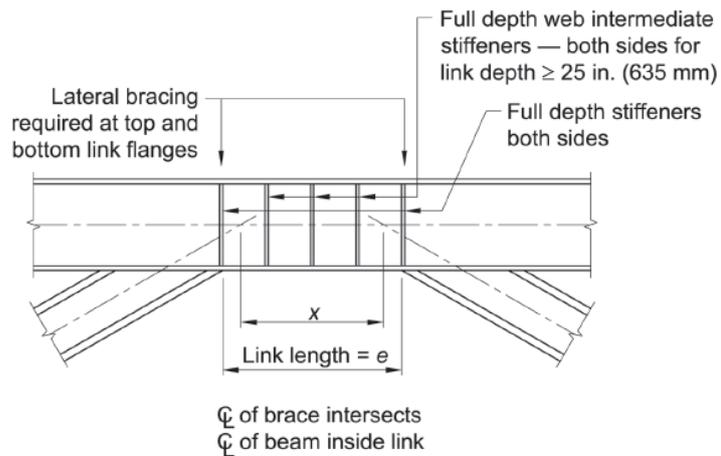
**Fuente:** Asociación Latinoamericana del Acero (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero 5ª Edición* p. 73



**Figura 35.** Ensayos en enlaces con rigidizadores de peralte completo para enlaces cortos (a) y largos (b y c).

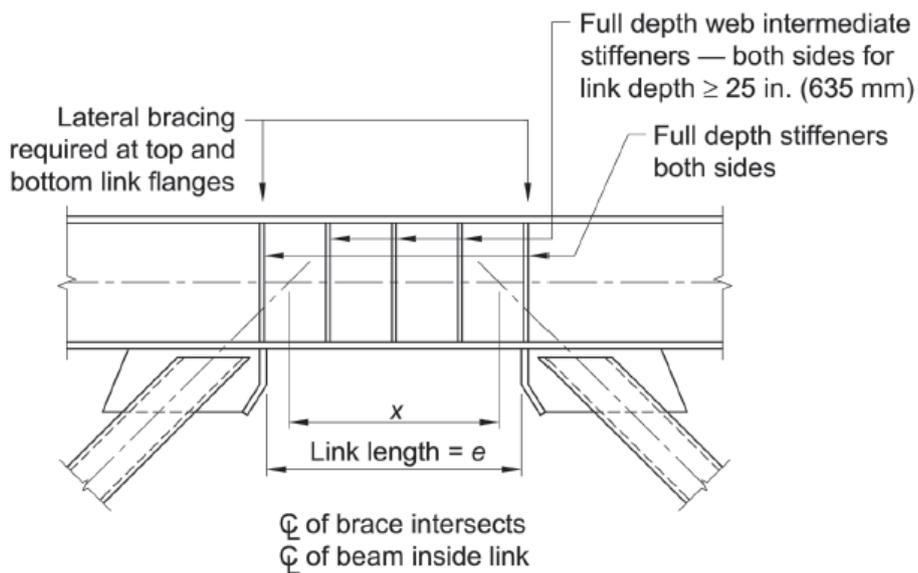
**Fuente:** Asociación Latinoamericana del Acero (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero 5ª Edición* p. 144

Atiezadores o rigidizadores de peralte completo son requeridos al inicio y fin de todos los enlaces y sirven para transferir las fuerzas de corte en el enlace a los elementos de reacción y a su vez restringir el alma del enlace contra el pandeo.



**Figura 36.** Pórtico Excéntricamente arriostrado con secciones.

**Fuente:** ANSI (2016). *Seismic provisions for structural Steel buildings.* American Institute of Steel Construction AISC 341-16. p.293



**Figura 37.** Pórtico Excéntricamente arriostrado con secciones HSS ( $x < e$ )

**Fuente:** ANSI (2016). *Seismic provisions for structural Steel buildings.* American Institute of Steel Construction AISC 341-16. p.294

Vigas enlace sometidas a cortante y flexión a través de la excentricidad entre las intersecciones del eje de las riostras y del eje de la viga deben ser provistos.

a. Limitaciones

Los enlaces deben ser secciones de corte “I” (ala ancha enrollada o de secciones acumuladas) o secciones acumuladas en caja. Secciones HSS no deben ser usadas como enlaces.

Los enlaces deberán cumplir los requerimientos para miembros de alta ductilidad.

Excepciones: alas de enlaces con secciones de corte “I” con longitudes de enlace,  $e \leq 1.6M_p/V_p$  son permitidas para cumplir los requerimientos para miembros de moderada ductilidad.

El alma o almas del enlace deben ser de un solo espesor. Doble placa reforzada y penetración de alma no están permitidos.

Para enlaces hechos por secciones de corte acumuladas, CJP (complete joint penetration) soldadura deben ser usadas para conectar el alma (o almas) con las alas.

Enlaces en caja/tubulares-rectangulares de secciones de corte acumuladas deben tener un momento de inercia,  $I_y$ , en un eje en el plano del pórtico arriostrado excéntricamente limitado por  $I_y > 0.671 I_x$ , donde  $I_x$  es el momento de inercia en el eje perpendicular al plano del pórtico excéntricamente arriostrado.

b. Esfuerzo de corte

El diseño por esfuerzo de corte del enlace,  $\phi_n V_n$ , debe ser el menor valor obtenido según estados límite de fluencia de corte en el alma y fluencia por flexión en la sección bruta, para ambos estados límite:

$$\phi_n = 0.9$$

Para fluencia por corte:

$$V_n = V_p$$

Donde:

$$V_p = 0.6 F_y A_{lw} \quad \text{para } P_r/P_c \leq 0.15$$

(Ecuación 138)

$$V_p = 0.6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_r}{P_c}\right)^2} \quad \text{para } P_r/P_c > 0.15$$

(Ecuación 139)

$$A_{lw} = (d - 2t_f)t_w \quad \text{para secciones de corte "I" del enlace.}$$

(Ecuación 140)

$$A_{lw} = 2(d - 2t_f)t_w \quad \text{para secciones tubulares (caja).}$$

(Ecuación 141)

$$P_r = P_u$$

(Ecuación 142)

$P_u$  es el esfuerzo axial requerido (kip)

(Ecuación 143)

$$P_c = P_y$$

(Ecuación 144)

$P_y$  es el esfuerzo de fluencia axial nominal =  $F_y A_g$

(Ecuación 145)

Para fluencia por flexión:

$$V_n = 2M_p/e$$

(Ecuación 146)

Donde:

$$M_p = F_y Z \quad \text{para } P_r/P_c \leq 0.15$$

(Ecuación 147)

$$M_p = F_y Z [1 - P \lambda_y / P_c / 0.85] \quad \text{para } P_r/P_c > 0.15$$

(Ecuación 148)

$e$  es la longitud del enlace en (mm)

c. Longitud del enlace

Si  $P_r/P_c > 0.15$ , la longitud del enlace debe ser limitada como se indica:

Cuando  $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq 1.6 M_p / V_p$$

(Ecuación 149)

Cuando  $\rho' > 0.5$

$$e \leq 1.6 M_p / V_p (1.15 - 0.3\rho')$$

(Ecuación 150)

Donde

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c}$$

(Ecuación 151)

$$V_r = V_u \text{ (kip)}$$

$V_u$  es el esfuerzo a cortante requerido (kip)

$$V_c = V_y$$

$V_y$  es el esfuerzo de fluencia a corte nominal (kip) =  $0.6 F_y A_{lw}$

d. Rigidizadores de enlace para secciones de corte "I"

Rigidez de peralte completo al alma deberá ser proporcionado en ambos lados del alma del enlace hasta el fin de ambas riostras del enlace. Estos rigidizadores deberán tener un ancho combinado no menor que  $(b_f - 2t_w)$  y un espesor no menor que  $0.75t_w$  o  $3/8$  in. El mayor de los antes mencionados, donde  $b_f$  y  $t_w$  son el ancho del ala del enlace y el espesor del alma del link, respectivamente.

- i. Longitudes de enlace  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  deberán ser proporcionados con rigidizadores intermedios de alma espaciados en intervalos de tal manera que no excedan  $(30t_w - d/5)$  para una rotación de enlace de 0.08 rad o  $(52t_w - d/5)$  para ángulos de rotación de enlace de 0.02 rad o menor. La interpolación lineal deberá ser usada para valores entre 0.08 y 0.02 rad.
- ii. Enlaces de longitudes mayores que  $2.6M_p/V_p$  y menores que  $5M_p/V_p$  deben ser proporcionados con rigidizadores intermedios de alma colocados a una distancia de 1.5 veces  $b_f$  de cada extremo del enlace.
- iii. Enlaces de longitud entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  deberán ser proporcionados con rigidizadores intermedios de alma cumpliendo los requerimientos de (i) y (ii).

### **Riostras diagonales**

Las riostras, son componentes estructurales destinados a la disipación de energía en los pórticos, por medio de deformaciones inelásticas. Por lo que es imperativo predecir y/o tener una idea del comportamiento de dicho elemento bajo las cargas/solicitaciones más desfavorables, como es el caso de las fuerzas axiales cíclicas.

De acuerdo con la norma AISC-341-16, Las riostras diagonales deben cumplir con los requerimientos:

Esbeltez: Las riostras diagonales deben tener un ratio de esbeltez de  $L_c/r \leq 200$

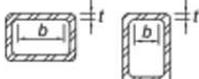
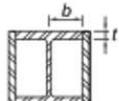
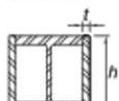
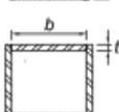
Siendo  $L_c$ =longitud efectiva de la riostra = KL, in (mm)

$r$ = radio de giro gobernante, in. (mm)

Riostras construidas: el espaciamiento de conectores debe ser el mismo que la relación de esbeltez,  $a/r_i$ , de elementos individuales entre conectores no exceda 0.4 veces el ratio dominante de miembros construidos.

$a$  =distancia entre conectores, in. (mm)

$r_i$  =minimo radio de giro de componente individual, in. (mm)

<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>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Walls of rectangular HSS used as diagonal braces	$b/t$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Flanges of boxed I-shaped sections	$b/t$			
Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	$h/t$			
Flanges of built-up box shapes used as link beams	$b/t$			

**Tabla 9.** Ratios ancho/espesor de elementos sometidos a compresión para miembros moderada y altamente dúctiles.

**Fuente:** ANSI (2016). *Seismic Provisions for Structural Buildings AISC 341-16.* American Institute of Steel Construction, p. 15

Las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces (links), donde se disipa energía por fluencia de acero.

Los miembros diagonales deberán satisfacer el límite de ratio ancho-espesor para miembros de moderada ductilidad.

### **Viga fuera del enlace**

Donde la viga fuera del enlace es de una sección diferente del enlace, la viga deberá satisfacer las limitaciones ancho-espesor para miembros de moderada ductilidad. Teniendo en cuenta que la riostra diagonal y el segmento de la viga fuera del enlace deberán mantenerse esencialmente elásticos bajo la fuerza generada por la fluencia total y deformación por tensión del enlace. Ambos, la riostra diagonal y el segmento de viga fuera del enlace están normalmente sometidos a una combinación de gran fuerza axial y momento flector y, por lo tanto, deberán ser asumidos como viga-columna en su diseño. Donde la viga fuera del enlace es el mismo miembro que la viga del enlace, la fuerza en dicho elemento deberá ser determinada usando las propiedades de los materiales de conformación.

### **Columnas**

Las columnas deberán satisfacer las limitaciones ancho-espesor para miembros de alta ductilidad.

### **Conexiones enlace-columna**

#### **1. Requerimientos**

Las conexiones enlace-columna deberán ser FR conexiones a momento y deberán satisfacer los requerimientos:

- i. La conexión debe ser capaz de sostener el ángulo de rotación del enlace.

- ii. La resistencia al corte de la conexión, medido con el requisito de ángulo de rotación del enlace, debe ser al menos igual que la resistencia nominal de corte del enlace,  $V_n$ .
- iii. La resistencia a flexión de la conexión, medida con el ángulo de rotación requerido, debe ser por lo menos igual al momento correspondiente para la resistencia nominal de corte del enlace,  $V_n$ .

### **Conexión de riostras diagonales**

Cuando OVS holes son usados, la resistencia requerida por el estado límite de deslizamiento del perno no necesita exceder un efecto de carga basado en el uso de combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica amplificada.

Las conexiones de riostras se diseñan para resistir una porción del momento en el extremo del enlace deberá ser diseñada como FR.

### **Conexiones viga-columna**

Donde una riostra o placa de conecte ambos miembros a una conexión viga-columna, la conexión debe ser conforme con alguno de estos puntos:

- a. La conexión debe tener suficiente capacidad de acomodar la rotación requerida a una mínima deriva de entrepiso de 2.5% de la altura del piso.
- b. La conexión debe ser diseñada para resistir un momento simultaneo con la resistencia requerida de conexión de riostra, igual al menor de los siguientes:
  - i. Un momento correspondiente a  $1.1R_y F_y Z$  de la viga.
  - ii. Un momento correspondiente a  $\sum 1.1R_y F_y Z$  de la columna
 este momento debe ser considerado en combinación con la resistencia requerida de la conexión riostra-viga,

incluyendo el diafragma colector de fuerzas amplificadas.

### **Empalmes de columna**

Empalmes de columna en pórticos excéntricamente arriostrados deben ser de la menor resistencia a flexión disponible de los miembros de conexión.

La resistencia requerida al corte debe ser  $\Sigma M_{pc}/H_c$ ,

#### **Donde:**

$\Sigma M_{pc}$  es la suma de las fuerzas nominales de flexión en la placa,  $Z_c F_{yc}$ , de las columnas sobre y bajo el empalme (kip-in)

$H_c$  es la altura libre de la columna entre conexiones de viga, incluyendo la losa estructural, si presenta. Plg.

### **2.2.11. Diseño para estabilidad**

Deberá suministrarse estabilidad tanto para la estructura, así como también para todos y cada uno de sus elementos. En la estabilidad de la estructura y de sus elementos se debe considerar lo siguiente (a) deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial, y cualquier otra deformación que pueda contribuir a los desplazamientos de la estructura; (b) efectos de segundo orden (P- $\Delta$  y P- $\delta$ ); (c) imperfecciones geométricas; (d) reducciones de rigidez debido a comportamiento inelástico, incluyendo el efecto de la fluencia parcial de la sección transversal, el cual se puede ver acentuado por la presencia de tensiones residuales; y (e) incerteza en la determinación de la rigidez y la resistencia del sistema, de los miembros, y de sus conexiones. Todos los efectos carga-dependiente deben de ser determinados a un nivel de carga que corresponda con las combinaciones de carga LRD o 1.6 las combinaciones de carga ASD.

#### **2.2.11.1. Metodos alternativos de diseño por estabilidad**

### 2.2.11.1.1. Método de la longitud efectiva

#### a) Limitaciones

El uso del método de longitud efectiva debe estar limitado por las siguientes condiciones

- La estructura soporta las cargas gravitacionales primariamente a través de columnas, muros o pórticos verticales.
- La razón entre la deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (ambas determinadas para combinaciones de carga del diseño en base a cargas y resistencias mayoradas (LRFD) o 1.6 veces las combinaciones determinadas mediante el diseño en base a resistencias admisibles (ASD)), con rigideces que no han sido ajustadas en todos los pisos es igual o menor a 1.5.

#### b) Resistencias requeridas

La resistencia requerida de los componentes debe ser determinada a partir de un análisis elástico; las rigideces nominales de todos los componentes de acero estructural deben ser empleadas. Las cargas ficticias deben ser aplicadas de acuerdo a lo siguiente:

- **Uso de cargas ficticias para representar las imperfecciones.**

Para estructuras que soporten cargas gravitacionales básicamente a través de columnas, muros o marcos nominalmente verticales, es permitido el uso de cargas ficticias para representar los efectos de las imperfecciones iniciales. Las cargas ficticias deberán ser aplicadas en el modelo de la estructura basado en su geometría nominal.

-Las cargas ficticias deberán ser aplicadas como cargas laterales en todos los niveles. Las cargas ficticias deberán añadirse a las otras cargas laterales consideradas e incorporarse en las combinaciones de carga correspondientes. La magnitud de las cargas ficticias será.

$$N_i = 0.002 \alpha Y_i$$

(Ecuación 152)

Donde:

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD)}$$

$N_i$  = Carga ficticia aplicada en el nivel  $i$ , kgf (N)

$Y_i$  = Carga gravitacional aplicada en el nivel  $i$  de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD, kgf (N)

**Nota:** Las cargas ficticias pueden llevar a un corte basal adicional ficticio (generalmente pequeño) en la estructura. Las reacciones horizontales correctas en las fundaciones pueden ser obtenidas aplicando una fuerza horizontal adicional en la base de la estructura, igual y opuesto en dirección a la suma de todas las fuerzas ficticias, las que distribuyen entre los distintos elementos cargados verticalmente en la misma proporción que las cargas gravitacionales soportadas por estos elementos. Las cargas ficticias además pueden generar momentos volcantes adicionales y sus efectos, los cuales no son ficticios.

- Las cargas ficticias de cada nivel,  $N_i$ , deben de ser distribuidas en todo el nivel en la misma forma que las cargas gravitacionales de dicho nivel. Las cargas ficticias

deberán ser aplicadas en la dirección que produzca el mayor efecto desestabilizador

**Nota:** Para la mayoría de las estructuras de edificios los requisitos que consideren la dirección de las cargas ficticias deberán ser satisfechos de acuerdo con lo siguiente: para combinaciones de carga que no incluyan cargas laterales, se debe considerar dos direcciones ortogonales alternativas para aplicar las cargas ficticias, en un sentido positivo y en uno negativo en cada dirección, la que debe ser la misma en todos los niveles; para las combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, se debe aplicar todas las cargas ficticias en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales de dicha combinación.

-El coeficiente de carga ficticia de 0.002 está basado en una razón de desaplome nominal inicial de 1/500, en aquellos casos que un desaplome distinto se justifique, se permite el ajustar el coeficiente de carga ficticia proporcionalmente.

**Nota:** Un desaplome de 1/500 representa la tolerancia máxima de desaplome en una columna especificado en *AISC Code of Standard Practice*. En algunos casos, tolerancias especificadas distintas en la ubicación de las columnas pueden llegar a ser críticas, lo que puede requerir una tolerancia al desaplome más estricta.

-Para estructuras en que la razón entre la deriva de piso máxima de segundo orden y la deriva de piso máxima de primer orden (ambas determinadas para las combinaciones de carga LRFD), con rigideces ajustadas según se especifica en todos los niveles es igual o menor a 1.7, se permite aplicar la carga ficticia,  $N_i$ , solo en las

combinaciones de carga gravitacionales, excluyendo combinaciones que incluyan cargas laterales.

c) Resistencias disponibles

La resistencia disponible de miembros y conexiones debe ser determinada de acuerdo con las especificaciones brindadas por la norma *AISC Code of Standard Practice*. Para pandeo en flexión, la longitud efectiva,  $L_c$ , de miembros sujetos a compresión, deben ser evaluados como  $KL$ , donde  $K$  se especifica líneas abajo, según corresponda, y  $L$  es la longitud sin arriostramiento lateral del miembro.

-En sistemas de marcos arriostrados, sistemas de muros de corte, y otros sistemas estructurales donde la estabilidad lateral y la resistencia a las cargas laterales no recae en la rigidez a flexión de las columnas, el factor de longitud efectiva,  $K$ , de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como 1.0, a menos que un análisis racional indique que un valor menor sea apropiado

-En un sistema de marco de momento y otros sistemas estructurales en que la rigidez a flexión de las columnas se considere que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales, el factor de longitud efectiva,  $K$ , o la tensión de pandeo crítica elástica,  $F$ , de aquellas columnas cuya rigidez a flexión sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales debe ser determinada a partir de un análisis de pandeo lateral de la estructura;  $K$ , debe ser tomado como 1.0, para columnas cuya rigidez en flexión no sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales.

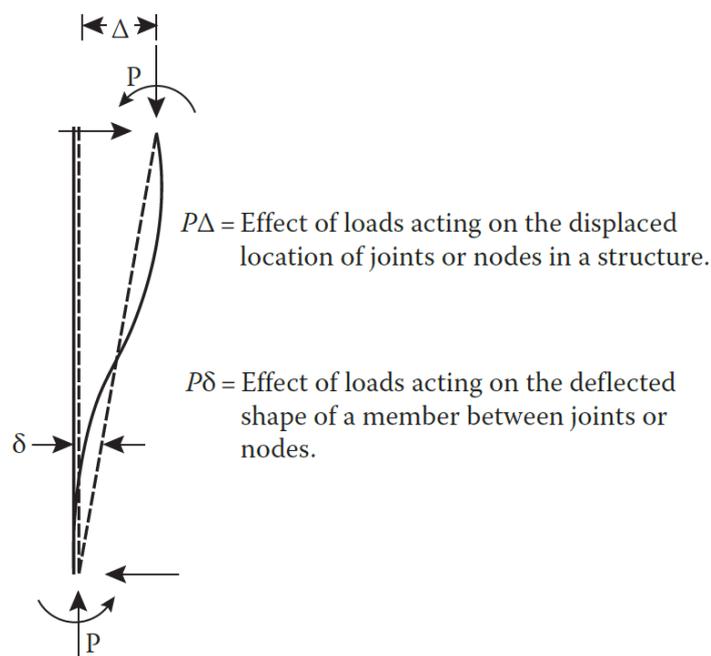
Los arriostramientos cuya intención sea definir las longitudes no arriostradas de los miembros deben tener suficiente rigidez y resistencia para controlar los movimientos de los miembros en los puntos arriostrados.

Excepción: Es permitido usar  $K=1,0$  en el diseño de todas las columnas si la razón de deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (ambas determinadas por las combinaciones de carga LRFD) en todos los pisos, es igual o menor que 1.1

#### **2.2.11.2. Análisis de efectos de segundo orden P- $\Delta$ (P-Delta) y P- $\delta$ (P-Mini Delta)**

Son fuerzas de flexión que se generan a partir de una fuerza axial actuando con una determinada excentricidad debido a las deformaciones en un pórtico o en un elemento deformado. El análisis de una estructura debe ser modificado para calcular el impacto de estos efectos. Los principales efectos de segundo orden a ser considerados son los efectos P- $\Delta$  (P-Delta) y P- $\delta$  (P-Mini Delta), asociados con el desplazamiento de los pisos de la estructura y con las deformaciones de los elementos estructurales respectivamente.

El momento generado por estos efectos puede ser analizado en distintas maneras, y cualquier método utilizado por el estructurista para analizar la estructura cuenta. De ahí, es igual de aceptable analizar una estructura por un método directo o riguroso de análisis de segundo orden o usar un método de análisis de segundo orden aproximado.



**Figura 38.** Explicación gráfica de los efectos de segundo orden.

**Fuente:** Bungale S. (2013.). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings Steel and Composite Construction.* Taylor & Francis Group., p. 159

#### 2.2.11.2.1. Análisis aproximado de segundo orden

Los efectos P-Delta en un determinado piso se deben a la excentricidad de las cargas de gravedad respecto a dicho piso. Si las derivas de entrepiso debido a las fuerzas laterales fueran  $\Delta$ , los momentos de flexión en dicho piso deben de ser aumentados por " $\Delta$ " la carga de gravedad " $P$ " aplicado sobre ese piso. La razón del momento generado por  $P\Delta$  sobre la fuerza lateral del piso en el cual se está trabajando es llamado coeficiente de estabilidad,  $\Phi$ . Si el coeficiente de estabilidad  $\Phi$  es menor de 0.10 para todos los pisos, los efectos  $P\Delta$  serán ignorados. Sin embargo, cuando este coeficiente sea mayor a 0.10 para cualquiera de los pisos, los efectos P-delta deberán ser analizados.

**Procedimiento de cálculo:**

La resistencia de segunda orden requerida a flexión,  $M_r$  y la resistencia axial,  $P_r$ , de todos los miembros debe ser determinada como sigue:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{tl}$$

(Ecuación 153)

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

(Ecuación 154)

$B_1$ = Factor que amplifica los efectos P-  $\delta$  determinado para cada miembro solicitado a compresión y a flexión, y cada dirección de flexión del miembro.  $B_1$  debe ser tomado como 1,0 para miembros no solicitados a compresión.

$B_2$ = Factor amplificador que toma en cuenta los efectos P –  $\Delta$ , determinados para cada entrepiso de la estructura y para cada dirección de traslación lateral.

$M_{lt}$ = Momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado solo por el desplazamiento lateral de la estructura, kgf-m (N-mm).

$M_{nt}$ = Momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral, kgf-m (N-mm).

$M_r$ = Resistencia requerida de segundo orden a flexión usando las combinaciones LRFD o ASD en kgf-m (N-mm).

$P_{lt}$ = Fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado solo por el desplazamiento lateral de la estructura, kgf (N).

$P_{nt}$ = Fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral kgf (N).

$P_r$ = Resistencia requerida de segundo orden a tensión axial usando las combinaciones LRFD o ASD en kgf-m (N-mm).

**Nota:** Las ecuaciones 153 y 154 son aplicables para todos los miembros en todas las estructuras. Sin embargo, nótese que los valores de  $B_1$  distintos de la unidad se aplican solo a los momentos de viga-columnas;  $B_2$  se aplica a los momentos y las fuerzas axiales en componentes de sistemas resistentes a fuerzas laterales (incluyendo columnas, vigas, riostras y muros de concreto armado).

**Amplificador  $B_1$  por efecto  $P - \delta$**

El amplificador  $B_1$  para cada miembro solicitado a compresión y en cada dirección de flexión del miembro es calculado como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e_1}}} \geq 1$$

(Ecuación 155)

$\alpha = 1.00$  (LRFD)

$C_m$  = Factor de momento uniforme equivalente, el que asume que no hay desplazamiento relativo entre los extremos del miembro, cuyo valor se calculará de la siguiente manera;

- a) Para vigas no afectas a cargas transversales entre apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

Donde  $M_1$  y  $M_2$  son el momento menor y mayor respectivamente en los extremos del miembro no arriostrado en el plano de flexión, calculados mediante un análisis de primer orden. El cociente  $M_1/M_2$  es positivo cuando el miembro es flectado en doble curvatura, el signo será negativo cuando el miembro es flectado en curvatura simple.

b) Para vigas-columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos, el valor de  $C_m$  se determinará mediante análisis o se adoptará conservadoramente el valor 1,0 en todos los casos.

$P_{e1}$  = Resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión calculada suponiendo que no hay desplazamiento de nudos, kgf (N).

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(L_{cl})^2}$$

(Ecuación 156)

Donde:

$EI^*$  = Rigidez en flexión a ser usada en el análisis ( $=0.8\tau_b EI$  cuando se use el método de análisis directo donde  $\tau_b$  está definido en el capítulo C;  $= EI$  para los métodos de longitud efectiva y de análisis de primer orden)

$E$  = Módulo de elasticidad del acero = 200000 MPa (2040000 kgf/cm<sup>2</sup>).

$I$  = Momento de inercia en el plano de flexión, cm<sup>2</sup> (mm<sup>4</sup>).

$L_{c1}$  = Longitud efectiva en el plano de flexión, calculado en la hipótesis que no hay desplazamiento lateral en los extremos del miembro, debe suponerse igual a la longitud arriostrada lateral del miembro, a menos que el análisis justifique que un valor menor puede ser usado.

Se permite el uso de una estimación de primer orden de  $P_r$  (ej.  $P_r = P_{nt} + P_{lt}$ ) en la ecuación 155.

### **Amplificador B2 por Efecto P – Δ**

El amplificador B2 para cada entrepiso y en cada dirección de traslación es calculado como sigue:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{piso}}{Pe_{piso}}} \geq 1$$

(Ecuación 157)

Donde

$\alpha = 1.00$  (LRFD)

$P_{piso}$  = Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas lateral, kgf (N).

$Pe_{piso}$  = Resistencia a pandeo elástico del entrepiso, en la dirección de traslación considerada, determinada mediante análisis al pandeo por desplazamiento lateral kgf (N) o según:

$$Pe_{piso} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

(Ecuación 158)

y:

$H$  = esfuerzo de corte de piso, en la dirección de translación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de  $\Delta_H$ , kgf (N).

$L$  = altura de entrepiso, m (mm)

$R_M = 1 - 0.15(P_{mf} / P_{piso})$

$P_{mf}$  = Carga vertical total en las columnas en el piso que sean parte de marcos rígidos, si existiera alguno, en la dirección de traslación considerada ( = 0 para sistemas de marcos arriostrados), kgf (N)

$\Delta_H$  = deriva de entrepiso de primer orden en la dirección de traslación considerada debido a las cargas laterales, mm (cm), determinadas empleando la rigidez requerida a ser usada en el análisis (rigidez reducida es proporcionada en la Sección C2.3 cuando el método de análisis directo es usado. Cuando  $\Delta_H$  varía en el área en planta de la estructura,  $\Delta_H$  se calculará como el promedio ponderado por la carga vertical, o alternativamente, la deriva lateral máxima.

**Nota:**  $R_M$  puede ser evaluado como 0.85 como un límite inferior para los pisos que incluyan pórticos de momento, y  $R_M=1$  si no hay pórticos de momento en dicho nivel.  $H$  y  $\Delta_H$  en la *ecuación 158* pueden estar basados en cualquier carga lateral que proporcione un valor representativo de la rigidez lateral de piso  $H/\Delta_{H,losa}$

## 2.3. Definiciones conceptuales

### 2.3.1. Acero estructural

Piezas, elementos, miembros y otros componentes de acero definidos en la sección 2.1 del *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges. Structural Steel*. (Norma AISC 360-10, 2010, p.45).

### 2.3.2. Análisis de efectos de segundo orden

Efecto de las cargas actuando en la configuración deformada de una estructura, incluye los efectos P-Sigma y P-Delta. (Norma AISC 360-10, 2010, p.52).

### 2.3.3. Análisis elástico

Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura recupera su geometría inicial cuando se retira la carga. (Norma AISC 360-10, 2010, p.45).

#### **2.3.4. Análisis estructural**

Determinación de las solicitaciones en los miembros y conexiones utilizando los principios de la mecánica estructural. (Norma AISC 360-10, 2010, p.45).

#### **2.3.5. Análisis inelástico**

Análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico del material, incluye el análisis plástico. (Norma AISC 360-10, 2010, p.46).

#### **2.3.6. Análisis plástico**

Análisis estructural suponiendo un comportamiento rígido-plástico, es decir, que el equilibrio se satisface en toda la estructura y la fluencia no es excedida en ninguna parte de la misma. (Norma AISC 360-10, 2010, p.46).

#### **2.3.7. Ancho efectivo**

El ancho reducido de una plancha o placa suponiendo una distribución uniforme de tensiones que produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado de tensiones no uniforme. (Norma AISC 360-10, 2010, p.46).

#### **2.3.8. Área neta**

Área total reducida para tomar en cuenta el material retirado. (Norma AISC 360-10, 2010, p.46).

#### **2.3.9. Arriostramiento**

Miembro o sistema que proporciona rigidez y resistencia para limitar los movimientos fuera del plano de algún otro miembro en un punto de arriostramiento. (Norma AISC 360-10, 2010, p.46).

#### **2.3.10. ASD o Diseño por resistencias admisibles.**

Método para dimensionar componentes estructurales tal que las resistencias requeridas, calculadas con las combinaciones de carga ASD

no excedan las resistencias admisibles. (Norma AISC 360-10, 2010, p.47).

**2.3.11. Atiesador de carga**

Atiesador usado en puntos en los cuales actúan cargas concentradas o en los apoyos. Se posiciona ajustado entre las alas a ambos lados del alma, de una viga de manera que la carga se transmite por aplastamiento. (Norma AISC 360-10, 2010, p.47).

**2.3.12. Atiesador de rigidez**

Elemento estructural, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para distribuir cargas, transferir corte o prevenir el pandeo. (Norma AISC 360-10, 2010, p.47).

**2.3.13. Atiesador o rigidizador diagonal**

Atiesador del alma de una columna en la zona panel o panel nodal, orientado diagonalmente entre las alas, a uno o ambos lados del alma. (Norma AISC 360-10, 2010, p.47).

**2.3.14. Atiesador transversal**

Atiesador del alma orientada perpendicularmente a las alas y adosado al alma. (Norma AISC 360-10, 2010, p.47).

**2.3.15. Carga**

Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción de la edificación, el peso y la actividad de sus ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales y climáticos, movimientos diferenciales, o restricciones a los cambios dimensionales. (Norma AISC 360-10, 2010, p.48).

**2.3.16. Carga lateral**

Carga actuando en dirección lateral, tal como los efectos producidos por el viento o el sismo. (Norma AISC 360-10, 2010, p.48).

**2.3.17. Columna mixta**

Columna mixta acero-concreto consistente de uno o más perfiles de acero embebidos por el concreto de la columna. (Norma AISC 360-10, 2010, p.48).

**2.3.18. Columna tubular rellena de concreto**

Columna compuesta constituida por un perfil tubular HSS o tubería rellena de concreto estructural. La pared del tubo actúa como refuerzo. (Norma AISC 360-10, 2010, p.48).

**2.3.19. Concreto armado**

“Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero, preesforzado o no”. (Norma E.060 Concreto Armado, 2016, p.26).

**2.3.20. Conexiones a cortante**

Conexión que transmite momentos cargas axiales entre los miembros conectados. (Norma AISC 360-10, 2010, p.50).

**2.3.21. Conexiones a momento**

Conexión que transmite momentos flectores entre los miembros conectados. (Norma AISC 360-10, 2010, p.50).

**2.3.22. Construcción compuesta**

Miembros constituidos por perfiles de acero y concreto reforzado unidos estructuralmente de manera que trabajen en conjunto. (Norma AISC 360-10, 2010, p.51).

**2.3.23. Derivas de entrepiso**

Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación dividido por la altura de los entrepisos. (Norma AISC 360-10, 2010, p.51).

**2.3.24. Deslizamiento**

Es una conexión apernada, el estado límite referente al movimiento relativo de las partes conectadas previa a que se alcance la resistencia disponible de conexión. (Norma AISC 360-10, 2010, p.51).

**2.3.25. Efecto P-Delta**

Efecto de segundo orden de las cargas que actúan en las juntas o nodos desplazados de una estructura. En las estructuras de

edificaciones de múltiples pisos, este efecto de las cargas actúa sobre la posición desplaza lateral de los pisos y techos. (Norma AISC 360-10, 2010, p.52).

**2.3.26. Efecto P-Sigma**

Efecto de segundo orden de las cargas que actúan en la deformada de un miembro entre juntas o nodos. (Norma AISC 360-10, 2010, p.52).

**2.3.27. Eje débil**

El eje menor principal de una sección transversal. (Norma AISC 360-10, 2010, p.52).

**2.3.28. Eje fuerte**

El eje principal mayor de una sección transversal. (Norma AISC 360-10, 2010, p.52).

**2.3.29. Eje geométrico**

Eje paralelo al alma, ala o lado de un angular. (Norma AISC 360-10, 2010, p.52).

**2.3.30. Empalme**

La conexión entre dos miembros o elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo miembro o elemento más largo. (Norma AISC 360-10, 2010, p.53).

**2.3.31. Esfuerzo de tensión**

Fuerza por unidad de área causada por fuerza axial, momento, corte o torsión. (Norma AISC 360-10, 2010, p.62).

**2.3.32. Estabilidad**

Condición en que la carga de un componente estructural, marco o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos. (Norma AISC 360-10, 2010, p.53).

**2.3.33. Pórticos arriostrados excéntricamente EBF (Eccentrically Braced Frames)**

Pórticos en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga donde se conectan.

(Alacero - Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero 5° Edición, 2018, p.72)

**2.3.34. LRFD**

Método de dimensionamiento de componentes estructurales tal que la resistencia de diseño iguale o exceda las resistencias requeridas provenientes de las combinaciones LRFD para cargas. (Norma AISC 360-10, 2010, p.56).

**2.3.35. Miembro compuesto embebido**

Miembro compuesto consistente de un miembro estructural de concreto y uno o más perfiles de acero embebidos. (Norma AISC 360-10, 2010, p.57).

**2.3.36. Muro de concreto armado**

Muro estructural que en su plano suministra al sistema estructural resistencia a las cargas laterales y estabilidad. (Norma AISC 360-10, 2010, p.57).

**2.3.37. Pandeo**

Estado límite de cambio repentino en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus componentes en condición de carga crítica. (Norma AISC 360-10, 2010, p.58).

**2.3.38. Período de vibración**

Es el tiempo que tarda la edificación en dar una oscilación. (Fuente Propia)

**2.3.39. Placa colaborante**

Concreto vaciado sobre un encofrado colaborante de acero de distinto espesor con nervaduras. (Bungale S., 2012, p.72)

**2.3.40. Resistencia nominal**

Resistencia calculada según las hipótesis y parámetros normativos correspondientes al agotamiento resistente, antes de aplicar ningún factor de reducción de resistencia. (Norma AISC 360-10, 2010, p.60).

**2.3.41. Resistencia requerida**

Son las fuerzas, tensiones y deformaciones que actúan en el componente estructural, determinadas ya sea por un análisis estructural, para las combinaciones de cargas del método ASD o LRFD, según corresponda o las estipuladas en esta especificación. (Norma AISC 360-10, 2010, p.60).

**2.3.42. Revestimiento**

Cerramientos exteriores de una estructura. (Norma AISC 360-10, 2010, p.62).

**2.3.43. Rigidez**

La resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada (o momento) dividida por el correspondiente desplazamiento (o rotación). (Norma AISC 360-10, 2010, p.61).

**2.3.44. Viga compuesta**

Viga estructural de acero en contacto con y actuando conjuntamente a una losa de hormigón armado. (Norma AISC 360-10, 2010, p.63).

**2.4. Hipótesis**

El diseño de los elementos estructurales de sección compuesta para la edificación de dieciséis pisos cumplirá con la normativa AISC 341-16.

**2.5. Variables dependientes e independientes**

No existen variables dependientes ni independientes, por ser ésta una tesis de diseño.

## 2.6. Operacionalización de las variables (Dimensiones e indicadores)

VARIABLE	DIMENSIONES
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES AISC 341-16	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO
	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
	ANÁLISIS ESTRUCTURAL
	RESULTADO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

**Tabla 10.** Operacionalización de las variables

**Fuente:** Propia.

## CAPÍTULO III

### 3. Metodología de la investigación

#### 3.1 Tipo de investigación, enfoque y alcance o nivel

- **De acuerdo con la orientación o finalidad:** *Investigación Aplicada*

Se aplicarán los mecanismos aprendidos durante la carrera para poder obtener las fuerzas de diseño para los elementos compuestos de un edificio de dieciséis pisos.

- **De acuerdo con la técnica de planteamiento de resultados:** *Investigación Descriptiva*

Una vez obtenidas las fuerzas de diseño se procederá a determinar las características seccionales de estos y mostrarlas a base de planos, siendo estos planos un medio para describir las características seccionales de los elementos.

#### 3.2 Población y muestra

##### 3.2.1 Población

Distribución arquitectónica de la edificación de dieciséis pisos ubicada en la Av. 29 de diciembre N° 209 Urb. Torres Araujo, Distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento la Libertad.

##### 3.2.2 Muestra

Distribución arquitectónica de la edificación de dieciséis pisos ubicada en la Av. 29 de diciembre N° 209 Urb. Torres Araujo, Distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento la Libertad.

#### 3.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

##### 3.3.1 Descripción general del proyecto

La edificación es de 16 niveles destinada para vivienda (edificio multifamiliar) ubicado en la Avenida 29 de diciembre N° 209 Urb. Torres Araujo, Distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento la Libertad.

En su distribución arquitectónica cuenta con 4 Departamentos por piso, presenta servicios higiénicos convencionales, así como una escalera cuyo descanso está apoyado en un muro de corte compuesto.

Existen dos elevadores encajonados entre muros de corte compuestos. Las alturas de entrepiso son de 3.20 para el primer nivel y 2.75 para el resto de niveles.

### **3.3.2 Materiales de conformación de los elementos estructurales**

Para el análisis y diseño de los elementos estructurales de la edificación en estudio se tomaron en cuenta distintos valores para los materiales que conforman parte de la estructura ante cargas de gravedad y ante cargas sísmicas, siendo estos:

Acero estructural (Perfiles de acero), ASTM A992 Grado 50

Acero de refuerzo (Barras de refuerzo), A615 Grado 60

Concreto armado, se han adoptado los valores de: Resistencia a la compresión  $f'_c = 280$  y  $210 \text{ kg/cm}^2$ . Para distintos miembros indicados pertinentemente.

Las propiedades de estos materiales se detallarán más adelante en el tópico concerniente al análisis estructural.

