

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Posgrados**

**Análisis de desempeño de Pórticos Resistentes a Momento ubicados en ejes  
perimetrales en comparación con una distribución completa**

**Proyecto de Investigación y Desarrollo**

**Néstor Andrés León Arregui**

**Pablo Andrés Torres Rodas, Ph.D.  
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito  
para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y  
Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, agosto de 2023

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**  
**COLEGIO DE POSGRADOS**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Análisis de desempeño de Pórticos Resistentes a Momento ubicados en ejes  
perimetrales en comparación con una distribución completa**

**Néstor Andrés León Arregui**

Nombre del Director del Programa: Fabricio Yépez  
Título académico: Doctor of Philosophy  
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico: Eduardo Alba  
Título académico: Doctor of Philosophy  
Decano del Colegio: Colegio de Ciencias e Ingeniería

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados: Hugo Burgos  
Título académico: Doctor of Philosophy

**Quito, agosto 2023**

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Néstor Andrés León Arregui

Código de estudiante: 00326899

C.I.: 172476904-5

Lugar y fecha: Quito, 7 de julio de 2023.

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **DEDICATORIA**

A mi familia y amigos cercanos por el apoyo incondicional durante mis proyectos personales.

## **AGRADECIMIENTOS**

A todos mis profesores que han aportado con conocimientos para el desarrollo de este trabajo de titulación, en especial a mi tutor, Ing. Pablo Torres, por su paciencia, enseñanza y guía durante este proyecto.

A mis compañeros de clase por su apoyo constante y experiencias compartidas durante todo el proceso.

A quienes confían en mis conocimientos impartidos aquí para dar revisión a este documento.

## RESUMEN

Dentro de este trabajo se ha realizado la comparación de dos sistemas constructivos de sistemas resistentes a carga lateral como son, los pórticos resistentes a momento colocados estratégicamente en los ejes perimetrales de la edificación vs pórticos resistentes a momento (PRM) distribuidos en toda la planta del sistema propuesto. El diseño de los elementos estructurales se los ha realizado en acero garantizando criterios de ductilidad tanto local como global al igual que el correcto detallamiento de conexiones para asegurar la formación de rótulas plásticas en los lugares deseados, comportamiento que ha sido comprobado mediante un análisis estático no lineal (Push Over) con el objetivo de obtener el desempeño de los sistemas estructurales. Como resultado se ha evidenciado un 38% más de capacidad de disipación de energía en el sistema de PRM ubicados en toda la planta por una mejor redistribución de esfuerzos, sin embargo, ambos sistemas constructivos cumplen con el criterio de ocupación inmediata ante un sismo de diseño.

**Palabras clave:** columnas rellenas, acero estructural, PRM, conexiones, push over, desempeño estructural, ductilidad.

## ABSTRACT

Inside this document there is a comparison between two arrangements of moment resisting frame system, one of them is the strategically distribution of the SMRF within the perimeter of the structure in contrast with the special moment resisting frames located in all the existing bays of the analyzed building. The steel design of the components guaranteed the ductility criteria of both local and global behavior of the structure, considering the detailing of connections to assure the formation of plastic hinges on the designed spots. To evaluate this response of the building, a static nonlinear analysis (Push Over) is preferred to determinate the performance level of both structural arrangements of SMRF. As a result, the SMRF shows a significative 38% more capacity to dissipate energy due of a possible stress re distribution inside the structural system. However, there is evidence that both systems accomplish the criteria of immediate occupancy against a design earthquake.

**Key words:** filled columns, structural Steel, SMRF, connections, push over, structural performance, ductility.



## TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	13
1.1.	OBJETIVOS Y ALCANCE .....	14
2.	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN .....	15
3.	EVALUACIÓN DE CARGAS .....	17
3.1.	CARGA MUERTA .....	17
3.2.	CARGA VIVA.....	17
3.3.	CARGAS SÍSMICAS.....	18
3.4.	COMBINACIONES DE CARGA .....	19
4.	MODELO ESTRUCTURAL .....	21
4.1.	DEFINICIONES .....	21
4.2.	PRM PERIMETRALES COLUMNAS TIPO W .....	32
4.3.	PRM DISTRIBUIDOS EN PLANTA.....	43
4.3.1.	COLUMNAS DE ACERO TIPO CAJÓN .....	43
4.3.2.	COLUMNAS DE ACERO TIPO CAJÓN RELLENAS DE HORMIGÓN .....	51
5.	PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO PERIMETRALES.....	59
5.1.	DISEÑO DE LOSA COMPUESTA .....	59
5.2.	DISEÑO DE STEEL DECK.....	60
5.2.1.	DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA .....	61
5.2.2.	DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL DE CARGA .....	74
5.2.3.	DISEÑO POR VIBRACIONES .....	87
5.2.4.	DISEÑO CONTRA INCENDIOS .....	96
5.3.	DISEÑO DE COLUMNAS A GRAVEDAD .....	99
5.4.	DISEÑO DE VIGAS DE PRM.....	105
5.5.	DISEÑO DE COLUMNAS DE PRM.....	111
6.	PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO DISTRIBUIDOS EN PLANTA .....	122
6.1.	SISTEMA RESISTENTE A CARGA LATERAL CON COLUMNAS DE ACERO .....	123
6.1.1.	DISEÑO DE COLUMNAS DE PRM.....	123
6.2.	SISTEMA RESISTENTE A CARGA LATERAL CON COLUMNAS COMPUESTAS .....	135
6.2.1.	DISEÑO DE COLUMNAS DE PRM.....	135
7.	DISEÑO DE CONEXIONES .....	149
7.1.	CONEXIÓN SIMPLE PARA UNIÓN VIGA PRINCIPAL – COLUMNA A GRAVEDAD.....	149
7.2.	CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W PARA PRM EN COLUMNAS ACERO .....	155
7.3.	CONEXIÓN DOUBLE SPLIT TEE PARA PRM EN COLUMNAS COMPUESTAS.....	164
7.4.	DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS .....	180
8.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	188
8.1.	DESPLAZAMIENTO OBJETIVO.....	189
8.2.	CURVAS DE CAPACIDAD.....	192
8.3.	DUCTILIDAD .....	198
8.4.	ROTACIONES DE VIGAS.....	200
9.	COMPARACIÓN PESO DE ACERO DE ESTRUCTURAS .....	203
10.	CONCLUSIONES .....	204
11.	REFERENCIAS.....	206
12.	ÍNDICE DE ANEXOS.....	208

## ÍNDICE DE IMÁGENES

IMAGEN 1: VISTA EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA (RODAS ET AL, 2021) .....	15
IMAGEN 2: VISTA EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA (RODAS ET AL, 2021) .....	15
IMAGEN 3: ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES NEC15-SE-DS	19
IMAGEN 4: ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES PARA SUELO TIPO D .....	19
IMAGEN 5: COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	20
IMAGEN 6: HORMIGÓN DEFINIDO EN PROGRAMA DE CÁLCULO.....	21
IMAGEN 7: ACERO ESTRUCTURAL DEFINIDO EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....	21
IMAGEN 8: DEFINICIÓN DE PERFIL DE ACERO TIPO W EN PROGRAMA DE CÁLCULO. ....	22
IMAGEN 9: DEFINICIÓN DE PERFIL DE ACERO TIPO W EN PROGRAMA DE CÁLCULO. ....	22
IMAGEN 10: DEFINICIÓN DE PERFIL DE ACERO TIPO CAJÓN EN PROGRAMA DE CÁLCULO. ....	23
IMAGEN 11: DEFINICIÓN DE PERFIL DE ACERO TIPO CAJÓN RELLENA DE HORMIGÓN EN PROGRAMA DE CÁLCULO.....	23
IMAGEN 12: DEFINICIÓN DE DECK EN PROGRAMA DE CÁLCULO .....	24
IMAGEN 13: DEFINICIÓN DE MEMBRANA EN PROGRAMA DE CÁLCULO .....	24
IMAGEN 14: DEFINICIÓN DE ESPECTRO DE ACELERACIONES DE DISEÑO EN PROGRAMA DE CÁLCULO .....	25
IMAGEN 15: DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA EN PROGRAMA DE CÁLCULO.....	25
IMAGEN 16: DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA ÚLTIMAS Y DE SERVICIO EN PROGRAMA DE CÁLCULO.....	26
IMAGEN 17: DEFINICIÓN DE MASA REACTIVA EN PROGRAMA DE CÁLCULO .....	26
IMAGEN 18: DEFINICIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN SENTIDO X PARA ANÁLISIS ESTÁTICO EN PROGRAMA DE CÁLCULO.....	26
IMAGEN 19: DEFINICIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN SENTIDO Y PARA ANÁLISIS ESTÁTICO EN PROGRAMA DE CÁLCULO.....	27
IMAGEN 20: INGRESO DE ESPECTRO EN SENTIDO XY PARA ANÁLISIS DINÁMICO.....	27
IMAGEN 21: DEFINICIÓN DE PATRÓN DE CARGAS LATERALES PARA AENL.....	28
IMAGEN 22: DEFINICIÓN DE CARGAS LATERALES EN BASE A DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN SENTIDO X.....	28
IMAGEN 23: DEFINICIÓN DE CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA ANÁLISIS PUSH OVER .....	29
IMAGEN 24: DEFINICIÓN DE CASO DE CARGAS PARA ANÁLISIS PUSH OVER EN SENTIDO X .....	29
IMAGEN 25: DEFINICIÓN DE RÓTULA PARA VIGA DE ACERO.....	30
IMAGEN 26: DEFINICIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA PARA COLUMNAS, INGRESO DE ROTACIONES PLÁSTICAS Y LÍMITES DE ACEPTACIÓN PARA INTERACCIÓN P-M2-M3 .....	30
IMAGEN 27: DEFINICIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA PARA COLUMNA, INGRESO DE DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	31
IMAGEN 28: ISOMETRÍA 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL .....	32
IMAGEN 29: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA DE ENTREPISO.....	32
IMAGEN 30: ESTRUCTURACIÓN DE PRM Y PÓRTICOS GRAVITACIONALES .....	33
IMAGEN 31: CORTANTE BASAL ESTÁTICO SISMO EN SENTIDO X .....	34
IMAGEN 32: CORTANTE BASAL ESTÁTICO SISMO EN SENTIDO Y .....	34
IMAGEN 33: CORTANTE BASAL DINÁMICO SISMO EN SENTIDO X .....	34
IMAGEN 34: CORTANTE BASAL DINÁMICO SISMO EN SENTIDO Y .....	34
IMAGEN 35: DERIVAS MÁXIMAS EN XY .....	39
IMAGEN 36: ISOMETRÍA 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL .....	43
IMAGEN 37: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA DE ENTREPISO.....	43
IMAGEN 38: ESTRUCTURACIÓN DE PRM Y PÓRTICOS GRAVITACIONALES .....	44
IMAGEN 39: CORTANTE BASAL ESTÁTICO SISMO EN SENTIDO X .....	45
IMAGEN 40: CORTANTE BASAL ESTÁTICO SISMO EN SENTIDO X .....	45
IMAGEN 41: CORTANTE BASAL DINÁMICO SISMO EN SENTIDO X .....	45
IMAGEN 42: CORTANTE BASAL DINÁMICO SISMO EN SENTIDO Y .....	45
IMAGEN 43: DERIVAS MÁXIMAS EN XY .....	48
IMAGEN 44: ISOMETRÍA 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL .....	51
IMAGEN 45: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA DE ENTREPISO.....	51
IMAGEN 46: ESTRUCTURACIÓN DE PRM Y PÓRTICOS GRAVITACIONALES .....	52

IMAGEN 47: CORTANTE BASAL ESTÁTICO SISMO EN SENTIDO X .....	53
IMAGEN 48: CORTANTE BASAL ESTÁTICO SISMO EN SENTIDO Y .....	53
IMAGEN 49: CORTANTE BASAL DINÁMICO SISMO EN SENTIDO X .....	53
IMAGEN 50: CORTANTE BASAL DINÁMICO SISMO EN SENTIDO Y .....	53
IMAGEN 51: DERIVAS MÁXIMAS EN XY .....	56
IMAGEN 52: VISTA EN PLANTA DE ESTRUCTURA PROPUESTA CON SISTEMAS A CARGA LATERAL TIPO PRM DISTRIBUIDOS EN EL PERÍMETRO DE LA ESTRUCTURA .....	59
IMAGEN 53: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICO A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA (HEREDIA, 2004).....	69
IMAGEN 54: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICO A FLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA (HEREDIA, 2004).....	82
IMAGEN 55: TABLA K.2.1-1 GRUPOS Y SUBGRUPOS DE OCUPACIÓN NRS-10 TÍTULO K .....	96
IMAGEN 56: TABLA J.3.3-1 CATEGORIZACIÓN DE EDIFICACIONES NRS-10 TÍTULO J.....	97
IMAGEN 57: TABLA J.3.4-3 RESISTENCIA REQUERIDA AL FUEGO EN HORAS NRS-10 TÍTULO J ...	97
IMAGEN 58: ESPESOR DE HORMIGÓN VULCRAFT DECK SOLUTIONS: COMPOSITE DECK FIRE RESISTANCE RATINGS.....	98
IMAGEN 59: VISTA EN PLANTA DE ESTRUCTURA PROPUESTA CON SISTEMAS A CARGA LATERAL TIPO PRM DISTRIBUIDOS EN TODA LA PLANTA DE LA ESTRUCTURA .....	122
IMAGEN 60: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X PARA COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN MEDIANTE MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICOS CON FACTORES DE REDUCCIÓN .....	141
IMAGEN 61: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y PARA COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN MEDIANTE MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICOS CON FACTORES DE REDUCCIÓN .....	141
IMAGEN 62: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X PARA COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN MEDIANTE MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICOS SIN FACTORES DE REDUCCIÓN .....	143
IMAGEN 63: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y PARA COLUMNA RELLENA DE HORMIGÓN MEDIANTE MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PLÁSTICOS SIN FACTORES DE REDUCCIÓN .....	144
IMAGEN 64: ESQUEMA DE CONEXIÓN SIMPLE VIGA COLUMNA MEDIANTE PLATINA. ....	151
IMAGEN 65: GEOMETRÍA DE SOLDADURAS EN CONEXIÓN SIMPLE EXCÉNTRICA .....	154
IMAGEN 66: CONEXIÓN PRECALIFICADA A MOMENTO WUF-W AISC358-22 CHAPTER 8.....	155
IMAGEN 67: DETALLES DE LA PLACA DE CONEXIÓN WUF-W AISC358-22 CHAPTER 8 .....	158
IMAGEN 68: CONEXIÓN VIGA COLUMNA TIPO SPLIT -TEE SOLDADA PARA C-SMF. FISCHER ET AL, 2015.....	165
IMAGEN 69: DETALLES DE CONEXIÓN SPLIT-TEE. FISCHER ET AL, 2015.....	166
IMAGEN 70: GEOMETRÍA DE PERFIL TEE PARA CONEXIÓN SPLIT-TEE FISCHER ET AL, 2015.....	170
IMAGEN 71: COMPONENTES DE CONEXIÓN DE BASE DE COLUMNA. (AISC, 2006) .....	180
IMAGEN 72: GEOMETRÍA DE PLACA BASE Y LÍNEAS DE FLEXIÓN .....	182
IMAGEN 73: PLACA BASE CON MOMENTO DE VOLCAMIENTO GRANDE. (AISC, 2006).....	185
IMAGEN 74: CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL COMITÉ VISIÓN 2000, 1995 .....	188
IMAGEN 75: CURVA DE CAPACIDAD EN SENTIDO X PARA SISMO DE DISEÑO NEC15 .....	193
IMAGEN 76: LÍMITES DE ACEPTACIÓN PARA CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN EN SENTIDO X.....	193
IMAGEN 77: CURVA DE CAPACIDAD EN SENTIDO Y PARA SISMO DE DISEÑO NEC15 .....	194
IMAGEN 78: LÍMITES DE ACEPTACIÓN PARA CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN EN SENTIDO Y.....	194
IMAGEN 79: CURVA DE CAPACIDAD EN SENTIDO X PARA SISMO DE DISEÑO NEC15 .....	196
IMAGEN 80: LÍMITES DE ACEPTACIÓN PARA CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN EN SENTIDO X.....	196
IMAGEN 81: CURVA DE CAPACIDAD EN SENTIDO Y PARA SISMO DE DISEÑO NEC15 .....	197
IMAGEN 82: LÍMITES DE ACEPTACIÓN PARA CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN EN SENTIDO Y.....	197
IMAGEN 83: ROTACIÓN DE VIGA PRM .....	200
IMAGEN 84: CURVA DE CAPACIDAD DE VIGA Y LÍMITES DE ACEPTACIÓN .....	201
IMAGEN 85: ROTACIÓN DE VIGA PRM .....	201
IMAGEN 86: CURVA DE CAPACIDAD DE VIGA Y LÍMITES DE ACEPTACIÓN .....	202

IMAGEN 87: COMPARACIÓN DE PESOS DE ACERO EN ESTRUCTURAS DE LOS TRES MODELOS  
PROPUESTOS..... 203

## 1. INTRODUCCIÓN

Dentro del campo de la ingeniería estructural se realizan diseños que presenten un comportamiento óptimo ante solicitaciones de cargas laterales durante un evento sísmico. Existen varias configuraciones que han sido adoptadas en el mundo para la distribución del sistema resistente a momento como son los Pórticos Resistentes a Momento (PRM) ubicados perimetralmente en lugares estratégicos en comparación con los ubicados en toda la planta del sistema estructural, que es muy común en nuestro medio. El presente proyecto tiene como enfoque el análisis de ambos sistemas estructurales resistentes a carga lateral mediante curvas de capacidad, demandas de ductilidad y comportamiento ante eventos sísmicos.

En este documento se realizará la comparación de dos sistemas estructurales en acero, uno con el sistema resistente a carga lateral ubicado en los perímetros de la estructura en ambas direcciones conformados por columnas tipo W, mientras que la segunda configuración de pórticos sismorresistentes a momento los tendrá distribuidos en toda la planta, y estarán conformados por columnas de acero tipo cajón junto con otro modelo de columnas de acero rellenas de hormigón. Para un correcto nivel de ductilidad y desempeño, se realizará el detallamiento necesario para el diseño de conexiones precalificadas (WUF-W) como el uso de conexiones para columnas rellenas de hormigón tipo Double Split-Tee y asegurar la formación de rótulas según el criterio de Nudo Fuerte - Columna Fuerte -Viga Débil.

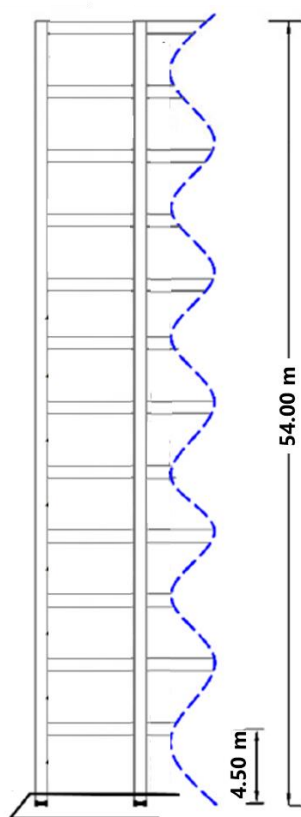
El presente diseño estructural toma en cuenta los requerimientos estipulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, American Concrete Institute 318-19, American Institute of Steel Construction AISC 360-22, AISC 341-22 & AISC 358-22 y ASCE41-13, para un comportamiento óptimo frente a las solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas, teniendo como objetivo óptimo de disipación de energía y ductilidad.

## **1.1.OBJETIVOS Y ALCANCE**

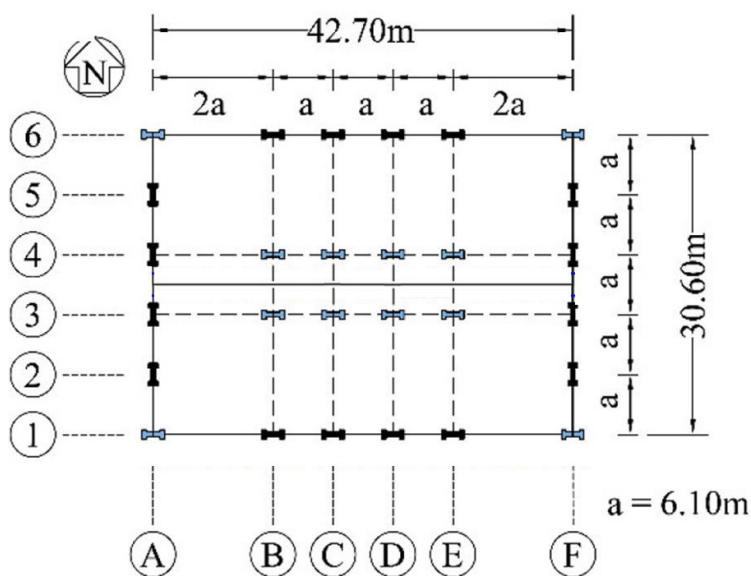
- Realizar el diseño de los marcos de acero resistentes a fuerza lateral del sistema estructural distribuidos perimetralmente.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales de acero para un sistema resistente a fuerzas laterales distribuido en toda la planta.
- Comparar las demandas de ductilidad de ambos sistemas evidenciando el más eficiente.
- Obtener las curvas de capacidad de ambos sistemas estructurales y realizar su comparación.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La estructura propuesta para este documento consta de una edificación diseñada en acero estructural de doce plantas que cumplirá una función residencial. El área de construcción es de aproximadamente  $15700 \text{ m}^2$  que será ubicado en la ciudad de Quito. Para esta edificación se realizará el análisis estructural controlando los parámetros de diseño como son, derivas de piso, ductilidad en elementos, modos de vibración, deflexiones, desempeño estructural (ASCE 41-13), entre otros, que la norma NEC15 impone para un correcto comportamiento debido a que es una zona sísmica. El pre dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales fue realizado en base a los lineamientos que da el código AISC 360-22 y AISC 341-22 manteniendo las secciones dentro del grupo de perfiles de alta ductilidad conforme al tipo de conexión.