### **3.3.3 Cargas verticales**

#### **3.3.4.1 Carga muerta**

Para efecto de cálculo de esta carga se consideró los pesos propios de todos los elementos estructurales y no estructurales tales como:

#### **Elementos estructurales**

- Columnas compuestas
- Muros de Concreto armado
- Vigas principales de los pórticos a momento
- Riostras
- Vigas secundarias
- Losa Mixta de concreto (Placa colaborante + concreto)

#### **Elementos no estructurales**

- Peso de los acabados
- Tabiquería de drywall
- Escaleras

#### **3.3.4.2 Carga viva**

Se considera la sobrecarga en función de la norma E.020, respecto a vivienda. (200 kg/m<sup>2</sup>), así como también una sobrecarga de la azotea de 100 kg/m<sup>2</sup>.

#### **3.3.4.3 Zonificación (Z)**

La zona donde está ubicado el edificio es la Zona 4, por ende, el factor de zona “Z” será 0.45.

#### **3.3.4.4 Parámetros del suelo (S)**

Según el estudio de mecánica de suelos, tenemos como terreno de fundación a una arena uniforme (mal graduada) color beige amarillento, con estado de compacidad semi densa, estructura tipo no cohesiva y partículas de forma sub angulosa; que se presenta a partir de -2.10 metros a partir del terreno natural, en el estrado de apoyo no se encontró presencia de napa freática y tiene moderada agresividad a los sulfatos, por ende estamos ante un perfil de suelos intermedio o “S<sub>2</sub>”, al tener este valor nos dirigimos a la tabla N°3 de la norma E.030 (Anexo N° ), donde tenemos que el factor de suelo “S” es 1.05.

#### **3.3.4.5 Factor de ampliación sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación sísmica “C” por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 x (T_p/T); \quad C \leq 2.5$$

(Ecuación 159)

#### **3.3.4.6 Categoría de las edificaciones (U)**

De acuerdo a la tabla N°5 de la norma E.30 estamos frente a la categoría C (Edificios comunes), los cuales entre otros contemplan viviendas; y el factor U es 1.0.

#### **3.3.4.7 Sistemas estructurales (R)**

Los sistemas estructurales se definen en base a los materiales y sistemas de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. De acuerdo la norma ASCE 7-16, concretamente en la tabla 12.2-1. El factor R=8 según D.5 “Steel and concrete composite eccentrically braced frames” y R=6 según B.4 “Special reinforced concrete shear walls”. Tomamos R=6 como coeficiente de reducción sísmica global, por ser el factor de reducción sísmica más desfavorable. De igual manera verificando en el análisis, los muros que conforman el núcleo de concreto armado del primero piso toman la mayor parte de la cortante basal.

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R <sup>a</sup>	Overstrength Factor, Ω <sub>o</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>e</sup>
<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	3 <sup>3/4</sup>	2	3 <sup>3/4</sup>	NL	NL	35 <sup>f</sup>	35 <sup>f</sup>	NP <sup>g</sup>
4. Special reinforced concrete shear walls <sup>h,i</sup>	14.2	6	2 <sup>1/2</sup>	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>e</sup>	14.2	5	2 <sup>1/2</sup>	4 <sup>1/2</sup>	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls <sup>e</sup>	14.2 and 14.2.2.7	2	2 <sup>1/2</sup>	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls <sup>e</sup>	14.2	1 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>	1 <sup>1/2</sup>	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls <sup>e</sup>	14.2	5	2 <sup>1/2</sup>	4 <sup>1/2</sup>	NL	NL	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>	40 <sup>f</sup>
9. Ordinary precast shear walls <sup>e</sup>	14.2	4	2 <sup>1/2</sup>	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2 <sup>1/2</sup>	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4 <sup>1/2</sup>	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>	5 <sup>1/2</sup>	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2 <sup>1/2</sup>	4 <sup>1/2</sup>	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2 <sup>1/2</sup>	4	NL	NL	NP	NP	NP
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2 <sup>1/2</sup>	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2 <sup>1/2</sup>	5 <sup>1/2</sup>	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>h,i</sup>	14.2	7	2 <sup>1/2</sup>	5 <sup>1/2</sup>	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>e</sup>	14.2	6	2 <sup>1/2</sup>	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2 <sup>1/2</sup>	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2 <sup>1/2</sup>	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2 <sup>1/2</sup>	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2 <sup>1/2</sup>	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5 <sup>1/2</sup>	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3 <sup>1/2</sup>	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2 <sup>1/2</sup>	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8 <sup>1/2</sup>	2 <sup>1/2</sup>	6 <sup>1/2</sup>	NL	NL	NL	NL	NL

Tabla 11. Coeficientes y factores de diseño sísmico.

Fuente: Structural Engineering Institute (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, p. 91

### 3.3.4.8 Categoría y estructura de la edificación

La categoría de la edificación es C, mientras que la zona es 4. Yendo a la tabla n°10 de la norma E.030 la única restricción estructural que se tiene es que “No se permiten irregularidades extremas”.

### 3.3.4.9 Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

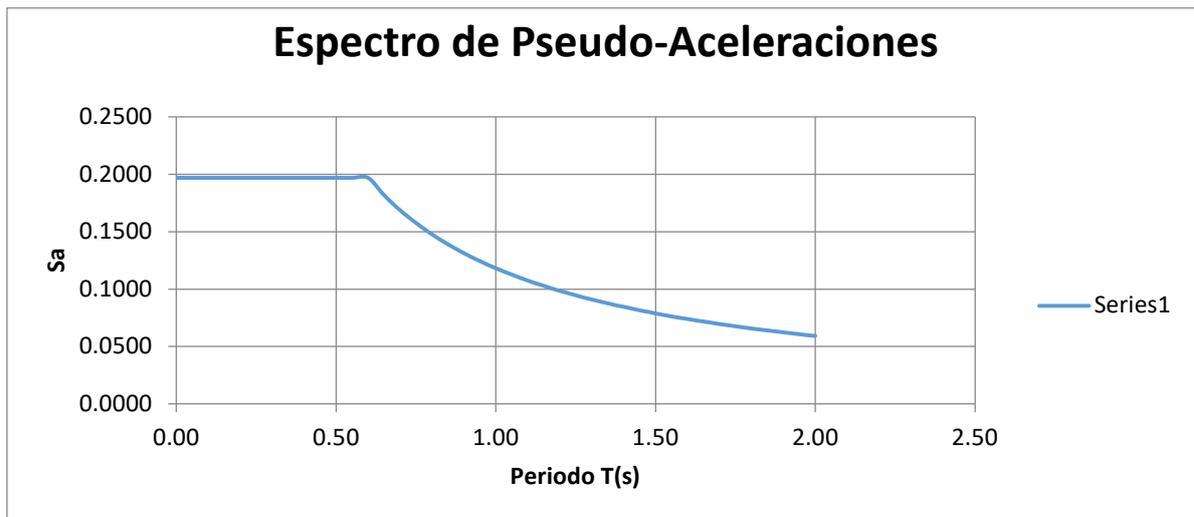
FACTOR DE ZONA	Z=	0.45	
FACTOR DE USO	U=	1	
FACTOR DE SUELO	S2=	1.05	
PERIODO DEL SUELO	Tp=	0.6	
	Tl=	2	
PERIODO FUNDAMENTAL	T=	1.53	SEG
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA			
	C=	0.980	
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SISMICA			
	Ro=	6	
	Ia=	1	
	Ip=	1	
	R=	6	
	ZUS/R	0.07875	

Factor de Amplificación Sismica	C/R>0.125	Periodo	Aceleración Espectral
C	C/R	T	Sa
2.50	0.417	0.00	0.1969
2.50	0.417	0.05	0.1969
2.50	0.417	0.10	0.1969
2.50	0.417	0.15	0.1969
2.50	0.417	0.20	0.1969
2.50	0.417	0.25	0.1969
2.50	0.417	0.30	0.1969
2.50	0.417	0.35	0.1969
2.50	0.417	0.40	0.1969
2.50	0.417	0.45	0.1969
2.50	0.417	0.50	0.1969
2.50	0.417	0.55	0.1969
2.50	0.417	0.60	0.1969
2.31	0.385	0.65	0.1817
2.14	0.357	0.70	0.1688
2.00	0.333	0.75	0.1575
1.88	0.313	0.80	0.1477
1.76	0.294	0.85	0.1390
1.67	0.278	0.90	0.1313
1.58	0.263	0.95	0.1243
1.50	0.250	1.00	0.1181

Factor de Amplificación Sismica	C/R>0.125	Periodo	Aceleración Espectral
C	C/R	T	Sa
1.43	0.238	1.05	0.1125
1.36	0.227	1.10	0.1074
1.30	0.217	1.15	0.1027
1.25	0.208	1.20	0.0984
1.20	0.200	1.25	0.0945
1.15	0.192	1.30	0.0909
1.11	0.185	1.35	0.0875
1.07	0.179	1.40	0.0844
1.03	0.172	1.45	0.0815
1.00	0.167	1.50	0.0788
0.97	0.161	1.55	0.0762
0.94	0.156	1.60	0.0738
0.91	0.152	1.65	0.0716
0.88	0.147	1.70	0.0695
0.86	0.143	1.75	0.0675
0.83	0.139	1.80	0.0656
0.81	0.135	1.85	0.0639
0.79	0.132	1.90	0.0622
0.77	0.128	1.95	0.0606
0.75	0.125	2.00	0.0591

**Tabla 12.** Tabla de datos del espectro de pseudo aceleraciones.

**Fuente:** Elaboración Propia



**Figura 39.** Espectro de Pseudo-aceleraciones.

**Fuente:** Elaboración Propia

### 3.3.4.10 Combinaciones de carga

La norma AISC 341-16 “Consideraciones de Diseño para Edificios de Acero Estructural” nos deriva a la norma ASCE-16 “Cargas Mínimas de Diseño y Criterios Asociados para Edificios y Otras Estructuras”, concretamente en el numeral 2.3.1 “Combinaciones Básicas de Diseños”. La estructura, sus componentes y su cimentación deben ser diseñadas de tal manera que la fuerza de diseño iguale o exceda las cargas factoradas en las siguientes combinaciones:

- ✓ **Combinación 1:**  $1.4D$
- ✓ **Combinación 2:**  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ✓ **Combinación 3:**  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
- ✓ **Combinación 4:**  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
- ✓ **Combinación 5:**  $0.9D + 1.0W$
- ✓ **Envolvente:**  $ENV(\text{COMB1}, \text{COMB2}, \text{COMB3}, \text{COMB4}, \text{COMB5})$

### 3.3.4.11 Predimensionamiento de elementos

#### 3.3.4.11.1 Predimensionamiento de losa colaborante

Basándonos en la *Figura 52*, la losa de espesor 0.75 mm es idónea para los propósitos estructurales de este trabajo.

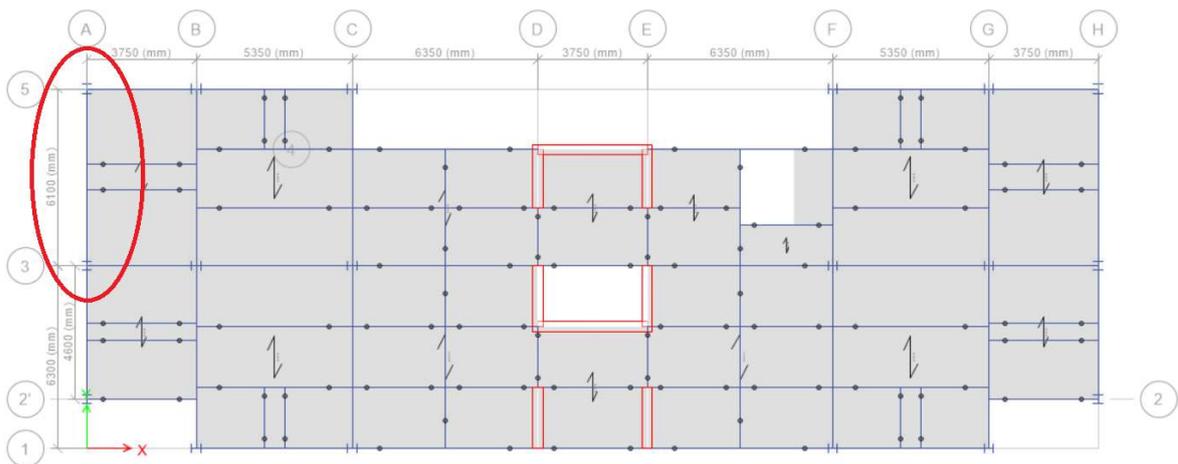
Biapoyado  $e = 0,75 \text{ mm}$

Smín (cm <sup>2</sup> /m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Smáx (cm <sup>2</sup> /m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Espesor de losa en cm	Luces L en cm										
	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380	400
24	2620	2190	1860	1590	1380	1200	1060	930	830	740	660
23	2500	2090	1770	1520	1320	1150	1010	890	790	700	630
22	2380	1990	1690	1450	1250	1090	960	850	750	670	600
21	2380	1890	1600	1370	1190	1040	910	800	710	630	560
20	2380	1790	1510	1300	1120	980	860	760	670	600	530
19	2260	1690	1430	1220	1060	920	810	720	630	560	500
18	2120	1590	1340	1150	1000	870	760	670	600	530	470
17	1990	1590	1260	1080	930	810	710	630	560	490	440
16	1850	1580	1170	1000	870	760	660	590	520	460	410
15	1720	1460	1090	930	810	700	620	540	480	430	360
14	1590	1350	1000	860	740	650	570	500	440	370	260
13	1450	1240	1000	790	680	590	520	460	390	260	170
12	1320	1120	970	720	620	540	470	380	270	170	
11	1190	1010	870	720	560	480	360	250	160		

**Figura 40.** Cuadro de cargas de uso máximo en daN/m<sup>2</sup>, 1daN/m<sup>2</sup>=0.01kN/M<sup>2</sup>

**Fuente:** Arval (2017). Especificaciones de Forjados Colaborantes. Acerlor Mittal, p. 7

### 3.3.4.11.2 Predimnsionamiento de vigas principales



**Figura 41.** Ubicación de la viga a predimensionar.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Predimensionamiento de vigas principales, que obedece solicitaciones de resistencia y deflexión.

$$d = \frac{L}{20}$$

(Ecuación 160)

$d$ : peralte de la viga

$L$ : Luz Libre entre apoyos

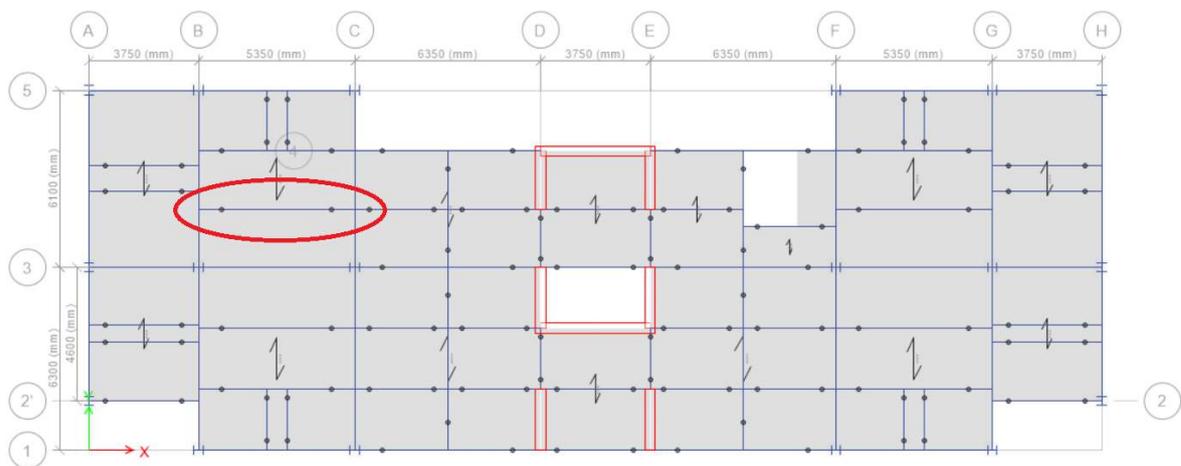
Para el caso:

$L = 5.79 \text{ m}$

$d = 0.29\text{m} \approx 0.30\text{m}$

Elegimos la sección W 12 X 50, cuyo peralte es de 30.99cm.

### 3.3.4.11.3 Predimensionamiento de correas



**Figura 42.** Ubicación de la correa a predimensionar.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Predimensionamiento de correas (vigas secundarias), que obedece solicitudes de resistencia y deflexión.

$$d = \frac{L}{24}$$

(Ecuación 161)

$d$ : peralte de la viga

$L$ : Luz Libre entre apoyos

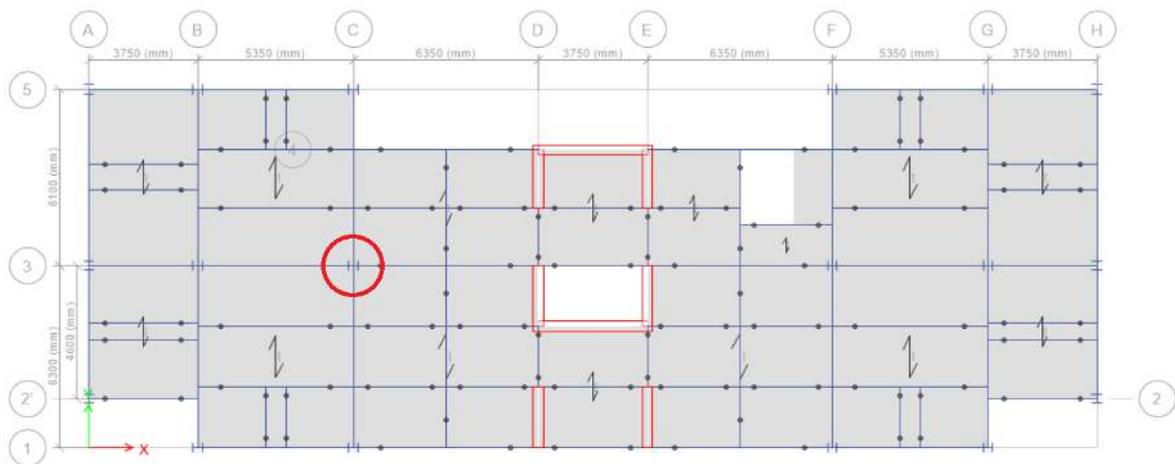
Para el caso:

$$L = 5.0427$$

$$d = 0.21\text{m}$$

Elegimos la sección W 12 X 50, cuyo peralte es de 25.20 cm

### 3.3.4.11.4 Predimensionamiento de columnas



**Figura 43.** Ubicación de la columna a predimensionar.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

La columna mostrada soporta una carga axial de 596.86 Tn, por lo tanto, seleccionamos un perfil compacto HP 12x74 para su comprobación.

$$P_u = ((0.45 * F_{cu} * A_c) + (A_s * P_y) + (0.87 * A_r * F_y)) * 0.9$$

(Ecuación 162)

$P_u$ : Carga axial por gravedad.

$F_{cu}$ : Esfuerzo de compresión del concreto.

$A_c$ : Área de concreto.

$A_s$ : Área de acero del perfil seleccionado.

$P_y$ : Resistencia a la tracción del perfil seleccionado.

$A_r$ : Área de las barras corrugadas

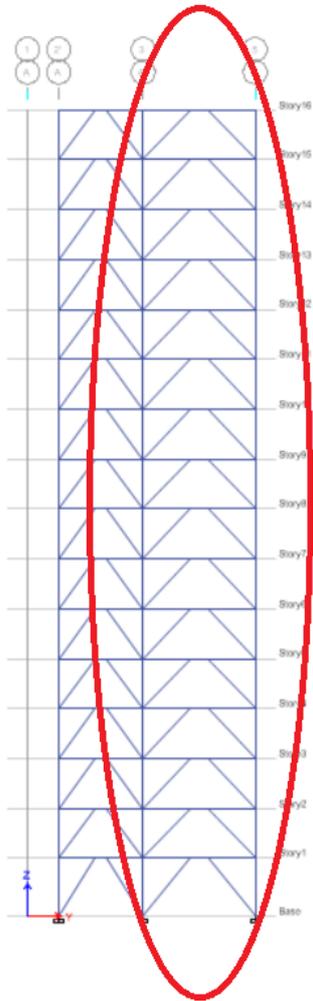
$F_y$ : Resistencia a la tracción de las barras corrugadas.

Ac	250000	mm <sup>2</sup>
As	14060	mm <sup>2</sup>
Ar	1592	mm <sup>2</sup>
Fcu	2.8	kg/mm <sup>2</sup>
Py	35.15	kg/mm <sup>2</sup>
Fy	42	kg/mm <sup>2</sup>

$P_u = 780.64 \text{ Tn.}$

La columna resistirá hasta 780.64 Tn, mientras que solo será solicitada hasta 596.86 Tn.

#### **3.3.4.11.5 Predimensionamientos de riostras**



**Figura 44.** Ubicación de las riostras a predimensionar.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

$$140 \geq \frac{Lba}{r_{menor}}$$

(Ecuación 163)

*Lba*: Luz libre de arriostamiento.

*rmenor*: radio de giro menor

Para el caso:

Se elige un perfil HSS 6"x6"x5/8"

$L_{ba} = 356$  cm.

$r_{menor} = 5.5$  cm.

$L_{ba}/r_{menor} = 65.45$

Si la relación  $L_{ba}/r_{menor}$ , fuera mayor a 140 se consideraría como demasiado esbelta, por ende se procede a elegir otro perfil.

### **3.4 Análisis estructural de la edificación de dieciséis pisos**

#### **3.4.1 Análisis Computacional**

##### **3.4.1.1 Análisis estructural en software ETABS V16.2.0**

Previo a ingresar las características seccionales de los elementos en el software ETABS, se llevó a cabo el pre-dimensionamiento de dichos elementos.

**Elementos verticales:** columnas cuadradas de sección compuesta con perfil de acero estructural tipo "HP" embebido en concreto reforzado, con secciones variables como se indica en los planos adjuntos y un núcleo rígido conformado por muros de concreto armado.

**Elementos horizontales:** Los elementos que forman parte del diafragma rígido están conformados por vigas de acero estructural "expuestas", estas vigas están trabajando a sección compuesta mediante conectores de corte, los mismos que unen estos elementos con la losa colaborante, que se compone de una lámina deck/chapa de 2" con 75 mm de espesor y nervaduras orientadas en una dirección, sobre esta lamina va una capa de 7.2 cm de concreto con lo cual se conforma una losa de 13 cm de peralte. Este conjunto de elementos mencionados, además de las vigas secundarias y/o correas, forman parte del diafragma rígido en cada entrepiso de la edificación.

**Criterios que se tomaron en cuenta para la estructuración:**

Regularidad en planta y elevación sin cambios bruscos de rigidez, masas o discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y fuerzas laterales a través de los elementos verticales hacia la cimentación.

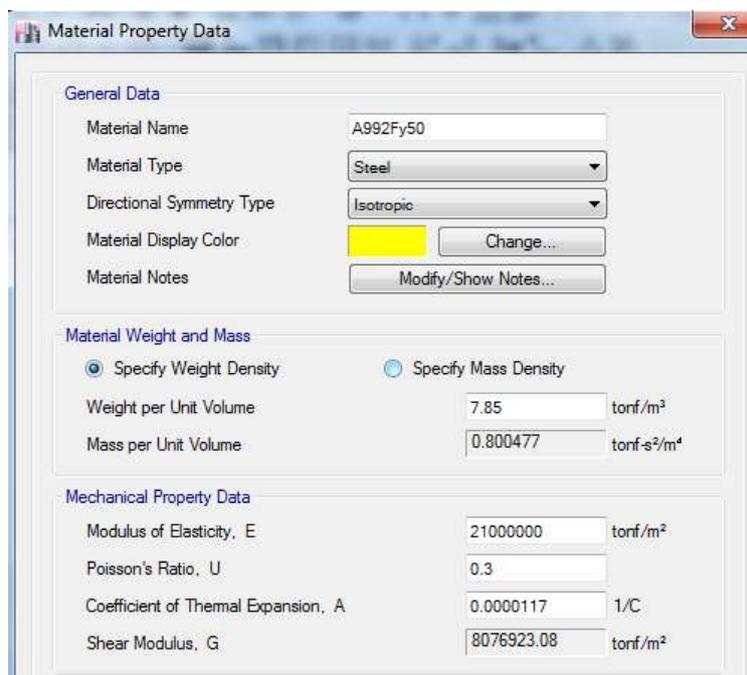
### Simetría en la repartición de las masas

Simetría en la distribución de rigideces, mediante la ubicación de los elementos verticales como son columnas compuestas, pórticos resistentes a momento, pórticos arriostrados excéntricamente y muros de concreto reforzado.

### Propiedades de los materiales

Se definieron con anterioridad 3 tipos de materiales que conforman los elementos estructurales, estos materiales fueron ingresados a un programa de cálculo estructural (ETABS v16.2.1), para facilitar la parte concerniente al análisis estructural teniendo lo siguiente:

Acero estructural A992 Grado 50



The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into three sections: 'General Data', 'Material Weight and Mass', and 'Mechanical Property Data'.

**General Data:**

- Material Name: A992Fy50
- Material Type: Steel (dropdown menu)
- Directional Symmetry Type: Isotropic (dropdown menu)
- Material Display Color: Yellow (with a 'Change...' button)
- Material Notes: (with a 'Modify/Show Notes...' button)

**Material Weight and Mass:**

- Specify Weight Density
- Specify Mass Density
- Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m<sup>3</sup>
- Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data:**

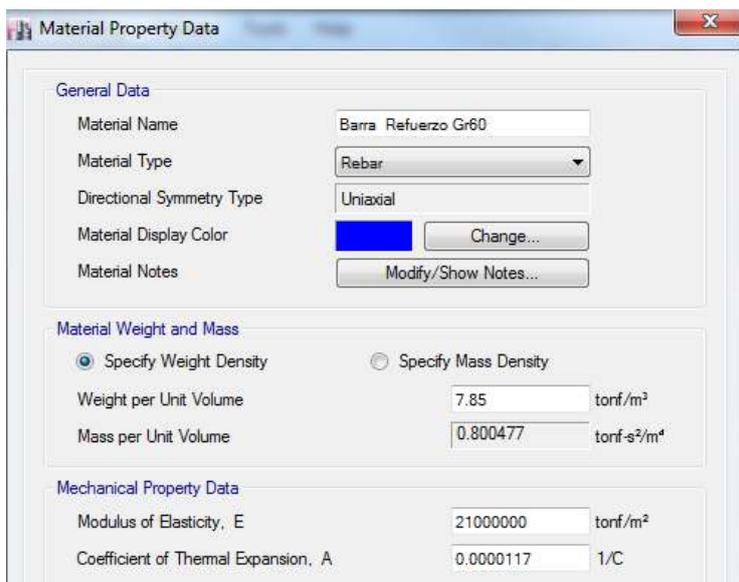
- Modulus of Elasticity, E: 21000000 tonf/m<sup>2</sup>
- Poisson's Ratio, U: 0.3
- Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Shear Modulus, G: 8076923.08 tonf/m<sup>2</sup>

**Figura 45.** Propiedades del Acero Estructural A992 Grado 50.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Además de las propiedades mostradas, se consideró un  $F_y = 345$  MPa y  $F_u = 450$  MPa.

Barras de refuerzo Grado 60 para el concreto armado

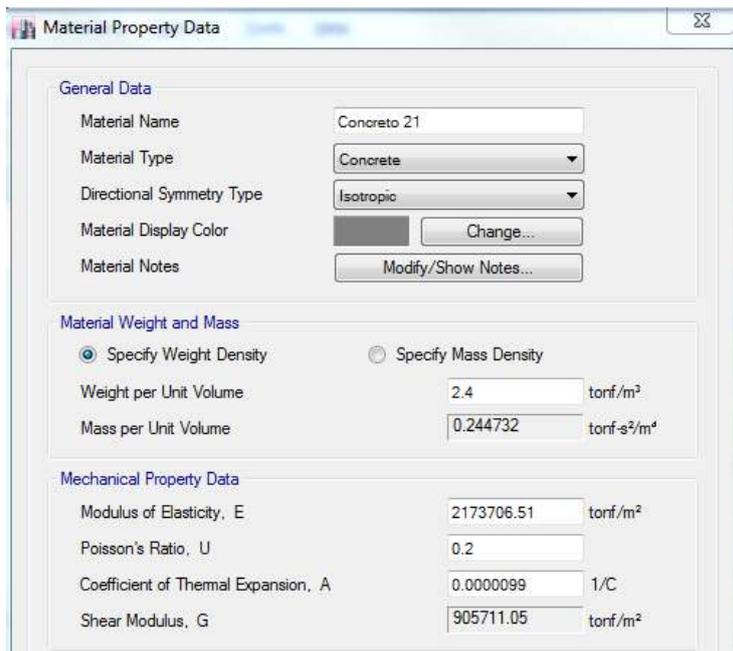


**Figura 46.** Propiedades de las Barras de Refuerzo Grado 60.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Para las barras corrugadas se consideró un  $F_y = 420$  MPa.

Concreto armado  $f'_c = 21$  y  $28$  MPa



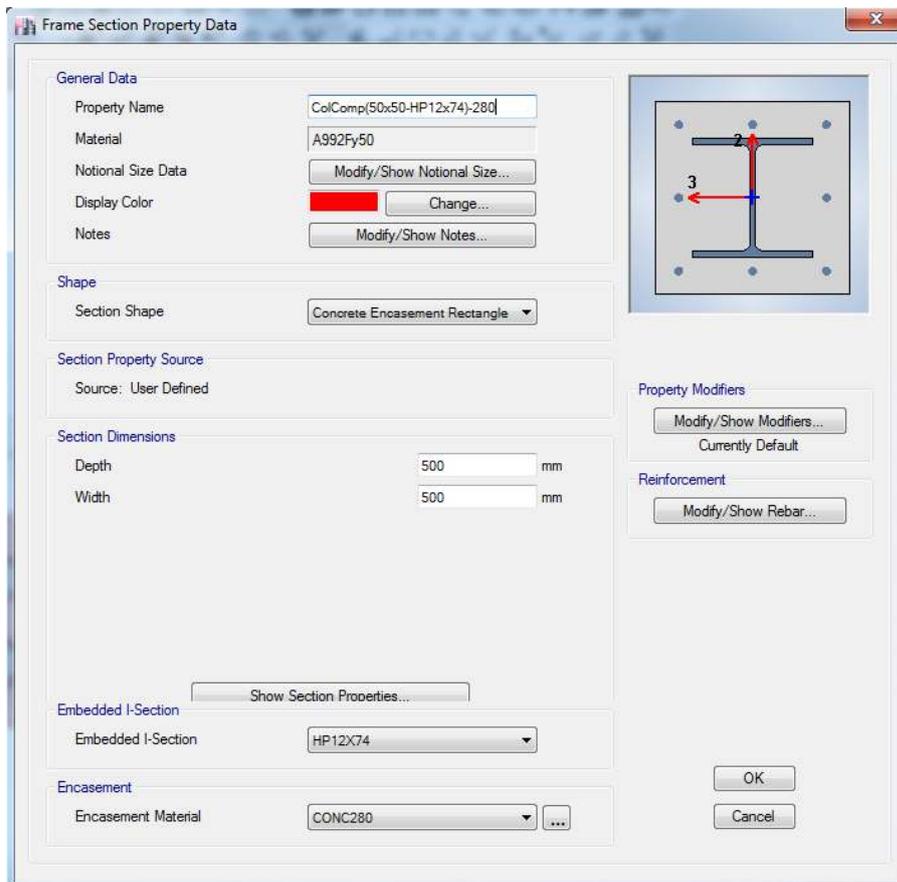
**Figura 47.** Propiedades del Concreto  $f'_c=21$  MPa.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Las características del concreto armado para elementos como columnas, muros de concreto armado y losas de entrepiso, contaban con características similares cambiando en cada una el esfuerzo a la compresión cilíndrica  $f'_c = 21$  MPa y 28 MPa, el cual a su vez varía el módulo de elasticidad, siendo este: 217370.65 Kg/cm<sup>2</sup> y 250998.01 Kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.

### **Definición de secciones**

Definición de columnas compuestas, en este documento se aborda específicamente el diseño de columnas embebidas en concreto, por lo que se procedió a realizar la idealización para el análisis de dicho elemento como se muestra a continuación:



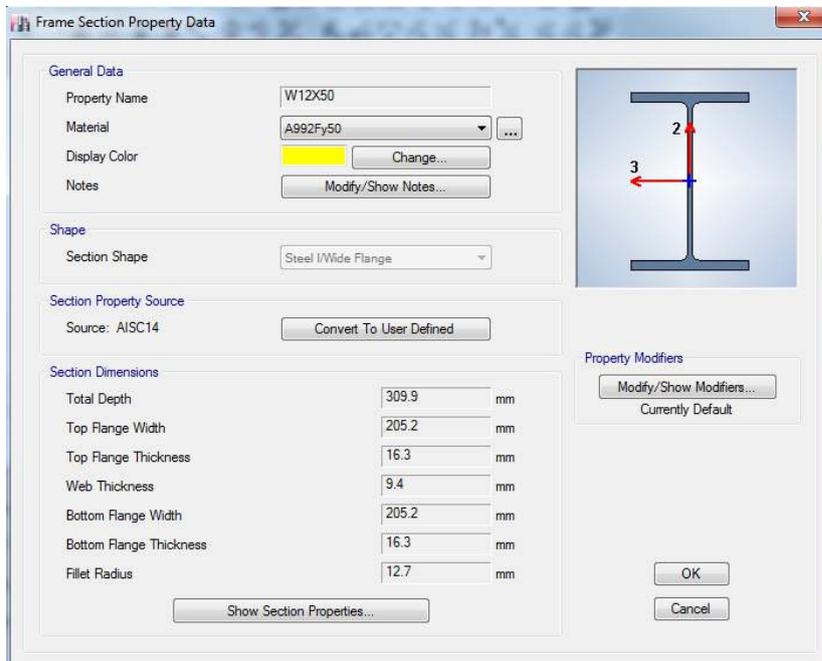
**Figura 48.** Propiedades Seccionales Columna 50x50.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Como se observa, ETABS nos permite ingresar el tipo de material y características seccionales de cada elemento, siendo el caso del elemento embebido, un perfil estructural tipo HP 12x74 conformado por acero estructural A992 Gr 50 y el material que rodea a dicha sección es concreto armado de  $f'_c=28$  MPa. Este perfil a pesar de componerse de 3 materiales distintos, fue tratado e idealizado como un elemento frame de sección única.

Definición de **vigas principales**, pudiendo denominarse estas como las predominantes en los pórticos que aportan rigidez ante fuerzas laterales, el material de conformación de estas vigas es de acero estructural A992 Gr 50, estas secciones

están pensadas para trabajar a sección compuesta (a nivel de diseño) uniéndose a la losa de entrepiso mediante conectores de corte.



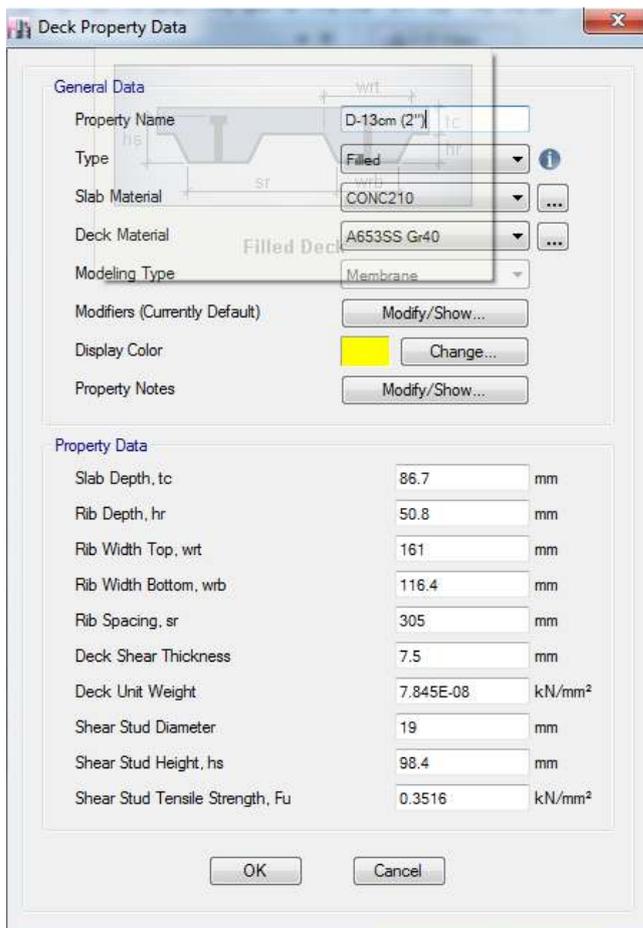
**Figura 49.** Propiedades Seccionales Viga W12x50.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Para lo concerniente a la elección del perfil y sus características geométricas, se tuvo que realizar un predimensionamiento debidamente justificado y comprobar que el perfil sea compacto (de acuerdo con lo estipulado en la norma AISC 341-16), estas secciones en su mayoría están designadas con uniones a momento, con el fin de aportar rigidez donde sea requerido en base a las estructuraciones que se explicaran con mayor énfasis en los puntos siguientes. Al igual que las columnas, las vigas fueron idealizadas como elementos tipo frame.

Se realizó un procedimiento similar, pero con criterios diferentes para la elección de los perfiles de las **vigas secundarias** y/o correas, pues las uniones de estos elementos fueron definidas a corte, solo para fuerzas de gravedad y ningún tipo de responsabilidad sísmica, ni aporte de rigidez a la estructura principal.

Definición de la **losa de entrepiso**, la elección de la geometría de la losa de entrepiso fue basada en la magnitud de las cargas que este tiene que soportar, lo cual esta directamente relacionado al uso de la edificación, y el otro parámetro a tener en cuenta es la luz libre entre apoyos para la transmisión de cargas. Por lo que se obtuvo una losa con deck colaborante de 130 mm de peralte, con un deck de 7.5 mm de acero conformado en frio grado 40.



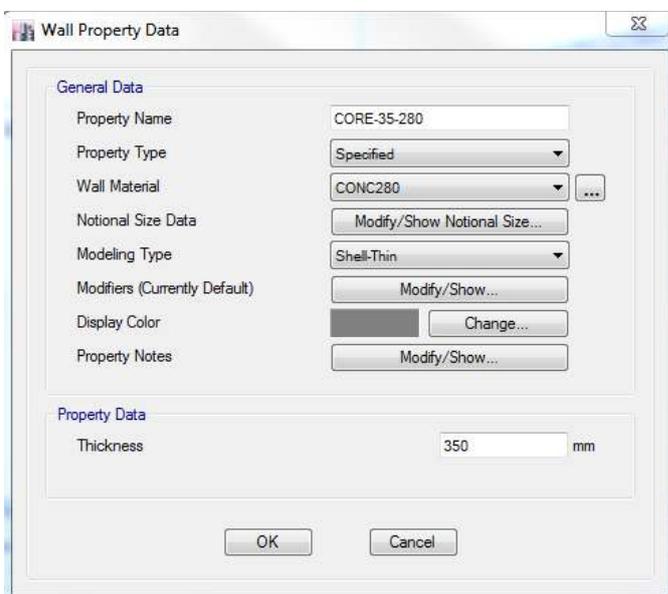
**Figura 50.** Propiedades Seccionales Placa Colaborante.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Además de los parámetros ya mencionados, el programa permite ingresar datos concernientes al diseño de la losa, como es el diámetro, altura y esfuerzo a tensión del conector de corte. Estos datos últimos, no se tomaron en cuenta, pues a nivel de

análisis estructural es suficiente con los parámetros geométricos y de peso por unidad de área, tanto para carga muerta (Peso propio + acabados) como para carga viva y la hipótesis de si el elemento transmite las cargas en una o dos direcciones, por ello se trató a la losa colaborante como una membrana.

Definición del **muro de concreto armado** que conforma el núcleo central, éste denominado núcleo rígido central fue colocado inicialmente por la necesidad de proveer un recinto rígido y seguro para los ascensores, pero a su vez se comprobó su necesidad para concentrar la rigidez en el centro geométrico en planta. Tras un breve predimensionamiento se determinó el espesor necesario de 350 mm.



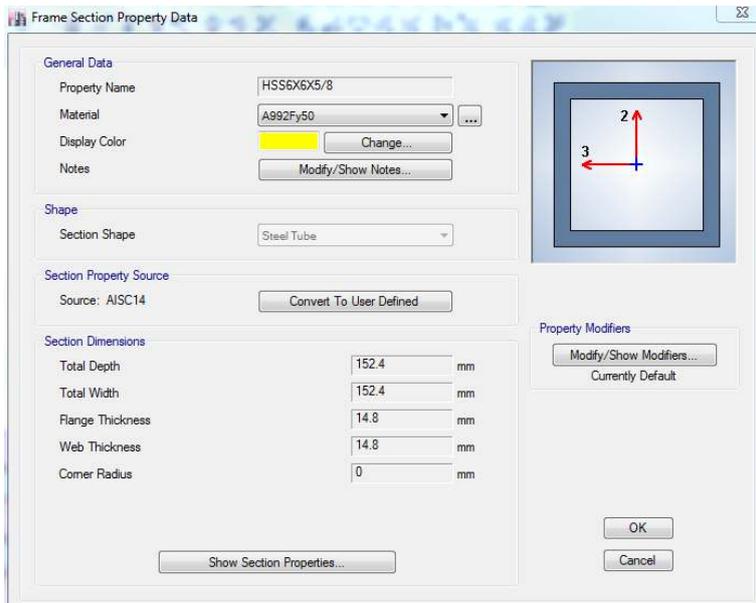
**Figura 51.** Propiedades Seccionales Muro de Concreto Armado.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

El núcleo central conformado por 4 muros de concreto reforzado de 350 mm de espesor, fue tratado como un elemento "Shell" de espesor uniforme y conformado por concreto de 28 MPa.