*Imagen 1: Vista en elevación de la estructura propuesta (Rodas Et Al, 2021)*



*Imagen 2: Vista en planta de la estructura propuesta (Rodas Et Al, 2021)*

Con el objetivo de obtener datos comparativos, los modelos a evaluar constarán de las siguientes características:

- Estructura con PRM en el perímetro de la estructura: Sistema de entrepiso de vigas y columnas tipo W con losa tipo Deck en sistema compuesto junto con columnas de acero tipo W y conexión precalificada WUF-W.
- Estructura con PRM distribuidos en la planta de la estructura: Sistema de entrepiso de vigas y columnas tipo W con losa tipo Deck en sistema compuesto junto con columnas de acero tipo cajón y conexión precalificada WUF-W.
- Estructura con PRM distribuidos en la planta de la estructura: Sistema de entrepiso de vigas y columnas tipo W con losa tipo Deck en sistema compuesto junto con columnas de acero tipo cajón rellenas de hormigón y conexión Double Split-Tee soldada.

Para completar el diseño y continuar con el análisis de desempeño de la estructura, se abordan temas como el diseño de placas base, conexión simple viga-columna para pórticos gravitacionales.



### 3. EVALUACIÓN DE CARGAS

#### 3.1. CARGA MUERTA

Se toma en cuenta la densidad del hormigón como  $\rho_c = 2.4 \text{ [T/m}^3\text{]}$  y del acero A36  $\rho_s = 7.85 \text{ [T/m}^3\text{]}$  para el cálculo del peso propio de los elementos estructurales. Se propone el uso de losa fundida sobre deck metálico de 75 mm con un espesor total de 11cm.

<b>CARGA MUERTA</b>	
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>[kg/m<sup>2</sup>]</b>
PESO DECK	7.47
PESO LOSETA	203.08
<b>TOTAL</b>	<b>210.55</b>

El peso propio de elementos estructurales como vigas, viguetas, columnas de acero serán añadidos dependiendo del tipo de secciones calculadas y sumadas al cálculo de cargas de demanda. Mientras que, la carga adicional permanente, ha sido escogida en base a la NEC15-SE-CG de cargas no sísmicas para el entrepiso.

<b>CARGA PERMANENTE ENTREPISO</b>	
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>[kg/m<sup>2</sup>]</b>
INSTALACIONES	40.00
MASILLADOS	40.00
ACABADOS DE PISO	60.00
MAMPOSTERÍA	180.00
<b>TOTAL</b>	<b>320.00</b>

Por lo que la carga muerta queda definida como **CM** = 0.55 T/m<sup>2</sup>.

#### 3.2. CARGA VIVA

Debido a que la edificación cumplirá una función residencial, se toma las cargas de diseño NEC15-SE-CG como:

<b>CARGA VIVA</b>	
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>[kg/m<sup>2</sup>]</b>
RESIDENCIAS	200.00

Por lo que la carga viva queda definida como **CV** = 0.20 T/m<sup>2</sup>.

### 3.3. CARGAS SÍSMICAS

Las cargas sísmicas utilizadas en el análisis y diseño sismo resistente de la estructura de acero propuesta, han sido determinadas de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 NEC-SE-DS la cual exige el cálculo del espectro sísmico para la zona de ubicación de la edificación. Los datos de la zona son:

Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, en función de la gravedad <b>Z [g]</b>	0.40
Tipo de suelo	D
Zona geográfica	Sierra
Coefficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto <b>F<sub>a</sub></b>	1.20
Coefficiente de ampliación de suelo para diseño en roca <b>F<sub>d</sub></b>	1.19
Comportamiento no lineal de los suelos <b>F<sub>s</sub></b>	1.28
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico <b>T<sub>o</sub> [s]</b>	0.1269
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico <b>T<sub>C</sub> [s]</b>	0.6981
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico <b>T<sub>L</sub> [s]</b>	2.8560
Relación de ampliación espectral <b>η</b>	2.48
Factor de reducción de resistencia sísmica <b>R</b>	8
Factor por ubicación geográfica para espectro de diseño elástico <b>r</b>	1.00
Coefficiente de importancia estructural <b>I</b>	1.00
Factor de irregularidad en planta <b>ϕ<sub>p</sub></b>	1.00
Factor de irregularidad en elevación <b>ϕ<sub>e</sub></b>	1.00
Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura <b>T, k</b>	1.63

*Ecuación 1: Periodo estructural aproximado*

$$T_a = C_t h_n^a$$

Periodo calculado aproximado de la estructura analizada <b>T<sub>E</sub> [s]</b>	1.7508
Coefficiente que depende del tipo de edificio <b>C<sub>t</sub></b>	0.072
Altura máxima de la estructura <b>h</b>	54.00
Impedancia del semi espacio <b>α</b>	0.80

*Ecuación 2: Cortante Basal*

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_e} W_T$$

Cortante basal <b>V [T]</b>	0.0611*W
-----------------------------	----------

Con estos valores es posible realizar el espectro elástico de diseño de aceleraciones, junto con espectro inelástico de aceleraciones al dividir el espectro elástico para el factor de reducción de resistencia sísmica **R** para un comportamiento de disipación de energía para pórticos sismorresistentes de acero en ambas direcciones.

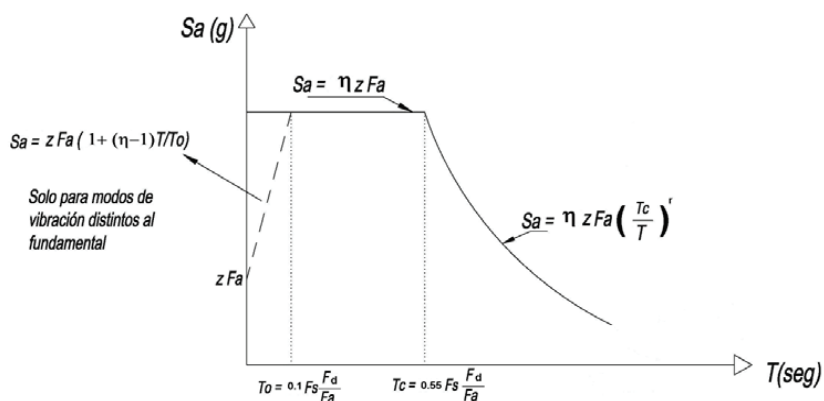


Imagen 3: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones NEC15-SE-DS

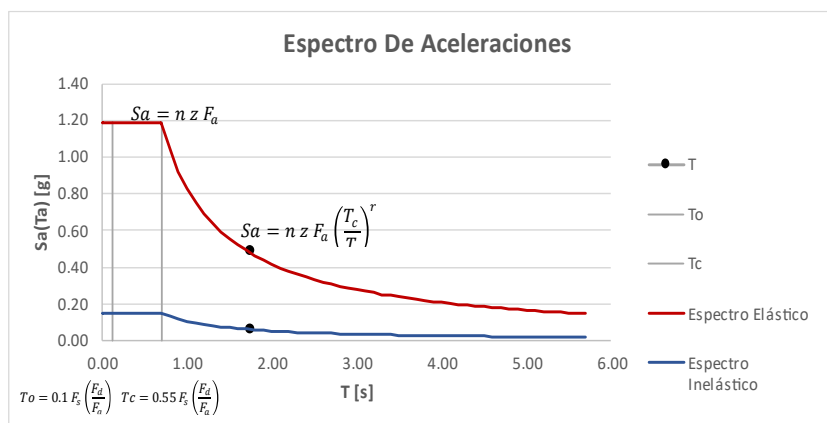


Imagen 4: Espectro elástico e inelástico de diseño en aceleraciones para suelo Tipo D

Tabla 1: Datos de espectro de aceleraciones elástico e inelástico NEC15-SE-DS

T [s]	Sa	Sa/R
0.00	1.1904	0.1488
0.10	1.1904	0.1488
0.20	1.1904	0.1488
0.30	1.1904	0.1488
0.40	1.1904	0.1488
0.50	1.1904	0.1488
0.60	1.1904	0.1488
0.70	1.1872	0.1484
0.80	1.0388	0.1299
0.90	0.9234	0.1154
1.00	0.8311	0.1039
1.10	0.7555	0.0944
1.20	0.6925	0.0866
1.30	0.6393	0.0799
1.40	0.5936	0.0742
1.50	0.5540	0.0693
1.60	0.5194	0.0649
1.70	0.4889	0.0611
1.80	0.4617	0.0577
1.90	0.4374	0.0547
2.00	0.4155	0.0519
2.10	0.3957	0.0495
2.20	0.3778	0.0472
2.30	0.3613	0.0452
2.40	0.3463	0.0433
2.50	0.3324	0.0416

### 3.4.COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga para resistencia que el ACI318-19 indica en la Tabla 5.3.1. que deben ser utilizadas para el diseño estructural son varias, debido a las cargas consideradas las combinaciones utilizadas serán:

*Ecuación 3: Combinaciones de carga para resistencia última según ACI318-19 (5.3.1)*

$$U_1 = 1.4D$$

$$U_2 = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U_3 = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$$

$$U_4 = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U_5 = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U_7 = 0.9D + 1.0E$$

*Imagen 5: Combinaciones de carga utilizadas para el diseño de elementos estructurales*

Por lo que la combinación de carga de diseño para elementos estructurales de entrepiso se define como:

$$C_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$= 1.2 * 0.55 + 1.6 * 0.2$$

$$= 0.98 \frac{T}{m^2}$$

## 4. MODELO ESTRUCTURAL

### 4.1. DEFINICIONES

#### *Materiales*

El acero estructural A992 Gr 50 considerado tiene un límite de fluencia de  $3515 \text{ kg/cm}^2$  que cumple con la norma ASTM A992 y el hormigón con una resistencia a compresión máxima de  $210 \text{ kg/m}^2$  a los 28 días.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: 210kg/cm2  
 Material Type: Concrete  
 Directional Symmetry Type: Isotropic  
 Material Display Color: [Color Selection]  
 Material Notes: [Modify/Show Notes...]