Definición del **arriostramiento** excéntrico, se tuvo en cuenta el tipo de arriostramiento que se necesitaba según el comportamiento global de la estructura, las características

del proyecto y la ubicación en planta del arriostramiento. Al ser éste un arriostramiento excéntrico de “V” invertida, se procedió a hacer la elección del perfil, eligiéndose un perfil tubular rectangular, por facilidad constructiva y de cálculo en las conexiones Gusset.

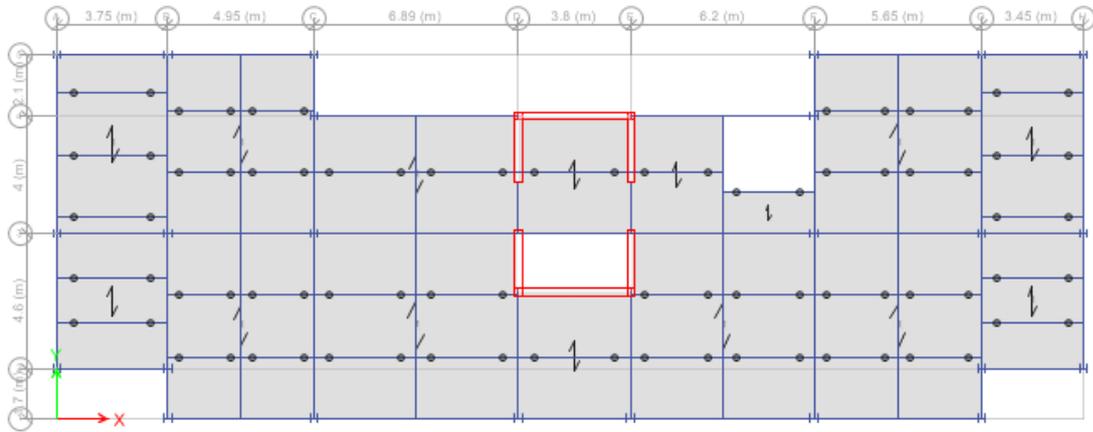


**Figura 52.** Propiedades Seccionales Gusset Plate.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

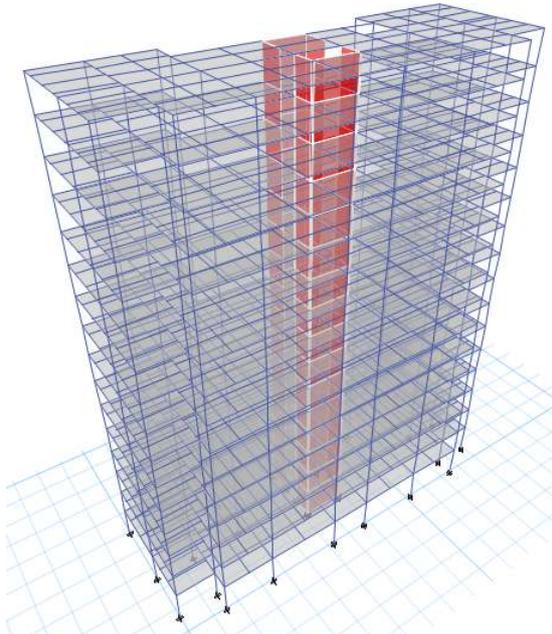
### 3.3.2.1 Primera estructuración

La primera estructuración consta de un núcleo rígido central conformado por muros de concreto reforzado de 25cm de espesor, el cual serviría para contrarrestar las cargas laterales y columnas compuestas en el resto de la edificación para cargas de gravedad y algunos pórticos especiales a momento dispuestos en ambas direcciones. A pesar de contar con una estructuración simétrica, el modelo presentaba un comportamiento rotacional en el eje Z (que se podría interpretar como torsión en planta) en el primer modo de vibración, el cual a su vez tenía un periodo de 2.25 seg. y con una deriva de entrepiso inelástica máxima de 0.0142 en la dirección más desfavorable (Y), siendo claramente una estructuración con un resultado muy flexible y con poca estabilidad y rigidez ante cargas laterales.



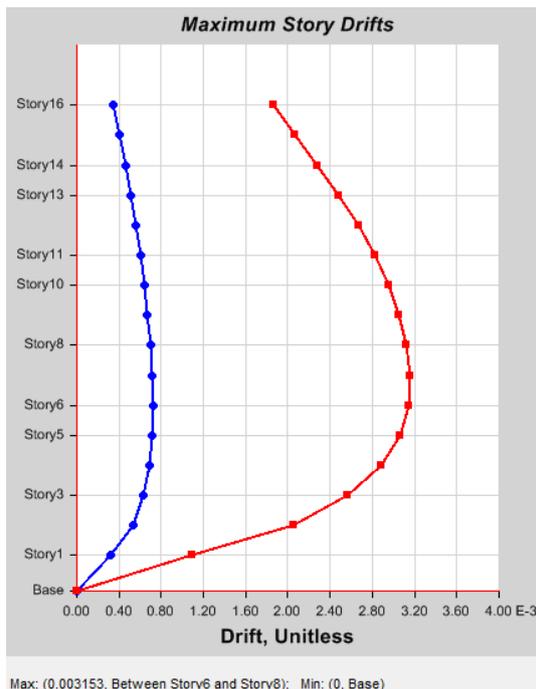
**Figura 53.** Vista en planta de la primera estructuración.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 54.** Vista en 3D de la primera estructuración

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



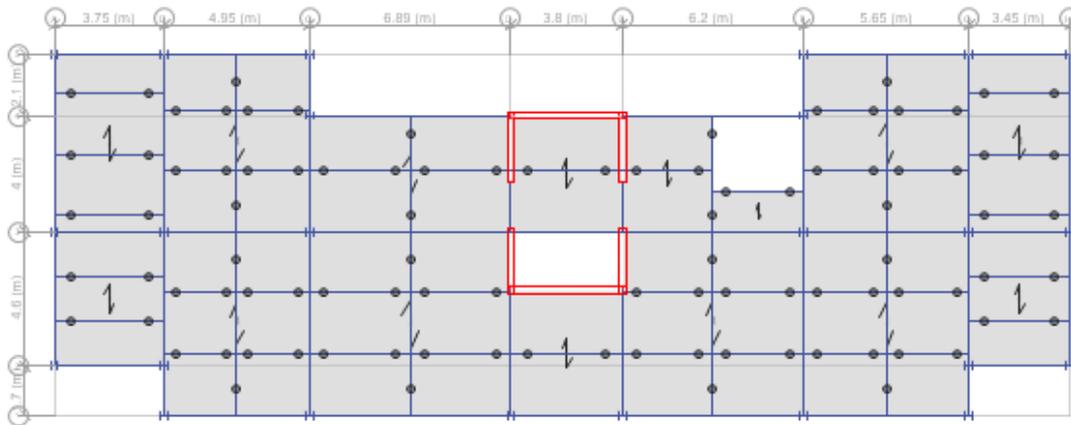
**Figura 55.** Grafico por nivel de derives elásticas de la primera estructuración.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### 3.3.2.2 Segunda estructuración

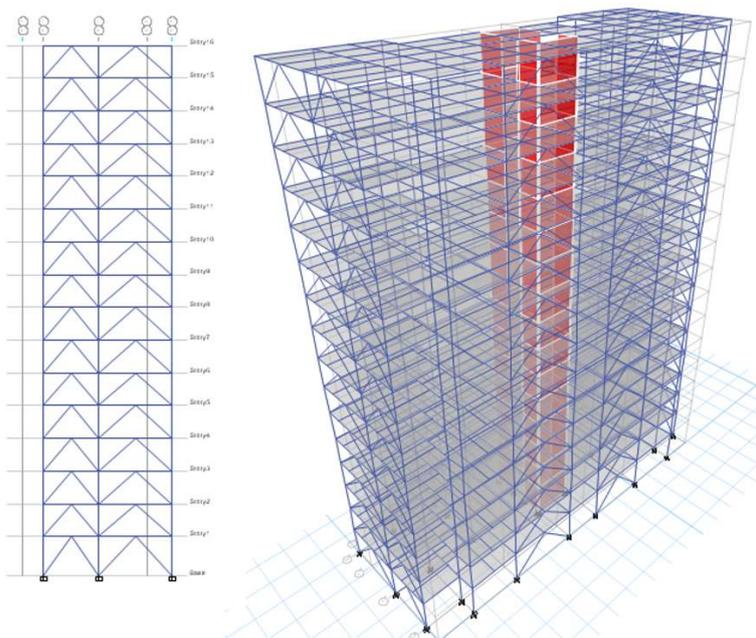
La segunda estructuración se basa en la primera, pues consta de un núcleo rígido central conformado por muros de concreto reforzado de 25 cm de espesor, el cual serviría para contrarrestar las cargas laterales y columnas compuestas en el resto de la edificación para cargas de gravedad y algunos pórticos especiales a momento dispuestos en ambas direcciones, lo que diferencia a esta estructuración de la anterior es la incorporación de riostras excéntricas de distribución “V” invertida en alguno de los pórticos que inicialmente estaban propuestos como SMF en ambas direcciones.

Tras el análisis, se corrobora un aumento significativo de la rigidez y un cambio de comportamiento en el primer modo de vibración (traslacional en X), el cual a su vez tenía un periodo de 1.43 seg. y con una deriva de entrepiso inelástica máxima de 0.012 en la dirección horizontal. Sin embargo, al haberse considerado una excentricidad de 20 cm, llevaba a un esfuerzo excesivo de las vigas y una excesiva rotación del enlace.



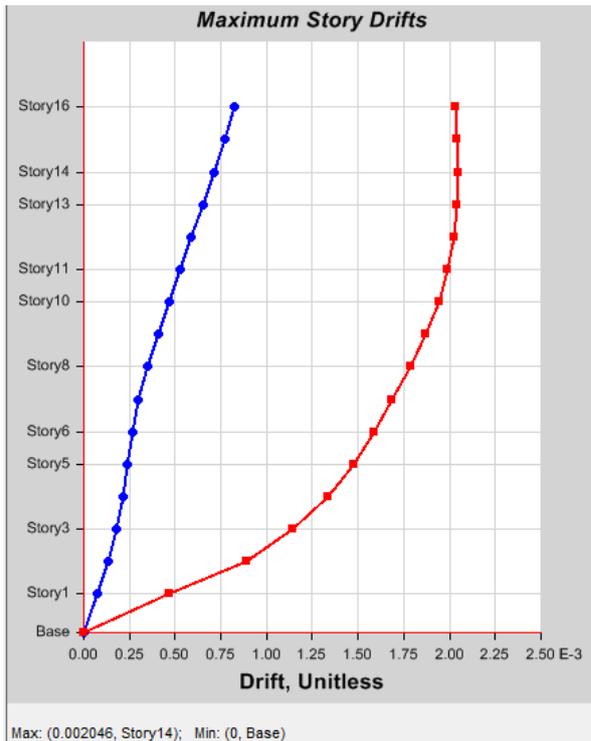
**Figura 56.** Vista en planta de la segunda estructuración.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 57.** Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la segunda estructuración.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 58.** Gráfico por nivel de derivas elásticas de la segunda estructuración.

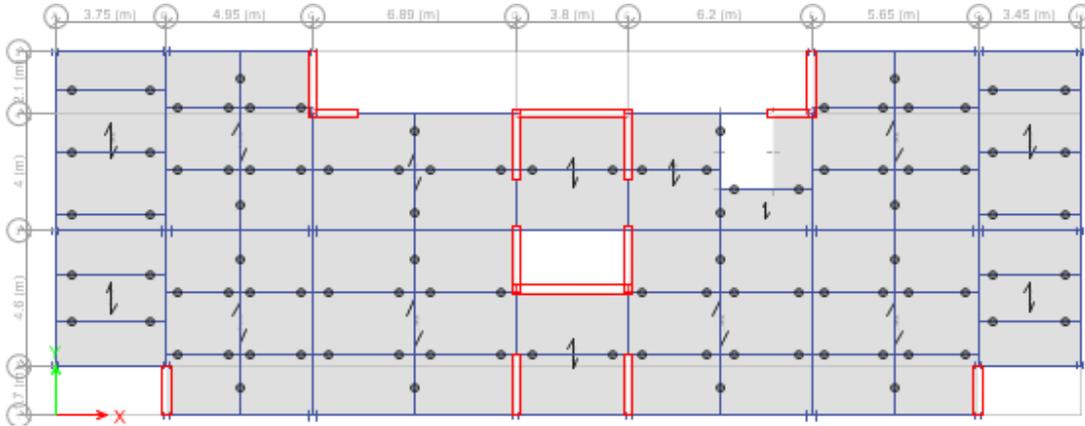
**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### 3.3.2.3 Tercera estructuración

La tercera estructuración tiene como base las anteriores, pues consta de un núcleo rígido central conformado por muros de concreto reforzado de 30 cm de espesor, el cual serviría para contrarrestar las cargas laterales y columnas compuestas en el resto de la edificación para cargas de gravedad y algunos pórticos especiales a momento dispuestos en ambas direcciones, riostras excéntricas en alguno de los pórticos que inicialmente estaban propuestos como SMF en ambas direcciones, lo que diferencia a esta estructuración de la anterior es la adición de más longitud de muros de concreto armado colocados de manera simétrica y una nueva distribución de riostras excéntricas (cada 3 niveles).

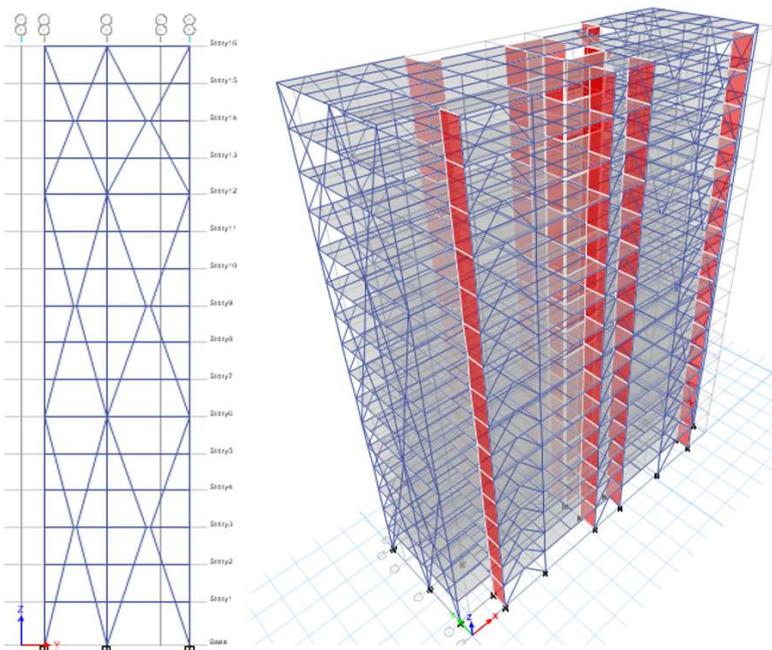
Tras el análisis, se corrobora una rigidez acorde a la cantidad de niveles (16) y un cambio en el comportamiento del primer modo de vibración (traslacional en Y), el cual a su vez tenía un periodo de 1.40 seg. y con una deriva de entrepiso inelástica máxima

de 0.011 en la dirección más desfavorable (Y). Sin embargo, por más que el modelo idealizado en ETABS V16.2.1 marca una significativa rigidez por la nueva disposición del arriostramiento, se llega a la conclusión que no es recomendable arriostrar cada 3 niveles con perfiles tubulares, pues conllevaría a perfiles muy largos y esbeltos.



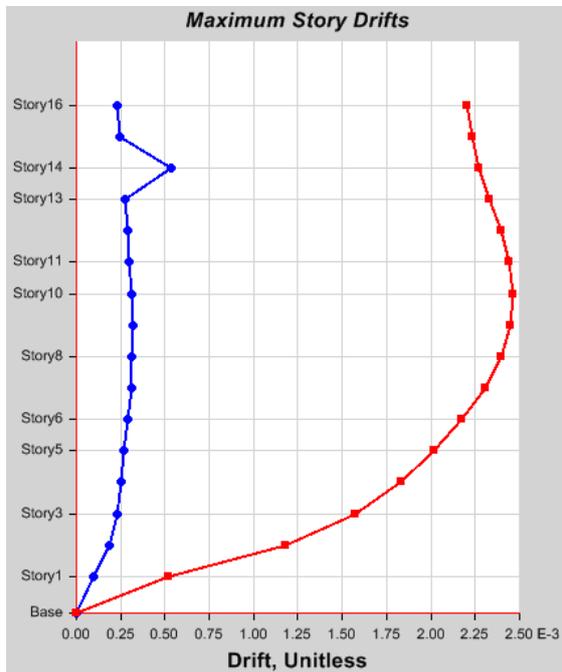
**Figura 59.** Vista en planta de la tercera estructuración

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 60.** Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la tercera estructuración.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 61.** Grafico por nivel de derivas elásticas de la tercera estructuración.

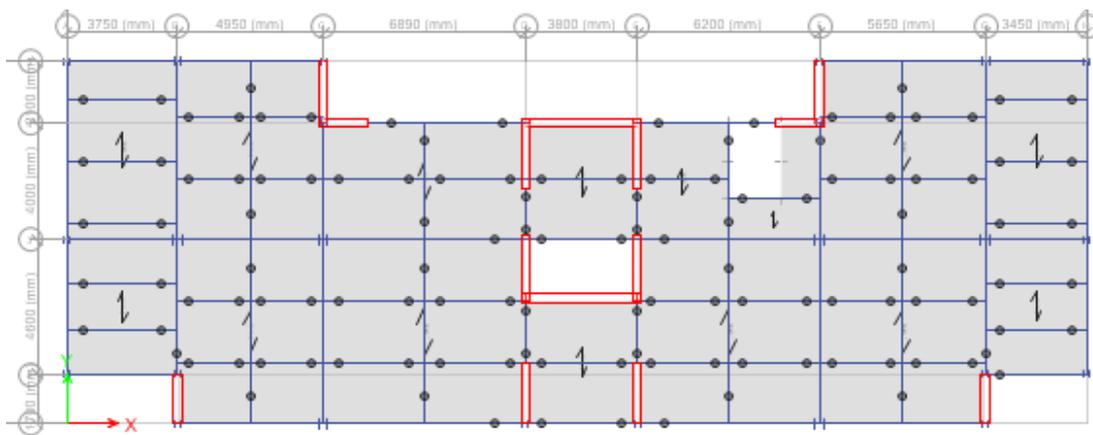
**Fuente:** Etabs V 16.2.1

#### 3.3.2.4 Cuarta estructuración

La cuarta estructuración tiene como base las anteriores, pues consta de un núcleo rígido central conformado por muros de concreto reforzado de 30 cm de espesor, el cual serviría para contrarrestar las cargas laterales y columnas compuestas en el resto de la edificación para cargas de gravedad y algunos pórticos especiales a momento dispuestos en ambas direcciones, riostras excéntricas en alguno de los pórticos que inicialmente estaban propuestos como SMF en ambas direcciones, lo que diferencia a esta estructuración de la anterior es la rotulación de más vigas que en modelos anteriores eran resistentes a momento, específicamente en las uniones con los elementos de concreto reforzado, por facilidad constructiva y de cálculo, dejando solo conexiones a corte y retomando la distribución de riostras excéntricas de "V" invertida, pero con una excentricidad calculada en vez de asumida, teniendo en cuenta la

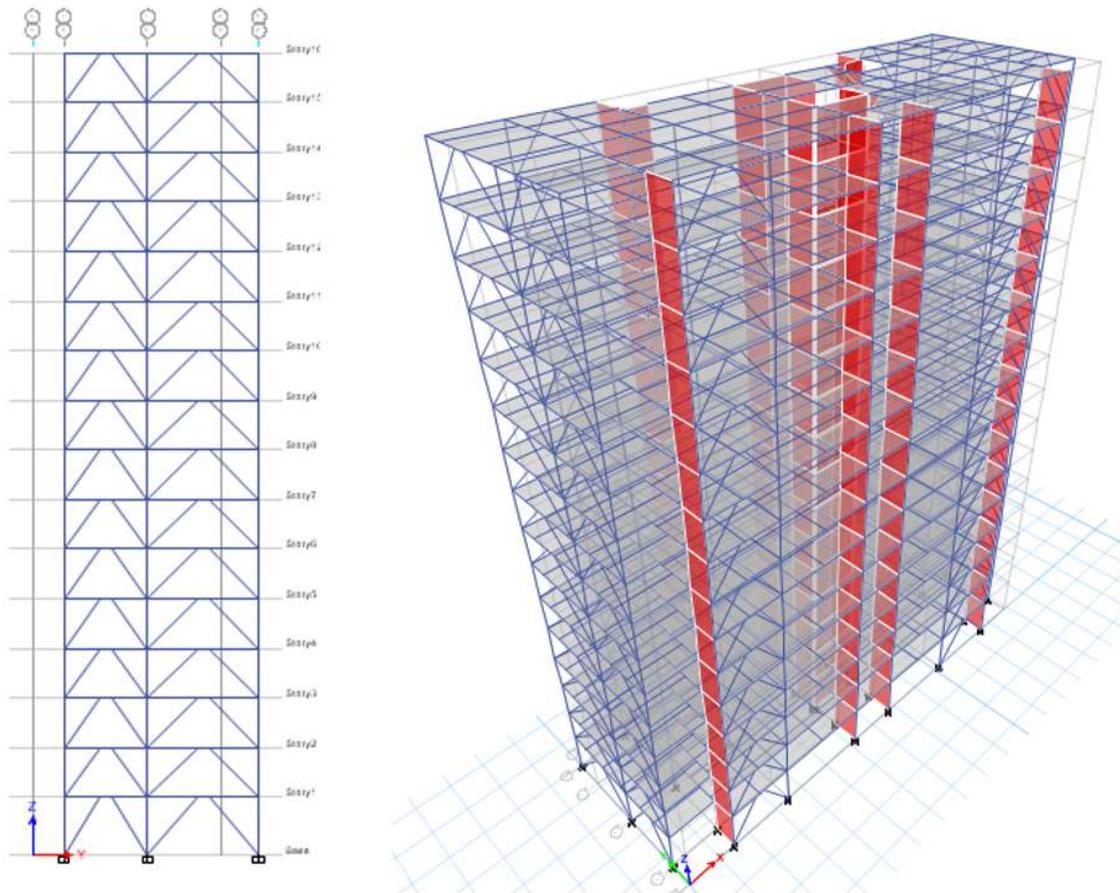
longitud crítica del enlace, buscando la disipación de energía mediante la incursión en el rango inelástico predominantemente por corte, en función de las características de los materiales y las fuerzas actuantes en el pórtico excéntricamente arriostrado.

Tras el análisis, se corrobora una rigidez acorde a la cantidad de niveles (16) y un comportamiento similar al de la estructuración anterior para el primer modo de vibración (traslacional en Y), siendo el periodo de 1.75 seg. y con una deriva de entrepiso inelástica máxima de 0.0131 en la dirección más desfavorable (Y). Se evidencia una disminución considerable de la rigidez por la rotulación de algunos elementos considerados inicialmente como parte de un SMF y en todas las uniones viga-muro de concreto armado por simplificación constructiva y de cálculo, sin embargo, se observa un comportamiento ordenado de los desplazamientos.



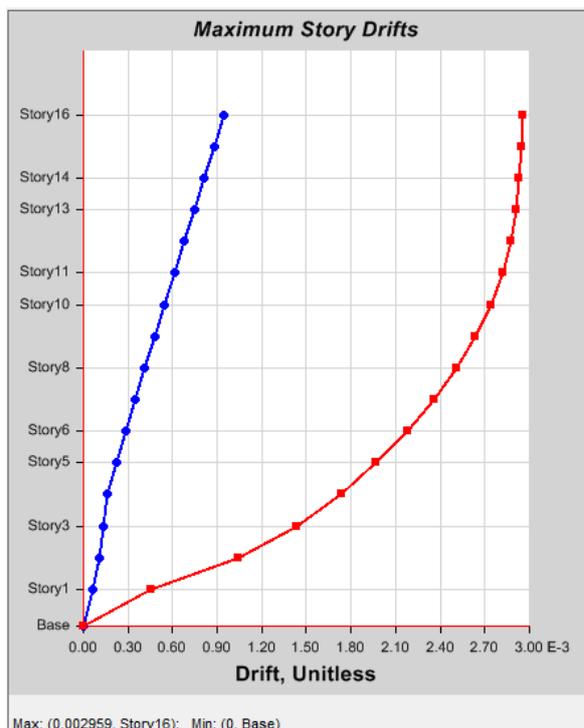
**Figura 62.** Vista en planta de la cuarta estructuración

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 63.** Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la cuarta estructuración.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 64.** Grafico por nivel de derivas elásticas de la cuarta estructuración.

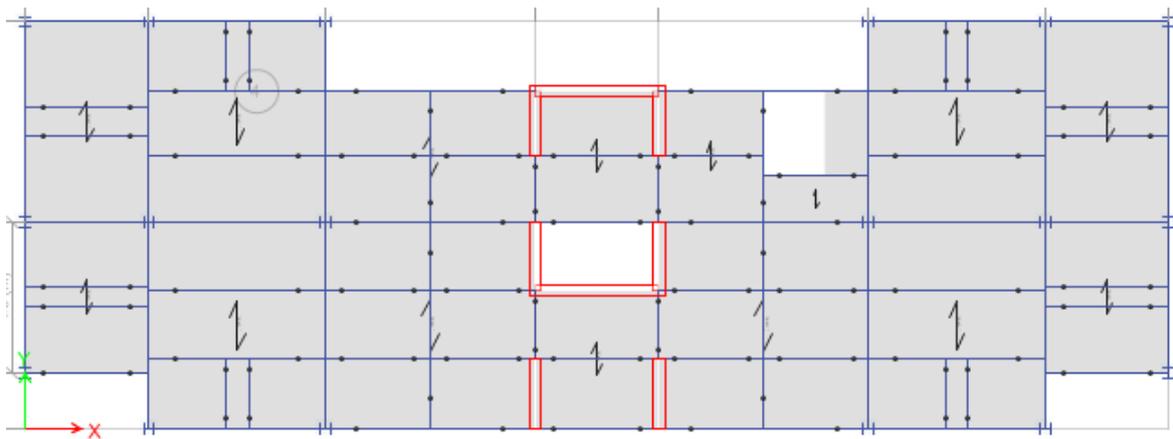
**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### 3.3.2.5 Estructuración final

La quinta estructuración tiene como base las anteriores, pues consta de un núcleo rígido central conformado por muros de concreto reforzado, el cual serviría para contrarrestar las cargas laterales y columnas compuestas en el resto de la edificación para cargas de gravedad y algunos pórticos especiales a momento y riostras excéntricas en ambas direcciones, lo que diferencia a esta estructuración de la anterior es el incremento del espesor de los muros de concreto reforzado, siendo este 35 cm, debido a que por criterios de diseño y para aumentar la rigidez ante acciones laterales. Así mismo, se disminuyó la cantidad de muros de concreto reforzado, quedando como en un inicio solo los muros del núcleo central. También se uniformizaron las columnas compuestas y se las rotaron con el criterio de tener el eje “fuerte” de la sección HP embebida en la dirección idónea (X o Y) para un mejor aprovechamiento de su rigidez, además de un incremento en la sección de las columnas compuestas, para una mayor holgura en el diseño, y se pueda distribuir adecuadamente las barras de refuerzo,

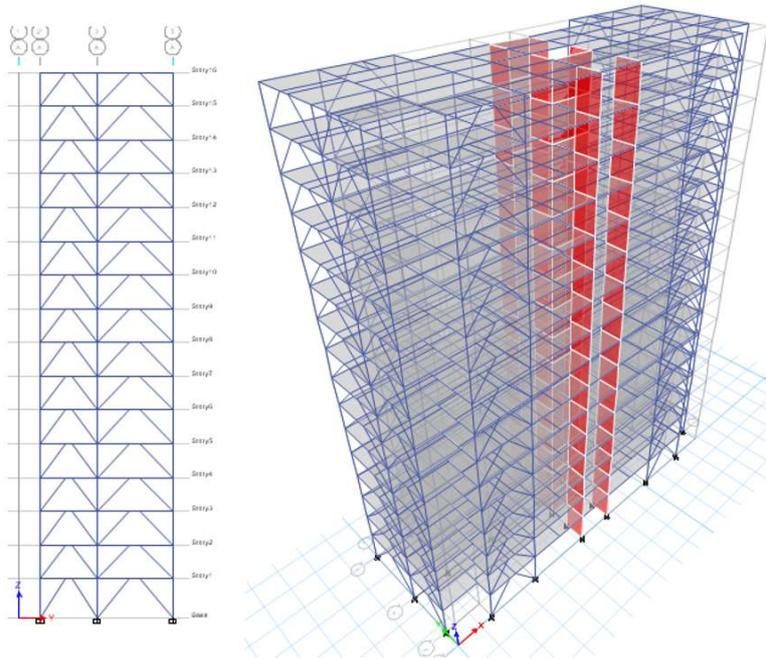
respetando los espesores mínimos estipulados por la normativa. Por otro lado, siguiendo un criterio de estabilidad del enlace en los pórticos excéntricos, se arriostro lateralmente ambos extremos de la excentricidad en las riostras en cada entrepiso, con el fin de asegurar que el enlace trabaje adecuadamente en su plano.

Tras el análisis, se verifica que a pesar de haber disminuido la cantidad de muros de concreto reforzado, la estructura global presenta un incremento de rigidez por los criterios mencionados anteriormente, resultando en un comportamiento similar al de las dos últimas estructuraciones, siendo el primer modo de vibración traslacional en Y, con un periodo de 1.53 seg. y con una deriva de entrepiso inelástica máxima de 0.010 en la dirección más desfavorable (Y), a su vez se observa un comportamiento ordenado de los desplazamientos por nivel.



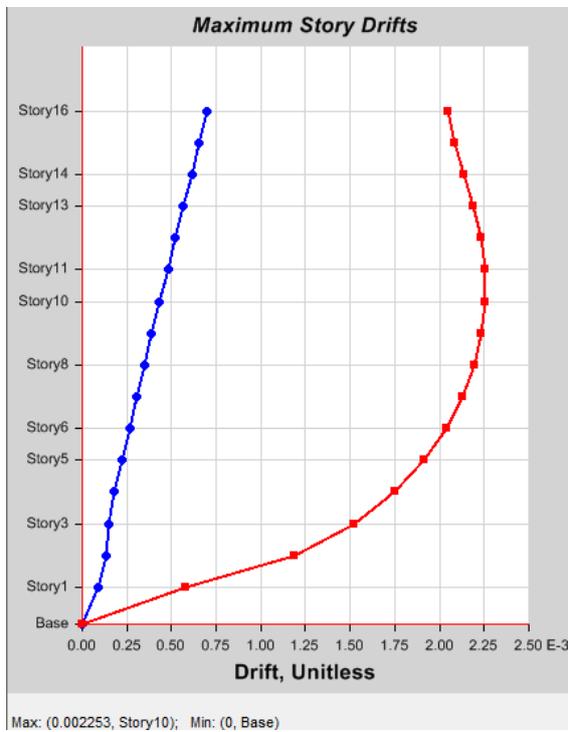
**Figura 65.** Vista en planta de la estructuración final.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



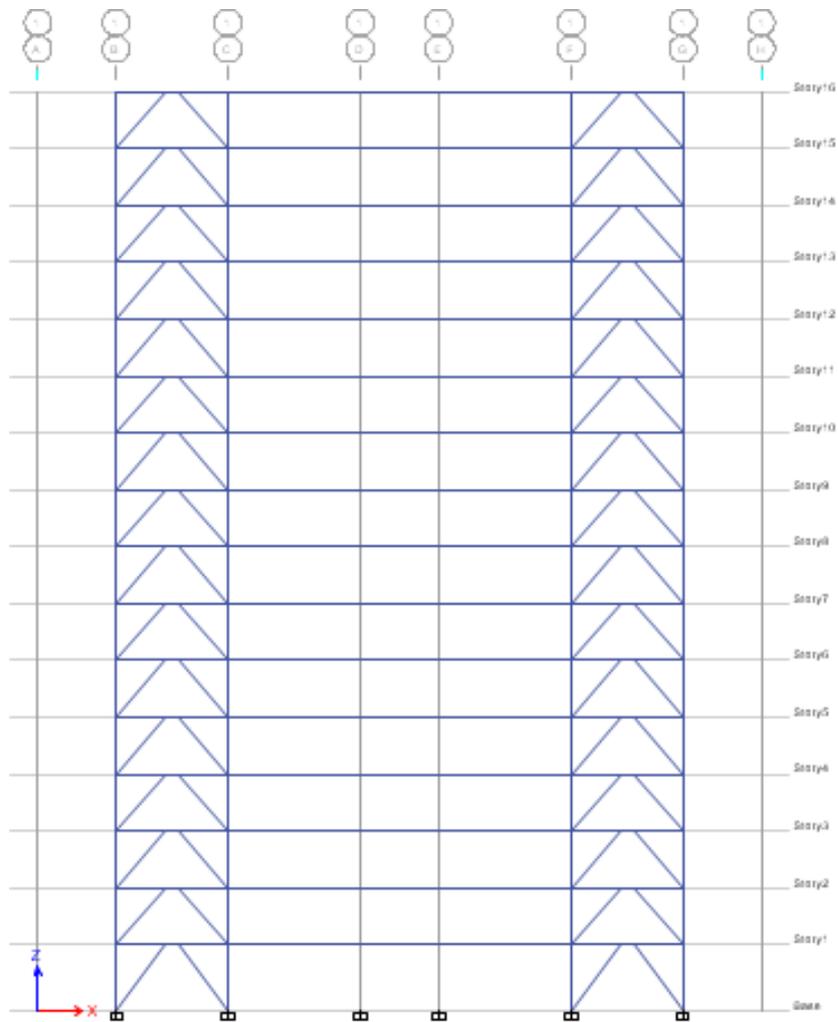
**Figura 66.** Vista 3D y lateral (arriostramiento) de la estructuración final.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1



**Figura 67.** Grafico por nivel de derivas elásticas de la estructuración final.

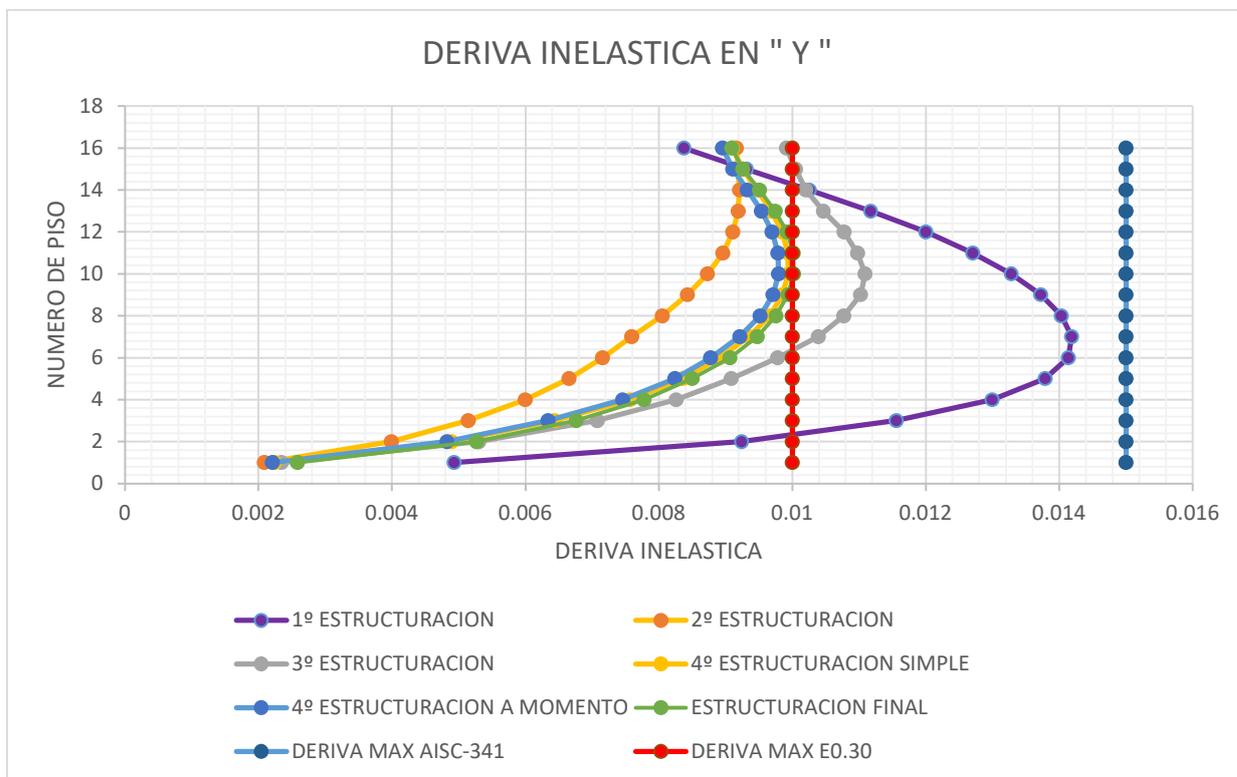
**Fuente: Etabs V 16.2.1**



**Figura 68. Arriostamiento lateral de la estructuración final**

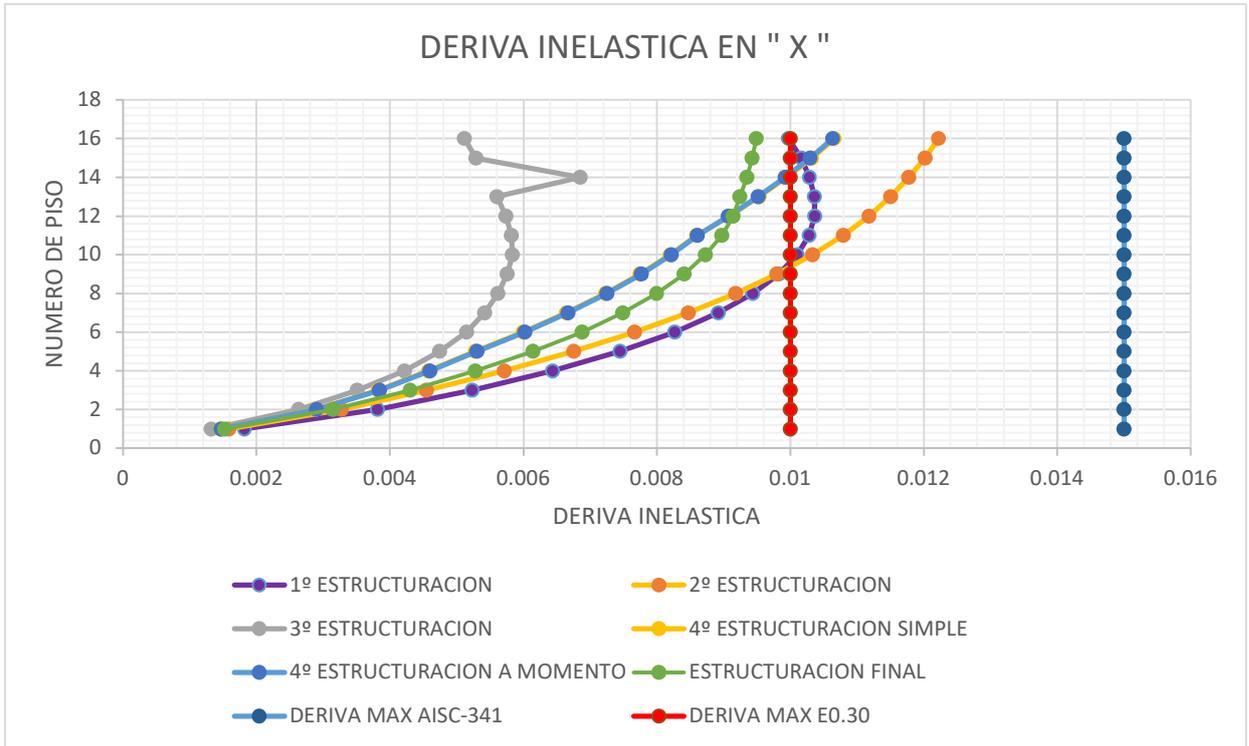
**Fuente: Etabs V 16.2.1**

Se realizaron las comparaciones de las derivas que arrojaron las distintas estructuraciones, teniendo como resultado:



**Figura 69.** Comparaciones de las Estructuraciones para las Derivas Inelásticas en "Y".

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

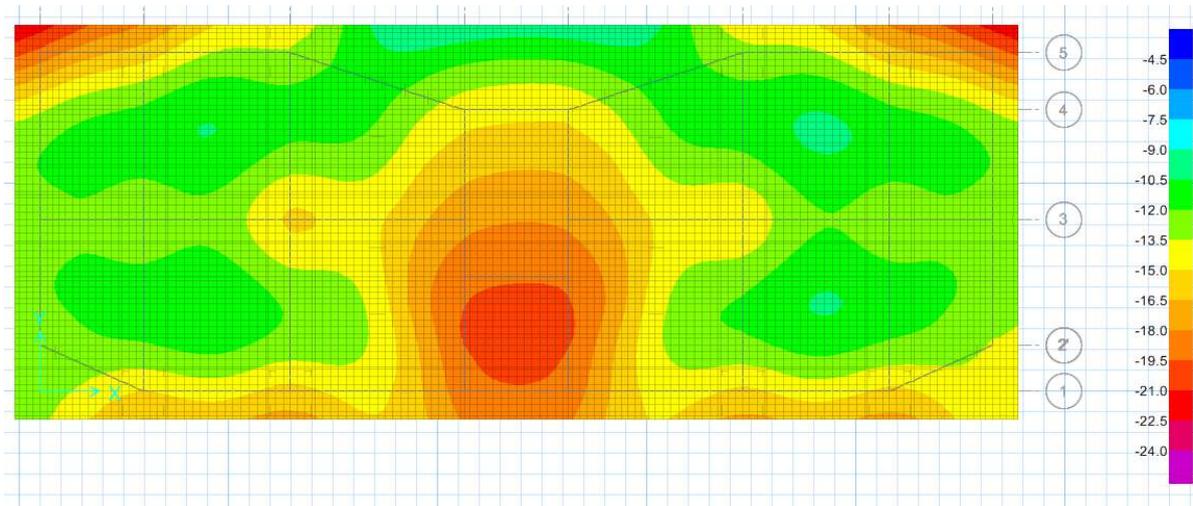


**Figura 70.** Comparaciones de las Estructuraciones para las Derivas Inelásticas en "X".

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

**3.4.1.2      Análisis estructural en software SAFE V16.0.1**

### 3.4.1.2.1 Verificación de esfuerzos admisibles



**Figura 71.** Verificación de los esfuerzos admisibles en el Software SAFE V16.0.1.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### 3.4.2 Análisis aproximado de segundo orden

Se procede a hacer la comprobación de los esfuerzos debidos a considerar los efectos de segundo orden mediante el método aproximado de segundo orden que se encuentra en el apéndice 8 de la normativa AISC 360-16, el cual establece el método de cálculo para los coeficientes B1 y B2.

Piso	Caso de carga	Vx acum (N)	Vxi (N)	Piso	Caso de carga	Vy acum (N)	Vyi (N)
Piso 16	DIN-XX Max	488769.25	488769.25	Piso 16	DIN-YY Max	436952.75	436952.75
Piso 15	DIN-XX Max	1024742.02	535972.77	Piso 15	DIN-YY Max	921034.01	484081.26
Piso 14	DIN-XX Max	1414929.63	390187.61	Piso 14	DIN-YY Max	1290999.74	369965.73
Piso 13	DIN-XX Max	1704667.37	289737.74	Piso 13	DIN-YY Max	1571558.68	280558.94
Piso 12	DIN-XX Max	1928096.17	223428.8	Piso 12	DIN-YY Max	1786591.39	215032.71
Piso 11	DIN-XX Max	2111282.67	183186.5	Piso 11	DIN-YY Max	1959566.01	172974.62
Piso 10	DIN-XX Max	2276548.49	165265.82	Piso 10	DIN-YY Max	2108578.37	149012.36
Piso 9	DIN-XX Max	2438726.52	162178.03	Piso 9	DIN-YY Max	2251259.64	142681.27
Piso 8	DIN-XX Max	2607502.97	168776.45	Piso 8	DIN-YY Max	2398342.85	147083.21
Piso 7	DIN-XX Max	2785540.68	178037.71	Piso 7	DIN-YY Max	2555221.41	156878.56
Piso 6	DIN-XX Max	2968155.33	182614.65	Piso 6	DIN-YY Max	2720325.82	165104.41
Piso 5	DIN-XX Max	3148264.82	180109.49	Piso 5	DIN-YY Max	2885606.8	165280.98
Piso 4	DIN-XX Max	3314585.63	166320.81	Piso 4	DIN-YY Max	3040435.82	154829.02
Piso 3	DIN-XX Max	3454598.45	140012.82	Piso 3	DIN-YY Max	3167990.81	127554.99
Piso 2	DIN-XX Max	3559017.38	104418.93	Piso 2	DIN-YY Max	3256880.33	88889.52
Piso 1	DIN-XX Max	3614107.68	55090.3	Piso 1	DIN-YY Max	3297385.87	40505.54

Fuerzas cortantes (N) por cada nivel debido a fuerzas de carácter sísmico dinámico, para cada dirección de análisis (X e Y)

<b>Piso</b>	<b>Caso de carga</b>	<b>Desplazam. Acum. (mm)</b>	<b>Desplazam. Nxi (mm)</b>	<b>Piso</b>	<b>Caso de carga</b>	<b>Desplazam. Acum. (mm)</b>	<b>Desplazam. Nyi (mm)</b>
Piso 16	DIN-XX Max	64.595	4.752	Piso 16	DIN-YY Max	74.008	4.145
Piso 15	DIN-XX Max	59.843	4.827	Piso 15	DIN-YY Max	69.863	4.314
Piso 14	DIN-XX Max	55.016	4.896	Piso 14	DIN-YY Max	65.549	4.550
Piso 13	DIN-XX Max	50.12	4.947	Piso 13	DIN-YY Max	60.999	4.788
Piso 12	DIN-XX Max	45.173	4.971	Piso 12	DIN-YY Max	56.211	5.008
Piso 11	DIN-XX Max	40.202	4.956	Piso 11	DIN-YY Max	51.203	5.191
Piso 10	DIN-XX Max	35.246	4.896	Piso 10	DIN-YY Max	46.012	5.334
Piso 9	DIN-XX Max	30.35	4.784	Piso 9	DIN-YY Max	40.678	5.429
Piso 8	DIN-XX Max	25.566	4.615	Piso 8	DIN-YY Max	35.249	5.468
Piso 7	DIN-XX Max	20.951	4.381	Piso 7	DIN-YY Max	29.781	5.444
Piso 6	DIN-XX Max	16.57	4.075	Piso 6	DIN-YY Max	24.337	5.333
Piso 5	DIN-XX Max	12.495	3.686	Piso 5	DIN-YY Max	19.004	5.109
Piso 4	DIN-XX Max	8.809	3.204	Piso 4	DIN-YY Max	13.895	4.728
Piso 3	DIN-XX Max	5.605	2.614	Piso 3	DIN-YY Max	9.167	4.121
Piso 2	DIN-XX Max	2.991	1.913	Piso 2	DIN-YY Max	5.046	3.213
Piso 1	DIN-XX Max	1.078	1.078	Piso 1	DIN-YY Max	1.833	1.833

Desplazamientos (mm) por cada nivel debido a fuerzas de carácter sísmico dinámico, para cada dirección de análisis (X e Y).

Piso	Casode		Pstory (N)
	carga	P acum (N)	
Piso 16	PNT - MNT	3665630.2	3665630.24
Piso 15	PNT - MNT	8601265.6	4935635.33
Piso 14	PNT - MNT	13536900.9	4935635.34
Piso 13	PNT - MNT	18472536.2	4935635.33
Piso 12	PNT - MNT	23408171.6	4935635.33
Piso 11	PNT - MNT	28343806.9	4935635.33
Piso 10	PNT - MNT	33279442.2	4935635.34
Piso 9	PNT - MNT	38215077.6	4935635.33
Piso 8	PNT - MNT	43150712.9	4935635.33
Piso 7	PNT - MNT	48086348.2	4935635.33
Piso 6	PNT - MNT	53021983.6	4935635.34
Piso 5	PNT - MNT	57957618.9	4935635.33
Piso 4	PNT - MNT	62893254.2	4935635.33
Piso 3	PNT - MNT	67828889.6	4935635.33
Piso 2	PNT - MNT	72764524.9	4935635.34
Piso 1	PNT - MNT	77746823.2	4982298.32

Carga total por nivel de la edificación, debido a cargas de gravedad mayoradas (LRFD)  
donde la combinación Pnt - Mnt = 1.2 Carga Muerta + 1.4 Carga Viva (N)

Piso 10	Pnt (N)	V2 (N)	V3 (N)	M2 (N-mm)	M3 (N-mm)
	-752519.57	-1073.69	11995.87	16247524.3	-1289911.95
	-637737.99	1276.77	1806.84	2356012.3	2065917.37
	-767129.39	-1498.84	32010.58	43545286.5	-1845027.38
	-751329.14	-804.64	-15454.26	-21270918.9	-1008876.58
	-784393.65	-1242.87	-33438.34	-45773226.8	-1582548.33
	-672752.51	1430.59	-1834.16	-2650174.38	2193066.53
	-1328578.97	-6497.07	-55421.96	-75888766.7	-8912519.93
	-1289516.46	6360.09	-54937.4	-75269212.2	9022755.99
	-1807664.56	-35919.55	4741.26	6670722.42	-48788547.8
	-2439393.17	971.34	3059.6	4333713.88	1602437.92
	-2313790.31	-2145.83	5130.42	7170012.74	-2867130.19
	-1798606.04	37326.39	3771.61	5285000.6	51046881.5
	-1080593.56	-411.76	52546.64	72329289.4	-193578.8
	-1117672.05	3393.86	51596.56	70972834.3	4621296.39
	-1140750.44	-492.66	61496.68	84544875.1	-600786.85
	-1098509.31	204.27	63541.17	87294223.5	568295.72
	-1188650.34	1182.16	-50052.49	-68559394.3	1879225.87
-1223881.18	-1309.39	-50080.5	-68660344.4	-1755379.61	
$\Sigma =$	22193468.64				
$\Sigma_{NETO} =$	3360746.98				

Cargas mayoradas por cargas de gravedad de columnas (18) del piso en estudio,  $\Sigma =$  Sumatoria de las cargas de columnas del piso en estudio más las cargas de los pisos superiores al piso en estudio.  $\Sigma_{NETO} = (\Sigma n_i) - (\Sigma n_{i+1})$  sumatoria de las cargas del piso en estudio soportadas por las columnas.

Piso 10	Plt (N)	V2 (N)	V3 (N)	M2 (N-mm)	M3 (N-mm)
	399932.73	2022.36	27530.74	39396641.75	3386330.09
	146946.34	379.38	491.58	4493370.05	2398301.16
	151016.33	1440.02	22958.69	33323644.28	3310915.07
	332604.11	1258.12	29006.3	41415168.24	1962481.43
	161624.12	868.29	22884.21	33224715.2	1981211.75
	86249.94	355.38	491.57	4493368.86	1622232.09
	543338.25	2917.13	2787.63	4004113.62	5504986.01
	534903.35	2895.85	4148.27	5435252.77	5498901.08
	24398.22	40617.66	8490.77	12093554.19	57823702.56
	189311.33	18833.14	5168.72	7367978.58	28113455.36
	192197.2	18711.24	1876.84	2627452.22	27949741.72
	23511.81	40520.64	5203.3	7436979.13	57694151.39
	324574.06	23397.6	2721.52	4234687.93	34135402.52
	310038.4	24798.35	3563.49	4653728.52	36047656.81
	556900.46	3044.64	7100.92	9911177.25	5318425.74
	565481.79	3091.69	6221.37	8714322.04	5344378.39
	505051.84	2819.22	9273.39	13062246.25	5471418.55
513435.42	2840.05	7514.34	10622299.18	5476664.36	

Cargas mayoradas por cargas laterales (sísmicas) de columnas (18) del piso en estudio.

PISO	$\alpha$ (LRFD)	Pstori (N)	Pmf (N)	Rm	Hx (N)	L (mm)	$\Delta H_x$ (mm)	Pe story (N)	B2
PISO 16	1.00	3.67E+06	2.16E+06	0.912	4.89E+05	2750	4.752	2.58E+08	1.014E+00
PISO 15	1.00	4.94E+06	3.23E+06	0.902	5.36E+05	2750	4.827	2.75E+08	1.018E+00
PISO 14	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	3.90E+05	2750	4.896	1.97E+08	1.026E+00
PISO 13	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	2.90E+05	2750	4.947	1.45E+08	1.035E+00
PISO 12	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	2.23E+05	2750	4.971	1.11E+08	1.047E+00
PISO 11	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.83E+05	2750	4.956	9.13E+07	1.057E+00
PISO 10	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.65E+05	2750	4.896	8.33E+07	1.063E+00
PISO 9	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.62E+05	2750	4.784	8.37E+07	1.063E+00
PISO 8	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.69E+05	2750	4.615	9.03E+07	1.058E+00
PISO 7	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.78E+05	2750	4.381	1.00E+08	1.052E+00
PISO 6	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.83E+05	2750	4.075	1.11E+08	1.047E+00
PISO 5	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.80E+05	2750	3.686	1.21E+08	1.043E+00
PISO 4	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.66E+05	2750	3.204	1.28E+08	1.040E+00
PISO 3	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.40E+05	2750	2.614	1.32E+08	1.039E+00
PISO 2	1.00	4.94E+06	3.35E+06	0.898	1.04E+05	2750	1.913	1.35E+08	1.038E+00
PISO 1	1.00	4.98E+06	3.35E+06	0.899	5.51E+04	3200	1.078	1.47E+08	1.035E+00

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1$$

$$P_{e story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

$$R_M = 1 - 0.15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{story}} \right)$$

Calculo de factor B2 por nivel para desplazamientos producidos en la dirección de análisis X.

PISO	$\alpha$ (LRFD)	Pstori (N)	Pmf (N)	Rm	Hx (N)	L (mm)	$\Delta Hy$ (mm)	Pe (N)	story	B2
PISO 16	1.00	3.67E+06	2.16E+06	0.912	4.37E+05	2750	4.145	2.64E+08		1.014E+00
PISO 15	1.00	4.94E+06	3.23E+06	0.902	4.84E+05	2750	4.314	2.78E+08		1.018E+00
PISO 14	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	3.70E+05	2750	4.550	2.01E+08		1.025E+00
PISO 13	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	2.81E+05	2750	4.788	1.45E+08		1.035E+00
PISO 12	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	2.15E+05	2750	5.008	1.06E+08		1.049E+00
PISO 11	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.73E+05	2750	5.191	8.23E+07		1.064E+00
PISO 10	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.49E+05	2750	5.334	6.90E+07		1.077E+00
PISO 9	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.43E+05	2750	5.429	6.49E+07		1.082E+00
PISO 8	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.47E+05	2750	5.468	6.64E+07		1.080E+00
PISO 7	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.57E+05	2750	5.444	7.12E+07		1.075E+00
PISO 6	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.65E+05	2750	5.333	7.64E+07		1.069E+00
PISO 5	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.65E+05	2750	5.109	7.99E+07		1.066E+00
PISO 4	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.55E+05	2750	4.728	8.09E+07		1.065E+00
PISO 3	1.00	4.94E+06	3.36E+06	0.898	1.28E+05	2750	4.121	7.64E+07		1.069E+00
PISO 2	1.00	4.94E+06	3.35E+06	0.898	8.89E+04	2750	3.213	6.83E+07		1.078E+00
PISO 1	1.00	4.98E+06	3.35E+06	0.899	4.05E+04	3200	1.833	6.36E+07		1.085E+00

Calculo de factor B2 por nivel para desplazamientos producidos en la dirección de análisis Y.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(L_{c1})^2}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$\alpha = 1$$

$$C_m = 1$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$I_x = 236835681.2 \text{ mm}^4$  (En el eje “fuerte”, considerando lo más desfavorable, perfil expuesto).

$I_y = 77419045.2 \text{ mm}^4$  (En el eje “débil”, considerando lo más desfavorable, perfil expuesto).

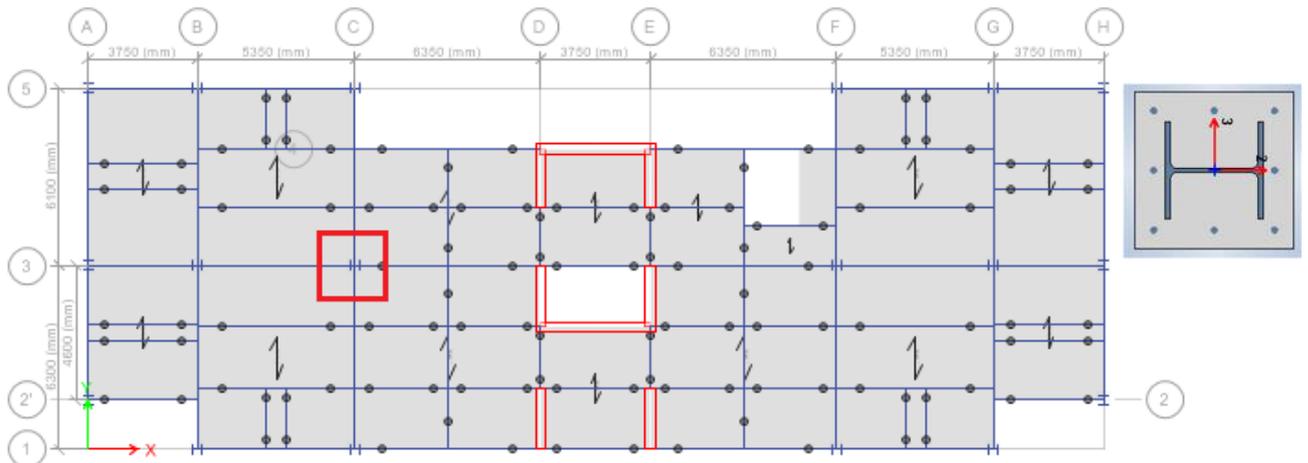
$$L_{c1} = 2750 \text{ mm}$$

Elemento	Pel	Pnt	B2	Plt	Pr	B1
C1	6.18E+07	752519.57	1.063E+00	399932.73	1177626.58	1.019E+00
C2	6.18E+07	637737.99	1.063E+00	146946.34	793934.056	1.013E+00
C3	6.18E+07	767129.39	1.063E+00	151016.33	927651.637	1.015E+00
C4	6.18E+07	751329.14	1.063E+00	332604.11	1104869.44	1.018E+00
C5	6.18E+07	784393.65	1.063E+00	161624.12	956191.407	1.016E+00
C6	6.18E+07	672752.51	1.063E+00	86249.94	764431.563	1.013E+00
C7	6.18E+07	1328578.97	1.063E+00	543338.25	1906118.34	1.032E+00
C8	6.18E+07	1289516.46	1.063E+00	534903.35	1858089.99	1.031E+00
C9	6.18E+07	1807664.56	1.063E+00	24398.22	1833598.56	1.031E+00
C10	6.18E+07	2439393.17	1.063E+00	189311.33	2640620.94	1.045E+00
C11	6.18E+07	2313790.31	1.063E+00	192197.2	2518085.61	1.042E+00
C12	6.18E+07	1798606.04	1.063E+00	23511.81	1823597.83	1.030E+00
C13	6.18E+07	1080593.56	1.063E+00	324574.06	1425598.35	1.024E+00
C14	6.18E+07	1117672.05	1.063E+00	310038.4	1447226.21	1.024E+00
C15	6.18E+07	1140750.44	1.063E+00	556900.46	1732705.71	1.029E+00
C16	6.18E+07	1098509.31	1.063E+00	565481.79	1699586.08	1.028E+00
C17	6.18E+07	1188650.34	1.063E+00	505051.84	1725493.32	1.029E+00
C18	6.18E+07	1223881.18	1.063E+00	513435.42	1769635.45	1.029E+00

Coeficiente B1 para todos los elementos (columnas) del décimo piso bajo cargas laterales en la dirección de análisis X.

Habiendo hallado los valores para los factores B1 y B2, se realiza el cálculo de la mayoracion de los momentos, para un elemento aleatorio en un nivel aleatorio, de tal manera se obtuvo:

Elemento a analizar: Columna 10, del piso 10 para carga sísmica aplicada en el sentido X (eje local 3 para el elemento).



**Figura 72.** Ubicación del elemento a ser verificado por el método aproximado de segundo orden.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_{nt} = 2439393.17 \quad \text{N} \quad B_1 = 1.045E+00$$

$$M_{nt} = 1602437.92 \quad \text{N-mm} \quad B_2 = 1.063E+00$$

$$P_{lt} = 189311.33 \quad \text{N}$$

$$M_{lt} = 28113455.36 \quad \text{N-mm}$$

Ratio

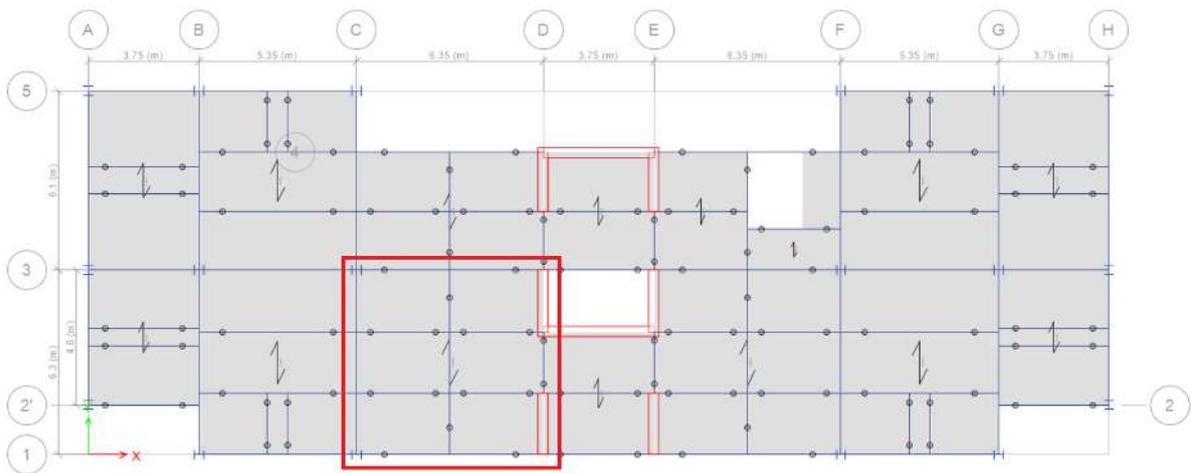
$$M_r = 3.156E+07 \quad \text{N-mm} \quad \boxed{1.12}$$

Pr = 2.641E+06 N      1.08

Con lo cual se verifica que el incremento por efecto de segundo orden mediante el método aproximado para un elemento de la edificación es del 12%. Bajo estas condiciones sería necesario aplicar las cargas nodales o ficticias solo a las cargas de gravedad para el diseño de los elementos.

### 3.5 Diseño de elementos estructurales

#### 3.5.1 Diseño de placa colaborante



**Figura 73.** Ubicación de la placa colaborante a ser diseñada.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

#### Propiedades Geométricas Del Forjado

b =	1000	mm	Ancho de sección analizada
ht =	130	mm	Canto total del forjado
hc =	72	mm	Canto capa de compresión por encima de la chapa
b0 =	100	mm	Ancho medio del nervio

dp =	96.7	mm	Distancia de la fibra sup al cdg de la chapa
L =	2100	mm	Distancia entre soportes
Ls =	1050	mm	Distancia entre puntales

#### Propiedades Geométricas De La Chapa

hp =	58	mm	Canto de la chapa
tp =	0.75	mm	Espesor de la chapa
bps =	101	mm	Ancho superior de la chapa
bpi =	62	mm	Ancho inferior de la chapa
Ap =	1029	mm <sup>2</sup> /m	Area nominal de la chapa por metro de ancho
Ib =	551200	mm <sup>4</sup> /m	Inercia de la chapa

#### Resultados Empíricos Del Ensayo M-K

m =	177.5	N/mm <sup>2</sup>	Valor empírico obtenido del ensayo M-K	daN/cm
k =	0.05302	N/mm <sup>2</sup>	Valor empírico obtenido del ensayo M-K	

#### Propiedades Resistentes De La Chapa

M_Rk+ =	3.37	kNm/m	Momento flector positivo resistente de la chapa
M_Rk- =	2.85	kNm/m	Momento flector negativo resistente de la chapa

#### Propiedades De Los Materiales

fck =	21	N/mm <sup>2</sup>	Resistencia característica del concreto
Ecm =	30500	N/mm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad del concreto
fyp_k =	320	N/mm <sup>2</sup>	Limite elástico de la chapa
Ea =	210000	N/mm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad del acero
fy-br=	420		

#### Cargas - Fase De Construcción

Dp =	0.0825	kN/m <sup>2</sup>	Peso propio de la chapa
------	--------	-------------------	-------------------------

Dc =	2.34	kN/m <sup>2</sup>	Peso propio del concreto fresco en un canto hc+0.5 hp
L1 =	0.75	kN/m <sup>2</sup>	Carga de ejecución distribuida en todo el forjado
L2 =	1.5	kN/m <sup>2</sup>	Cargas de ejecución concentrada distribuida en 3x3 m

#### Cargas - Fase De Uso

D forjado	2.15	kN/m <sup>2</sup>	Peso propio del forjado mixto
D pavimento	1	kN/m <sup>2</sup>	Peso propio del pavimento
L	2	kN/m <sup>2</sup>	Carga viva

#### Fase de construcción. Estados Limite Últimos

En esta fase se desprecia el aporte de resistencia del concreto por estar recién vaciado por lo tanto se asume que la chapa debe soportar las cargas de servicio y ejecución teniendo en cuenta el efecto de apoyos y puntales.

#### Estados de cargas

Peso propio: PP. Chapa + PP. Concreto fresco	2.34	kN/m <sup>2</sup>	
Carga viva de ejecución distribuida: L1 =	0.75	kN/m <sup>2</sup>	
Carga viva de ejecución concentrada en un ámbito de 3x3 m L2 =			1.5 kN/m <sup>2</sup>

Se permite la redistribución de momentos

A flexión positiva se permite hasta el 15% de incremento del momento positivo

max +	1.91	kNm	15%
max -	2.54	kNm	

$$M_{Sd}^+ = 2.291 \quad \text{kNm} \quad \text{Momento a flexión positiva}$$

$$M_{Sd}^- = 2.54 \quad \text{kNm} \quad \text{Momento a flexión negativa}$$

### Comprobación a flexión

$$\eta = \frac{M_{sd}^+}{\phi_v \cdot M_{rd}^+} = 0.76 < 1 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

$$\eta = \frac{M_{sd}^-}{\phi_v \cdot M_{rd}^-} = 0.99 < 1 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

### Fase de construcción. Estados Limite de Servicio

#### ESTADOS

#### DE

#### CARGAS

$$q_{ELS} = D_p + D_c = 42 \quad \text{kN/m}^2$$

#### VERIFICACION DE FLECHA

Se trata de evitar una flecha excesiva para evitar embalsamientos al momento del vaciado.

$$\delta_{Fase\_Cons} \leq \delta_{limite}$$

$$\delta_{Fase\_Cons} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ELS} \cdot L^4}{E \cdot I_b} = 3 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{limite} = \text{mínimo} \left( \frac{L}{180} ; 19\text{mm} \right) = 5.83 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{Fase\_Cons} \leq \delta_{limite}$$

$$0.33 < 5.83 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

**COMPROBACION  
DE LA INERCIA  
DE LA CHAPA Ib**

Brazo + =	24.7	mm
Brazo - =	33.3	mm
K =	4	
Poisson =	0.3	

Límite de esbeltez, para elementos sometidos a compresión rigidizados en ambos extremos

$$\frac{b}{t} \leq 250 \quad \text{B1.1 AISI S100}$$

Ala superior

$$\frac{b}{t} \quad 134.66667 < \quad 250 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

Ala inferior

$$\frac{b}{t} \quad 82.666667 < \quad 250 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

Comprobacion de no reduccion de seccion

$$\lambda \leq 0.673 ; \lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

Verificamos con ayuda del software el cálculo de momentos para la combinación de Estados Limite de Servicio.

**A flexión positiva**

$$M_{ELS}^+ = \boxed{0.93} \text{ Kn.m}$$

$$f = \frac{M}{I} \cdot z \delta 7 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{Tensión de trabajo de la chapa comprimida}$$

$$F_{cr} = K \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot 1.86 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \cdot 100$$

$$\lambda = 1.00 > 0.4186356 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

**A flexión negativa**

$$M_{ELS}^- = \boxed{1.2} \text{ kN.m}$$

$$f = \frac{M}{I} \cdot z \delta 72.50 \quad \text{N/mm}^2$$

$$F_{cr} = K \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot 1.10 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \cdot 31$$

$$\lambda = 31 < 1.1109526 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

## 2.1. Fase de Uso. Estados Limite Últimos

En esta fase, la chapa y el concreto trabajan como un conjunto (asumiendo el fraguado total del concreto) por lo que puede asumirse una sección compuesta.

$$q_{sd} = 1,2 \cdot (D_{forjado} + D_{pavimento}) + 1,6 \cdot L$$

### ESTADOS DE CARGAS

$$q_{sd} = 6.98 \quad \text{kN/m}^2$$

### COMPROBACION A FLEXION POSITIVA

Asumimos la losa como una sucesion de vanos simplemente apoyados y analizamos los esfuerzos por metro de ancho

$$M_{sd}^+ = \frac{q_{sd} \cdot L^2}{8} = 3847725.00 \quad \text{Nmm}$$

3.85          x10<sup>6</sup> Nmm

$$M_{n,pl} = N_{cf} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl}) \quad \text{Momento resistente}$$

Asumiendo que el FNP se encuentra por encima de la chapa, en la seccion de concreto

Por equilibrio en la seccion  
asumimos:

$$N_{c,f} = N_p$$

$$N_{cf} = A_p \cdot f_{yp} = 329280 \text{ N}$$

$$329.28 \text{ kN}$$

**Carga a compresión del concreto**

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{b \cdot (0,85 \cdot f'_c)} = 18.45 \text{ mm}$$

**Posición de la FNP respecto a la fibra superior**

$$d_p \cong$$

$$x_{pl} < h_c \quad 18.45 < 72$$

**Cumple**

$$\phi \cdot M_{n,pl} =$$

$$\phi \cdot N_{cf} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl}) = 96.7 \text{ mm}$$

**Posición del CDG de la chapa respecto a la fibra sup**

25923827 N.mm **Momento resistente**  
25.92 x10<sup>6</sup> N.mm **plástico**

$$\eta = \frac{M_{Sd}^+}{\phi \cdot M_{n,pl}} = 0.15 < 1$$

Verificamos el ratio de capacidad de la sección mixta la cual esta a un 55% de su capacidad.

### Comprobación a cortante metodo m-k

$$V_{Sd} \leq \phi_v \cdot V_n$$

$$L_s = \frac{L}{4} = i \text{ mm}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot b \cdot d_p \cdot \left( \frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right) = 176.72 \text{ N}$$

		Esfuerzo cortante
$\phi_v \cdot V_n = 0.08$	$\times 10^3 \text{ N}$	ultimo
$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot L}{2} =$	N	Esfuerzo de sollicitación (Actuante)
$\eta = \frac{V_{sd}}{\phi_v \cdot V_n} = 9$	$\times 10^3 \text{ N}$	
0.25	<	1
		<b>Cumple</b>

### Comprobación a cortante

Se determina la cortante de sollicitación en un nervio y se compara con la resistencia de un nervio. Por lo tanto debe cumplirse que:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n = \lambda \quad \boxed{1}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Resistencia nominal al corte}$$

Resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto

$$V_c = \left( 0.16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \leq 0.29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Debe cumplirse que:

$$\frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = 11$$

$$V_c = \left( 0.16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 8839.4611 \text{ N}$$

$$V_c = 8.84 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_c \leq 0.29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 2851 \text{ N}$$

$$12.85 \times 10^3 \text{ N}$$

$$8839.4611 < 12850.917 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

$$V_n = V_c + V_s = 3839.4611 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_n = 629.60 \text{ N}$$

$$q_{sd} = [1.2 \cdot (2.15 + 1) + 1.6 \cdot 3] \frac{1m}{5 \text{ nervios}} = \text{kN/m} \quad \text{por nervio}$$

$$V_u = \frac{q_{sd} \cdot L}{2} = 65.8 \text{ N}$$

Verificamos el ratio de capacidad de cortante por nervio (Nominal vs Actuante)

$$\eta = \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = 0.22 < 1 \quad \boxed{\text{Cumple}}$$

### Cuantía mínima en negativos

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 158.21 \text{ mm}^2$$

Si se tiene una mala superior con barras @20 cm, equivale a 5 barras/m

$$\phi_{min} = 31.64 \quad \text{mm}^2 \quad \text{barra } \phi 8 @ 200 \quad \text{mm}$$

Separación máxima del refuerzo más cercano a una superficie en tracción:

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y = 280 \quad \text{N/mm}^2$$

Recubrimiento

$$c_c = \quad \text{mm}$$

$$s_{max} \leq 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2.5 \cdot c_c \quad \text{mm}$$

$$s_{max} 200 < 330$$

**Cumple**

## RETRACCION

Referente al refuerzo perpendicular a las barras de refuerzo las cuales toman los esfuerzos debidos a la retracción durante el fraguado del concreto. Preliminarmente se sabe que, la separación de la armadura no será superior a 5 veces el peralte/canto de la losa ni a 450 mm.

Cuantía mínima de armadura para el control de retracción :

$$\rho_{retracción\_min} = \frac{0.0018 \cdot 420}{f_y} \Rightarrow 0.0018$$

$\phi 6 @ 200 \text{ mm}$

$$\rho = \frac{5\phi 6}{1000 \cdot 60} = 0.0020 > 0.0018$$

**Cumple**

## 2.2. Fase de Uso. Estados Limite de Servicio

### Estado de cargas

$$\begin{array}{lll} G_1 = D_{forjado} \cdot \frac{L}{2} = 7.5 & \text{N/m} & \text{Carga puntual debido al puntal} \\ D_{pavimento} = & \text{kN/m}^2 & \text{Carga permanente de acabado} \\ L_{viva} = & \text{kN/m}^2 & \text{Carga viva} \end{array}$$

### Inercia ponderada $I_p$

al ser una sección mixta, se calcula como la media de de la inercia del concreto fisurado  **$I_{cc}$**  y la inercia con el concreto no fisurado  **$I_{cu}$**

$$I_b = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

Calculamos el cociente de equivalencia, para proceder al cálculo de las inercias con una sección homogénea constituida únicamente por acero.

$$\begin{array}{l} A_c = n \cdot A_p \\ n = \frac{E_p}{\left(E_{cm} + \frac{E_{cm}}{3}\right) \cdot \frac{1}{2}} = 10.33 \end{array}$$

### Inercia con sección fisurada **$I_{cc}$**

Calculamos la sección homogénea teniendo en cuenta que dicha sección esta fisurada

$$x_c = \frac{n \cdot A_p}{h} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A}} - 1 \right) = .94 \quad \text{mm}$$

$$I_{cc} = \frac{b \cdot x_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot x_c \cdot \left(\frac{x_c}{2}\right)^2}{n} + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$$

**I<sub>cc</sub>** =            5848351.1    mm<sup>4</sup>  
                           584.84        x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

**Inercia con sección no fisurada I<sub>cu</sub>**

$$x_u = \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + \left[ b_0 \cdot h_p \cdot \left( h_t - \frac{h_p}{2} \right) \right] + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_0 \cdot h_p + n \cdot A_p} = 17.56 \quad \text{mm}$$

$x_u = .81 \quad \text{mm}$

$$I_{cu} = \frac{b \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot h_c \cdot \left( x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2}{n} + \frac{b_0 \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_0 \cdot h_p}{n} \cdot \left( h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$I_{cu} = 023400 \quad \text{mm}^4$   
                           902.34        x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

**Inercia ponderada I<sub>p</sub>**

$$I_p = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

$I_p = 7435875.6 \quad \text{mm}^4$   
                           743.59        x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

**Verificación de flechas**

Asumiendo como flecha límite:

$$\delta_{total} < \delta_{limite} = \frac{L}{360}$$

$$\delta_{total} = \delta_{puntales} + \delta_{pavimento} + \delta_{viva}$$

Flecha debido a la retirada de los puntales

$$\delta_{puntales} = \frac{1}{48} \cdot \frac{G1 \cdot L^3}{E_p \cdot I_p} = 0.28 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{pav} = \frac{5}{384} \cdot \frac{D_{pavimento} \cdot L^4}{E_p \cdot I_p} = 16 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{viva} = \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{viva} \cdot L^4}{E_p \cdot I_p} = 32 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{puntales} + \delta_{pavimento} + \delta_{viva}$$

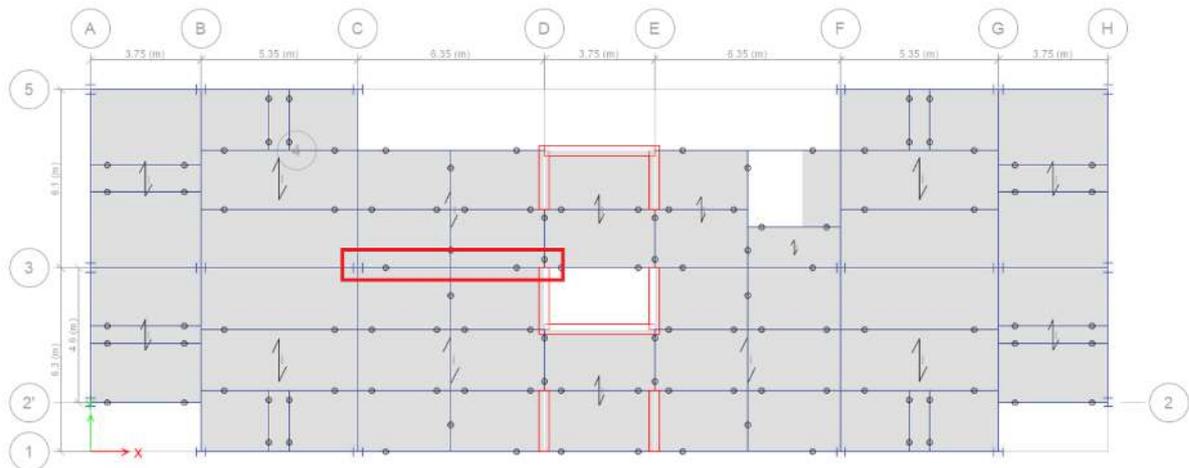
$$\delta_{total} = 77 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{limite} = \frac{L}{360} = 3 \quad \text{mm}$$

$$\delta_{total} < \delta_{limite} \quad < \quad 5.83$$

**Cumple**

### 3.5.2 Diseño de viga compuesta



**Figura 74.** Ubicación de la viga compuesta a ser diseñada.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### Calculo Y Verificaciones De Viga Compuesta

#### Bases De Calculo

1. La distribución de tensiones a compresión en el concreto es uniforme e igual a  $0.85 \cdot f'_c$
2. La resistencia del concreto a tracción se considera despreciable y se toma igual a cero.
3. La distribución de tensiones de tracción en el acero es uniforme e igual a  $F_y$ .
4. La armadura de refuerzo en la losa y chapa perfilada comprimida tienen un efecto despreciable sobre el momento resistente de la sección y por ello puede ignorarse.

Para el ejemplo en particular asumimos que la dirección de los nervios es perpendicular a la viga metálica, esto es importante a que el concreto ubicado dentro de los nervios se desprecia no interviene en la resistencia de la viga mixta.