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m³  
 Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf·s³/m⁴

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2196275.52 tonf/m²  
 Poisson's Ratio, U: 0.2  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C  
 Shear Modulus, G: 915114.8 tonf/m²

**Design Property Data**

[Modify/Show Material Property Design Data...]

**Advanced Material Property Data**

[Nonlinear Material Data...]  
 [Material Damping Properties...]  
 [Time Dependent Properties...]

**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)  
 User Specified

[OK] [Cancel]

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: 210kg/cm2  
 Material Type: Concrete, Isotropic  
 Grade: Fc 4000 psi

**Design Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100 tonf/m²  
 Lightweight Concrete  
 Shear Strength Reduction Factor: [Field]

[OK] [Cancel]

Imagen 6: Hormigón definido en programa de cálculo

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: A992Fy50  
 Material Type: Steel  
 Directional Symmetry Type: Isotropic  
 Material Display Color: [Color Selection]  
 Material Notes: [Modify/Show Notes...]

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³  
 Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf·s³/m⁴

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20394323.84 tonf/m²  
 Poisson's Ratio, U: 0.3  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C  
 Shear Modulus, G: 7843970.71 tonf/m²

**Design Property Data**

[Modify/Show Material Property Design Data...]

**Advanced Material Property Data**

[Nonlinear Material Data...]  
 [Material Damping Properties...]  
 [Time Dependent Properties...]

[OK] [Cancel]

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: A992Fy50  
 Material Type: Steel, Isotropic  
 Grade: Grade 50

**Design Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 35153.48 tonf/m²  
 Minimum Tensile Strength, Fu: 45699.53 tonf/m²  
 Expected Yield Stress, Fye: 38668.83 tonf/m²  
 Effective Tensile Strength, Fue: 50269.48 tonf/m²

[OK] [Cancel]

Imagen 7: Acero estructural definido en el programa de cálculo

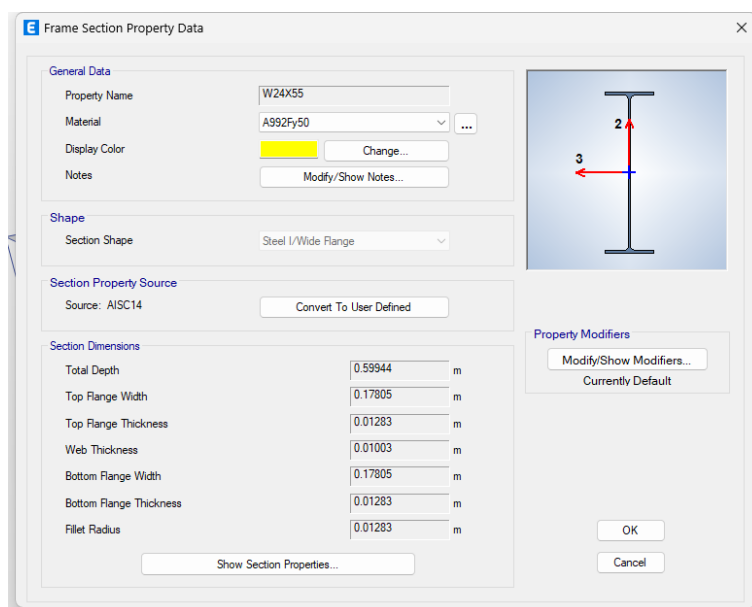
Donde el módulo de elasticidad dinámico del hormigón (NEC15-SE-HM) se calcula como:

*Ecuación 4: Módulo de elasticidad NEC-SE-HM*

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} \text{ [MPa]}$$

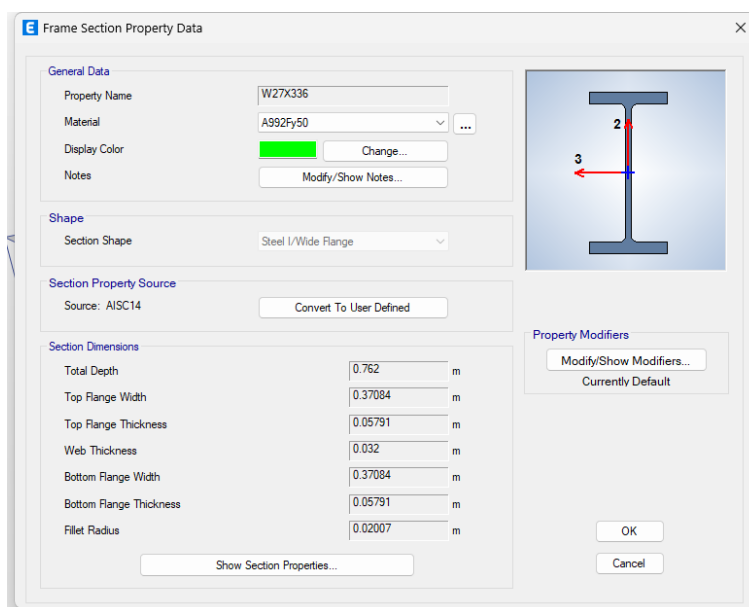
### *Perfiles Estructurales*

#### *Perfiles de Acero Tipo W para elementos Tipo Viga*



*Imagen 8: Definición de perfil de acero Tipo W en programa de cálculo.*

#### *Perfiles de Acero Tipo W para elementos Tipo Columna*



*Imagen 9: Definición de perfil de acero Tipo W en programa de cálculo.*

## Columnas de Acero tipo Cajón

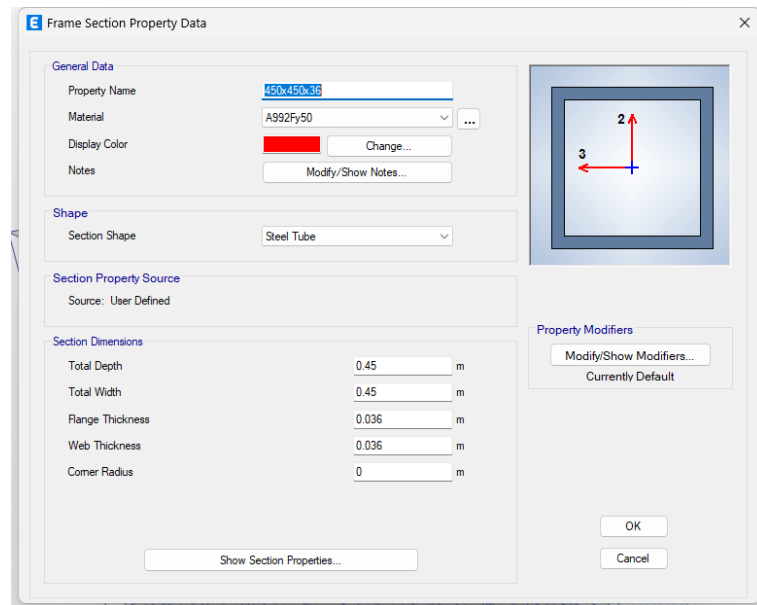


Imagen 10: Definición de perfil de acero Tipo Cajón en programa de cálculo.

## Columnas de Acero tipo Cajón Rellenas de Hormigón

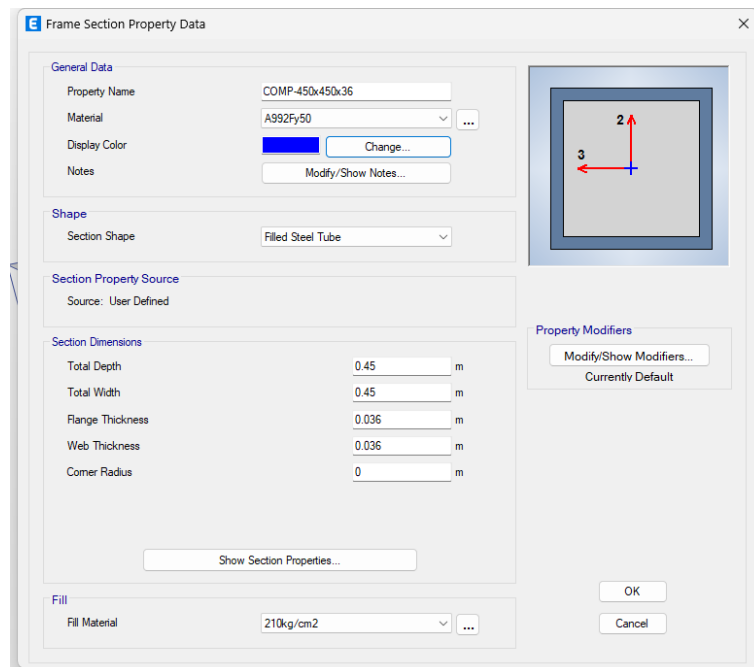


Imagen 11: Definición de perfil de acero Tipo Cajón Rellena de Hormigón en programa de cálculo.

## Deck

El sistema de entrepiso tendrá un espesor de 11 cm de hormigón fundido sobre deck metálico de 75 mm. Este sistema funcionará como sistema compuesto con las vigas secundarias transmitiendo las cargas y sirviendo de apoyo para evitar pandeos laterales torsionales mediante conectores de corte. Para el modelo estructural se define una placa tipo membrana para aportar solo como transmisión de cargas durante el diseño.