#### Propiedades Geométricas Y De Materiales

$F'_c =$	21	Mpa	Resistencia a la compresión del concreto
$F_y =$	345	MPa	Resistencia a la tracción del acero

As =	9420	mm <sup>2</sup>	Sección transversal de acero
L =	6350	mm	Long. De la viga
li =	2100	mm	Separación de apoyos
hc =	86.7	mm	Peralte de compresión por encima de la chapa
tf =	16.3	mm	Espesor del ala
bf =	205.2	mm	Ancho del ala
h =	309.9	mm	Peralte total de la viga metálica
H =	150	mm	Peralte total de la losa colaborante
Øc =	19.05		diámetro del conector a corte
Fu =	450	Mpa	Tension ultima del acero
Ec =	24631.34	Mpa	Módulo de elasticidad del concreto
Es =	210000	Mpa	Módulo de elasticidad del Acero
Is =	16274600		
	0	mm <sup>4</sup>	Inercia de la sección de acero

Cargas (Fase de uso) para control de deformaciones

CM	11.49	kN/m
CV	4.021	kN/m

### Conexión Completa

#### Ancho efectivo

$$b'_i = \text{mínimo} \left[ \frac{L}{8} ; \frac{l_i}{2} \right] \quad 793.75 \quad \text{mm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b'_i = \quad 1587.5 \quad \text{mm}$$

#### Capacidad máxima del concreto y el acero

$$V_c' = 0.85 \cdot f_c' \cdot b_{eff} \cdot h = 2456807 \text{ N}$$

$$2456.81 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_s' = A_s \cdot F_y = 3249900 \text{ N}$$

$$3249.9 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_s' < V_c'$$

Entonces la capa de concreto no trabajara a su máxima capacidad. Debido a que se desea conexión completa, todo el cortante en la losa se transmite a la viga metálica. El cortante a transmitir que limita es  $V_s'$ .

$$V_q' = V_s' = 3249900 \text{ N}$$

### Posición de la ENP

Suponemos que el eje neutro se encuentra entre la viga metálica y la chapa deck.

$$V_s' = C_c' = 0.85 \cdot f_c' \cdot b_{eff} \cdot z = 3249900 \text{ N}$$

$$z = \frac{V_s'}{0.85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = 114.7 \text{ mm}$$

Posición del ENP

**En la viga**

### Momento Resistente (Mn)

$$M_n = V_s' \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + C_c' \cdot \left(H - \frac{z}{2}\right) = V_s' \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + V_s' \cdot \left(H - \frac{z}{2}\right)$$

	80469471		
$M_n =$	2	N.mm	Resistencia nominal a flexión
	804.69	x10 <sup>6</sup> N.mm	
	72422524		
$\phi \cdot M_n =$	1	N.mm	Resistencia reducida por el factor a flexión
	724.23	x10 <sup>6</sup> N.mm	

### Calculo del número de conectores

Asumimos 2 conectores por nervio ubicados en la posición más desfavorable

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

La resistencia de un conector se calcula según:

$$A_{sa} = n \cdot \frac{20^2}{4} = 02 \quad \text{mm}^2$$

Factores reductores de resistencia nominal en losas con chapa nervada deck según AISC-360

Rg =	1
Rp =	0.75

$Q_n =$	102495.21	N	
$Q_{n,m\acute{a}x} =$	96195.25	N	Capacidad a corte máxima de 1 conector

**Cantidad de conectores**

$$n = \frac{V'_s}{Q_n} = 33.78 \approx 34$$

Cantidad de  
conectores

por lo que se debe colocar

**68**

Conectores a lo largo de la viga

### Conexión Parcial

#### Capacidad del concreto y el acero

Teniendo los datos de la resistencia a cortante ( $V_q'$ ) proporcionados por el fabricante

$$V'_q = 1721460 \text{ N} \\ 1721.46 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V'_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \hat{=} 456807 \text{ N}$$

Resistencia al corte del  
concreto

$$V'_s = A_s \cdot F_y = 3249900 \text{ N} \\ 3249.9 \times 10^3 \text{ N}$$

Resistencia al corte del acero

$$3249.9 \times 10^3 \text{ N} < V'_c$$

Entonces la capa de concreto no trabajara a su máxima capacidad. Además ahora tenemos el factor limitante de la capacidad de los conectores ya que su resistencia es inferior a las capacidades del concreto y acero.

$$V'_q < V'_s < V'_c$$

#### Posición de la FNP

Esto se interpreta que la máxima transmisión de esfuerzos vendrá dada por la capacidad a corte del conector.

$$C'_c = V'_q ; 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot z = V'_q$$

De donde podemos despejar Z:

$$6 z = 5 \quad \text{mm}$$

Planteando el equilibrio en la sección podemos obtener la posición de la FNP "c"

$$V'_q + b_f \cdot a \cdot F_y = A_s \cdot F_y - b_f \cdot a \cdot F_y ; V'_q + 2 \cdot b_f \cdot a \cdot F_y = A_s \cdot F_y$$

despejando "a"

$$a = \frac{A_s \cdot F_y - V'_q}{2 \cdot b_f \cdot F_y} = 10.795 \quad \text{mm} \quad c < t_f$$

$$10.795 < 16.3$$

Lugar del FNP

**En el ala superior**

### Momento Resistente (Mn)

Ubicado el FNP podemos calcular el momento resistente, tomando momentos respecto a la superficie entre la viga metálica y la chapa.

$$M_n = V'_q \cdot \left(H - \frac{z}{2}\right) + A_s \cdot F_y \cdot \left(\frac{h}{2}\right) - 2 \cdot b_f \cdot a \cdot F_y \cdot \left(\frac{a}{2}\right)$$

$$70125207$$

$$M_n = 2 \quad \text{N.mm}$$

$$701.25 \quad \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$63112686$$

$$\phi \cdot M_n = 5 \quad \text{N.mm}$$

$$631.13 \quad \times 10^6 \text{ N.mm}$$

### Calculo del número de conectores

Asumimos 2 conectores por nervio ubicados en la posición más desfavorable

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

La resistencia de un conector se calcula según:

$$\begin{aligned} Q_n &= 102495.21 \quad \text{N} \\ Q_{n,m\acute{a}x} &= 96195.25 \quad \text{N} \end{aligned} \quad \text{Capacidad a corte m\acute{a}xima de 1 conector}$$

**Cantidad de conectores**

$$n = \frac{V'_q}{Q_n} = 17.90 \approx 18 \quad \text{Cantidad de conectores}$$

por lo que se debe colocar **36** Conectores a lo largo de la viga

### Calculo de la deformación

#### Sección homogeneizada

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{0.043 \cdot w_c^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}} = 3$$

$$b = \frac{b_{eff}}{n} = 186.20 \quad \text{mm}$$

### Posición de la FNP

$$z = \frac{b \cdot h_c \cdot \frac{h_c}{2} + A_s \cdot \left(\frac{d}{2} + H\right)}{b \cdot h_c + A_s} = 139.75 \text{ mm}$$

En la chapa
----------------

### Análisis de deformaciones

Calculo de la inercia de la sección homogeneizada

$$I = \frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \cdot \left(z - \frac{h_c}{2}\right)^2 + I_s + A_s \cdot \left(\frac{d}{2} + H - z\right)^2$$

$$= 57996236$$

$$I = 4 \text{ mm}^4$$

$$= 57996.24 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

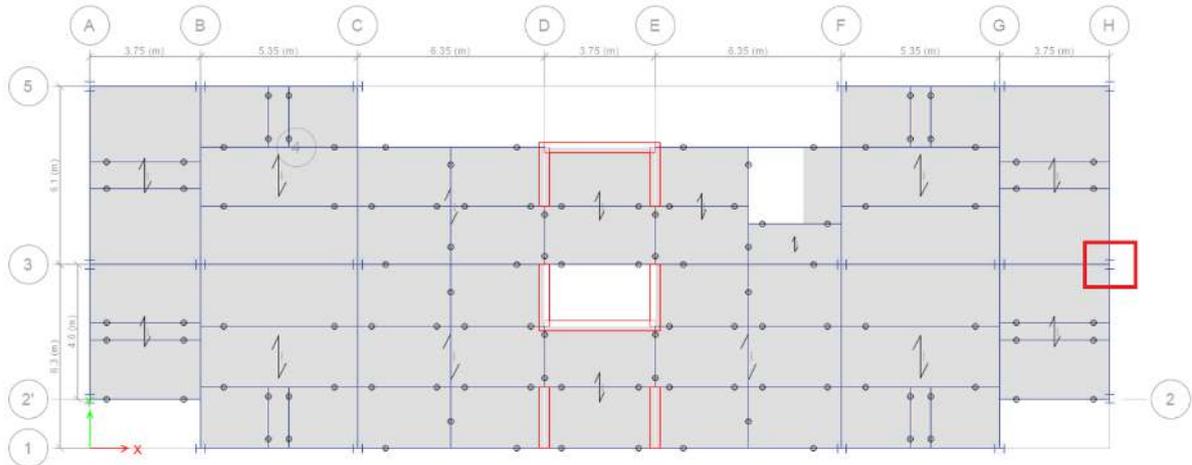
Cargas actuantes

$$q_{total} = q_D + q_L = 15.511 \text{ kN/m} = \text{N/mm}$$

la deformación máxima de la viga se dará en el centro del vano:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_s \cdot I} = 2.70 \text{ mm}$$

### 3.5.3 Diseño de columna compuesta



**Figura 75.** Ubicación de la columna compuesta a ser diseñada.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

### Cálculo De Columnas Compuestas

#### Resistencia A Compresión - Columna Mixta - Perfil Embebido En Concreto Reforzado.

Datos

$f'_c =$	28	Mpa	$B =$	500
$F_y (AE) =$	345	Mpa	$D =$	500
$F_y (BR) =$	420	Mpa	bar ref =	6
recubrim =	50	mm	diametro =	19.05
$E_c =$	28441.82659	Mpa		
$E_s, E_{sr} =$	210000	Mpa		
$L =$	3200	mm		

AREAS POR MATERIAL

$$A_g = b \cdot h = 250000 \quad \text{mm}^2$$

$$A_s = \boxed{14060} \quad \text{mm}^2$$

$$A_{sr} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1710.14 \quad \text{mm}^2$$

$$A_c = A_g - A_s - A_{sr} = 234229.86 \quad \text{mm}^2$$

#### REVISION DE CUANTIAS MINIMAS

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} \geq 0,01 \quad \frac{14060}{234229.86}$$

$$0.06003 > 0.01$$

**CUMPLE**

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \geq 0,004 \quad \frac{1710.14}{234229.86}$$

$$0.007301 > 0.004$$

**CUMPLE**

#### RESISTENCIA A COMPRESION

$$I_s = 419000 \quad \text{mm}^4$$

$$I_{sr} = n \cdot A \cdot d'^2 = 55408462.84 \quad \text{mm}^4$$

$$I_c = I_{Ag} - I_{sr} - I_s = \frac{b \cdot d^3}{12} - I_{sr} - I_s = 5075505870 \quad \text{mm}^4$$

$$C_1 = 0,1 + 2 \cdot \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,3 \quad 0,21 \quad < \quad 0,3$$

OK

$$E \cdot I_{eff} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + C_1 \cdot E_c \cdot I_c$$

$$E \cdot I_{eff} = 5.86785E+13 \quad \text{N.mm}^2 \quad k = 1$$

$$56556020.14 \quad \text{N}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I_{eff})}{L_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I_{eff})}{(k \cdot L)^2} =$$

$$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_y \cdot A_{sr} + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = 11143628.57 \quad \text{N}$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25 \quad P_n = P_{no} \cdot \left[ 0,658^{\left( \frac{P_{no}}{P_e} \right)} \right]$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} > 2,25 \quad P_n = 0,877 \cdot P_e$$

$$= \frac{P_{no}}{P_e} \quad 0,20$$

$$P_n = 10261489.46 \quad \text{N}$$

$$10261.49 \quad \text{Kn}$$

$$= \phi_c \quad 0,75$$

$$\phi_c \cdot P_n = 7696117.10 \quad \text{N}$$

7696.12 kN

### **Resistencia A Tracción - Columna Mixta - Perfil Embebido En Concreto Reforzado.**

$$\phi_t \cdot P_n = 0,90 \cdot (A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{ysr})$$

$$\begin{aligned} P_n &= 5568957.85 \quad \text{N} \\ \phi_t \cdot P_n &= 5012062.07 \quad \text{N} \\ &= 5012.06 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

### **Resistencia A Flexión - Columna Mixta - Perfil Embebido En Concreto Reforzado.**

#### **Distribución de tensiones plásticas**

- \* Existe una variación lineal de la formación unitaria axial en toda la sección y un comportamiento rígido-plástico en los materiales.
- \* El acero se encuentra a tensión de fluencia  $F_y$
- \* Para el concreto se considera una deformación máxima unitaria del 3 por mil para una tensión correspondiente a  $0.85 f'_c$  dentro de un bloque rectangular de tensiones.
- \* No existe deslizamiento entre ambos materiales

#### **Compatibilidad de deformaciones**

- \* Consideramos una variación lineal de la deformación unitaria axial de la sección transversal, en la que acero y concreto se deforman lo mismo (Adherencia perfil)
- \* El acero se encuentra a tensión de fluencia  $F_y$
- \* Para el concreto se considera una deformación máxima unitaria de 3 por mil.
- \* Se desprecia la resistencia a tracción del concreto

Datos

Fy =	345	M Pa	b =	500	mm
Zx =	1720600	mm <sup>3</sup>			
Zy =	763600	mm <sup>3</sup>			
tw =	15.4	mm			
tf =	15.5	mm			
bf =	309.9	mm			
d =	500	mm			
ds =	307.3	mm			
r =	50	mm			
f'c =	28	M Pa			

### Caso 1: Solo viga Metálica

Para el eje "fuerte" "X" :

$$534246300 \quad \text{N.mm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x =$$

Para el eje "fuerte" "Y" :

$$\phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_y = 22797800 \quad \text{N.mm}$$

### Caso 2: Sección Compuesta

$$z = \frac{d \cdot t_w \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b + 2 \cdot t_w \cdot F_y} = \quad \text{mm}$$

F'c =	28	Mpa	tw =	15.4	mm
Fy =	345	Mpa	tf =	15.5	mm
Fy br =	420	Mpa	Zx =	1720600	mm <sup>3</sup>
r =	50	mm	As =	14060	mm <sup>2</sup>

$w_c = 2400 \text{ kg/m}^3$        $d = 307.3 \text{ mm}$   
 $E_c = 26752.4976 \text{ Mpa}$        $bf = 309.9 \text{ mm}$   
 $E_s = 210000 \text{ Mpa}$        $\# \text{ barr tot} = 8$   
 $L = 3200 \text{ mm}$        $\text{diam} = 19.05 \text{ mm}$   
     $I_s = 77419000 \text{ mm}^4$

$h_1 = 500 \text{ mm}$   
 $h_2 = 500 \text{ mm}$   
 $d \text{ del perf} = 307.3$

$k = 1$

# barra

corrugada 2

Cargas ponderadas (incluyendo la contribución de segundo orden)

Pr =	2764.6	kN
Mx =	51.87	kN.m

Áreas resistentes

$A_g = 250000 \text{ mm}^2$   
 $A_s = 14060 \text{ mm}^2$   
 $A_{sr} = 2280.18 \text{ mm}^2$   
 $A_{srs} = 570.05 \text{ mm}^2$

$A_c = 233659.82 \text{ mm}^2$

Limitaciones de los materiales

concreto      **Peso normal ( $w_c \approx 2.400 \text{ kg/m}^3$ ):**

**$21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$  ;  $21 \text{ MPa} \leq 35 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa}$  cumple**

acero

Para la viga  $F_y \leq 525 \text{ MPa}$  ;  $350 \text{ MPa} \leq 525 \text{ MPa}$

Para el refuerzo  $F_y \leq 525 \text{ MPa}$  ;  $420 \text{ MPa} \leq 525 \text{ MPa}$

Cuantías mínimas para el perfil de acero y refuerzos

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} \geq 0,01 \quad 0.056 \quad > \quad 0.01 \quad \text{OK}$$

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \geq 0,004 \quad 0.009 \quad > \quad 0.004 \quad \text{OK}$$

## METODO 1.- ECUACIONES DE INTERACCION

### RESISTENCIA A COMPRESION

$$I_{s,y} = 77419000 \quad \text{mm}^4$$

$$I_{sr} = \sum_1^n \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} + A \cdot d^2 = 161532757.3 \quad \text{mm}^4$$

$$I_c = I_{Ag} - I_{sr} - I_s = 4969381576 \quad \text{mm}^4$$

$$C_1 = 0,1 + 2 \cdot \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,3 \quad 0.214 \quad < \quad 0.3 \quad \text{OK}$$

$$E \cdot I_{eff} = E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_{sr} \cdot I_{sr} + C_1 \cdot E_c \cdot I_c$$

$$E \cdot I_{eff} = 6.16044\text{E}+13 \quad \text{N.mm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I_{eff})}{L_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I_{eff})}{(k \cdot L)^2} = 59376059.12 \text{ N}$$

$$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_y \cdot A_{sr} + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = 59376.05912 \text{ kN}$$

$$11369480.76 \text{ N}$$

$$11369.48076 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} \quad 0.19 \quad < \quad 2.25$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25 \quad P_n = P_{no} \cdot \left[ 0,658 \left( \frac{P_{no}}{P_e} \right) \right]$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} > 2,25 \quad P_n = 0,877 \cdot P_e$$

$$10493830.79 \text{ N}$$

$$P_n = 10493.83 \text{ kN}$$

$$\phi_c \quad 0.75$$

$$\phi_c \cdot P_n = 7870373.09 \text{ N}$$

$$7870.37 \text{ kN}$$

## RESISTENCIA A FLEXION

Podemos hacer uso de la formulación adjuntada en las tablas de la AISC Design Examples en el apartado 6.1.2 la flexión se da exclusivamente alrededor del eje fuerte "x" y en el diagrama se localiza en el punto B.

Empezamos por hallar el punto "D"

$$Z_s = \boxed{1720600} \text{ mm}^4$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) \quad 342027.55 \quad \text{mm}^2$$

$$342.03 \quad \times 10^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r \quad 29187372.45 \quad \text{mm}^2$$

$$29.187 \quad \times 10^6$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c) \quad 1084588302$$

$$1084.588302 \quad \text{kNm}$$

Resistencia del punto B, asumimos inicialmente que la FNP se ubica en el alma de la viga metálica de lo que obtenemos **hn** :

$$h_n = 135.59 \quad \text{mm}$$

**En sección metálica**

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = 101761.7041 \quad \text{mm}^3$$

$$10.17617041 \quad \times 10^4$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 9090527.497 \text{ mm}^3$$

$$909.0527497 \times 10^4$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 941303237.4 \text{ N.mm}$$

$$941.30 \text{ kN.m}$$

Factor de reducción a flexión :

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_B = 847172913.6 \text{ N.mm}$$

$$847.17 \text{ kN.m}$$

Solicitaciones

Pr =	2764.6	kN
Mx =	51.87	kN.m

$$= \frac{P_r}{P_c} = 0.35$$

When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.41 < 1$$

**OK**

Teniendo en cuenta que es un método bastante conservador, se contrasta con el método 2 de interacción

## METODO 2.- CURVA DE INTERACCION

**Paso 1:** superficie de interacción A - D

Los puntos a considerar inicialmente son:

Punto A: Resistencia axial pura.

Punto B: Resistencia a flexión pura.

Punto C: Ubicación del eje neutro plástico que resulta de la misma capacidad de flexión del punto B pero incluyendo compresión axial

Punto D: resistencia axial a compresión igual a la mitad de la del punto C

**Punto A** "Compresión pura"

$$P_A = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

$$\begin{aligned} & 11369480.76 \quad \text{N} \\ P_A &= 11369.48 \quad \text{kN} \\ \text{MA} &= 0 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

**Punto D** "Resistencia axial a compresión igual a la mitad de la del punto C"

$$\begin{aligned} P_D &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot A_c}{2} = 2780551.814 \quad \text{N} \\ & 2780.55 \quad \text{kN} \\ \text{MD} &= 1084588302 \\ & 1084.59 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

**Punto B** "Flexión pura"

Calculada en el método 1

$$P_B = 0 \quad \text{kN}$$

$$M_B = 941303237.4 \\ 941.3032374 \quad \text{kN.m}$$

**Punto C** "Misma flexión que B"

$$P_C = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = 5561.103629 \quad \text{kN}$$

$$M_C = M_B = 941.3032374 \quad \text{kN.m}$$

Resumen de los valores para A-D		
Punto	Compresión (Pn)	Flexiona (Mn)
A	11369.48	0
B	0.00	941.30
C	5561.10	941.30
D	2780.55	1084.59

Diagrama de interacción A-D sin efectos de esbeltez en columnas

**Paso 2:** superficie de interacción A' - D' "efectos de esbeltez -  $\lambda$ "

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}}$$

$$\frac{P_n}{P_{no}} = 0.923$$

$$P_{A'} = \lambda \cdot P_A = 10493.83 \quad \text{kN}$$

$$P_{C'} = \lambda \cdot P_C = 0.00 \quad \text{kN}$$

$$P_{B'} = \lambda \cdot P_B = 5132.80 \quad \text{kN}$$

$$P_{D'} = \lambda \cdot P_D = 2566.40 \quad \text{kN}$$

Resumen de los valores para A'-D' con esbeltez		
Punto	Compresión (Pn)	Flexiona (Mn)
A'	10493.83	0
B'	0.00	941.30
C'	5132.80	941.30
D'	2566.40	1084.59

**Paso 3:** superficie de interacción A" - D" "efectos de esbeltez -  $\lambda$  y minoración LRFD"

Para Flexiona 0.90  
0.00 kN.m

$$M_{A''} = \phi_b \cdot M_{A'} =$$

$$M_{B''} = \phi_b \cdot M_{B'} = 847.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{C''} = \phi_b \cdot M_{C'} =$$

$$M_{D''} = \phi_b \cdot M_{D'} = 847.17 \text{ kN.m}$$

$$976.13 \text{ kN.m}$$

Para Compresión

$$\phi_c = 0.75$$

$$P_{A''} = \phi_c \cdot P_{A'} = 7870.37 \text{ kN}$$

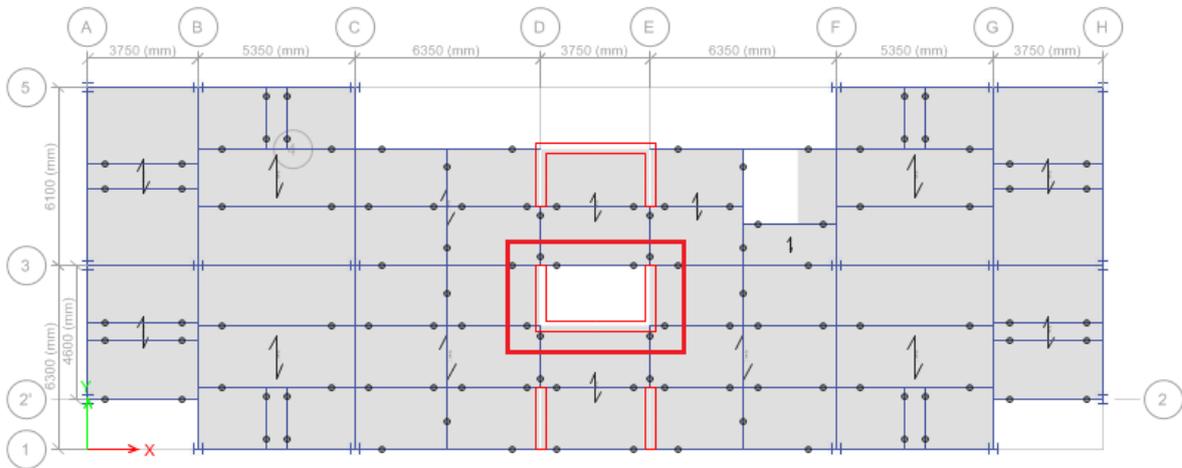
$$P_{B''} = \phi_c \cdot P_{B'} = 0.00 \text{ kN}$$

$$P_{C''} = \phi_c \cdot P_{C'} = 3849.60 \text{ kN}$$

$$P_{D''} = \phi_c \cdot P_{D'} = 1924.80 \text{ kN}$$

Resumen de los valores para A"-D" esbeltez y LRFD		
Punto	Compresión (Pn)	Flexión (Mn)
A"	7870.37	0.00
B"	0.00	847.17
C"	3849.60	847.17
D"	1924.80	976.13
Solicitud	2764.6	51.87

### 3.5.4 Diseño de muro de concreto



**Figura 76.** Ubicación del muro de concreto armado a ser diseñado.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Diseño de muro estructural

1. Calculo de densidad de muros

Z =	0.45	Factor de zona
U =	1	Factor de uso
C =	0.8787	Factor de amplificación - espectro
S =	1.05	Factor de suelo (S2)
R =	6	Factor de reducción sísmica
P =	5348 Tonf	Peso de la edificación (CM+%CV)

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \cdot 0.8 = 296.06 \text{ Tonf}$$

2. Datos generales

Lw =	4.1	m	Long. Muro
hw =	2.75	m	Altura de piso
Npisos =	16		nro pisos
hw' =	44.45	m	Altura total del muro
Δu =	0.28	m	Desplazam en azotea

$F'_c =$	280	kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión del C°A°
$F'_y =$	4200	kgf/cm <sup>2</sup>	Tensión cedente
$t = em = b =$	0.35	m	espesor del muro

Valores máximos obtenidos del análisis estructural

Luego de haber verificado si las cargas eran cinematicamente compatibles

$M_u =$	2504	Tonf.m
$P_u =$	944	Tonf
$V_u =$	157	Tonf

### 1. Verificación de la necesidad de colocar acero en 2 capas

Área bruta de concreto que resiste

$$A_{cv} := L_w \cdot t = 14350 \text{ cm}^2 \quad \text{cortante}$$

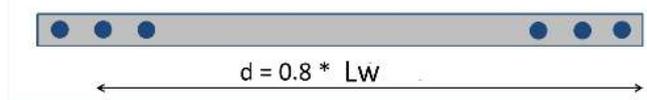
$$\lambda := 1$$

$$V_{limit} := 0.17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot MPa = 130.35 \quad \text{Tonf}$$

$$\text{Verif}_{\text{NROCAPAS}} := \begin{cases} \text{if } R_{\text{aspecto1}} \geq 2 \vee V_u > V_{limit} \\ \text{“Distribuir acero en dos capas”} \\ \text{else} \\ \text{“Se podría distribuir acero en una capa”} \end{cases} = \text{“Distribuir acero en dos capas”}$$

### 2. Predimensionamiento del acero de refuerzo en cada extremo

- Para muros con  $l_m < 2m$   $A_{s \text{ ext}} = 0.7 M_u / (f_y d)$
- Para muros con  $2m < l_m < 4m$   $A_{s \text{ ext}} = 0.55 M_u / (f_y d)$
- Para muros con  $l_m > 4m$   $A_{s \text{ ext}} = 0.35 M_u / (f_y d)$



$$A_{s_{extremo}} := \frac{0.35 \cdot M_{ua}}{f_y \cdot (0.8 L_w)} = 63.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ prev}} = 62.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{ebAsum} := 0.020$$

$$L_{ebAsum} := \frac{As_{prev}}{t \cdot \rho_{ebAsum}} = 0.89 \text{ m}$$

### 3. Refuerzo vertical

$$\rho_{min} := 0.0025$$

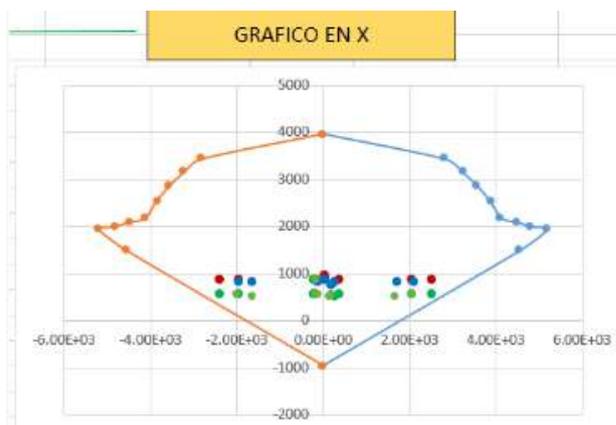
$$s_1 := \frac{2 \cdot 0.71 \cdot \text{cm}^2}{t \cdot \rho_{min}} = 16.23 \text{ cm} \quad \text{con } 3/8''$$

$$s_2 := \frac{2 \cdot 1.27 \cdot \text{cm}^2}{t \cdot \rho_{min}} = 29.03 \text{ cm} \quad \text{con } 1/2''$$

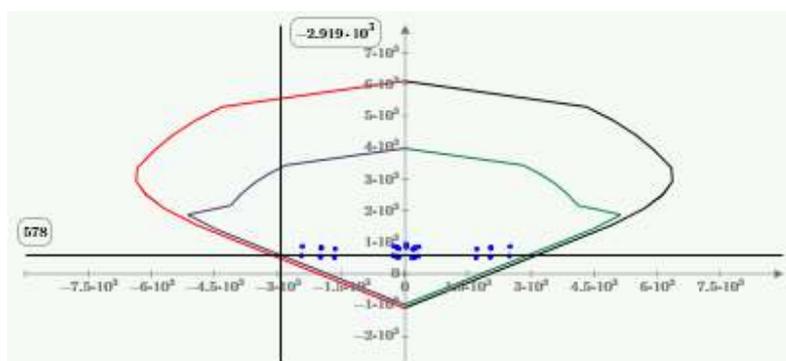
$$s_{asumida} := 25 \text{ cm}$$

$$\rho_{vINICIAL} := \frac{1.27 \cdot \text{cm}^2 \cdot 2}{t \cdot s_{asumida}} = 0.0029$$

### 4. Definir espaciamientos para el diagrama de interaccion



### 5. Diagrama de interacción con puntos



6. Calculo de la demanda de corte por capacidad del muro de C°A°

$M_{np} = 3410$  Tonf.m Momento máximo probable  
 $M_{an} = 2416$  Tonf.m Momento máximo de análisis  
 $V_{an} = 151$  Tonf Cortante máxima de análisis

$$V_{dis} := \begin{cases} \text{if } \text{abs}\left(\frac{M_{np}}{M_{análisis}}\right) > R \\ \quad \parallel V_{análisis} \cdot R \\ \text{else} \\ \quad \parallel V_{análisis} \cdot \text{abs}\left(\frac{M_{np}}{M_{análisis}}\right) \end{cases} = 213.125 \text{ tonnef}$$

7. Diseño por fuerza cortante

$A_{cw} = 14350$  cm<sup>2</sup>

$$V_{nmax} := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot MPa \cdot A_{cw} = 636.43 \quad \text{Tonf}$$

$$\alpha_c := \begin{cases} \text{if } R_{aspecto1} \leq 1.5 \\ \quad \parallel 0.25 \\ \text{else if } R_{aspecto1} \geq 2 \\ \quad \parallel 0.17 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.25 - (R_{aspecto1} - 1.5) \cdot \frac{0.25 - 0.17}{2 - 1.5} \end{cases} = 0.17$$

$$V_{c1} := A_{cw} \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot MPa \cdot \left( 1 + \frac{N_{uCOMP}}{14 \cdot \frac{N}{mm^2}} \right) =$$

190.36 Tonf

Nutracc = 0 Tonf

$$V_{c2} := A_{cw} \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot \left( 1 + \frac{\frac{N_{dTRACC}}{N}}{3.5 \cdot \frac{A_{cw}}{\text{mm}^2}} \right) = 130.35 \text{ Tonf}$$

Vc min= 130.35 Tonf

øc = 0.85

Vu < ø(Vs+Vc)

$$V_{sreq} := \frac{V_{dis}}{\phi_c} - V_c = 120.38 \text{ Tonf}$$

$$Lim_{11.10.7} := 0.085 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot A_{cw} = 65.18 \text{ Tonf}$$

Cuantia horizontal

$$\rho_{Hmin} := \begin{cases} \text{if } V_{dis} < Lim_{11.10.7} \\ \quad \parallel 0.002 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.0025 \end{cases} = 0.0025$$

Cuantia vertical

**CUANTÍA VERTICAL INICIAL:**

$$\rho_{Vmin} := \begin{cases} \text{if } V_{dis} \leq Lim_{11.10.7} \\ \quad \parallel 0.0015 \\ \text{else if } V_{dis} > Lim_{11.10.7} \\ \quad \parallel 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - R_{aspecto1}) \cdot (\rho_{Hmin} - 0.0025) \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.0025 \end{cases} = 0.0025$$

Cuántia propuesta

$$A_{sv} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{ramal}} = 2$$

$$s_v = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{cuántia} = 0.0026$$

$$C = 38 \text{ cm} \quad \text{Hallado computacionalmente}$$

$$\text{ratio}_{def} := \begin{cases} \frac{\Delta_u}{h_w} > 0.005 \\ \frac{\Delta_u}{h_w} \\ \text{else} \\ 0.005 \end{cases} = 0.0063$$

$$c_{lim} := \frac{L_w}{600 \cdot (1.5 \cdot \text{ratio}_{def})} = 0.723 \text{ m}$$

Dimensión del elemento de borde

$$L_{boundary} := \max\left(c - 0.1 \cdot L_w, \frac{c}{2}, 300 \text{ mm}\right) = 30 \text{ cm}$$

Verificación del espesor del muro

$$t_{min} := \begin{cases} c > \frac{3}{8} \cdot L_w \\ 300 \text{ mm} \\ \text{else} \\ t \end{cases} = 1.54 \text{ m}$$

Confinamiento de elementos de borde especiales

$$B_{\text{bound}} = 35 \text{ cm}$$

L bound = 50 cm  
 rec = 3 cm  
 Ag = 1750 cm<sup>2</sup>  
 Ach = 1276 cm<sup>2</sup>  
 Lim1 = 0.007  
 Lim2 = 0.006  
 As min Larg = 2.6 cm<sup>2</sup>  
 As min Cort = 3.72 cm<sup>2</sup>

Sentido Largo

N ramales = 2  
 As corte = 1.27 cm<sup>2</sup>  
 Aw = 2.54 cm<sup>2</sup>  
 Sl = 10 cm

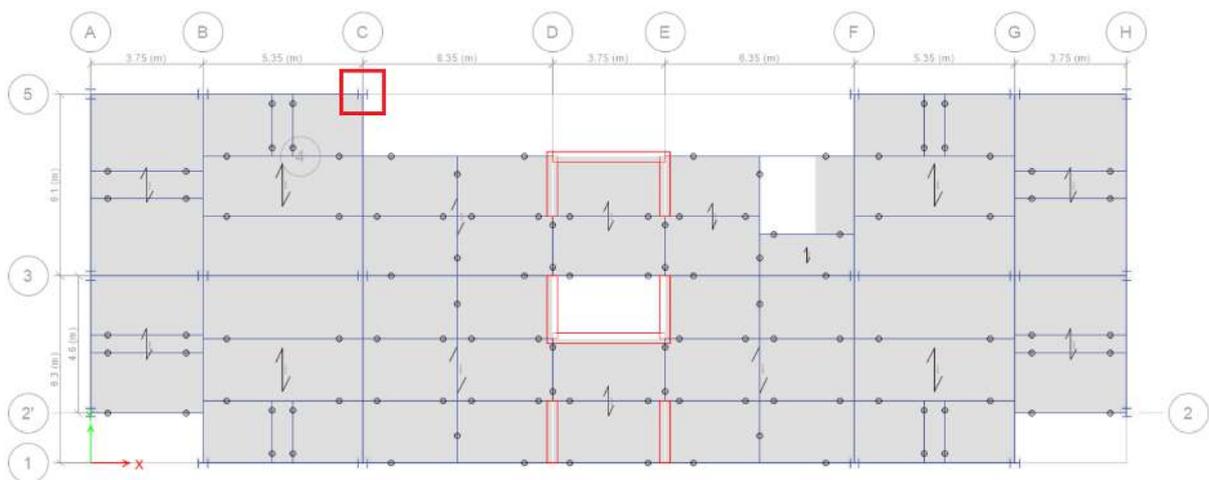
Sentido Corto

N ramales = 3  
 As corte = 1.27 cm<sup>2</sup>  
 Aw = 3.81 cm<sup>2</sup>  
 Sc = 10 cm

$$r_2 := \frac{A_{w2}}{(b_{bound} - rec) \cdot s_2} = 0.0079$$

$$r_3 := \frac{A_{w3}}{(L_{bound} - rec) \cdot s_3} = 0.0081$$

### 3.5.5 Diseño de conexión viga – columna



**Figura 77.** Ubicación de la conexión viga-columna a ser diseñada.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

## Cálculo de la conexión - columna

**Definición de la viga a utilizar en la conexión:**

**W12x50**

**L: longitud de la viga entre ejes de columnas**

L= 

5.0427
--------

 m

**Propiedades:**

d=	<table border="1" data-bbox="443 864 619 916"><tr><td>309.9</td></tr></table>	309.9	mm
309.9			
bbf=	<table border="1" data-bbox="443 920 619 972"><tr><td>205.2</td></tr></table>	205.2	mm
205.2			
Zxb=	<table border="1" data-bbox="443 976 619 1028"><tr><td>1178.2</td></tr></table>	1178.2	cm <sup>3</sup>
1178.2			
tbw=	<table border="1" data-bbox="443 1032 619 1084"><tr><td>9.4</td></tr></table>	9.4	mm
9.4			
tbf=	<table border="1" data-bbox="443 1088 619 1140"><tr><td>16.3</td></tr></table>	16.3	mm
16.3			

**Calidad del material:**

Fyb=	<table border="1" data-bbox="443 1272 619 1323"><tr><td>345</td></tr></table>	345	Mpa
345			
Fub=	<table border="1" data-bbox="443 1328 619 1379"><tr><td>448</td></tr></table>	448	Mpa
448			
Ryb	<table border="1" data-bbox="443 1384 619 1435"><tr><td>1.1</td></tr></table>	1.1	
1.1			

Cpr1= 1.1492754

Cpr≤ 

1.2
-----

Cpr= 1.1492754

**Definición de la carga gravitacional mayorada sobre la viga**

Q= 11.2264 KN/m

## Definición de la columna en la conexión: HP 12x74

### Propiedades:

dc=	307.3	mm
bcf=	309.9	mm
tcf=	15.5	mm
tcw=	15.4	mm
kc=	33.3	mm
hc=	240.7	mm
rc=	17.8	mm
Zxc=	1720.6	cm <sup>3</sup>
Ac=	140.6	cm <sup>2</sup>

### Calidad del material:

Tipo de  
acero: ASTM A992

Fyc=	345	Mpa
Fuc=	448	Mpa
Ryc=	1.1	

### Definición del material de la plancha extrema

Fyp=	345	Mpa
Fup=	448	Mpa

### Definición del material del rigidizador

Fys=	345	Mpa
E=	200000	Mpa

**Definición de factores de resistencia según la norma ANSI/AISC  
358**

$\phi_d =$	1
$\phi_n =$	0.9

**Diseño de la conexión**

**Parámetros de geometría de la conexión y calidad del perno**

**Distancia al borde**

Se asume trabajar con pernos de 1-1/8"

		Diam	
		perno=	1 1/4
dbolt=	31.75	mm	
de_min=	41.28	mm	
de=	50	mm	

**Separación vertical y horizontal de línea de pernos**

pmin= 50.75

pfi=	50	mm
pfo=	50	mm
g=	150	mm

**Espesor y ancho de la plancha extrema**

tp=	31	mm
bp=	220	mm

**Distancias para el centroide de fuerzas y rigidizador**

h0= 351.75 mm  
h1= 235.45 mm  
hst= 100 mm  
Lst= 173.21 mm

### Calidad de material del perno

Calidad: ASTM A490

Fnt= 

780
-----

 Mpa  
Fnv= 

469
-----

 Mpa

### Cálculo del momento máximo probable de la viga en la rótula plástica

Mpr= 513.87193 kN.m

### Cálculo de la fuerza de corte en la rótula plástica

Sh= 0.204 m  
Lh= 4.33 m  
Vg= 24.29 kN  
Vp= 237.52 kN  
Vu= 261.81 kN

### Cálculo del momento en la cara de la columna

Mf= 567.33 kN.m

### Cálculo del diámetro requerido del perno

dbolt\_req= 29.60 mm 

Ok
----

### Definición del diámetro del perno a utilizar

$$dbolt = 1 \frac{1}{4} \text{ in}$$

$$dbolt = 31.75 \text{ mm}$$

### **Cálculo del espesor requerido de la plancha extrema**

El ancho efectivo de la plancha no debe ser mayor al ancho del ala de la viga + 25 mm

$$bp\_efect = 220 \text{ mm}$$

Obtenemos:

$$s = 90.83 \text{ mm}$$

Usar Pfi

$$de = 50 \text{ mm}$$

$$pfi = 50.00 \text{ mm}$$

### **Caso 1**

$$Yp = 2.98 \text{ m}$$

$$tp'req'd = 24.64 \text{ mm}$$

### **Espesor definitivo de la plancha extrema**

$$tp = 31 \text{ mm}$$

### **Cálculo de la fuerza factorizada en el ala de la viga**

$$Ffu = 1932.34 \text{ kN}$$

**Definición del espesor del rigidizador y diseño de sus soldaduras de conexión con la plancha extrema y con el ala de la viga.**

$t_{sreq} = 9.4 \text{ mm}$

$t_s = 10 \text{ mm}$

**Luego, se revisa el rigidizador por pandeo local:**

$h_{st} = 100 \text{ mm}$

$L_{st} = 173.21 \text{ mm}$

$\lambda = 10$

$\lambda_{max} = 13.48$

**Cumple**

**Chequeo de la resistencia a corte de los pernos en el ala a compresión**

$n_{bolt} = 4$

$A_{bolt} = 7.92 \text{ cm}^2$

$V_u = 261.81 \text{ kN}$

$\phi_n R_{nv} = 1336.72 \text{ kN}$

**Cumple**

**Chequeo de la falla por desgarramiento y aplastamiento por carga de los pernos de la plancha extrema y el ala de la columna**

$n_i = 2$

$n_o = 2$

### Revisión en la plancha extrema

Lci=	84.55	mm
Lco=	34.125	mm
rp=	1058.2656	kN
rdi=	1409.0765	kN
rni=	1058.27	kN
rdo=	568.71	kN
rno=	568.71	kN
ØnRn=	2928.5626	kN

Cumple

### Revisión en el ala de la columna

psi=	50	mm
pso=	50	mm
ts=	16	mm
sc=	107.80	mm
Lci'col=	84.25	mm
rp=	529.1328	kN
rdi=	702.0384	kN
rni=	529.1328	kN
rno=rp	529.1328	kN
ØnRn=	1904.8781	kN

Cumple

### Chequeo por corte de la viga

Vu=	261.81	kN
Aw=	29.1306	cm <sup>2</sup>
Cv=	1	
Ød=	1	

$$V_t = 603.00342 \text{ kN}$$

$$\phi_d \cdot V_t = 603.00342 \text{ kN}$$

$$V_u / \phi_d \cdot V_t = 0.43$$

Cumple

### Planchas de continuidad

#### Chequeo de la cedencia por flexión del ala de la columna

$$c = 116.3 \text{ mm}$$

$$Y_c = 3.92 \text{ m}$$

$$t_{cf} = 15.5 \text{ mm}$$

$$t_{cfreq} = 21.57 \text{ mm}$$

No Cumple

#### Mínima resistencia de la columna ante cargas concentradas

##### Cedencia del ala

$$\phi_1 = \phi_d = 1$$

$$Y_c = 3.92 \text{ m}$$

$$M_{cf} = 325.25 \text{ kN.m}$$

$$R_{n1} = 1107.80 \text{ kN}$$

$$\phi_1 \cdot R_{n1} = 1107.80 \text{ kN}$$

##### Cedencia del alma

$$\phi_2 = \phi_d = 1$$

$$R_{n2} = 1477.55 \text{ kN}$$

$$\phi_2 \cdot R_{n2} = 1477.5453 \text{ kN}$$

##### Pandeo del alma

$$\phi_3 = 0.75$$

$$R_{n3} = 3024.98 \text{ kN}$$

$$\phi_3 * R_{n3} = 2268.73 \text{ kN}$$

### **Aplastamiento del alma**

$$\phi_4 = 0.75$$

$$w = 8 \text{ mm}$$

$$t_p = 31 \text{ mm}$$

$$t_{bf} = 16.3 \text{ mm}$$

$$N = 94.3 \text{ mm}$$

$$R_{n4} = 3022.61 \text{ kN}$$

$$\phi_4 * R_{n4} = 2266.9576 \text{ kN}$$

***Finalmente, se define la mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas***

$$\phi R_{n\_min} = 1107.80 \text{ kN}$$

### **Espesor requerido de la plancha de continuidad**

$$F_{fu} = 1363.17 \text{ kN}$$

$$\phi R_{n\_min} = 1107.80 \text{ kN}$$

$$F_{su} = 255.37 \text{ kN}$$

$$F_{cr} = 310500 \text{ kN/m}^2$$

$$t_{pa} = 16$$

$$A_{sc} = 0$$

$$b_{sc} = 262.5$$

$$t_{sc\_req} = 16.3$$

$$t_{sc} = 16$$

***No se requieren planchas de continuidad***

### **3.5.6 Diseño de conexión de riostras**

## 1. Datos generales

La=	3.78	m	L arriostrada
$\Theta$ =	46.5	deg	Ang. Arriostrado
tpn=	40	mm	Espesor plancha nodo
tpw=	30	mm	Espesor planchas

## 2. Propiedades de las secciones

### 2.1. Viga a utilizar: W12X50

db=	309	mm	Altura
bfb=	205.2	mm	Ancho de ala
tfb=	16.3	mm	Espesor de ala
twb=	9.4	mm	Espesor de alma

### 2.2 Columna a utilizar: HP12X74

dc=	307.3	mm	Altura
bfc=	309.9	mm	Ancho del ala
tfc=	15.5	mm	Espesor del ala
twc=	15.4	mm	Espesor del alma

### 2.3 Arriostramiento a utilizar: HSS 6X6X5/8

da=	152.4	mm	Altura
bfa=	152.4	mm	Ancho del ala
tfa=	14.8	mm	Espesor del ala
twa=	14.8	mm	Espesor del alma
Aga=	75.5	cm <sup>2</sup>	Area gruesa
Ixa=	2297.6	cm <sup>4</sup>	Inercia en X

ly=	2297.6	cm <sup>4</sup>	Inercia en Y
rx=	5.52		R. giro en X
ry=	5.52		R. giro en Y

## 2.4 Ángulo a utilizar: L100x100x10

dL=	100	mm	Altura
tL=	10	mm	Espesor
Agl=	19.2	cm <sup>2</sup>	Area gruesa
gL=	40	mm	gaje

## 3. Propiedades de los materiales

### 3.1. Acero a utilizar

Fya=	345	Mpa	Tensión cedente riostra
Fypl=	345	Mpa	Tensión cedente plancha
FyL=	345	Mpa	Tensión cedente ángulo
E=	200000	Mpa	Módulo de elasticidad
Fua=	450	Mpa	Tensión última riostra
Fupl=	450	Mpa	Tensión última plancha
FuL=	450	Mpa	Tensión última ángulo
Rya=	1.1		Factor sobre resistencia

### 3.2 Soldadura a utilizar: AWS E70XX

FEXX=	70	ksi	
FEXX=	482.63	ksi	Resistencia límite a corte

## 4. Cargas de Diseño

### 4.1 Fuerzas de diseño a tracción

$$Pu\_tracc = Rya \cdot Fya \cdot Aga$$

$$Pu\_tracc = 2865.225 \quad \text{kN}$$

## 4.2 Fuerzas de diseño a compresión

$$K = 1 \quad \text{F. Longitud efectiva}$$

$$Lba = 0.9 \cdot La$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot Lba}{r_{yu}}\right)^2} = 3.402 \quad \text{m} \quad \text{Longitud libre}$$

$$518.99 \quad \text{Mpa} \quad \text{Tensión elástica de pandeo}$$

$$F_{cre} := \text{if} \left( \frac{K \cdot Lba}{r_{yu}} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}}, \left( 0.658 \frac{R_{ya} \cdot F_{ya}}{F_e} \right) \cdot R_{ya} \cdot F_{ya}, 0.877 \cdot F_e \right)$$

$$Fcre = 279.44 \quad \text{Mpa} \quad \text{Tensión crítica riostra}$$

$$Pu\_comp\_1 = 1.14 \cdot Fcre \cdot Aga$$

$$Pu\_comp\_1 = 2405.17 \quad \text{kN}$$

$$Pu\_comp\_2 = Rya \cdot Fya \cdot Aga$$

$$Pu\_comp\_2 = 2865.225 \quad \text{kN}$$

Se selecciona el Pu min.

$$Pu\_comp = 2405.17 \quad \text{kN}$$

## 4.3 Distribución de cargas

$$Tu = Pu\_Tracc = 2865.225 \quad \text{kN} \quad \text{Tracción última}$$

$$Afa = bfa \cdot tfa$$

$$Afa = 22.5552 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área gruesa del ala}$$

Awa=	$Aga-2*Afa$		
Awa=	30.3896	cm <sup>2</sup>	Área gruesa del alma
Tuf=	$Tu*(Afa/Aga)$		
Tuf=	855.96984	kN	Tracción en ala
Tuw=	$Tu*(Awa/Aga)$		
Tuw=	1153.28532	kN	Tracción en alma

## 5 Diseño de conexión en las alas del arriostramiento

### 5.1 Diseño a corte simple de pernos

dpf=	<input type="text" value="19.05"/>	mm	Diámetro de perno en alas
Apf=	2.85	cm <sup>2</sup>	Área nominal perno en alas
Øv=	<input type="text" value="0.75"/>		Factor de minoración
Fnv=	372	Mpa	Tensión nominal a corte
ØvRnvf=	$Øv*Fnv*Apf$		
ØvRnvf=	79.52		Resisten. minorada a corte
nmin=	$Tuf/(ØvRnvf)$		
nmin=	10.8		Número mínimo de pernos
npLn=	5		Pernos en nodo ang/plancha
npLa=	5		Pernos en nodo ang/alas

### 5.2 Chequeo de cedencia por tracción de los angulos

Ø=	<input type="text" value="0.9"/>		Factor de minoración
ØRn=	$Ø*Fyl*(2*Agl)$		
ØRn=	1192.32	kN	Resistencia a cedencia
D.C=	0.72		<input type="text" value="Ok"/>

### 5.3 Disposición de los pernos

Smin_borde=	25.4	mm	Distan. mínima perno/borde
LepI=	35	mm	Distan. Perno/borde ángulo
Sconst=	5	mm	Separación riostra/plancha
Lepa=	35	mm	Separación perno/riostra
Smin_pernos=	57.15	mm	Separaci. Mín. entre pernos
Spl=	60	mm	Separación a colocar

#### 5.4 Chequeo de fractura por tracción de los ángulos

spL=	60	mm	
lpf=	$(npLa-1)*spl$		
lpf=	240	mm	Longitud de fila de pernos
xL=gL=	40	mm	Distancia a la línea de pernos
$U=1-(xL/lpf)=$	0.83		Coefficiente de reducción
daf_est=	$d_{pf}+(1/16)in$		
daf_est=	20.64	mm	Diámetro de agujeros
AnL=	$2*(A_{gL}-d_{af\_est}*tL)$		
AnL=	34.27	cm <sup>2</sup>	Área neta del par ángulos
AeL=U*AnL=	28.56	cm <sup>2</sup>	Área neta efectiva ángulos
Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	$Ø*F_uL*AeL$		Resistencia a fractura
ØRn=	963.91	kN	ángulos
D.C.=	0.89		<b>Ok</b>

#### 5.5 Resistencia por aplastamiento de pernos en ángulos

LepI=	35	mm
-------	----	----

Smin_borde=	25.4	mm	
Lc1=	$L_{ep1}-0.5*daf\_est$		
Lc1=	24.68	mm	Longitud al desgarramiento entre el perno y el ángulo
Lc2=	$spL-daf\_est$		
Lc2=	39.36	mm	Longitud al desgarramiento entre pernos en el ángulo
Rn1=	133.28	kN	Perno externo
Rn2=	205.74	kN	Perno interno
Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	1434.36	kN	Resistencia al aplastamiento del conjunto de pernos
D.C.=	0.60		<b>Ok</b>

### 5.6 Resistencia por aplastamiento de pernos en alas del arriostramiento

Lepa=	35	mm	
Smin_borde=	25.4	mm	
Lc1=	$L_{epa}-0.5*daf\_est$		
Lc1=	24.68	mm	Longitud al desgarramiento entre pernos y el borde de riostra
Lc2=	$SpL-daf\_est$		
Lc2=	39.36	mm	Longitud al desgarramiento entre pernos en alas de riostra
Rn1=	197.25	kN	Perno externo

Rn2=	304.50	kN	Perno interno
Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	2122.85	kN	Resistencia al aplastamiento del conjunto de pernos en alas
D.C.=	0.40	<b>Ok</b>	

## 5.7 Chequeo de bloque de corte en los ángulos

### Número de pernos y longitudes

npLa=	5		Número de pernos en cada ala
gL=	40	mm	Gramil colocado
daf_est=	20.64	mm	
Ubs=	1.00		
Let=dL-gL=	60	mm	Longitud a tracción
Lev=lpf+LepL=	275	mm	Longitud a corte

### Area gruesa y neta del par de ángulos (corte y tracción)

AguL=	$2 \cdot Lev \cdot tL$		Área gruesa a corte de ángulos
AguL=	55	cm2	
AnvL=	$2 \cdot (Lev - (npLa - 0.5) \cdot daf\_est) \cdot tL$		Área neta a corte de ángulos
AnvL=	36.43	cm2	
AntL=	$2 \cdot (Let - 0.5 \cdot daf\_est)$		

AntL=	9.94	cm <sup>2</sup>	Área neta a tracción de ángulos
-------	------	-----------------	---------------------------------

Relación demanda / capacidad

Ø=	0.75		Factor de minoración
----	------	--	----------------------

ØRn=	1017.09	kN	Resistencia
------	---------	----	-------------

D.C.=	0.84		
-------	------	--	--

Ok

### 5.8 Chequeo de bloque de corte en las alas del arriostramiento

Número de pernos y longitudes

npLa=	5		Número de pernos en cada ala
-------	---	--	------------------------------

Ubs=	1.00		
------	------	--	--

daf_est=	20.64	mm	
----------	-------	----	--

gL=	40	mm	
-----	----	----	--

Lev=lpf+Lepa	275	mm	Longitud a corte
--------------	-----	----	------------------

Espesor tentativo de plan.

tpn=	40	mm	nodo
------	----	----	------

Let=	$0.5 \cdot (bfa - tpn) - gL$		
------	------------------------------	--	--

Let=	16.2	mm	Longitud a tracción
------	------	----	---------------------

Área gruesa y neta del arriostramiento (corte y tracción)

Agva=	$2 \cdot Lev \cdot tfa$		
-------	-------------------------	--	--

Agva=	81.4	cm <sup>2</sup>	Área gruesa a corte en
-------	------	-----------------	------------------------

Anva=	$2 \cdot (Lev - (npLa -$		alas del arriostramiento
-------	--------------------------	--	--------------------------

	$0.5) \cdot daf\_est) \cdot tfa$		
--	----------------------------------	--	--

Anva=	53.91	cm <sup>2</sup>	Área neta a corte en alas
-------	-------	-----------------	---------------------------

Anta=			del arriostramiento
-------	--	--	---------------------

$2 \cdot (L_{et} - 0.5 \cdot d_{af\_est}) \cdot t_{fa}$   
 Anta= 1.74 cm<sup>2</sup> Área neta a tracción del arriostramiento

Relación demanda / capacidad

Ø= 0.75 Factor de minoración

ØRn= 1150.45 kN Resistencia

D.C.= 0.74 Ok

## 6 Diseño de conexión en el alma del arriostramiento

### 6.1 Diseño a corte simple de pernos

dpw=  mm Diámetro del perno  
 Área gruesa nominal del perno

Apw= 1.27 cm<sup>2</sup>

Øv= 0.75 Factor de minoración

Fnv=  MPa Tensión nominal a corte  
 Resistencia minorada a corte

Øv·rnvw= 35.34 kN

nmin=  $T_{uw} / (2 \cdot \text{Øv} \cdot \text{rnvw})$

nmin= 16.32 # mínima de pernos requeridos en el alma

nmin= 18

nfpw=  # Filas de pernos en el alma

nppw= 18 # de pernos requeridos en conex. plancha-nodo o plancha-alma

nppw/nfpw= 9 # de pernos por fila

## 6.2 Disposición de los pernos

Smin_borde=	19.05	mm	Separ. mín. al borde de plancha
Lepwh=	25	mm	Dist. horiz. al borde de plancha
Lepwu1=	35	mm	Dist. vert. al borde de plancha
Lepwu2=	35	mm	Dist. vert. al borde de riostra
Smin_vert=	38.1	mm	Separ. vert. mín. entre pernos
Spwv=	60	mm	Separ. vert. entre pernos
Smin_horiz=	38.1	mm	Separ. horiz. mín. entre filas
Spwh=	45	mm	Separ. horiz. colocada entre filas
Wmax=	$2da-d*tfa$		Ancho máximo horizontal de la plancha de conexión al alma
Wmax=	122.8	mm	
Wpw=	$2*Lepwh+Spwh$		Ancho dispuesto horizontal de la plancha de conexión al alma
Wpw=	95	mm	

## 6.3 Chequeo de cedencia por tracción de las planchas de conexión en el alma

tpw=	30	mm	Espesor de plancha
Agpw=	$2(wpw*tpw)$		
Agpw=	57	cm <sup>2</sup>	Área gruesa de la plancha
Ø=	0.9		Factor de minoración

$\emptyset R_n =$	$\emptyset * F_{yp} * A_{gpw}$		
$\emptyset R_n =$	1769.85	kN	Resistencia a sedencia en sección del par de planchas
D.C.=	0.65		<b>Ok</b>

#### 6.4 Chequeo de fractura por tracción de las planchas de conexión en el alma

			Diámetro de agujeros estándar
$d_{aw\_est} =$	14.29	mm	
$A_{npw} =$	$2 * (w_{pw} \cdot t_{pw} - n_{fpw} \cdot d_{aw\_est} \cdot t_{pw})$		
$A_{npw} =$	39.86	cm <sup>2</sup>	Área neta de planchas
$A_{epw} =$	39.86	cm <sup>2</sup>	Área neta efectiva de planchas
$\emptyset =$	0.75		Factor de minoración
$\emptyset R_n =$	$\emptyset * F_{up} * A_{epw}$		
$\emptyset R_n =$	1345.11	kN	Resistencia a factura por tracción
D.C.=	0.86		<b>Ok</b>

#### 6.5 Longitudes críticas para el chequeo por el aplastamiento de pernos en el alma

$l_{pwv} =$	$((n_{ppw}/n_{fpw}) - 1) * S_{pwv}$		
$l_{pwv} =$	480	mm	Long. vert. de la fila de pernos
$l_{pwh} =$	$(n_{fpw} - 1) * S_{pwh}$		
$l_{pwh} =$	45	mm	Long. hor. entre filas de pernos

Lc1=	Lepwh-0.5.daw_est		
Lc1=	17.86	mm	Longitud al desgarramiento entre el perno y borde de plancha
Lc2=	Spwv-daw_est		
Lc2=	45.71	mm	Longitud al desgarramiento entre pernos en la plancha

### 6.6 Resistencia por aplastamiento de pernos en planchas de conexión en el alma

Rn1=	289.27125	kN	Perno externo
Rn2=	411.48	kN	Perno interno
nfp_ext=	2		# de filas de pernos extremos
Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	10743.33	kN	Resistencia
D.C.=	0.11		<b>Ok</b>

### 6.7 Resistencia por aplastamiento de pernos en el alma del arriostramiento

Rn1=	2.4*dpf*twa*Fua		
	304.50		Perno externo
Rn2=	304.50		Perno interno
Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	4110.69		Resistencia
D.C.=	0.28		<b>Ok</b>

### 6.8 Chequeo por bloqueo de corte en plancha de conexión en el alma

a) Longitudes

daw_est=	14.29	mm	
Ubs=	1.00		
Lev=	lpwv+Lepwu1		
Lev=	515	mm	Longitud a corte
Let=lpwh=	45	mm	Longitud a tracción

b) Area gruesa y neta de planchas (corte y tracción)

Agvpw=	618	cm2	Area gruesa a corte
Anvpw=	472.27	cm2	Area neta a corte
Antpw=	18.43	cm3	Area neta a tracción

c) Relación demanda/capacidad

Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	10185.35	kN	
D.C.=	0.11	<b>Ok</b>	

### 6.9 Chequeo por bloque de corte en el alma del arriostramiento

a) Longitudes

daw_est=	14.29	mm	
Ubs=	1		
Lev=	lpwv+Lepwu2		
Lev=	515	mm	Longitud a corte
Let=lpwh=	45	mm	Longitud a tracción

b) Area gruesa y neta del alma (corte y tracción)

Agva=	304.88	cm2	Area gruesa a corte en alma
-------	--------	-----	-----------------------------

Anva=	116.49	cm2	Area neta a corte en alma Area neta a tracción en alma
Anta=	4.55	cm2	

c) Relación demanda/capacidad

$\phi$ =	0.75		Factor de minoración
$\phi R_n$ =	2512.3851		Resistencia
D.C.=	0.46	<b>Ok</b>	

### 6.10 Chequeo de relación entre cedencia y fractura por tracción

a) Cedencia por tracción

$\phi$ =	0.9		Factor de minoración
$\phi R_{n1}$ =	$\phi \cdot F_y \cdot A_g$		
$\phi R_{n1}$ =	2344.275	kN	Resist. a cedencia en sección gruesa del arriostramiento

b) Area neta y efectiva del arriostramiento

daf_est=	20.64	mm	
daw_est=	14.29	mm	
Ana=	59.05	cm2	Area neta del arriostramiento
Ae=Ana=	59.05	cm2	

c) Fractura por tracción

$\phi$ =	0.75		Factor de minoración
$\phi R_{n2}$ =	$\phi \cdot F_u \cdot A_e$		
$\phi R_{n2}$ =	2504.50	kN	

Resistencia de fractura por  
tracción del arriostamiento

d) Relación demanda/capacidad

D.C.= 0.94

Ok

## 7. Diseño de plancha nodo (Gusset plate)

### 7.1 Chequeo de bloque de corte en plancha nodo con conexión al alma

a) Longitudes y espesor de plancha nodo

daw_est=	14.29	mm	
Ubs=	1.00		
Let=	45	mm	Longitud a tracción
Lev=	515	mm	Longitud a corte
tpn=	40	mm	Espesor asumido de plancha

b) Area gruesa y neta de la plancha nodo (corte y tracción)

Agvpn=	412	cm <sup>2</sup>	Area gruesa a corte
Anvpn=	314.85	cm <sup>2</sup>	Area neta a corte
Antpn=	12.29	cm <sup>2</sup>	Area neta a tracción

c) Relación demanda/capacidad

Ø=	0.75	Factor de minoración
ØRn=	6790.23	Resistencia
D.C.=	0.17	Ok

### 7.2 Chequeo de corte total en plancha nodo

a) Longitudes y disposición de pernos

npLa=	5		
Ubs=	1.00		
daf_est=	20.64	mm	
daw_est=	14.29	mm	
LepL=	35	mm	Separación del perno al borde
Lev=	lpf+LepL		
Lev=	275	mm	Longitud a corte
Let=	da+2*gL		
Let=	232.4	mm	Longitud a tracción

b) Area gruesa y neta de la plancha nodo (corte y tracción total)

Agvpn=	220.00	cm2	Area gruesa a corte
Anvpn=	145.71	cm2	Area neta a corte
Antpn=	84.71	cm2	Area neta a tracción

c) Relación demanda/capacidad

Ø=	0.75		Factor de minoración
ØRn=	5809.32		Resistencia
D.C.=	0.49	<b>Ok</b>	

**7.3 Chequeo de cedencia por tracción de plancha nodo**

Angulo de whitmore

θ=	30	deg
----	----	-----

Ancho de whitmore

Lw=	509.53	mm
-----	--------	----

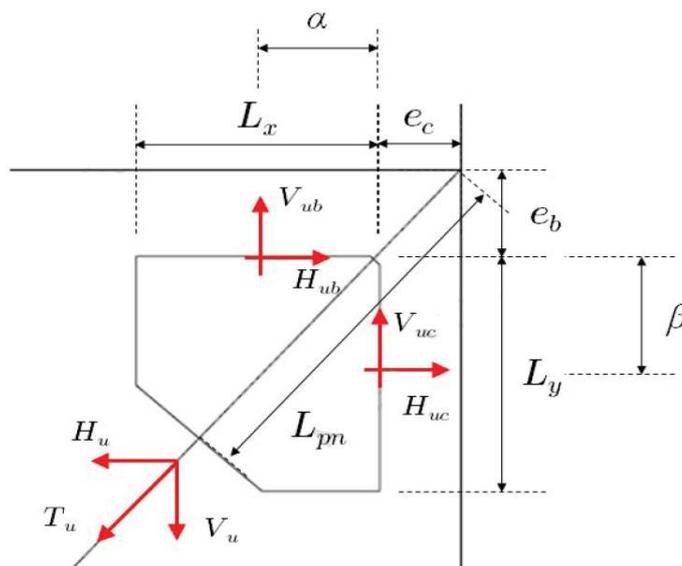
$\phi =$	0.90	Factor de minoración
$\phi R_n =$	6328.34	Resistencia
D.C.=	0.452760959	<b>Ok</b>

## 8. Distribución de fuerzas a la viga y la columna por la plancha nodo

### 8.1 Geometría de la plancha

Detalles de la conexión

$e_c = d_c/2 =$	153.65	mm
$e_b = d_b/2 =$	154.5	mm
$L_{pn} =$	958.69	mm
$L_x =$	518.5	mm
$L_y =$	568.5	mm
$t_{pn} =$	19	mm



Longitud de ubicación aproximada de resultantes de fuerza

$\alpha'$ =	259.25	mm
$\beta'$ =	284.25	mm
$\beta=\beta'$ =	284.25	mm
$\alpha=\alpha'$ =	259.25	mm

## 8.2 Cálculo de fuerzas en conexión plancha nodo-viga y plancha nodo-columna

$r$ =	602.48	mm	
$H_{uc}$ =	$ec \cdot T_u / r$		Fuerza horizontal en columna
$H_{uc}$ =	730.71	kN	
$V_{uc}$ =	$\beta \cdot T_u / r$		Fuerza vertical en columna
$V_{uc}$ =	1351.80	kN	
$H_{ub}$ =	$\alpha \cdot T_u / r$		Fuerza horizontal en viga
$H_{ub}$ =	1232.91	kN	
$V_{ub}$ =	$eb \cdot T_u / r$		Fuerza vertical en viga
$V_{ub}$ =	734.75	kN	

## 8.3 Cálculo de soldadura en plancha nodo-viga y plancha nodo-columna

$F_{EXX}$ =	482.63	MPa	Resistencia límite a tracción
$P_{uc}$ =	1536.65	kN	Fuerza en soldadura
$\theta_c$ =	28.39	°	Angulo soldadura nodo-columna
$P_{ub}$ =	1435.25	kN	Fuerza en soldadura
$\theta_b$ =	30.79	°	Angulo soldadura nodo-viga

$\phi =$	0.75		Factor de minoración
$\phi F_w =$	31.5	ksi	Esfuerzo cortante minorado
$\phi F_{wnc} =$	252.79	MPa	Esf. cortante afectado por $\theta_c$
$\phi F_{wnb} =$	256.96	MPa	Esf. cortante afectado por $\theta_b$
$D_{wb} =$	8	mm	Espesor soldadura en viga
$D_{wc} =$	8	mm	Espesor soldadura en columna
$L_{wc} =$	510	mm	Long. soldadura en columna
$L_{wb} =$	460	mm	Long. soldadura en viga
$\beta =$	1		F. de reducc. para long. solda.
$\phi R_n =$	1728.30		Resistencia de soldadura
D.C.=	0.89	<b>Ok</b>	
$\beta =$	1		F. de reducc. para long. solda.
$\phi R_n =$	1680.60		Resistencia de soldadura
D.C.=	0.85	<b>Ok</b>	

#### 8.4 Chequeo por compresión de la plancha nodo

$L_{pandeo} =$	425.82	mm	Longitud de paneo
$K =$	0.65		Factor de longitud efectiva
$r =$	11.55	mm	Radio de giro de plancha
$F_e =$	3435.50	MPa	Tensión elástica de pandeo
$F_{cr} =$	330.80	MPa	Tensión crítica a compresión

			Area efectiva	a
$A_w=L_w*tp_n=$	203.81	cm <sup>2</sup>	compresión	
$\phi=$	0.90		Factor de minoración	
$\phi R_n=$	6067.86		Resistencia minorada	
D.C.=	0.40			
			<b>Ok</b>	

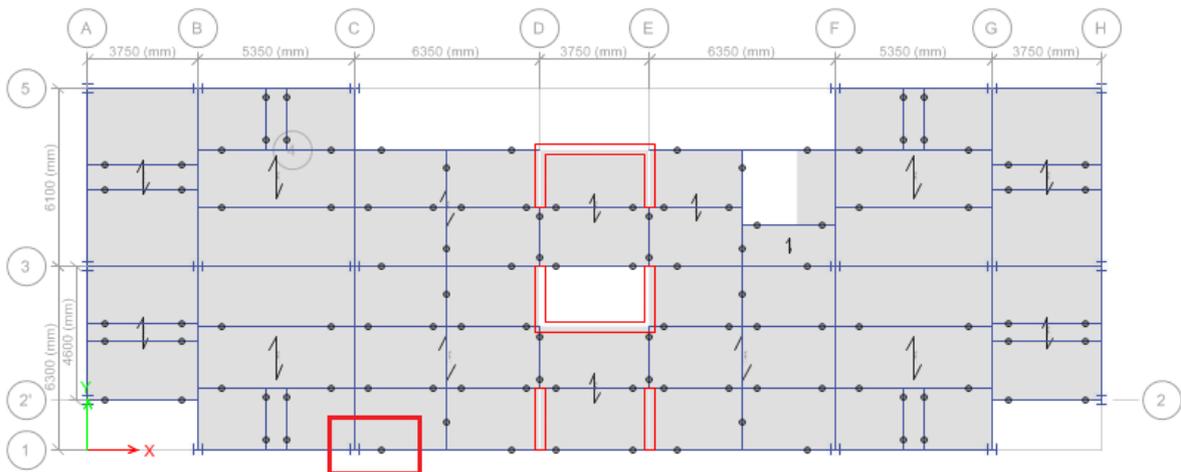
### 8.5 Esbeltez límite de los bordes de la plancha nodo

$\lambda_r=$	18.06	
$Le_{max}=$	722.32	mm

Comprobación de esbeltez

$Lb_1=$	360.4	mm	Esbeltez Ok
$Lb_2=$	332.6	mm	Esbeltez Ok

### 3.5.7 Diseño de conexión a corte



**Figura 78.** Ubicación de la conexión a corte viga-columna a diseñar.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

Datos generales

Viga a conectar

d =	<input type="text" value="310"/>	mm	bf =	<input type="text" value="205.23"/>	mm
tf =	<input type="text" value="16.26"/>	mm	tw =	<input type="text" value="9.4"/>	mm

propiedades de los materiales

Perfiles ASTM A36

Fy =	<input type="text" value="348"/>	MPa
Fu =	<input type="text" value="448"/>	MPa

Pernos A-325 rosca incluida

F <sub>n</sub>	<input type="text" value="372"/>	MPa
----------------	----------------------------------	-----

Electrodo E70XX

F <sub>ex</sub> =	<input type="text" value="482.6"/>	MPa
-------------------	------------------------------------	-----

Solicitud por corte (Del modelo estructural)

R <sub>u</sub> =	<input type="text" value="70.75"/>	kN
------------------	------------------------------------	----

**2. Selección de pernos por corte simple y dimensiones para el detallado**

db =	<input type="text" value="5/8"/>	15.88	mm	se prueba con pernos A325-X de 5/8"
Ab =	1.98	cm <sup>2</sup>		

**2.1 Resistencia al corte simple**

Ø n =	<input type="text" value="0.75"/>	
Ø R <sub>n</sub> =	55.22	kN

Considerando un solo plano de corte en el perno

c =	<input type="text" value="1"/>	n =	1.28	# Pernos
-----	--------------------------------	-----	------	----------

Se

usaran: n = **3** pernos, considerando excentricidad

**2.2 Resistencia por conexiones de deslizamiento crítico**

Ø =	<input type="text" value="1"/>	agujeros estándar
-----	--------------------------------	-------------------

miu =	0.33	coeficiente medio de deslizamiento para superficies clase A
Du =	1.13	
hf =	1	factor de rellenos
Tb =	176	tracción mínima del conector (tabla J3.1)
nb = n =	3	Numero de pernos en la junta
		Numero de planos de
ns =	1	falla
Ø Rstr =	196.89	kN
Ru/ØRstr		
=	0.359	Deslizamiento - OK

### 2.3 Dimensiones para el detallado

Espaciamiento mínimo entre pernos

$$S_{min} = 47.63 \quad \text{mm}$$

$$S_{inicial} = 50 \quad \text{mm}$$

Distancia mínima al borde de la plancha

$$d_{min} = 23.81 \quad \text{mm}$$

$$d_{inicial} = 25 \quad \text{mm}$$

Longitud vertical de la plancha en el alma de la viga "VA"

$$L_{max} = 228.7 \quad \text{mm} \quad \text{Long máxima aproximada}$$

Se define la longitud vertical de la plancha en función de

$$L = 150 \quad \text{Ok}$$

Finalmente se define los gramiles y el recorte o clip de la plancha

$$g1 = 35 \quad \text{mm}$$

$$g2 = 25 \quad \text{mm}$$

$$\text{clip} = 25 \quad \text{mm}$$

### 3. Resistencia de los pernos por corte y momento

$$a = g1 = 35 \quad \text{mm}$$

$$eb = 15.8 \quad \text{mm}$$

para la soldadura, la excentricidad

para caso de apoyo flexible es:

$$ew = 50.8 \quad \text{mm}$$

Teniendo en cuenta la excentricidad, se determina el momento

torsor asociado al grupo de pernos

$$Mu = 1.11785 \quad \text{kN.m}$$

$$I_p = 50 \quad \text{cm}^2 \quad \text{inercia polar del grupo de pernos}$$

Distancia al centro geométrico del grupo de

$$Y = 50 \quad \text{mm} \quad \text{pernos}$$

Solicitud horizontal por el momento torsor para el perno más lejano del centro geométrico

$$Rux = 11.18 \quad \text{kN}$$

Solicitud por corte en cada perno

$$Ruy = 23.58 \quad \text{kN}$$

Combinación vectorial para obtener solicitud de corte en el perno

$$R_{\text{perno}} = 26.10 \quad \text{kN}$$

$$\frac{R_{\text{perno}}}{\phi R_{nv}} = 0.473 \quad \boxed{\text{Perno Ok}}$$

### 4. Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha

$$\phi_{na} = \boxed{0.75}$$

#### 4.1 Aplastamiento - Alma de la viga

"VA"

$$\phi_{Rn} = 120.34 \quad \text{kN}$$

$$\frac{R_u}{n * \phi R_n} = 0.196 \quad \boxed{\text{Alma Ok}}$$

#### 4.2 Aplastamiento - Plancha simple de conexión

estimación inicial

$$T_p \text{ min} = 14.1 \quad \text{mm}$$

$$T_p \text{ inicial} = 15 \quad \text{mm}$$

en este caso no se consideran ni ranuras cortas, ni largas

$$\text{Ranura} = \boxed{\text{NO}}$$

$$F_c1 = 1.2$$

$$F_c2 = 2.4$$

Las distancias entre las perforaciones  $L_{c1}$  y  $L_{c2}$  considerando un agujero estándar

ejecutado con punzaonadora cuyo diámetro de cálculo es:  $d_b + 1/8$  inches

$$L_{c1} = 15.475 \quad \text{mm} \quad \text{distancia del agujero externo al borde}$$

$$L_{c2} = 30.95 \quad \text{mm} \quad \text{Distancia entre agujeros internos}$$

Se obtiene la resistencia por aplastamiento a partir de:

Para el agujero externo:

$$\phi R_{na1} = 93.5928 \quad \text{kN}$$

Para los agujeros

internos:

$$\phi R_{na2} = 187.1856 \quad \text{kN}$$

La resistencia de los agujeros al aplastamiento

es:

$$\phi R_{n\text{disp}}$$

$$= 467.964 \quad \text{kN}$$

$$\frac{R_u}{\phi R_{n\text{disp}}} = 0.151 \quad \boxed{\text{Plancha Ok}}$$

## 5. Cedencia y fractura por corte en la plancha

$$\begin{array}{l} \emptyset_{ced} = \boxed{0.9} \\ \emptyset_{frac} = \boxed{0.75} \end{array}$$

### 5.1 Cedencia por corte en el área gruesa

$$A_{pn} = 22.5 \quad \text{cm}^2$$

$$\emptyset P_n = 422.82 \quad \text{kN}$$

$$\frac{R_u}{\emptyset P_n} = 0.167$$

**Por fluencia Ok**

### 5.2 Fractura por corte en el área neta

$$A_{pn} = 13.9275 \quad \text{cm}^2$$

$$\emptyset P_n = 280.7784 \quad \text{kN}$$

$$\frac{R_u}{\emptyset P_n} = 0.252$$

**Por fractura Ok**

## 6. Cedencia por flexión en la plancha

$$\emptyset_f = 0.9$$

$$M_u = 3.59 \quad \text{kN.m} \quad \text{Momento actuante en la conexión}$$

Se determina el momento nominal resistente de la plancha

$$S_x = 56.25 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo de sección elástico de la plancha}$$

$$\emptyset M_n = 17.6175 \quad \text{kN.m}$$

$$\frac{M_u}{\emptyset M_n} = 0.204$$

**Por flexión Ok**

## 7. Bloque de cortante en la plancha

$$\emptyset_{bc} = \boxed{0.75}$$

$A_t = 3.75 \text{ cm}^2$       área gruesa de tracción  
 $A_c = 18.75 \text{ cm}^2$       área gruesa de corte  
 $A_{nt} = 2.32 \text{ cm}^2$       área neta a tracción  
 $A_{nc} = 11.61 \text{ cm}^2$       área neta a corte

Traccion = UNIFORME

$U_{bs} = 1$

$\phi R_{bs} = 311.976 \text{ kN}$

$\frac{R_u}{\phi R_{bs}} = 0.227$       **BC - Ok**

**8. Resistencia de la soldadura en la unión plancha - columna**

$\phi_{exx} = 0.75$

$M_{uw} = 3.5941 \text{ kN.m}$

$L_{sol} = 30 \text{ cm}$

$I_{xsol} = 562.5 \text{ cm}^4$

$f_v = 235.83 \text{ kN/m}$

$S_{xs} = 75 \text{ cm}^3$

$f_f = 479.21 \text{ kN}$

se combina vectorialmente para obtener

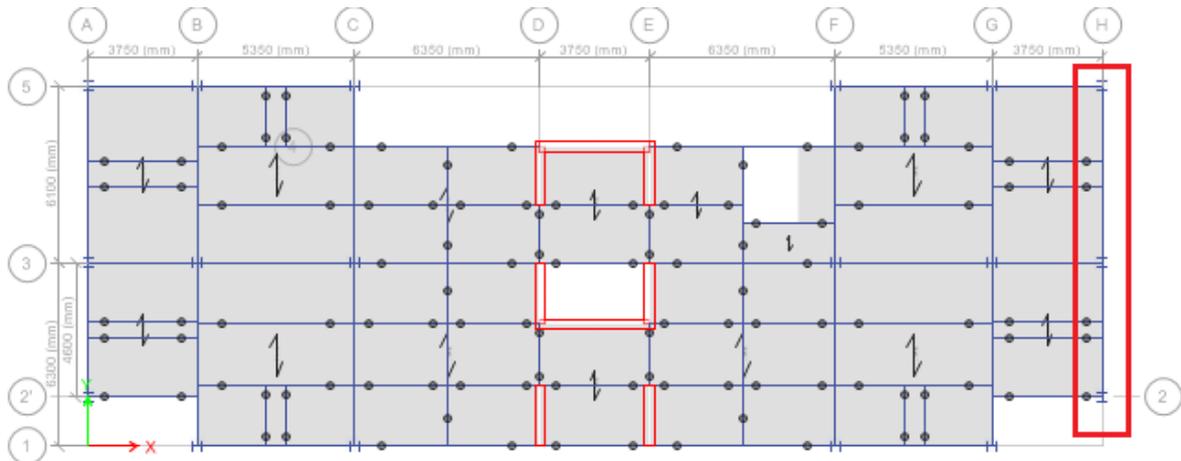
$R_{uw} = 534.10 \text{ kN/m}$

Se requiere soldadura

de :

$D_{req} = 3.48 \text{ mm}$

**3.5.8 Diseño de los elementos del pórtico excéntricamente arriostrado**



**Figura 79.** Ubicación del pórtico excéntricamente arriostrado a diseñar.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

#### DATOS GENERALES DEL PORTICO

H	2.75	m	Altura de piso
L	6.1	m	Longitud de tramo
n piso	16		
Tramos	2		
e	0.9	m	Excentricidad
Dsl	2.1	m	Distancia entre soportes laterales

#### PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Fyb	345	MPa	Esfuerzo de fluencia de viga
Fyc	345	MPa	Esfuerzo de fluencia de columna
Fybr	345	MPa	Esfuerzo de fluencia de riostra
Fyp	345	MPa	Esfuerzo de fluencia de planchas

Ryb	1.1	m	Factor sobre resistencia vigas
E	200000	MPa	Módulo de elasticidad de acero estructural

## DEFINICION DE LOS PARAMETROS DE PERFILES

Viga a utilizar:

### W12x50

d	309.9	mm	Peralte de viga	A	94.2	cm <sup>2</sup>	Área de acero
bf	205.2	mm	Ancho del ala	Sx	1050.4	cm <sup>3</sup>	Modulo elástico en X
tf	16.3	mm	Espesor del ala	Zx	1178.2	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico en X
tw	9.4	mm	Espesor del alma	Ix	16274.6	cm <sup>4</sup>	Inercia en X
r	12.7	mm	Radio curvatura	Iy	2343.4	cm <sup>4</sup>	Inercia en Y
J	71.2	cm <sup>4</sup>	Constante torsional				

## CALCULOS

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad 13.14 \quad \text{cm} \quad h_o = d - t_f \quad 293.6 \quad \text{mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad 4.99 \quad \text{cm} \quad k = r - t_f \quad 29 \quad \text{mm}$$

$$C_w = t_f * h_o^2 * \frac{b_f^3}{24} \quad 5.0585\text{E}+11 \quad \text{cm}$$

$$h = d - 2k_b \quad 251.9 \quad \text{mm}$$

Columna a utilizar: **HP 12x74**

d	307.3	mm	Peralte de viga	A	140.6	cm <sup>2</sup>	Área de acero
bf	309.9	mm	Ancho del ala	Sx	1541.2	cm <sup>3</sup>	Modulo elástico en X
tf	15.5	mm	Espesor del ala	Zx	1720.6	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico en X
tw	15.4	mm	Espesor del alma	Ix	23683.6	cm <sup>4</sup>	Inercia en X
r	17.8	mm	Radio de curvatura	Iy	7741.9	cm <sup>4</sup>	Inercia en Y
J	124	cm <sup>4</sup>	Constante torsional				

### CALCULOS

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 12.98 \text{ cm} \quad h_o = d - t_f = 291.8 \text{ mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 7.42 \text{ cm} \quad k = r - t_f = 33.3 \text{ mm}$$

$$C_w = t_f * h_o^2 * \frac{b_f^3}{24} = 1.6366E+12 \text{ cm}$$

$$h = d - 2k_b = 240.7 \text{ mm}$$

Arriostramiento a utilizar: **HSS 6x6x5/8"**

d	152.4	mm	Peralte de sección	A	75.5	cm <sup>2</sup>	Área de acero
bf	152.4	mm	Ancho del perfil	Sx	301.5	cm <sup>3</sup>	Modulo elástico en X
tf	14.8	mm	Espesor sup. e inf.	Zx	380.2	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico en X
tw	14.8	mm	Espesor laterales	Ix	2297.6	cm <sup>4</sup>	Inercia en X
r	0	mm	Radio curvatura	Iy	2297.6	cm <sup>4</sup>	Inercia en Y
J	3950	cm <sup>4</sup>	Constante torsional				

**CALCULOS**

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad 5.52 \quad \text{cm} \quad h_o = d - t_f \quad 137.6 \quad \text{mm} \quad h = 122.8$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad 5.52 \quad \text{cm} \quad k = r - t_f \quad 14.8 \quad \text{mm} \quad b = 122.8$$

$$C_w = t_f * h_o^2 * \frac{b_f^3}{24} \quad 4.1328\text{E}+10 \quad \text{cm}$$

$$122.8 \quad \text{mm}$$

**DEFINICION DE CASOS DE CARGA**

**CP** Carga Permanente

**CV** Carga Variable

**CSH** Carga de Sismo Horizontal

RESULTADOS DEL  
ANALISIS (obtenidos del  
análisis estructural con  
ayuda del software Etabs  
V16.2.1)

Fuerzas axiales y momentos en el **arriostramiento** por casos de  
carga

$$\begin{array}{l}
 P(cp) = \boxed{62.65} \text{ kN} \quad P(cv) = \boxed{15.66} \text{ kN} \quad P(csh) = \boxed{255.077} \text{ kN} \\
 M(cp) = \boxed{0.49} \text{ kN.m} \quad M(cv) = \boxed{0} \text{ kN.m} \quad M(csh) = \boxed{0} \text{ kN.m}
 \end{array}$$

8.2 Fuerzas axiales y momentos en la **viga fuera del enlace**, por  
caso de carga

$$\begin{array}{l}
 P(cp) = \boxed{0} \text{ kN} \quad P(cv) = \boxed{0} \text{ kN} \quad P(csh) = \boxed{0} \text{ kN} \\
 M(cp) = \boxed{8.8} \text{ kN.m} \quad M(cv) = \boxed{2.08} \text{ kN.m} \quad M(csh) = \boxed{139} \text{ kN.m}
 \end{array}$$

8.3 Fuerzas axiales y momentos en la **columna**, por  
caso de carga

$$\begin{array}{l}
 P(cp) = \boxed{1230} \text{ kN} \quad P(cv) = \boxed{239.5} \text{ kN} \quad P(csh) = \boxed{2941} \text{ kN} \\
 M(cp) = \boxed{1.93} \text{ kN.m} \quad M(cv) = \boxed{0.33} \text{ kN.m} \quad M(csh) = \boxed{82} \text{ kN.m}
 \end{array}$$

REVISION DEL PANDEO LOCAL  
DEL ENLACE

Para las alas se debe cumplir:

$$\frac{b_{fb}}{2 t_{fb}} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2 t_{fb}} \Rightarrow$$

$$\lambda_{ala\_max} := 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 7.35$$

6.29

<

7.35

**OK**

Para el alma se debe cumplir:

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 26.80$$

$$\lambda_{alma\_max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 58.999$$

26.80

<

59.00

**OK**

Para el alma de la columna, se plantea la revisión en función a la carga ultima a compresión

Para  $C_a < 0.125$

Para  $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 \cdot C_{ac})$$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_{ac}) \geq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Puc      4708.12      kN



ANSI/AISC 341-16.