Property Name	Value	Unit
Slab Depth, tc	0.06	m
Rib Depth, hr	0.055	m
Rib Width Top, wrt	0.18	m
Rib Width Bottom, wrb	0.13	m
Rib Spacing, sr	0.3	m
Deck Shear Thickness	0.00075	m
Deck Unit Weight	0.011	tonf/m <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	0.019	m
Shear Stud Height, hs	0.075	m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	45887.23	tonf/m <sup>2</sup>

*Imagen 12: Definición de Deck en programa de cálculo*

*Imagen 13: Definición de membrana en programa de cálculo*



## Espectro de Diseño

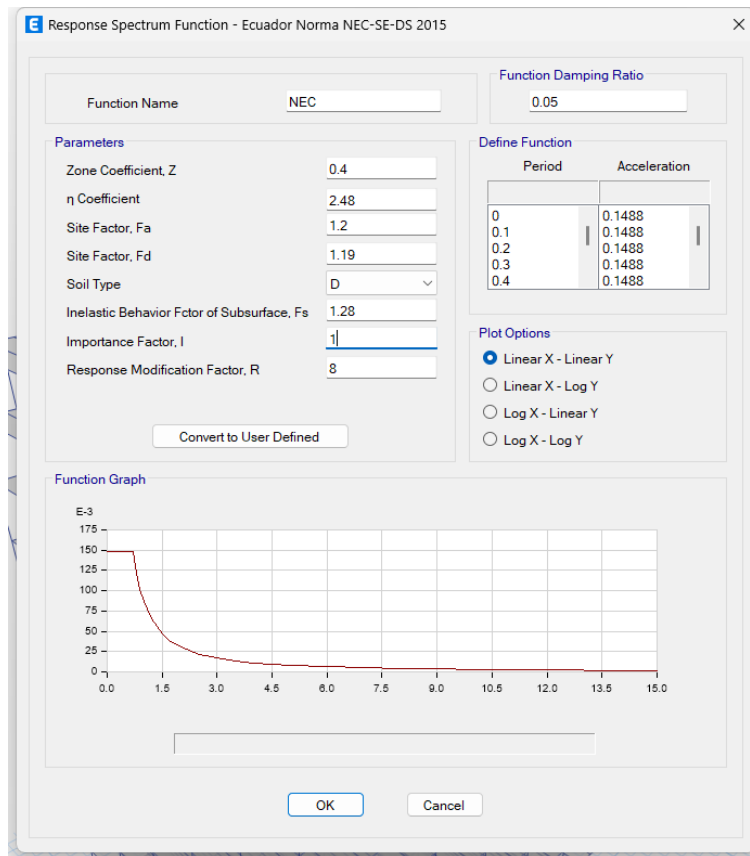


Imagen 14: Definición de Espectro de Aceleraciones de diseño en programa de cálculo

## Patrones de Carga

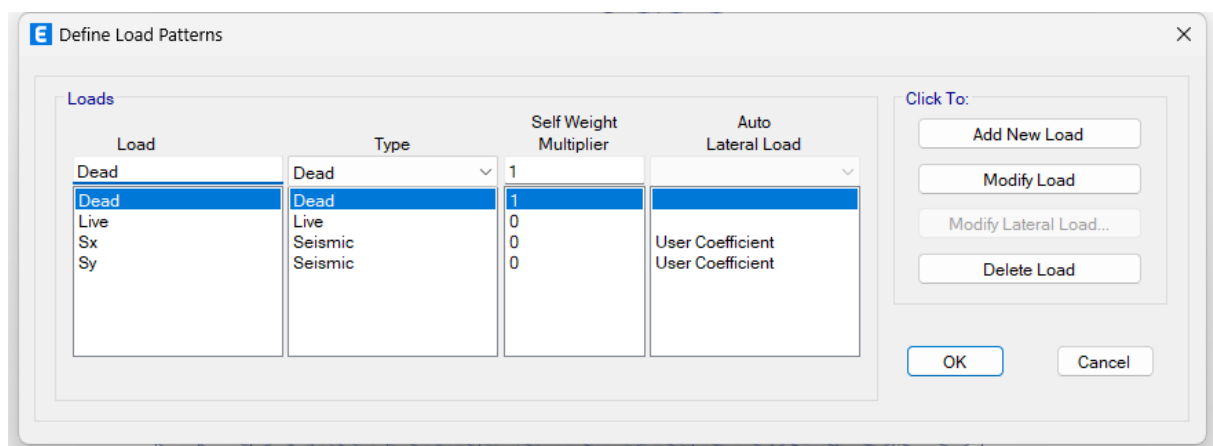


Imagen 15: Definición de Patrones de carga en programa de cálculo

## Combinaciones de Carga

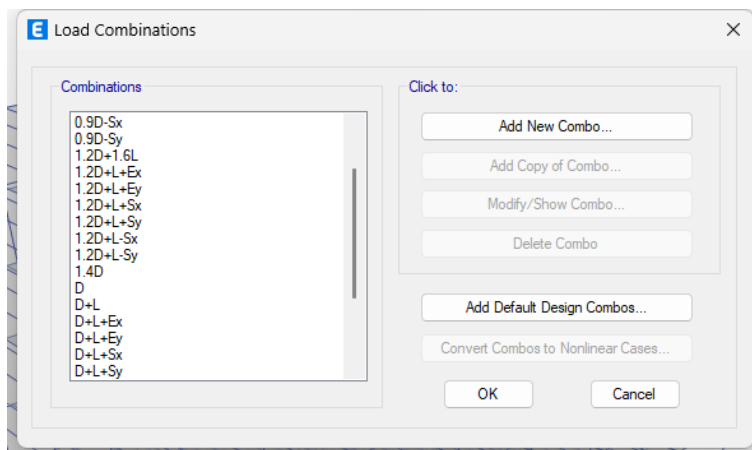


Imagen 16: Definición de combinaciones de carga últimas y de servicio en programa de cálculo

## Masa Reactiva

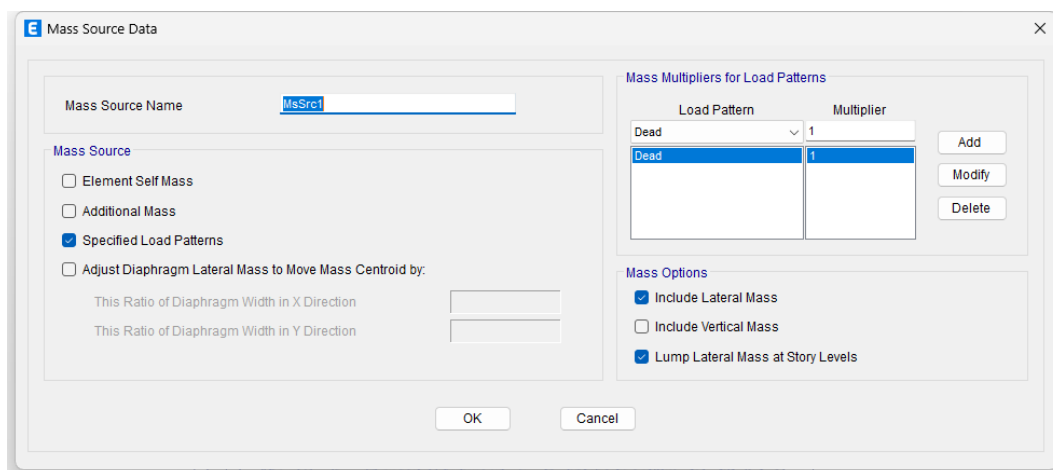


Imagen 17: Definición de masa reactiva en programa de cálculo

## Cortante Basal Estático

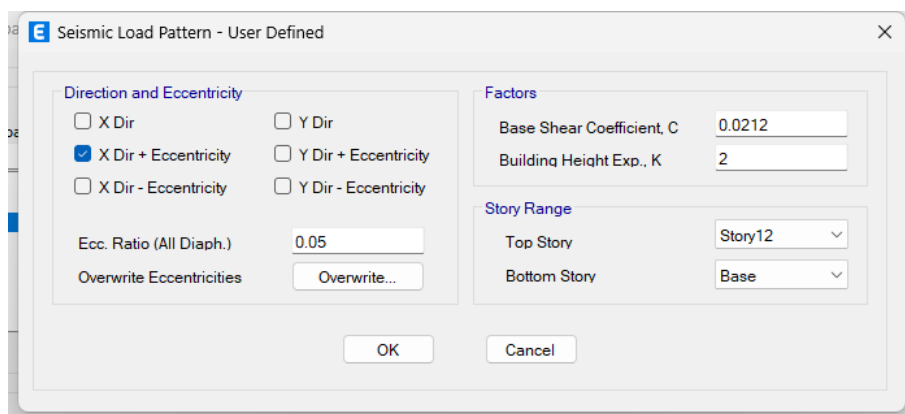


Imagen 18: Definición de fuerzas sísmicas en sentido X para análisis estático en programa de cálculo

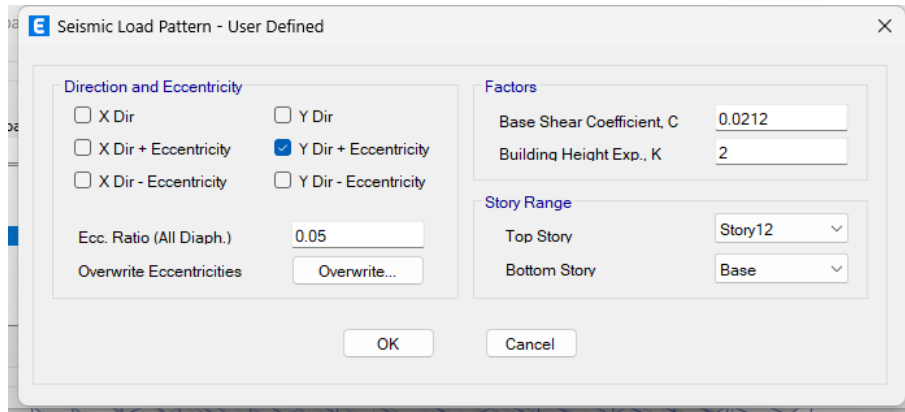


Imagen 19: Definición de fuerzas sísmicas en sentido Y para análisis estático en programa de cálculo