### REVISION DEL PANDEO LOCAL DEL ARRIOSTRAMIENTO

Para la parte superior e inferior

$$\lambda_{\text{ala}} := \frac{b}{t} = 8.30$$

$$\lambda_{p,\text{ala}} := 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.97$$

$$\lambda_{r,\text{ala}} := 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.71$$

COMPACTA

$$8.297 < 14.922$$

OK

Para los laterales

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h}{t} = 8.30$$

$$\lambda_{p,\text{alma}} := 2.42 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58.27$$

$$\lambda_{r,\text{alma}} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.24$$

COMPACTA

OK

### REVISION DEL PANDEO LOCAL DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE

Para las alas se debe cumplir:  $\frac{b_{fbr}}{2 t_{fbr}} \leq 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}}$

$$\lambda_{\text{ala}} := \frac{b_{fbr}}{2 t_{fbr}} = 6.29$$

$$\lambda_{ala\_max} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ybr}}} = 9.15$$

$$6.29 < 9.15$$

OK

Para el alma, se plantea la revisión en función a la carga ultima a compresión

Para  $C_a \leq 0.125$ :

Para  $C_a > 0.125$ :

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \cdot (1 - 0.93 \cdot C_a)$$

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \cdot (2.93 - C_a) \geq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

$$P_{uc} = 0.00 \quad \text{kN}$$

$$P_{yc} = 32499 \quad \text{kN}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$C_a := \frac{P_{uc}}{\Phi \cdot P_{yc}} = 0.000$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_c}{t_{wc}} = 26.798$$

Para  $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_{ac}) \geq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad 54.32$$

$$35.87$$

$$26.798 < 54.32 > 35.87$$

OK

COMPORTAMIE

NTO Y

## RESISTENCIA

### DEL ENLACE

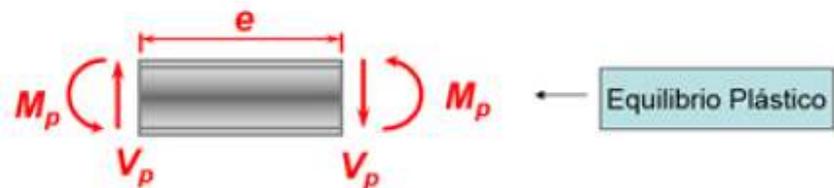
Determinamos el corte momento plástico de la sección

$$A_{tw} := (d_b - 2 t_{fb}) \cdot t_{wb} = 26.07 \quad \text{cm}^2$$

$$V_p := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_{tw} = 539.57 \quad \text{kN}$$

$$M_p := F_{yb} \cdot Z_{xb} = 406.48 \quad \text{kN.m}$$

### Equilibrio plástico de fuerzas para la falla simultánea de corte y flexion



$$e_{\text{crit}} = \frac{2 M_p}{V_p}$$

El corte y momento plástico ocurren simultáneamente cuando  $V=V_p$  and  $M=M_p$

Longitud crítica del e crítico

enlace = 1.51

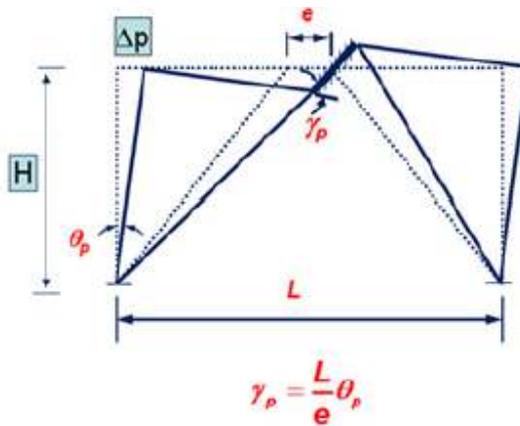
Longitud del enlace e =

si la longitud del enlace es menor a la crítica, se tiene una cedencia por corte, de lo contrario, la cedencia es por flexión.

Vn = 539.57 kN Øv =

ØVn = 485.61 kN

DETERMINACION DE LA ROTACION DEL ENLACE



$\Theta_e =$   rad      Deriva elástica (Ni)  
 $C_d =$        R x 0.75  
 $\Theta_p =$  0.010575 rad      Deriva inelástica (Ni)  
 $\gamma_p =$  0.072 rad      Rotación del enlace

Si  $e \leq 1.6M_p/V_p$        $\gamma_{p \max} = 0.08 \text{ radianes}$   
 Si  $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$        $\gamma_{p \max} = 0.08 - \left[ \frac{(0.08-0.02) \cdot V_p}{M_p} \right] \cdot \left( e - \frac{1.6M_p}{V_p} \right)$   
 Si  $e \geq 2.6M_p/V_p$        $\gamma_{p \max} = 0.02 \text{ radianes}$

120.53 cm

$$\frac{1.6 \cdot M_p}{V_p} =$$

$$e = 90 \text{ cm}$$

$$\frac{2.6 \cdot M_p}{V_p} = 195.87 \text{ cm}$$

$$\gamma_{p'max} := 0.08 - \left( \frac{(0.08 - 0.02) \cdot V_p}{M_p} \right) \cdot \left( e - \frac{1.6 \cdot M_p}{V_p} \right)$$

$$\gamma_{p'max} = 0.104 \text{ rad}$$

$$0.072 < 0.104$$

OK

### ESPESOR Y SEPARACION DE LOS RIGIDIZADORES DEL ENLACE

Ancho mínimo

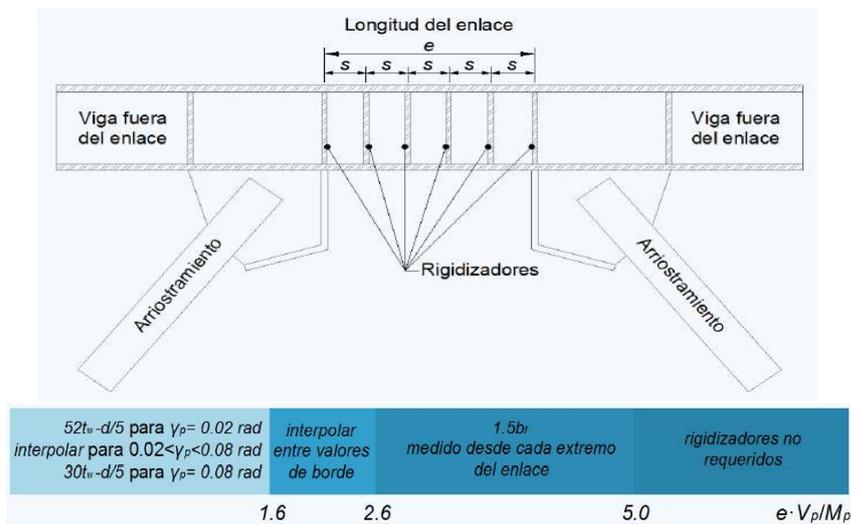
$$18.64 \text{ cm}$$

Espesor mínimo

$$7.05 \text{ mm}$$

$$b_{fb} - 2 \cdot t_{web} =$$

$$10 \text{ mm}$$



$$1.19 \quad e \cdot \frac{V_p}{M_p} = \gamma_p = 0.072 \quad \text{rad}$$

$$s_a := 52 \cdot t_{wb} - \frac{d_b}{5} = 426.82 \quad \text{mm}$$

$$s_b := 1.5 \cdot b_{fb} = 307.8 \quad \text{mm}$$

valores de borde para interpolacion

$$s_{calc} := \frac{(s_b - s_a) \cdot V_p}{M_p} \cdot \left( e - \frac{1.6 \cdot M_p}{V_p} \right) + s_a = 475.06 \quad \text{mm}$$

Valor recogido de S <

$$s = 307.80 \quad \text{mm} \quad \text{Scalc}$$

#### 14. RIGIDEZ REQUERIDA DEL ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

Debe arriostrarse en ambas alas (sup e inf) en los extremos del enlace. Los arriostramientos

laterales deberán tener una resistencia rigidez para zonas donde se espere formación de rotulas plásticas.

$$M_r := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 447.1269 \quad \text{kN.m} \quad \text{Resistencia a flexión de laviga}$$

$$L_b = e \quad 0.9 \quad \text{cm}$$

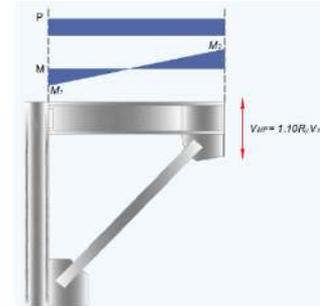
rigidez requerida del

$$\beta_{br} := \frac{1}{0.75} \cdot \left( \frac{4 \cdot M_r}{L_b \cdot h_{ob}} \right) = 9.02 \quad \text{kN.m} \quad \text{arriostramiento lateral}$$

#### 15. REVISION ESPECIAL DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE

##### 15.1. DEMANDA

Para el diseño de la viga fuera del enlace se debe considerar la carga sísmica amplificada suponiendo que actúa un corte máximo probable  $V_{mp}$  equivalente al 88% del valor de la resistencia esperada por corte en el enlace definida como  $1.25R_y V_n$ , considerando de esta manera la deformación por endurecimiento del material



$$V_{MP} := 0.88 \cdot 1.25 \cdot R_{yb} \cdot V_n$$

$$V_{MP} := 1.1 \cdot R_{yb} \cdot V_n = 652.880111 \quad \text{kN}$$

**PROCEDIMIENTO** : Se plantea el equilibrio haciendo un corte en el medio del enlace donde el momento es nulo, se tiene el corte máximo probable y la fuerza axial máxima probable

$$M_{enlace} := V_{MP} \cdot \frac{e}{2} = 93.80 \quad \text{kN.m}$$

$$L = 6.1 \quad \text{m}$$

$$H = 2.75 \quad \text{m}$$

$$L_{bol} := \frac{L - e}{2} = 2.6 \quad \text{m}$$

Longitud de la viga fuera el enlace

$$L_{br} := \sqrt{H^2 + \left(\frac{L - e}{2}\right)^2} = 3.78 \quad \text{m}$$

Longitud del arriostramiento

$$S_{bol} := \frac{E \cdot I_{xb}}{L_{bol}} = 12518.92 \quad \text{kN.m}$$

Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace

$S_{br} := \frac{E \cdot I_{xbr}}{L_{br}} =$	1214.21	kN.m	Módulo de rigidez del arriostramiento
$Fd_{bol} := \frac{S_{bol}}{(S_{bol} + S_{br})} =$	0.91		Factor de distribución del a viga fuera del enlace
$M_{bol} := Fd_{bol} \cdot M_{enlace} =$	267.82011	kN.m	Momento en la viga fuera del enlace
$M_{Emh\_2} := M_{bol} =$	267.82011	kN.m	Momento sism. Mayorado
$P_{MP} := V_{MP} \cdot \frac{L}{2 \cdot H} =$	724.10	kN	Fuerza axial de viga fuera del enlace
$P_{Emh\_2} := P_{MP} =$	724.10	kN	Fuerza axial sism. Simplificada

resultados

	carga amplif	
Axial	724.10	kN
Momento	267.82	kN.m

Fuerza axial esperada en la viga fuera del enlace, aplicando la combinación critica con el sismo amplificado

$$P_u := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{b\_CP} + \gamma \cdot P_{b\_CV} + P_{Emh} = 724.10 \quad \text{kN}$$

Momento esperado en la viga fuera del enlace, aplicando la combinacion critica con el sismo amplificado

$$M_u := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{b\_CP} + \gamma \cdot M_{b\_CV} + M_{Emh} = \quad \text{kN.m}$$

## RESISTENCIA POR COMPRESION

$$K_x = \boxed{1}$$

$$K_y = \boxed{1}$$

$$L_{bx} := L_{bol} - 0.5 \cdot d_c = 2.45$$

$$L_{by} := d_{SL} = \quad m$$

$$\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xb}} = 18.61$$

$$42 \cdot \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yb}} =$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xb}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yb}}\right) = 42.10$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 113.40347$$

**Pandeo Inelástico**

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión

de pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = 1.11$$

kN/m<sup>2</sup>

$$\frac{F_{yb}}{F_e} = 0.31$$

**Pandeo  
Inelástico**

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yb}}{E}}$$

**Pandeo Inelástico**

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yb}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yb}\right) =$$

303039.24 kN/m<sup>2</sup>

$$\phi := 0.90$$

$$P_n := A_g \cdot F_{cr} = 2854.630 \quad \text{kN}$$

$$\phi \cdot P_n = 2569.17 \quad \text{kN}$$

## RESISTENCIA A FLEXION (PERFILES COMPACTOS)

a) Calculo de longitudes características

$$L_b := L_{by} = 2.1 \quad \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 2.11 \quad \text{m}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 5.72 \quad \text{cm}$$

$$c = 1.00$$

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E}\right)^2}} =$$

$L_r = 7.28 \quad \text{m}$  Longitud límite del comportamiento lateral inelástico

Calculo de momentos plásticos y tensión crítica.

$$406.47 \quad \text{kN.}$$

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 9 \quad \text{m} \quad \text{Momento plástico}$$

$$\text{kN.}$$

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb} = 53.67 \quad \text{m} \quad \text{Momento resistente}$$

Coficiente de

$$C_b := 2.00 \quad \text{flexión}$$

Tensión crítica

debido al pandeo

lateral torsional

$$3268018.$$

$$2 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{elástico.}$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3.268018$$

$$2 \quad \times 10^6 \quad \text{kN/m}^2$$

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la viga a flexión

Lb            2.1        m  
 Lp            2.11        m  
 Lr            7.28        m

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 406.48 \quad \text{kN.m}$$

$$\text{si } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 326.18 \text{ kN.m}$$

$$\text{si } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min (S_{xb} \cdot F_{cr}, M_p) = 406.48 \quad \text{kN.m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión

$$326.17792$$

$$M_n := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 326.17792 \quad \text{kN.m}$$

$$\phi := 0.90$$

kN.

$$\phi \cdot M_n = 293.56 \text{ m} \quad \text{Resistencia minorada nominal a flexión.}$$

#### REVISION A FLEXO-COMPRESION

$$P_u = 724.10 \quad \text{kN} \quad \phi \cdot P_n = 2569.17 \quad \text{kN}$$

$$M_u = 280.56 \quad \text{kN.m} \quad \phi \cdot M_n = 293.56 \quad \text{kN.m}$$

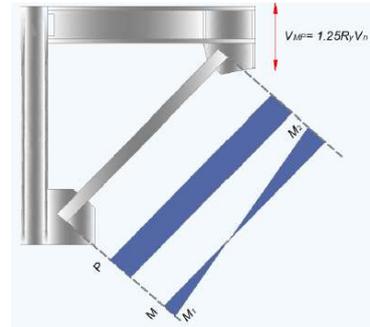
$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.94 \quad \text{OK}$$

REVISION            ESPECIAL            DEL  
 ARRIOSTRAMIENTO

## Demanda

Para el diseño del arriostramiento se debe considerar la carga sísmica amplificada suponiendo que se produce la resistencia esperada por corte

en el enlace definida como  $1.25R_yV_n$ , considerando de esta manera la deformación por endurecimiento del material.



$$V_{MP} := 1.25 \cdot R_{yb} \cdot V_n = 741.91 \quad \text{kN}$$

**PROCEDIMIENTO:** Se plantea el equilibrio haciendo un corte en el medio del enlace donde el momento es nulo, se tiene el corte máximo probable y la fuerza axial máxima probable.

$$M_{\text{enlace}} := V_{MP} \cdot \frac{e}{2} = 333.86 \quad \text{kN.m}$$

$$L = 6.1 \quad \text{m}$$

$$H = 2.75 \quad \text{m}$$

$$L_{bol} := \frac{L - e}{2} = 2.6 \quad \text{m}$$

$$L_{br} := \sqrt{H^2 + \left(\frac{L - e}{2}\right)^2} = 8 \quad \text{m}$$

$$S_{bol} := \frac{E \cdot I_{xb}}{L_{bol}} = 12518.92 \quad \text{kN.m}$$

$$S_{br} := \frac{E \cdot I_{xbr}}{L_{br}} = 1214.21 \quad \text{kN.m}$$

$$Fd_{br} := \frac{S_{br}}{(S_{bol} + S_{br})} = 0.09$$

$$29.52 \quad \text{kN.m}$$

$$M_{br} := Fd_{br} \cdot M_{enlace} = 29.52 \quad \text{kN.m}$$

$$M_{Emh\_2} := M_{br} = 822.84 \quad \text{kN}$$

$$P_{MP} := V_{MP} \cdot \frac{L}{2 \cdot H} =$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{H}{L_{bol}}\right) \cdot \frac{180}{\pi} = 46.61$$

$$P_{Emh\_2} := P_{MP} \cdot \cos\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right) + V_{MP} \cdot \sin\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 1104.41 \quad \text{kN}$$

Fuerza axial esperada en el arriostamiento, aplicando la combinación crítica

$$P_u := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{br\_CP} + \gamma \cdot P_{br\_CV} + P_{Emh} = 95.28 \quad \text{kN}$$

Momento esperado en el arriostamiento, aplicando la combinación crítica con el sismo amplificado

$$M_u := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{br\_CP} + \gamma \cdot M_{br\_CV} + M_{Emh} = 20 \quad \text{kN.m}$$

Resistencia por compresión

$$K_x = \boxed{0.65} \quad K_y = \boxed{0.65}$$

$$L_{bx} := L_{br} \cdot 0.85 = 22 \quad \text{m} \quad L_{by} := L_{br} \cdot 0.85 = 22 \quad \text{m}$$

$$\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xb}} = 37.90 \quad \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yb}} = 37.90$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xbr}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{ybr}}\right) = 37.90$$

El límite de esbeltez de la riostra para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico

es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ybr}}} = 113.40$$

$$\text{if}(E_{max} \leq E_{limite}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{Pandeo Inelástico}$$

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma

siguiente:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}} = 1373959.14 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\frac{F_{yb}}{F_e} = 0.25$$

$$\text{if}\left(\frac{F_{yb}}{F_e} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}\right) = \text{Pandeo Inelástico}$$

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{ybr}}{E}} = 0.50$$

$$\text{if}(\lambda_c \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{Pandeo Inelástico}$$

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{ybr}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{ybr}\right) = 310581.632 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\phi := 0.90$$

$$\phi \cdot P_n = 2110.40 \quad \text{kN} \quad P_n := A_{br} \cdot F_{cr} = 344.89 \quad \text{kN}$$

## Resistencia a flexión (Perfiles Compactos)

Calculo de longitudes características

$$L_b := L_{by} = 3.22 \quad \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_{ybr} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ybr}}} = 2.34 \quad \text{m}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{ybr} \cdot h_{obr}}{2 \cdot S_{xbr}}} = 7.24 \quad \text{cm}$$

c = 1.00 **para perfiles doble T**

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{ybr}} \cdot \sqrt{\frac{J_{br} \cdot c}{S_{xbr} \cdot h_{obr}} + \sqrt{\left(\frac{J_{br} \cdot c}{S_{xbr} \cdot h_{obr}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{ybr}}{E}\right)^2}} = 6 \quad \text{m}$$

Calculo del momento plástico y tensión crítica

$$M_p := Z_{xbr} \cdot F_{ybr} = 131.169 \quad \text{kN.m} \quad C_b := 2$$

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xbr} \cdot F_{ybr} = 72.81 \quad \text{kN.m}$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_{br} \cdot c}{S_{xbr} \cdot h_{obr}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 24299009 \quad \text{kN/m}^2$$

luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento

y capacidad del arriostramiento a flexión

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 131.169 \quad \text{kN.m}$$

si  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xbr} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 31 \quad \text{kN.m}$$

si  $L_b > L_r$

$$M_{n3} := \min (S_{xbr} \cdot F_{cr}, M_p) = 31.169 \quad \text{kN.m}$$

finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión

$$M_n := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 31 \quad \text{kN.m} \quad \phi := 0.90$$

$$\phi \cdot M_n = 118.05 \quad \text{kN.m}$$

Revisión a flexo-compresión

$$P_u = 1195.28 \quad \text{kN} \quad \phi \cdot P_n = 2110.40 \quad \text{kN}$$

$$M_u = 30.20 \quad \text{kN.m} \quad \phi \cdot M_n = 18.0521 \quad \text{kN.m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = 0.57$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.79 \quad \text{OK}$$

## REVISION ESPECIAL DE LA COLUMNA

Demanda

Es necesario revisar la columna para la máxima fuerza axial a compresión que se puede producir

en la misma tomando en cuenta el desarrollo de la cedencia en los enlaces

Caso a: Se debe considerar la carga axial sísmica amplificada suponiendo que en todos los enlaces actúa un corte máximo probable  $V_{mp}$  equivalente al 88% del valor de la resistencia esperada por corte en el enlace definida como

$1.25R_yV_n$ , considerando de esta manera la deformación por endurecimiento del material

$$V_{MP} := 0.88 \cdot 1.25 \cdot R_{yb} \cdot V_n$$

$$V_{MP} := 1.1 \cdot R_{yb} \cdot V_n = 652.88011 \quad \text{kN}$$

$$P_{Emh1} := 5 \cdot V_{MP} = 3264.4006 \text{ kN}$$

Caso b: Se debe considerar la carga axial sismica amplificada a traves de un factor general igual a 2.00

$$\Omega_o := 2.00 \quad P_{Emh2} := \Omega_o \cdot P_{c_{SH}} = ? \text{ kN}$$

$$P_{Emh} := \max(P_{Emh1}, P_{Emh2}) = 82 \text{ kN}$$

$$P_{uc} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{c_{CP}} + \gamma \cdot P_{c_{CV}} + P_{Emh} = 12 \text{ kN}$$

Definición de longitud efectiva

$$G_B := 1.00 \quad \text{Módulo de rigidez en la base de la columna C1 debido al empotramiento}$$

$$G_A := \frac{\frac{2 \cdot E \cdot I_{xc}}{H}}{\frac{2 \cdot E \cdot I_{xb}}{L}} = 3.23 \quad \text{Módulo de rigidez en el tope de la columna}$$

$$K_x := \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 1.59$$

Resistencia a compresión

$$L_{bx} := H - d_b = 2.44 \text{ m} \quad L_{by} := H - d_b = \text{ m}$$

$$\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 29.86 \quad \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = .88$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}}\right) = .88$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$113.40 \quad \text{Pandeo Inelástico}$$

$$E_{\text{limite}} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} =$$

$$\lambda_c := \frac{E_{\text{max}}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.43 \quad \text{Pandeo Inelástico}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc} \right) = 318761.11 \quad \text{kN/m}^2$$

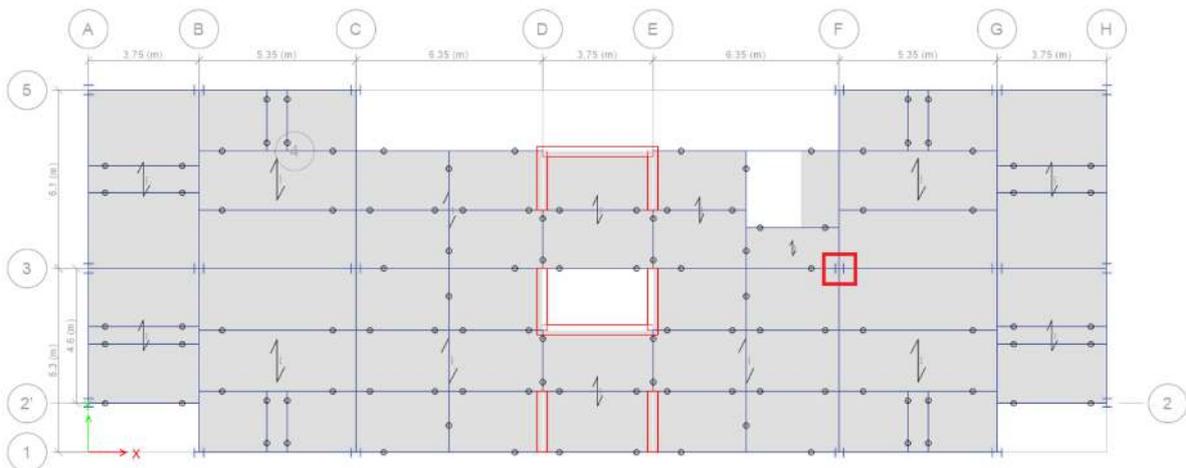
$$\phi := 0.90$$

$$P_n := A_c \cdot F_{cr} = 1.78 \quad \text{KN}$$

$$\phi \cdot P_n = 4033.60 \quad \text{kN}$$

$$\frac{P_{uc}}{\phi \cdot P_n} = 1.90$$

### 3.5.9 Diseño de placa base



**Figura 80.** Ubicación de la placa base a ser diseñada.

**Fuente:** Etabs V 16.2.1

**Definición de perfil de columna a utilizar y altura de piso**

**Perfil HP  
12x74**

dc=	307.3	mm
bfc=	309.9	mm
tfc=	15.5	mm
twc=	15.4	mm
Ac=	140.6	cm <sup>2</sup>
Zxc=	1720.6	cm <sup>3</sup>

**Altura de  
piso**

H=	3.20	m
----	------	---

**Propiedades de los materiales**

**Resistencia del Acero (ASTM A36)**

Fyc=	345	Mpa
Fypl=	345	Mpa
E=	200000	Mpa
Ry=	1.1	
Fupl=	448	Mpa

**Resistencia del  
Concreto**

f'c=	28	Mpa
------	----	-----

**Barras de anclaje a utilizar: ASTM F1554 Gr 105**

Fu_barras=	861.84	Mpa
Fnt_barras=	646.38	Mpa
Fnv_barras=	430.92	Mpa

**Soldadura a utilizar: AWS E70xx**

FEXX=	482.63	Mpa
-------	--------	-----

**Resultados del análisis en la base de la columna**

**Resistencias requeridas**

**Resistencia requerida a compresión**

Pu=	4920.00	kN
-----	---------	----

**Resistencia requerida a flexión**

**Momento máximo contemplando el sismo amplificado**

Mu_1=	150.00	kN.m
-------	--------	------

**Momento máximo incluyendo sobre-resistencia y endurecimiento del acero**

$$M_{u_2} = 39.60 \text{ kN.m}$$

**Finalmente, se tiene:**

$$M_u = 39.60 \text{ kN.m}$$

**Resistencia requerida a corte**

$$M_{pc} = 652.9677 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 408.10 \text{ kN}$$

**Configuración de la Placa Base**

**Dimensiones generales**

$$N = 700 \text{ mm}$$

$$N_{min} = 459.70 \text{ mm}$$

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$B_{min} = 462.30 \text{ mm}$$

$$h_{s1} = 196.35 \text{ mm}$$

$$h_{s2} = 195.05 \text{ mm}$$

$$A_1 = 4900 \text{ cm}^2$$

**Dimensiones del pedestal**

Nped= 

700
-----

 mm  
Bped= 

700
-----

 mm  
A2= 4900 cm<sup>2</sup>

### Configuración de las barras de anclaje

dr= 

25.40
-------

 mm  
smin\_borde  
= 38.10 mm  
smin\_pernos  
= 76.20 mm

sh= 

50
----

 mm  
sv= 

50
----

 mm

srh= 200.00 mm

### Fuerzas en la placa base

#### Método de diseño

e= 8.05 mm  
Øc= 0.65  
fp\_max= 15.47 Mpa  
qmax= 108.29 kN/cm  
e\_crit= 122.83 mm

### Ancho en compresión

sv= 50 mm

$$s_{\min} = 38.10 \text{ mm}$$

$$f = -hr_4 = 300 \text{ mm}$$

Para momentos bajos:

$$683.90243$$

$$Y_{mb} = 9 \text{ mm}$$

Para momentos altos:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2 P_u \cdot (e + f)}{q_{\max}} = \frac{2799.1504}{3} \text{ cm}^2$$

**Ok**

$$Y_{ma,1} := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 P_u \cdot (e + f)}{q_{\max}}} \quad Y_{ma,2} := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 P_u \cdot (e + f)}{q_{\max}}}$$

$$Y_{ma\_1} = 1027.60 \text{ mm}$$

$$Y_{ma\_2} = 272.40 \text{ mm}$$

$$Y_{ma} = 272.40 \text{ mm}$$

Finalmente:

Y= 683.90 mm

**Fuerzas resultante**

7194.0085  
q= 6 kN/m

Nua\_g= 0.00 kN/m

nr4= 4

Nua= 0.00 kN

**Aplastamiento del concreto en pedestal**

fp\_max= 15.47 Mpa

fp= 10.28 Mpa

0.6643280  
D.C.= 6 

Ok
----

**Espesor de la placa base**

**Espesor por flexión en la zona a compresión**

m= 204.0325 mm

n= 226.04 mm

Flexión en la dirección de m:

tp\_req= 52.82 mm

Flexión en la dirección de n:

tp\_req= 58.52 mm

**tp\_req= 58.52 mm**

**Espesor por flexión en la zona de tracción**

x= 154.1 mm

tp\_req= 0.00 mm

**Espesor definitivo de placa base**

tp\_req= 58.52 mm

**Anclaje al concreto (capítulo 17 del ACI 318-14)**

**Resistencia del acero de un anclaje en tracción**

Nua=	0.00	kN
Fu_abarras=	861.84	Mpa
Futa=	860	Mpa
Ø=	0.75	
nt=	0.18	1/mm
Ase=	3.18	cm <sup>2</sup>
Nsa=	205.38	kN
D.C.=	0.000	<input type="text" value="Ok"/>

### **Resistencia del arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción**

Definición de la longitud embebida de la barra de anclaje en el concreto y cálculo del área de falla de la misma

hefmin=	304.8	mm
hef=	500	mm
ANCO=	22500	cm <sup>2</sup>

Distancias de las barras de anclaje al borde de pedestal y cálculo del área de falla del grupo de anclajes, establecidas como ANC

csv= 50 mm

csh= 50 mm

ca1= 50 mm

ca2= 50 mm

ANC= 5600 cm<sup>2</sup>

Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado

La misma se define como Nb, y no debe exceder de:

$$N_b \leq k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

Alternativamente, para anclajes con cabeza y preinstalados, con 280mm  $280\text{mm} \leq h_{ef} \leq 635\text{mm}$

$$N_b \leq 3.9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{\frac{5}{3}}$$

Dónde

Kc= 10

$\lambda_a$ = 1

Nb= 650.02 kN

### Cálculo de factores

$c_{amin} = 50$  mm

$\Psi_{ec\_N} = 1$

$\Psi_{ed\_N} = 0.72$

$\Psi_{c\_N} = 1.25$

$\Psi_{cp\_N} = 1$

Nota:  **$\Psi_{c\_N} = 1.25$  para anclajes pre-instalados y  $\Psi_{c\_N} = 0.40$  para anclajes post-instalados**

### Relación

demanda/capacidad

$N_{cb\_g} = 145.60$

$\Phi = 0.75$

$\Phi N_{cb\_g} = 109.20$  kN

D.C. = 0.00 Ok

### Refuerzo en Anclaje

$f_y = 4200$  kgf/cm<sup>2</sup>

$T_s = -81.90$  kN

As= -2.60 cm2

n= 8

Abarra\_ref= -0.33

No se necesita refuerzo de anclaje

**Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje pre-instalado o post-instalado de expansión o con sobreperforación en su base.**

La resistencia no debe exceder de :

$$N_{pm} \leq \psi_{c_p} \cdot N_P$$

$\Psi_{c_p}$ = 1.4

Se define el washer (placa de refuerzo en la base del anclaje)

awasher= 76.2 mm

bwasher= 76.2 mm

twasher= 9.53 mm

Awasher= 58.06 cm2

Abrg= 54.88 cm<sup>2</sup>

Se determina la resistencia

Np= 1229.32 kN

Npn= 1721.05 kN

$\Phi$ = 0.75

$\Phi$ Npn= 1290.78 kN

Nua= 0.00 kN

D.C.= 0.00

### Diseño por corte

#### Resistencia por corte considerando solo las barras de anclaje

Vu= 408.10

nr\_corte= 8

F<sub>nv\_barras</sub>= 430.92 Mpa

$\Phi$ = 0.75

dr= 25.40 mm

Ar= 5.07 cm<sup>2</sup>

$\Phi$ Prv\_barras= 163.76 kN

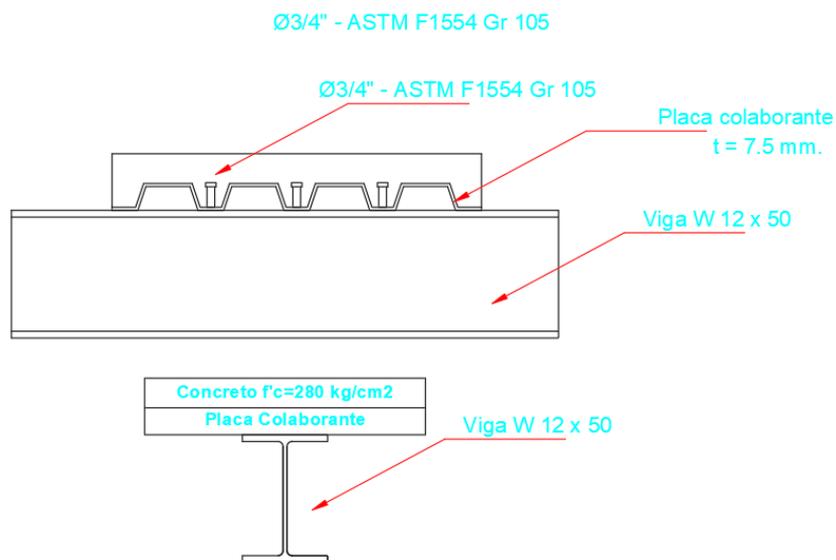
D.C.= 0.31 Ok

## CAPÍTULO IV

### 4. Resultados

#### 4.1. Resultados del Diseño

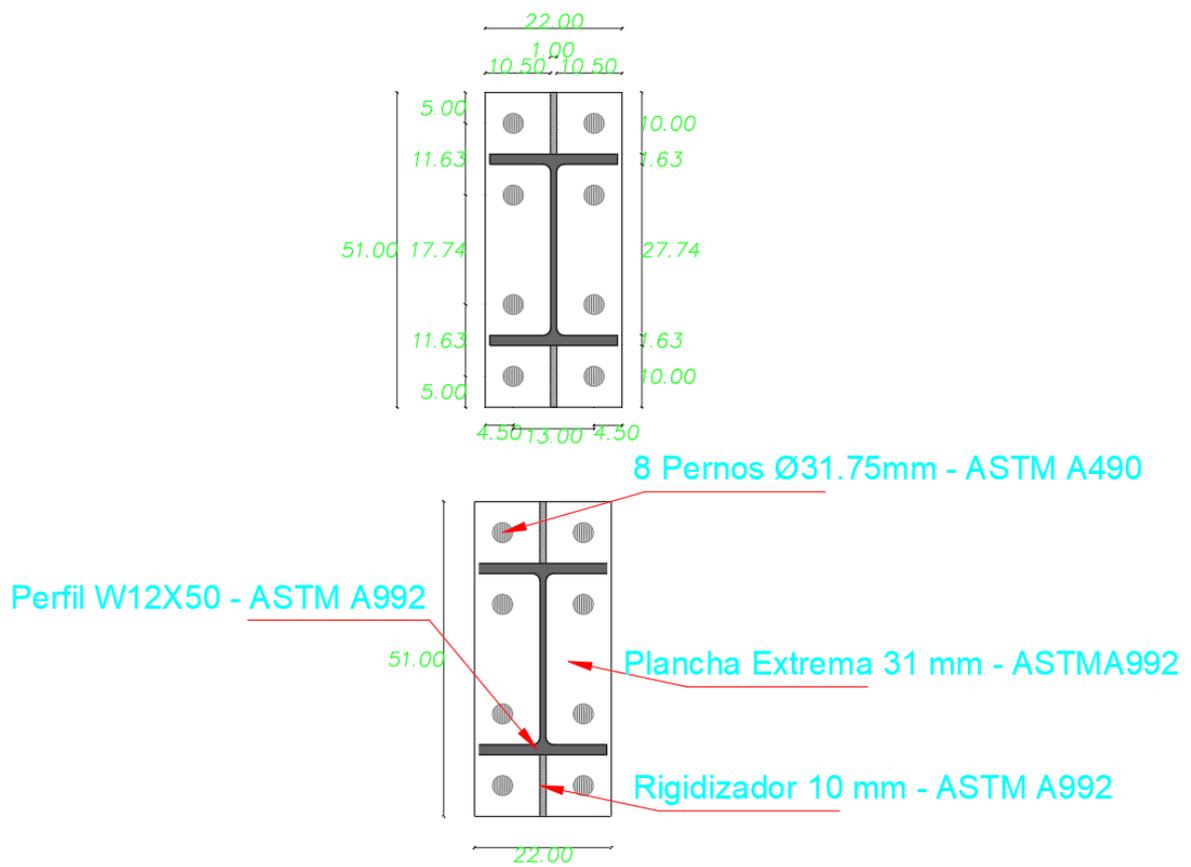
##### 4.1.1. Placa colaborante



**Figura 81.** Detalle de Placa Colaborante

**Fuente:** Autocad 2018

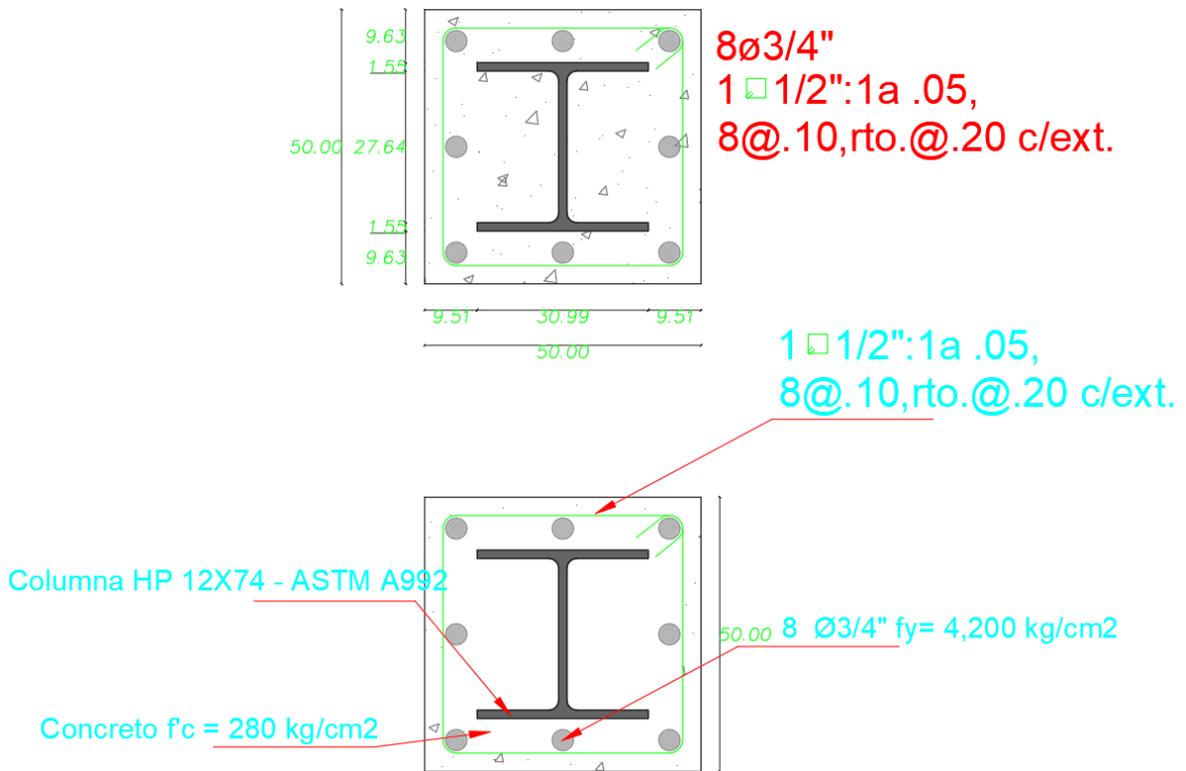
##### 4.1.2. Viga compuesta



**Figura 82. Detalle Viga Compuesta**

**Fuente: Autocad 2019**

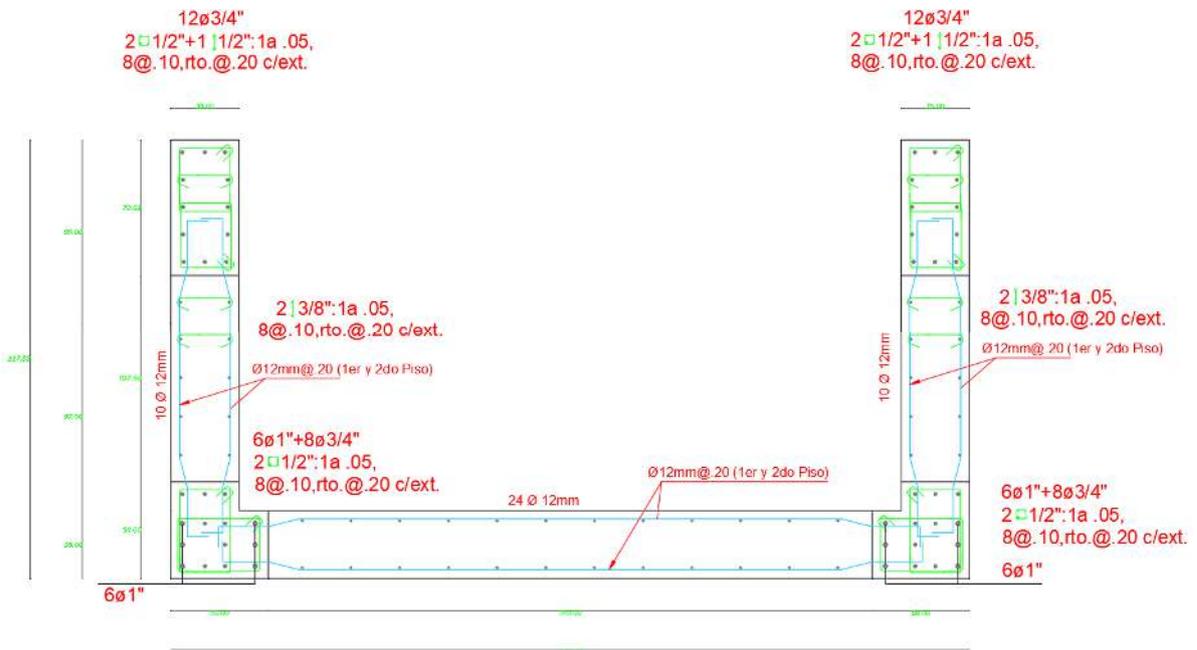
### 4.1.3. Columna compuesta



**Figura 83. Detalle Columna Compuesta**

**Fuente: Autocad 2018**

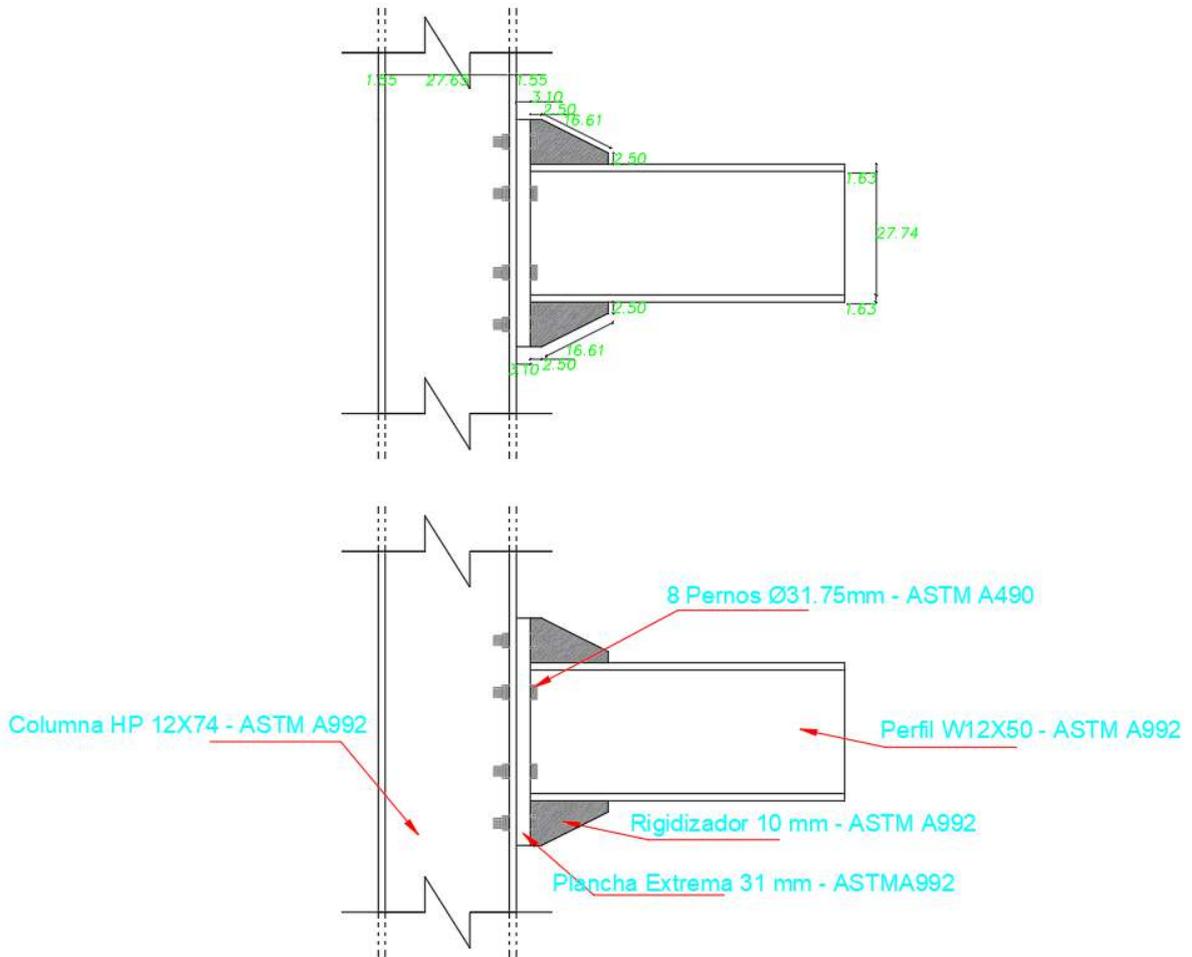
#### 4.1.4. Muro de concreto



**Figura 84. Detalle de Muro de Concreto.**

**Fuente: Autocad 2018**

#### 4.1.5. Conexión viga-columna y Conexión Viga-Columna Riostra



**Figura 85. Detalle de Conexión Viga-Columna**

**Fuente: Autocad 2018**



## CAPÍTULO V DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### VIII. CONCLUSIONES

- La estructuración consta de un núcleo rígido central conformado por muros de concreto armado de 35 cm de espesor, mediante el cual se contrarrestan las cargas laterales, columnas compuestas (0.50X0.50-HP12X74) en el resto de la edificación para cargas de gravedad, pórticos especiales a momento y riostras excéntricas en ambas direcciones distribuidas en el perímetro. Los entrepisos conformados por el sistema de placa colaborante (deck 75 mm) con vigas de acero estructural (W12X50), unidos mediante conectores de corte (3/4”), trabajando así en sección compuesta, parcial y total. Lo mencionado en la super estructura se apoya sobre una losa de cimentación de concreto armado con pedestales para la unión de placa base con las columnas compuestas.
- Durante el análisis estructural, se midieron ratios de peso/m<sup>2</sup> de edificación, dando un valor promedio de 0.95 ton/m<sup>2</sup>, respecto de el promedio de 1.10 ton/m<sup>2</sup> que muestran usualmente los sistemas convencionales de concreto armado, se encontró también una menor densidad de elementos estructurales por m<sup>2</sup> de área construida respecto a sistemas ya mencionados, evidenciando así un mejor aprovechamiento de los elementos estructurales en el sistema de elementos compuestos.
- El predimensionamiento de los elementos estructurales, se llevó a cabo según el material bibliográfico señalado y detallado en este documento, teniendo en cuenta las características mecánicas de los materiales de conformación de cada elemento, de manera individual como compuesta.
- Los elementos de acero estructural presentan buen comportamiento sísmico, sin embargo, al hacer que estas secciones trabajen en conjunto al concreto armado, se logra una mejora significativa en las propiedades mecánicas de ambos materiales.
- Los planos se elaboraron teniendo en consideración la geometría de las secciones, las especificaciones técnicas respectiva de acuerdo a cada material y la normativa usada para su diseño, representando los

resultados para cada elemento con detalles técnicos y elementos complementarios a tener en cuenta debidamente indicados.

- Se concluye que los elementos estructurales de la edificación de dieciseis niveles presentada en este documento cumplen con los parámetros sismo resistentes establecidos por la norma AISC 341-16 para miembros de elevada y moderada ductilidad.

## **IX. RECOMENDACIONES**

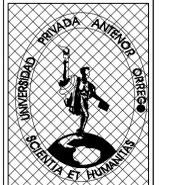
- Se recomienda especial cuidado en la elección de los posibles perfiles para cada elemento estructural, evaluando los esfuerzos a los que estará sometido ante servicio y solicitaciones extremas.
- Se recomienda colocar los elementos sismo resistentes de tal manera que haya simetría y la mayor inercia posible, esto podría ser generado por la ubicación de dichos miembros en la periferia del área techada.
- Se recomienda especial cuidado en el diseño de las conexiones metálicas a momento y a corte, puesto que éstos son los puntos donde se concentra mayor cantidad de energía y son indispensables para un correcto funcionamiento de la edificación.
- Se recomienda hacer verificaciones en las vigas de los pórticos excéntricamente arriostrados, dentro y fuera del enlace, a fin de garantizar un adecuado desarrollo de rotulas plásticas en los lugares donde se tiene previsto, para un buen desempeño de éstos.
- Se recomienda tener una transmisión de cargas adecuada y de manera simple en la estructuración, lo cual podría garantizar un buen desempeño ante cargas de servicio y cargas laterales.

## **X. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- *Espinoza (2015). Diseño Estructural de una edificación con secciones compuestas en edificaciones. Facultad de Ingeniería – Universidad de Cuenca.*

- Gerda (2013). *Construcción compuesta acero – concreto*. Revista *El Acero Hoy*
- De Buen López (2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C.
- ACI Committe 318 (2014). *Building Code Requirement for Structural Concrete ACI 318-14*. American Concrete Institute, p. 373
- Navarrete (2003). *Secciones Compuestas de Acero – Concreto (Meto LRFD)*. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco – Instituto Politécnico Nacional.
- Pfenniger (2007). *Steel Deck o losa colaborante*. *Arquitectura en Acero*.
- ANSI (2016). *Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-16*. American Institute of Steel Construction.
- (ANSI 2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications AISC 358-16*. American Institute of Steel Construction.
- ANSI (2016). *Seismic provisions for structural Steel buildings*. American Institute of Steel Construction AISC 341-16.
- (James Fisher, Lawrence Kloiber. 2006). *Steel Desing Guide Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. American Institute of Steel Construction.
- Moscoso (2014). *Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras Compuestas en Edificaciones*. Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería.
- Structural Engineering Institute (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Bungale S. (2013.). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings Steel and Composite Construction*. Taylor & Francis Group.

## **ANEXOS**



UNIVERSIDAD PRIVADA  
ANTENOR ORREGO

FACULTAD  
FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA:  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO DEL PROYECTO DE TESIS:  
Diseño de los Elementos Estructurales de Sección Compuesta Según la Norma AISC 341-16, con análisis de Efectos de Segundo Orden para una Edificación de Dieciocho Pisos en la Ciudad de Trujillo

AUTORES:  
Dr. Curatza León, Jorge Miguel.  
Dr. Sanchez Eustaquio, Pablo Raphael.

ASESOR:  
Ing. Cancino Rodas, Cesar Leonidas.

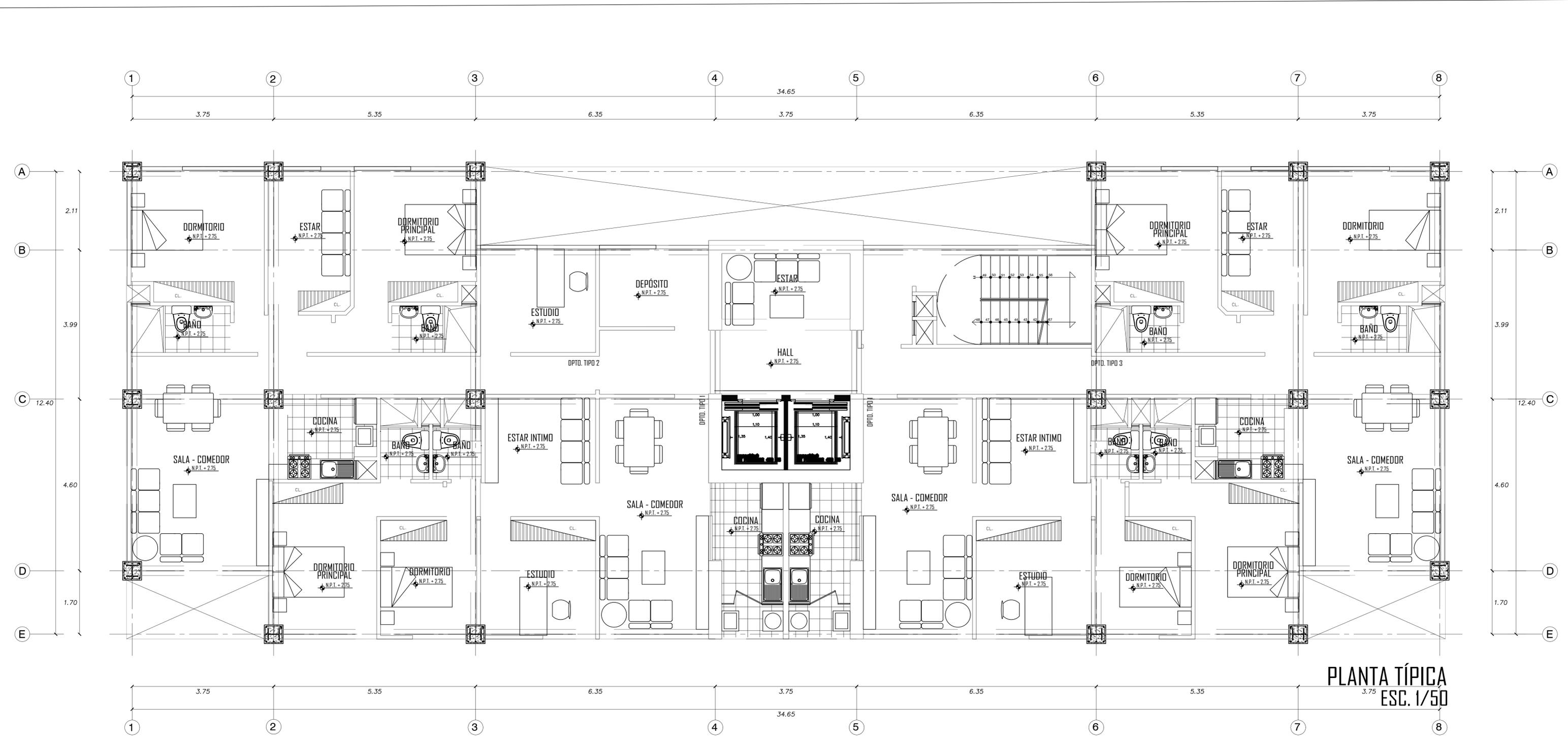
PLANO:  
ARQUITECTURA  
PLANTA TIPICA

ESCALA:  
1/50

FECHA:  
DICIEMBRE 2019

N° DE LAMINA:

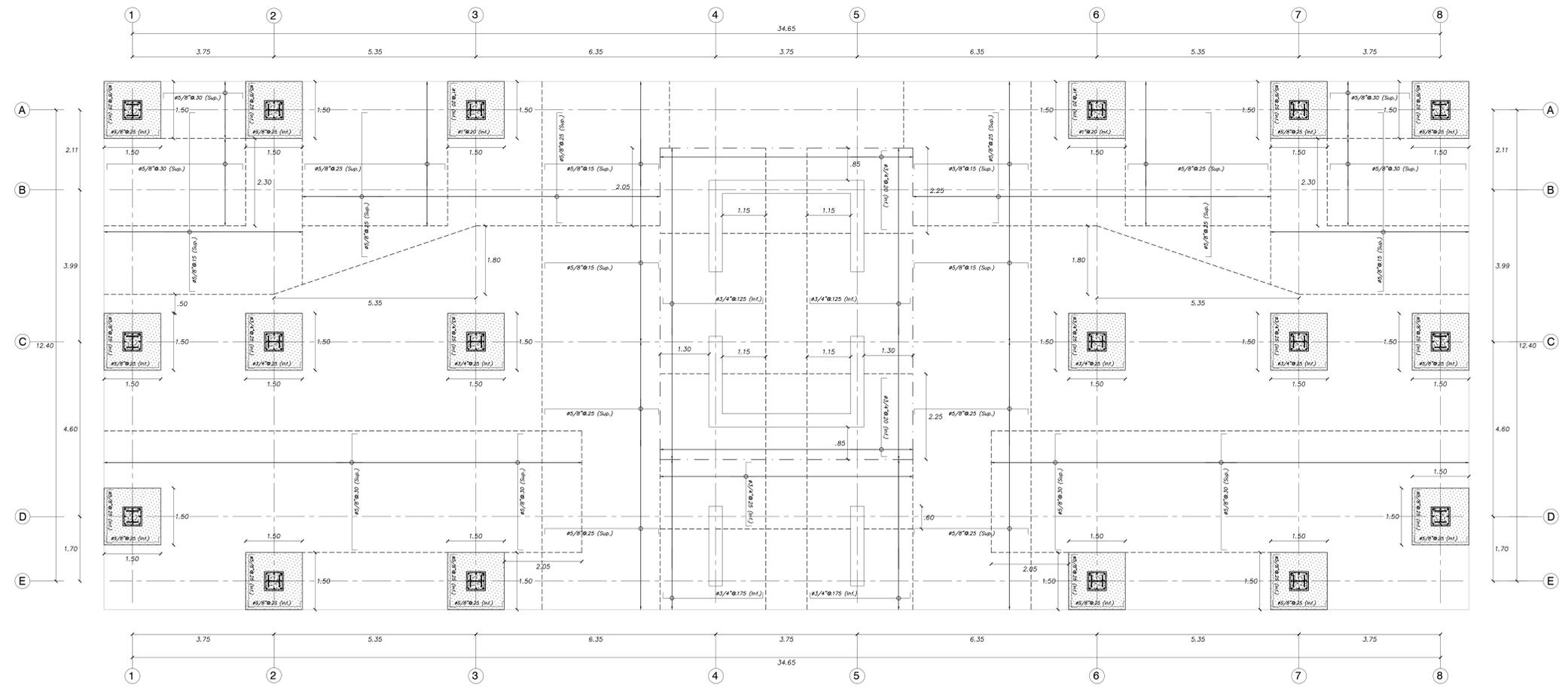
PA-01



PLANTA TIPICA  
ESC. 1/50

### ESPECIFICACIONES GENERALES

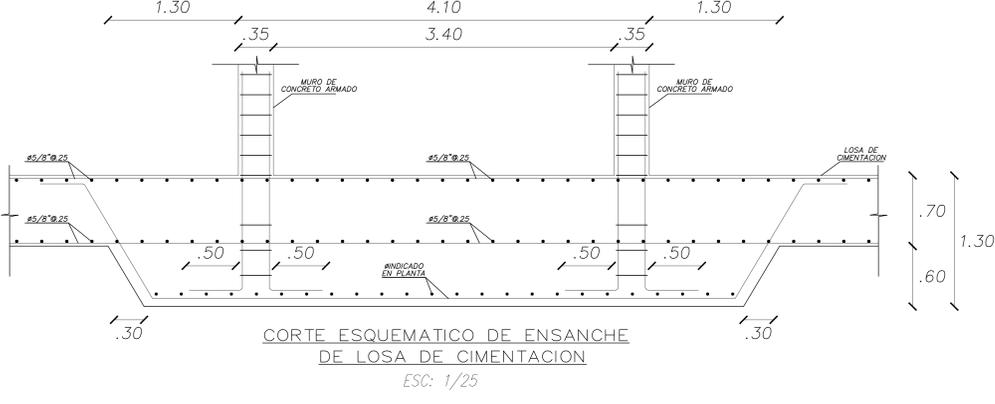
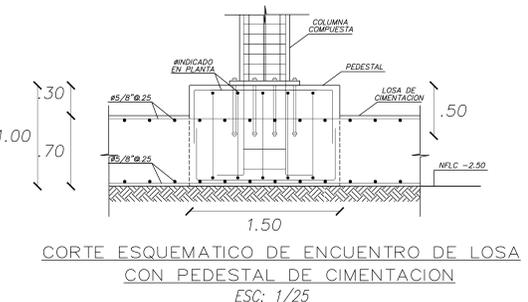
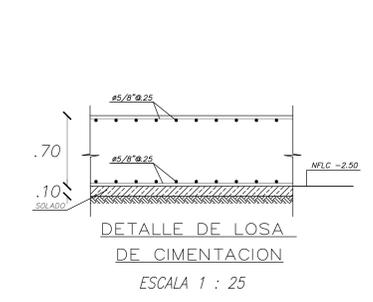
- CONCRETO ARMADO**
  - RESISTENCIA DEL CONCRETO**
    - LOSA DE CIMENTACION:  $f_c=28$  MPa
    - COLUMNAS Y PLACAS:  $f_c=28$  MPa
    - LOSAS DE ENTREPISO:  $f_c=21$  MPa
    - OTROS ELEMENTOS:  $f_c=21$  MPa o indicada
  - ACERO DE REFUERZO**
    - BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60):  $f_y=420$  MPa
  - RECUBRIMIENTOS**
    - LOSA DE CIMENTACION: 7.5 cm.
    - MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO: 5.0 cm.
    - COLUMNAS: 4.0 cm.
    - PLACAS: 4.0 cm.
    - LOSAS: 2.0 cm.
- ACERO ESTRUCTURAL**
  - ACERO CONFORMADO EN CALIENTE**
    - COLUMNAS: ASTM A992 Gr 50  $f_y=345$  MPa
    - VIGAS: ASTM A992 Gr 50  $f_y=345$  MPa
    - RIOSTRAS: ASTM A992 Gr 50  $f_y=345$  MPa
    - PLANCHAS Y RIGIDIZADORES: ASTM A992 Gr 50  $f_y=345$  MPa
  - ACERO CONFORMADO EN FRIO**
    - LAMINA DECK: ASTM A653 SS Gr 40  $f_y=275$  MPa
  - SOLDADURA Y CONECTORES**
    - CONECTORES:  $F_u=450$  MPa,  $F_y=780$  MPa
    - PERNOS: ASTM A490  $f_y=780$  MPa
    - SOLDADURA: Electrodo: AWS E70xx  $F_{Exx}=482$  MPa
- CIMENTACIÓN**
  - TIPO CIMENTACIÓN: LOSA DE CIMENTACIÓN
  - ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: SP (Arena Uniforme)
  - PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: -2.50 m. e indicada (Mínima)
  - TIPO DE CEMENTO: PORTLAND TIPO MS
  - $\sigma'_{adm} = 2.51$  kg/cm<sup>2</sup> (VER ESTUDIO DE SUELOS)
- TABIQUERIA**
  - USAR BLOQUES DE CONCRETO VIBRADO Y/O DRYWALL (PARA TABIQUERIA)
  - MORTERO TIPO P1-C CEMENTO:ARENA:1:4
  - ESPESOR DE JUNTAS: 1.0 cm (MÍNIMO) - 1.5 cm (MÁXIMO)
- SOBRECARGAS**
  - S/C = INDICADAS
- CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES**
  - SISTEMA ESTRUCTURAL: XX : MUROS ESTRUCTURALES; YY : MUROS ESTRUCTURALES
  - PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:  $T = 1.52$  Seg
  - PARAMETROS DE FUERZA SISMICA:  $Z=0.45$ ,  $U=1.0$ ,  $S=1.05$ ,  $T_p=0.6$  seg.,  $R_x=6$ ,  $R_y=6$  (Regular) (Regular)
  - DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS: AZOTEA:  $D_x=29.10$  cm.,  $D_y=33.26$  cm.; RELATIVO DE ENTREPISO:  $D_{rx}=2.23$  cm.,  $D_{ry}=2.46$  cm.



### CIMENTACION

ESCALA 1 : 50

- LOSA DE CIMENTACION  $h=0.70m$ ,  $NFLC=-2.50$
- MACETA #5/8@25 (Ht.) y MALLA #1/2@25 (Sup.), SOLO SE MUESTRAN REFUERZOS ADICIONALES
- PEDESTAL DE CIMENTACION  $h=0.30m$ ,  $NFLC=-2.50$
- REF. (#) INDICADO EN PLANTA
- ENSANCHE EN LOSA DE CIMENTACION  $h=1.30m$ ,  $NFLC=-3.10$
- MALLA #3/4@25 (Ht.) y MALLA #3/4@25 (Sup.), SOLO SE MUESTRAN REFUERZOS ADICIONALES



### RESUMEN DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

**CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL ESTRATO DE APOYO**

Clasificación SUCS: SP Arena Uniforme  
 Módulo de Pasivación: 0.25  
 Densidad unitaria: 1.65 g/cm<sup>3</sup>  
 Ángulo de fricción interna: 36°

**GEOMETRIA DE LA CIMENTACIÓN Y CAPACIDAD ADMISIBLE**

Df (m)	Tipo Cimentación	B(m)	qa (kg/cm <sup>2</sup> )
2.50	LOSA DE CIMENTACION	>1.20	2.51

**ASENTAMIENTOS**  
Asentamiento Total en cimentación cuadrada: 2.50 cm

**NIVEL FREÁTICO**  
No se encontró a la profundidad estudiada de 6.50 m desde el actual nivel de terreno.

**AGRESIVIDAD DEL TERRENO**  
La presencia de sales solubles totales es moderada. Se recomienda usar Cemento Tipo MS.

**PARAMETROS SISMICOS**  
Z=0.45, S=1.05, T<sub>p</sub>=0.6 seg

**NOTA**  
Los datos presentados sólo son válidos para el lote indicado en el memorando de este plano.

RESPONSABLE: HUERTAS INGENIEROS SAC



UNIVERSIDAD PRIVADA  
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA:  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO DEL PROYECTO DE TESIS:  
Diseño de los Elementos Estructurales de Sección Compuesta Según la Norma AISI 341-16, con análisis de Efectos de Segundo Orden para una Edificación de Dieciséis Pisos en la Ciudad de Trujillo

AUTORES:  
Dr. Carrara León, Jorge Miguel.  
Dr. Sánchez Estayán, Pablo Riquelme.

ASESOR:  
Ing. Cancino Rodas, Cesar Leonidas.

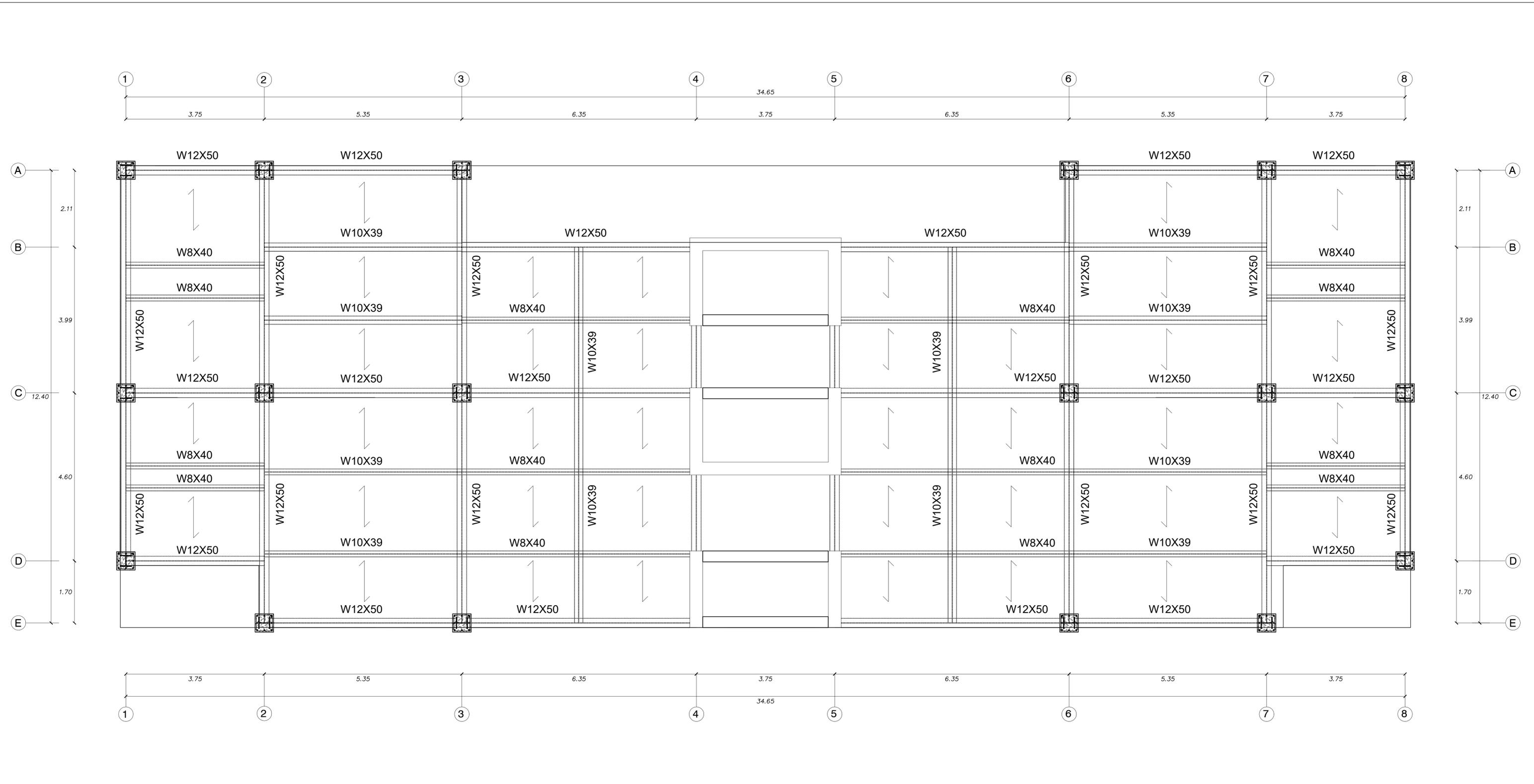
PLANO:  
LOSA DE ENTREPISO

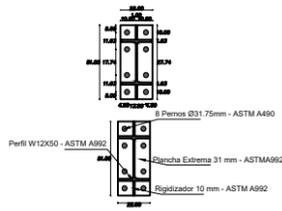
ESCALA:  
1/50

FECHA:  
DICIEMBRE 2019

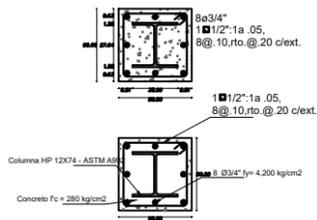
N° DE LAMINA:

E-02

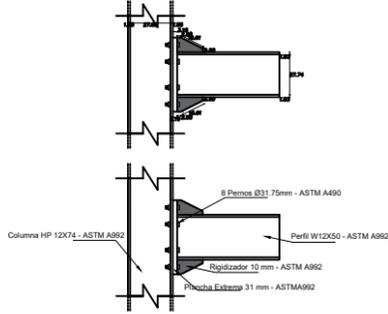




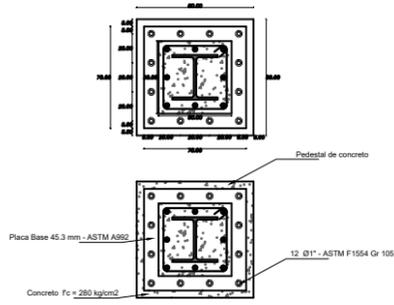
Conexión Viga-Columna



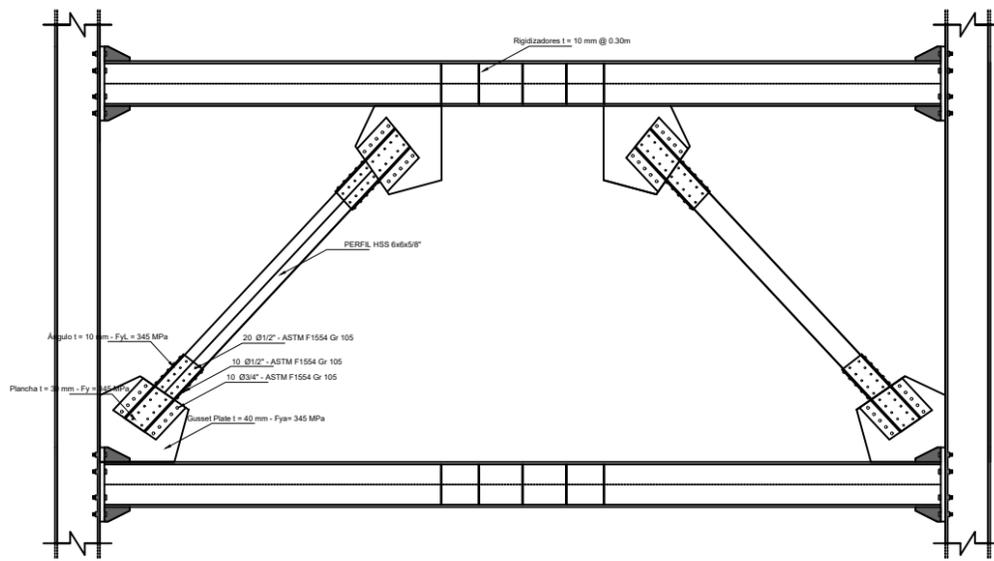
Columna Compuesta HP12X74



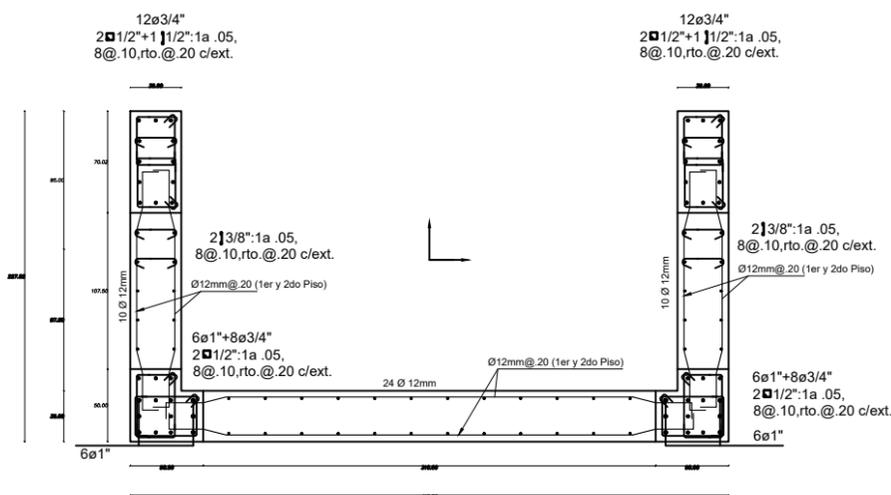
Conexión Viga-Columna



Placa Base Columna



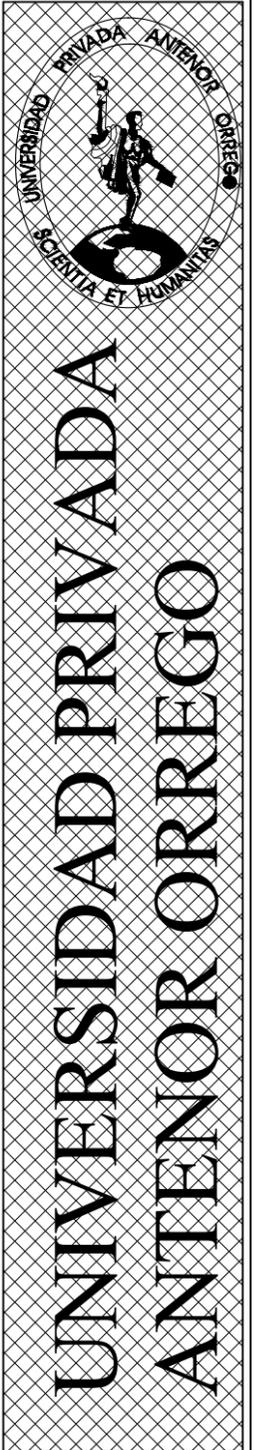
Arriostramiento en Pórtico



Placa Base



Losa Compuesta



UNIVERSIDAD PRIVADA  
ANTENOR ORREGO

FACULTAD

FACULTAD DE  
INGENIERIA

ESCUELA:

ESCUELA PROFESIONAL DE  
INGENIERIA CIVIL

TÍTULO DEL PROYECTO DE TESIS:  
Diseño de los Elementos  
Estructurales de Sección  
Compuesta Según la Norma  
AISC 341-16, con análisis  
de Efectos de Segundo  
Orden para una Edificación  
de Dieciséis Pisos en la  
Ciudad de Trujillo

AUTORES:

Br. Carranza León, Jorge Miguel.  
Br. Sanchez Eustaquio, Pablo Raphael.

ASESOR:

Ing. Cancino Rodas, Cesar Leonidas.

PLANO:

DETALLES  
DE  
ELEMENTOS  
ESTRUCTURALES  
DISEÑADOS

ESCALA:

1/50

FECHA:

DICIEMBRE 2019

Nº DE LAMINA:

DE-01