### Cortante Basal Dinámico

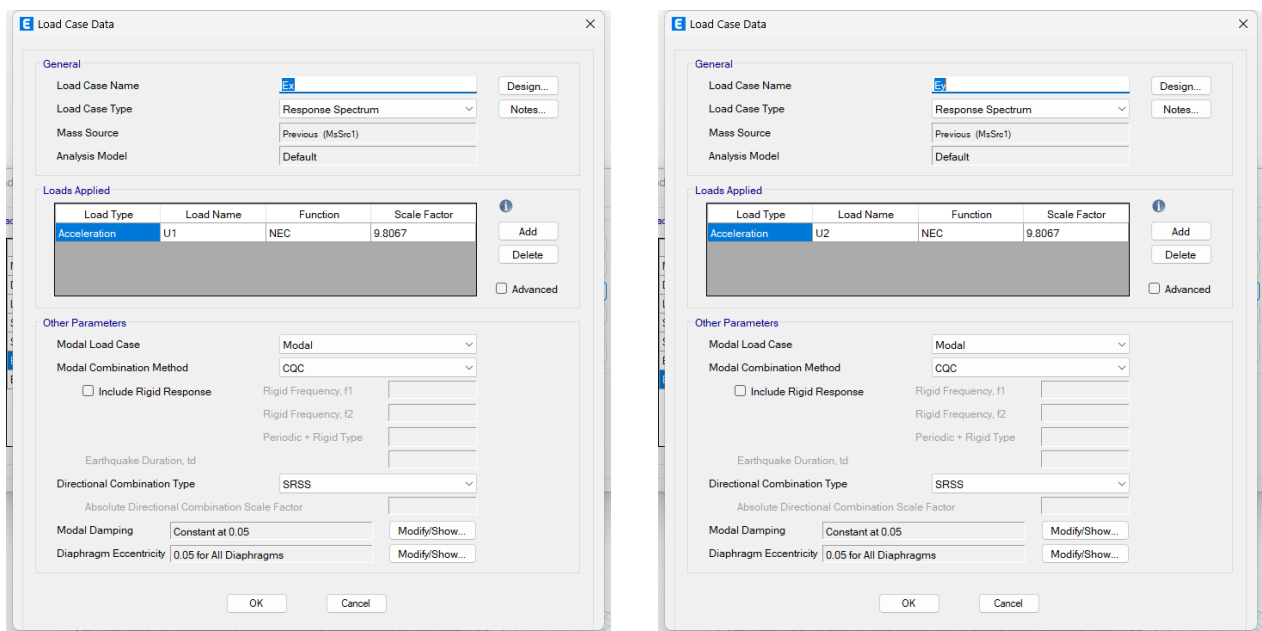


Imagen 20: Ingreso de espectro en sentido XY para análisis dinámico

## Cargas para Push Over

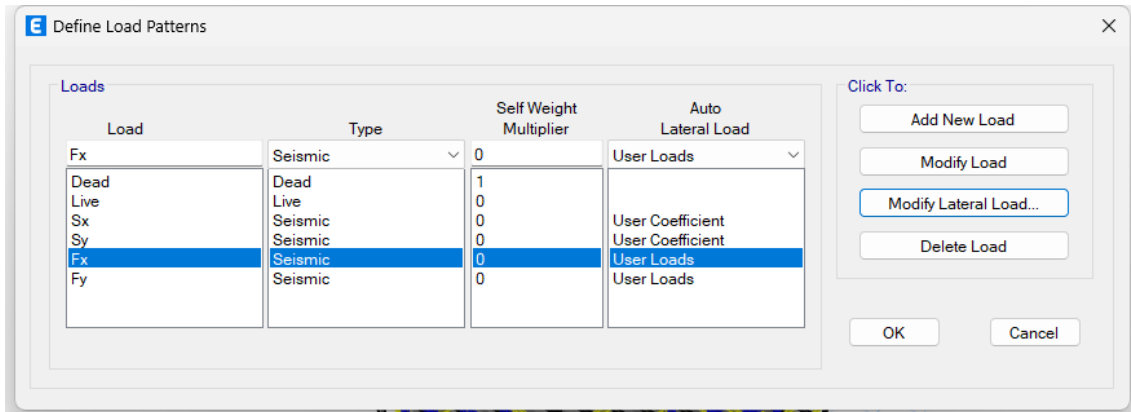


Imagen 21: Definición de patrón de cargas laterales para AENL

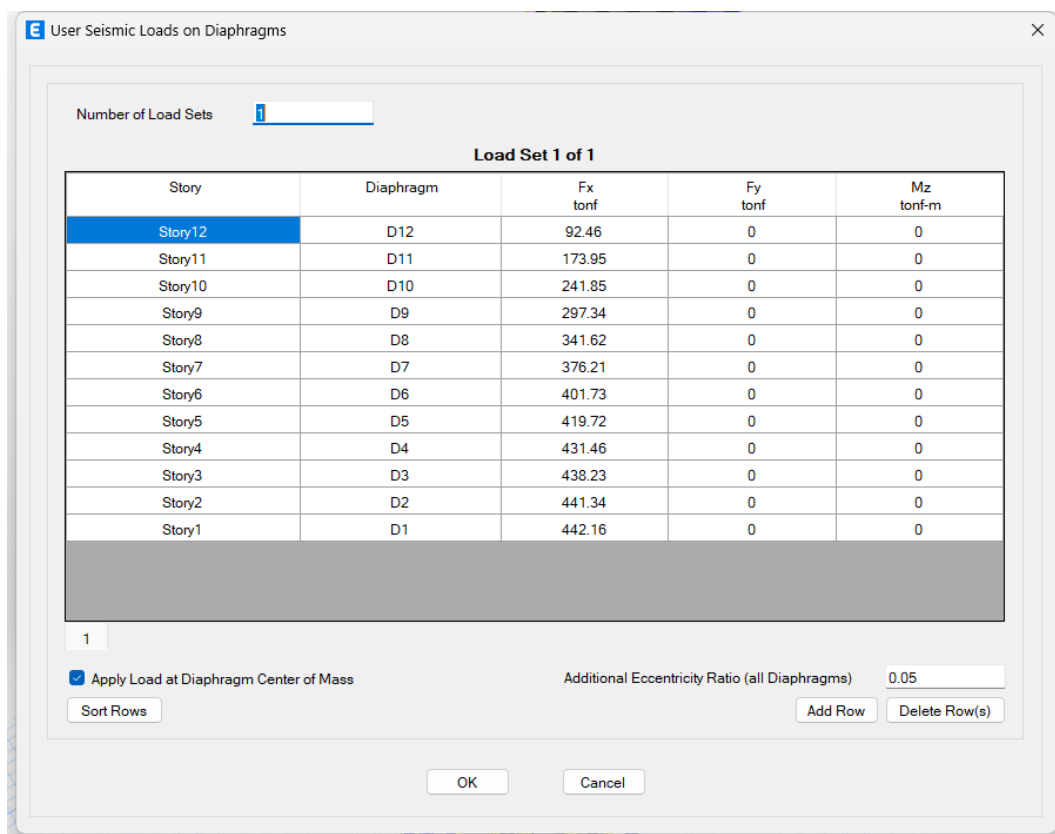


Imagen 22: Definición de cargas laterales en base a distribución del cortante basal en sentido X

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: CGNL [Design...]  
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]  
 Mass Source: MsSrc1  
 Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)  
 Nonlinear Case: [ ]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
 Geometric Nonlinearity Option: None  
 Load Application: Full Load [Modify/Show...]  
 Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]  
 Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]  
 Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

*Imagen 23: Definición de carga gravitacional no lineal para análisis Push Over*

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: PUSH X [Design...]  
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]  
 Mass Source: MsSrc1  
 Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)  
 Nonlinear Case: CGNL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
 Geometric Nonlinearity Option: P-Delta  
 Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]  
 Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]  
 Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]  
 Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

*Imagen 24: Definición de caso de cargas para análisis Push Over en setnido X*

Rótulas Plásticas

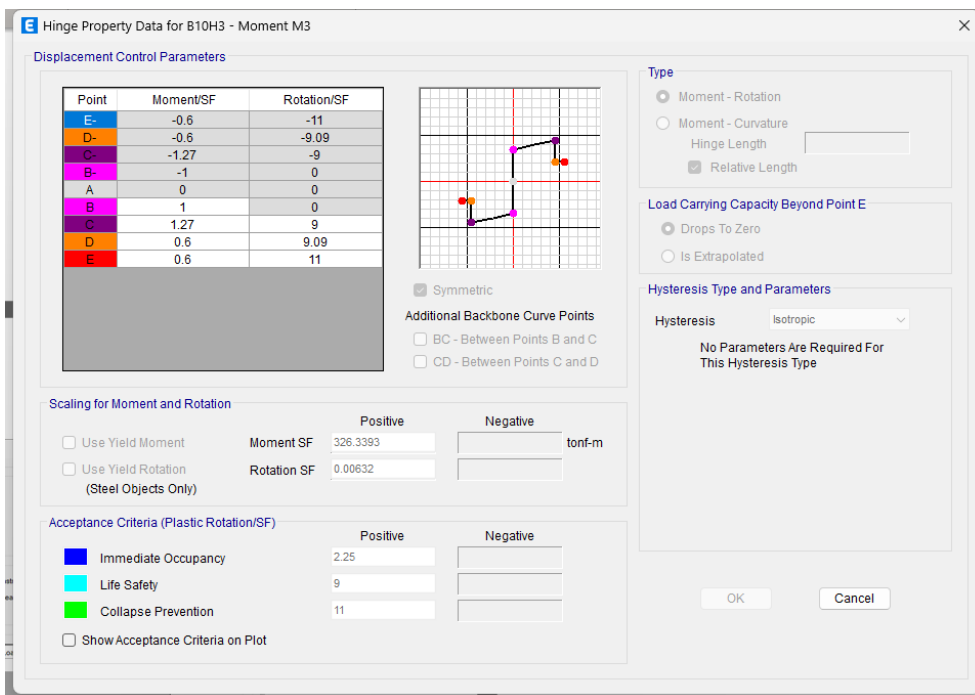


Imagen 25: Definición de rótula para viga de acero

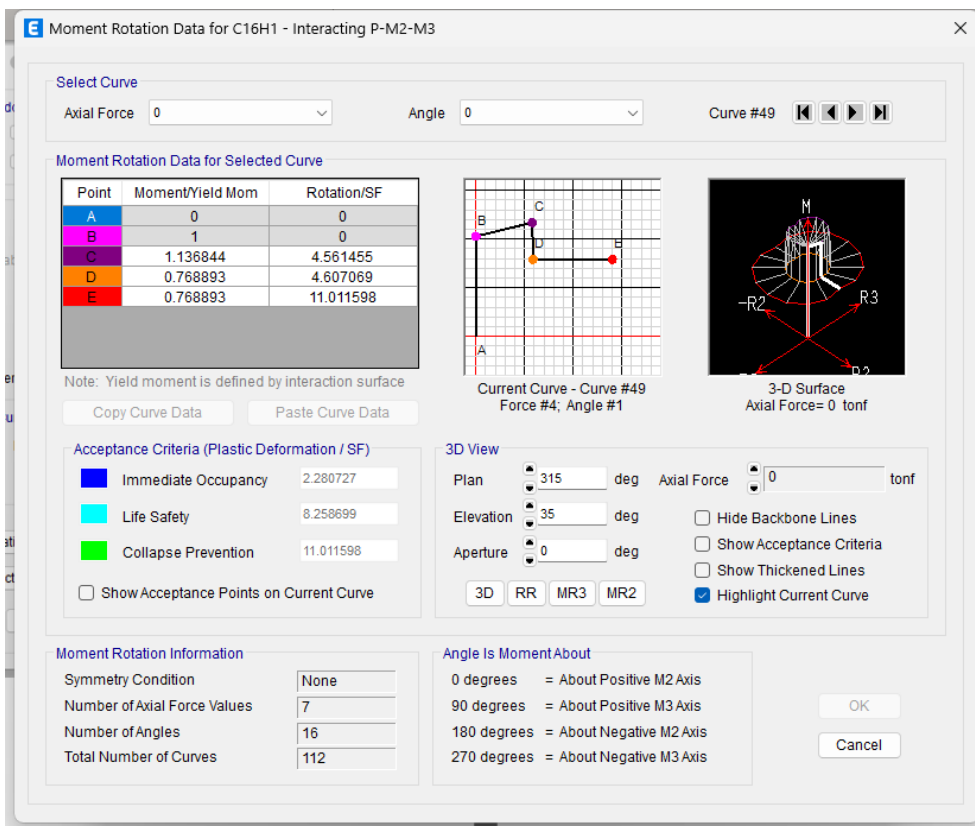


Imagen 26: Definición de rótula plástica para columnas, ingreso de rotaciones plásticas y límites de aceptación para interacción P-M2-M3

**P-M2-M3 Interaction Surface Definition for C28H3**

**User Interaction Surface Options**

Circular Symmetry  
 Doubly Symmetric about M2 and M3  
 No Symmetry

Number of Curves: 16  
 Number of Points on Each Curve: 11

**Scale Factors (Same for All Curves)**

P, tonf	M2, tonf-m	M3, tonf-m
2619.4961	176.7935	836.4425


Include Scale Factors in Plots

**First and Last Points (Same for All Curves)**

Point	P	M2	M3
1	-0.872953	0	0
11	1	0	0

**Interaction Surface Requirements - No Symmetry**

1. A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
2. P (tension positive) increases monotonically.
3. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in



**Interaction Curve Data**

Current Curve: 1

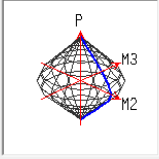
Point	P/SF	M2/SF	M3/SF
1	-0.872953	0	0
2	-0.698362	0.225	0
3	-0.523772	0.45	0
4	-0.349181	0.675	0
5	-0.174591	0.9	0
6	0	1	0
7	0.2	0.9	0
8	0.4	0.675	0
9	0.6	0.45	0
10	0.8	0.225	0
11	1	0	0

**3D Plot**

Plan, deg: 315  
 Elevation, deg: 25  
 Aperture, deg: 0

Show All Lines  
 Hide P Direction Lines  
 Hide M2-M3 Lines

Highlight Current Curve



OK Cancel

**Imagen 27: Definición de rótula plástica para columna, ingreso de diagrama de interacción**







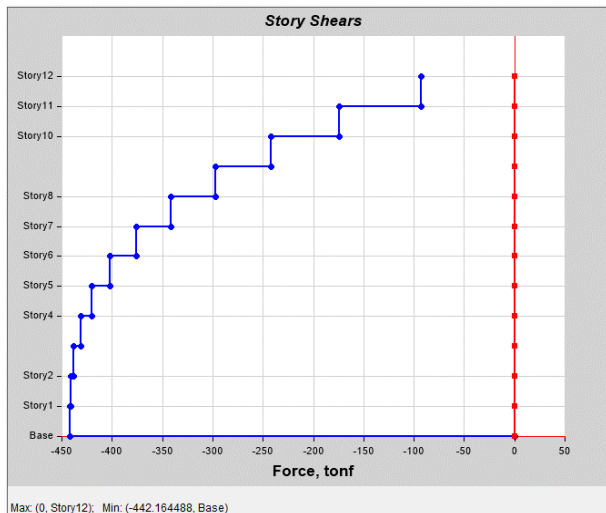


Imagen 31: Cortante basal estático sismo en sentido X

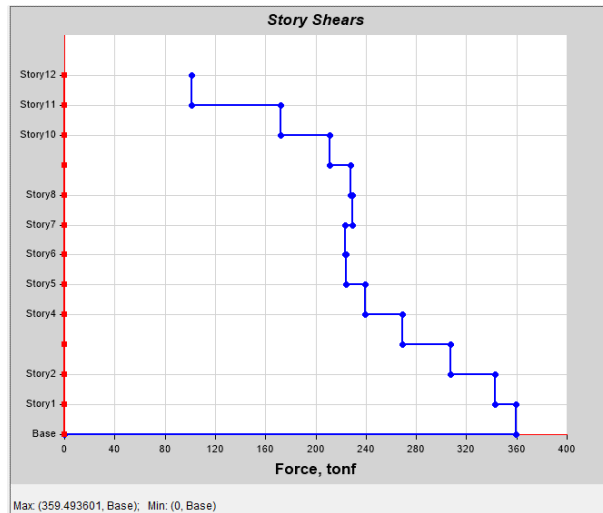


Imagen 33: Cortante basal dinámico sismo en sentido X

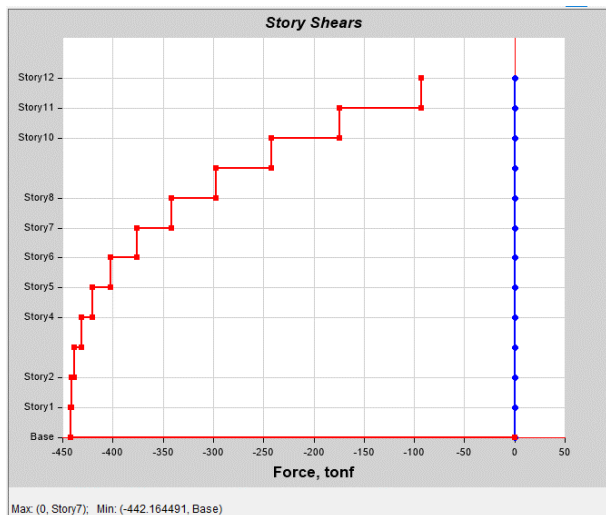


Imagen 32: Cortante basal estático sismo en sentido Y

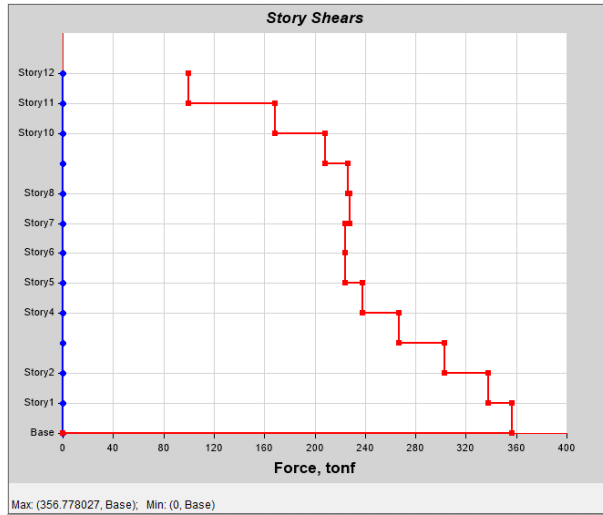


Imagen 34: Cortante basal dinámico sismo en sentido Y

*Tabla 2: Distribución de cortante basal estático en elevación*

NIVEL	ELEVACIÓN	UBICACIÓN	SISMO X		SISMO Y	
			X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR
PISO	m		T	T	T	T
STORY12	54.00	TOP	-92.46	0.00	0.00	-92.46
		BOTTOM	-92.46	0.00	0.00	-92.46
STORY11	49.50	TOP	-173.95	0.00	0.00	-173.95
		BOTTOM	-173.95	0.00	0.00	-173.95
STORY10	45.00	TOP	-241.85	0.00	0.00	-241.85
		BOTTOM	-241.85	0.00	0.00	-241.85
STORY9	40.50	TOP	-297.34	0.00	0.00	-297.34
		BOTTOM	-297.34	0.00	0.00	-297.34
STORY8	36.00	TOP	-341.62	0.00	0.00	-341.62
		BOTTOM	-341.62	0.00	0.00	-341.62
STORY7	31.50	TOP	-376.21	0.00	0.00	-376.21
		BOTTOM	-376.21	0.00	0.00	-376.21
STORY6	27.00	TOP	-401.73	0.00	0.00	-401.73
		BOTTOM	-401.73	0.00	0.00	-401.73
STORY5	22.50	TOP	-419.72	0.00	0.00	-419.72
		BOTTOM	-419.72	0.00	0.00	-419.72
STORY4	18.00	TOP	-431.46	0.00	0.00	-431.46
		BOTTOM	-431.46	0.00	0.00	-431.46
STORY3	13.50	TOP	-438.23	0.00	0.00	-438.23
		BOTTOM	-438.23	0.00	0.00	-438.23
STORY2	9.00	TOP	-441.34	0.00	0.00	-441.34
		BOTTOM	-441.34	0.00	0.00	-441.34
STORY1	4.50	TOP	-442.16	0.00	0.00	-442.16
		BOTTOM	-442.16	0.00	0.00	-442.16
BASE	0	Top	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOTTOM	0.00	0.00	0.00	0.00

*Tabla 3: Distribución de cortante basal dinámico en elevación*

NIVEL	ELEVACIÓN	UBICACIÓN	SISMO X		SISMO Y	
			X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR
PISO	m		T	T	T	T
STORY12	54.00	TOP	101.32	0.00	0.00	100.02
		BOTTOM	101.33	0.00	0.00	100.03
STORY11	49.50	TOP	172.09	0.00	0.00	168.73
		BOTTOM	172.10	0.00	0.00	168.74
STORY10	45.00	TOP	210.91	0.00	0.00	208.11
		BOTTOM	210.92	0.00	0.00	208.12
STORY9	40.50	TOP	227.60	0.00	0.00	226.24
		BOTTOM	227.61	0.00	0.00	226.24
STORY8	36.00	TOP	229.49	0.00	0.00	228.11
		BOTTOM	229.49	0.00	0.00	228.11
STORY7	31.50	TOP	223.75	0.00	0.00	224.11
		BOTTOM	223.75	0.00	0.00	224.11
STORY6	27.00	TOP	224.01	0.00	0.00	224.42
		BOTTOM	224.01	0.00	0.00	224.42
STORY5	22.50	TOP	239.65	0.00	0.00	237.97
		BOTTOM	239.65	0.00	0.00	237.97
STORY4	18.00	TOP	269.14	0.00	0.00	266.95
		BOTTOM	269.15	0.00	0.00	266.95
STORY3	13.50	TOP	307.35	0.00	0.00	303.20
		BOTTOM	307.36	0.00	0.00	303.21
STORY2	9.00	TOP	342.67	0.00	0.00	338.05
		BOTTOM	342.68	0.00	0.00	338.05
STORY1	4.50	TOP	359.49	0.00	0.00	356.78
		BOTTOM	359.49	0.00	0.00	356.78
BASE	0	Top	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOTTOM	0.00	0.00	0.00	0.00

En base a la norma NEC15, se exige que la relación entre el cortante basal dinámico y cortante basal estático obtenido mediante el programa de cálculo debe ser mayor al 80% del mínimo calculado para asegurar un buen comportamiento sísmico en estructuras regulares.

$$V_{min} = 442.03 * 0.80 T$$

$$V_{min} = 353.62 T$$

Entonces:

$$\frac{E_x}{S_x} = \frac{320.9755}{442.1645} = 73\% < 80\% \rightarrow NO$$

$$\frac{E_y}{S_y} = \frac{318.5508}{442.1645} = 72\% < 80\% \rightarrow NO$$

Por lo que se deben ajustar los valores en la definición del programa con un factor de 1.12% para el sentido X junto con un factor de 1.11% en el sentido Y para que el cortante basal dinámico sea igual al estático obteniendo como resultado:

$$\frac{E_x}{S_x} = \frac{359.4936}{442.1645} = 81\% \geq 80\% \rightarrow OK$$

$$\frac{E_y}{S_y} = \frac{356.778}{442.1645} = 81\% \geq 80\% \rightarrow OK$$

## Derivas

Con ayuda de la herramienta de cálculo estructural se puede obtener las derivas máximas de toda la edificación considerando el efecto de periodo altos.

**Tabla 4: Derivas elásticas máximas de piso por sismo estático  $S_{xy}$**

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
STORY12	54.00	0.00148	0.0015
STORY11	49.50	0.00180	0.0018
STORY10	45.00	0.00212	0.0022
STORY9	40.50	0.00239	0.0025
STORY8	36.00	0.00259	0.0027
STORY7	31.50	0.00273	0.0028
STORY6	27.00	0.00281	0.0029
STORY5	22.50	0.00282	0.0029
STORY4	18.00	0.00277	0.0028
STORY3	13.50	0.00260	0.0027
STORY2	9.00	0.00222	0.0024
STORY1	4.50	0.00121	0.0014
BASE	0.00	0.00000	0.0000

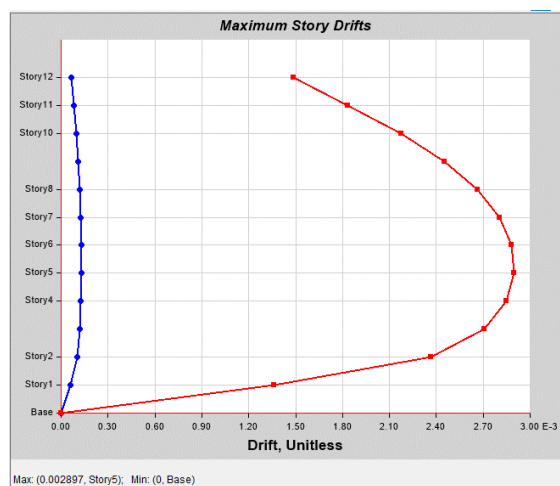
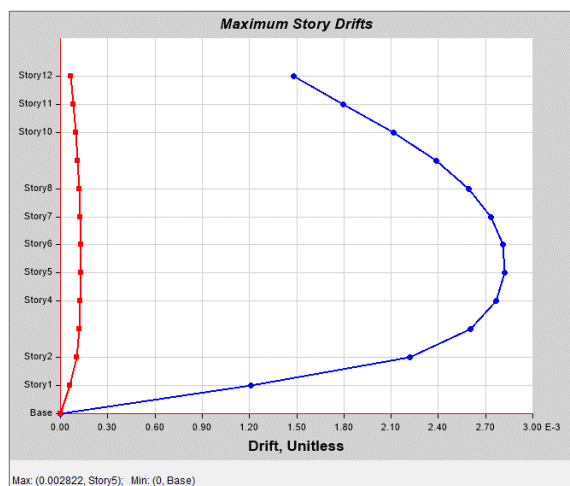
**Tabla 5: Derivas elásticas máximas de piso por sismo dinámico  $E_{xy}$**

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
STORY12	54.00	0.00105	0.0010
STORY11	49.50	0.00129	0.0013
STORY10	45.00	0.00148	0.0015
STORY9	40.50	0.00157	0.0016
STORY8	36.00	0.00158	0.0016
STORY7	31.50	0.00154	0.0016
STORY6	27.00	0.00151	0.0016
STORY5	22.50	0.00153	0.0016
STORY4	18.00	0.00159	0.0016
STORY3	13.50	0.00165	0.0017
STORY2	9.00	0.00155	0.0017
STORY1	4.50	0.00090	0.0010
BASE	0.00	0.00000	0.0000

Para cumplir con el límite de derivas según NEC-SE-DS no debe excederse en un 2% con los requerimientos de desplazamientos laterales de la expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_e$$

$\Delta$	$E_x$	$E_y$	$S_x$	$S_y$
$\Delta_e$	0.00165	0.00172	0.00282	0.00290
$\Delta_i$	0.99%	1.03%	1.69%	1.74%
$\Delta_{max}$	OK	OK	OK	OK



**Imagen 35: Derivas máximas en XY**

### *Modos de vibración*

Para un correcto desempeño sísmico, la norma ecuatoriana de la construcción recomienda que los dos primeros modos de vibración sean de características traslacionales con un porcentaje de torsión menor al 20%, mientras que los siguientes modos de vibración en adelante pueden ser torsionales siempre y cuando existan un porcentaje mayor al 90% de participación de masa. Para la edificación analizada se evidencia que los dos primeros modos de vibración son traslacionales y del tercero en adelante, presentan torsión en planta.

*Tabla 6: Periodos de vibración de la estructura*

MODO	PERIODO	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2.331	0.00	0.7756	0.00	0.00	0.7756	0.00	0.2272	0.00	0.00	0.2272	0.00	0.00
2	2.320	0.77	0.00	0.00	0.77	0.7756	0.00	0.00	0.233	0.00	0.2272	0.233	0.00
3	1.440	0.00	0.00	0.00	0.77	0.7756	0.00	0.00	0.00	0.7763	0.2272	0.233	0.7763
4	0.728	0.00	0.1231	0.00	0.77	0.8987	0.00	0.4972	0.00	0.00	0.7244	0.233	0.7763
5	0.717	0.1235	0.00	0.00	0.8934	0.8987	0.00	0.00	0.4818	0.00	0.7244	0.7148	0.7763
6	0.450	0.00	0.00	0.00	0.8934	0.8987	0.00	5.88E-07	0.00	0.1229	0.7244	0.7148	0.8992
7	0.392	0.00	0.0393	0.00	0.8934	0.938	0.00	0.0811	0.00	0.00	0.8055	0.7148	0.8992
8	0.381	0.0405	0.00	0.00	0.934	0.938	0.00	0.00	0.0823	0.00	0.8055	0.7971	0.8992
9	0.260	0.00	0.0216	0.00	0.934	0.9595	0.00	0.0738	0.00	0.00	0.8793	0.7971	0.8992
10	0.249	0.0226	0.00	0.00	0.9566	0.9595	0.00	0.00	0.0748	1.70E-06	0.8793	0.8718	0.8992
11	0.243	1.32E-06	0.00	0.00	0.9566	0.9595	0.00	9.64E-07	4.13E-06	0.0392	0.8793	0.8718	0.9384
12	0.187	0.00	0.0136	0.00	0.9566	0.9731	0.00	0.0362	0.00	0.00	0.9155	0.8718	0.9384

Por lo que se ha verificado un correcto comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas.

### *Índice de Estabilidad*

Los efectos  $\mathbf{P\Delta}$  corresponden a efectos de segundo orden adicionales en las dos direcciones principales de la estructura, produciendo así, un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. En orden para saber si deben ser considerados, se procede a calcular el índice de estabilidad  $\mathbf{Q_i}$  el cual indica si la estructura tiende a sufrir volcamiento. Si el coeficiente de estabilidad es menor a 0.10 no se necesita considerar los efectos  $\mathbf{P\Delta}$ , mientras que si  $0.10 < \mathbf{Q_i} < 0.30$  debe calcularse un factor de mayoración que puede ser implementado sobre las cargas de diseño o directamente sobre las derivas de piso calculadas, fuerzas internas

y momentos de diseño. En caso de que este factor sea mayor a 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse a menos que se demuestre mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en las normativas de diseño de estructuras de acero (NEC15, 2015).

*Ecuación 5: Índice de estabilidad para consideración de efectos de segundo orden PA – NEC15 (6.3.8)*

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i H_i}$$

Donde:

**P<sub>i</sub>**: Suma de cargas verticales de piso de análisis por combinación de servicio (D+L) y pisos superiores.

**Δ<sub>i</sub>**: Desplazamiento de piso calculado en el centro de masa.

**V<sub>i</sub>**: Cortante sísmico de piso.

**H<sub>i</sub>**: Altura de piso considerado.

*Ecuación 6: Factor de mayoración para derivas de piso, fuerzas internas, momentos de diseño NEC15 (6.3.8)*

$$f_{P\Delta} = \frac{1}{1 - Q_t}$$

Con ayuda de programa de cálculo se obtiene los siguientes datos:

*Tabla 7: Datos de estructura para cálculo de índices de estabilidad  $Q_i$  en sentido X*

<b>PISO N°</b>	<b>Pi T</b>	<b><math>\Delta i</math> (Ex) cm</b>	<b>Vi (Ex) T</b>	<b>Hi m</b>	<b>Qi cte</b>	<b><math>f_{PA}</math> cte</b>
12	1017.07	6.26	101.04	4.50	0.14	1.16
11	2099.02	5.91	171.62	4.50	0.16	1.19
10	3180.97	5.51	210.42	4.50	0.19	1.23
9	4262.91	5.06	227.28	4.50	0.21	1.27
8	5344.86	4.59	229.50	4.50	0.24	1.31
7	6433.93	4.11	224.23	4.50	0.26	1.35
6	7515.88	3.60	224.97	4.50	0.27	1.36
5	8597.82	3.05	241.01	4.50	0.24	1.32
4	9679.77	2.45	270.86	4.50	0.19	1.24
3	10761.71	1.78	309.48	4.50	0.14	1.16
2	11843.66	1.07	345.31	4.50	0.08	0.00
1	12925.61	0.39	362.65	4.50	0.03	0.00

*Tabla 8: Datos de estructura para cálculo de índices de estabilidad  $Q_i$  en sentido Y*

<b>PISO N°</b>	<b>Pi T</b>	<b><math>\Delta i</math> (Ey) cm</b>	<b>Vi (Ey) T</b>	<b>Hi m</b>	<b>Qi cte</b>	<b><math>f_{PA}</math> cte</b>
12	1017.07	6.26	99.72	4.50	0.14	1.17
11	2099.02	5.92	168.21	4.50	0.16	1.20
10	3180.97	5.52	207.55	4.50	0.19	1.23
9	4262.91	5.08	225.83	4.50	0.21	1.27
8	5344.86	4.62	228.03	4.50	0.24	1.32
7	6433.93	4.14	224.49	4.50	0.26	1.36
6	7515.88	3.64	225.28	4.50	0.27	1.37
5	8597.82	3.10	239.24	4.50	0.25	1.33
4	9679.77	2.50	268.59	4.50	0.20	1.25
3	10761.71	1.84	305.27	4.50	0.14	1.17
2	11843.66	1.13	340.65	4.50	0.09	0.00
1	12925.61	0.43	359.95	4.50	0.03	0.00

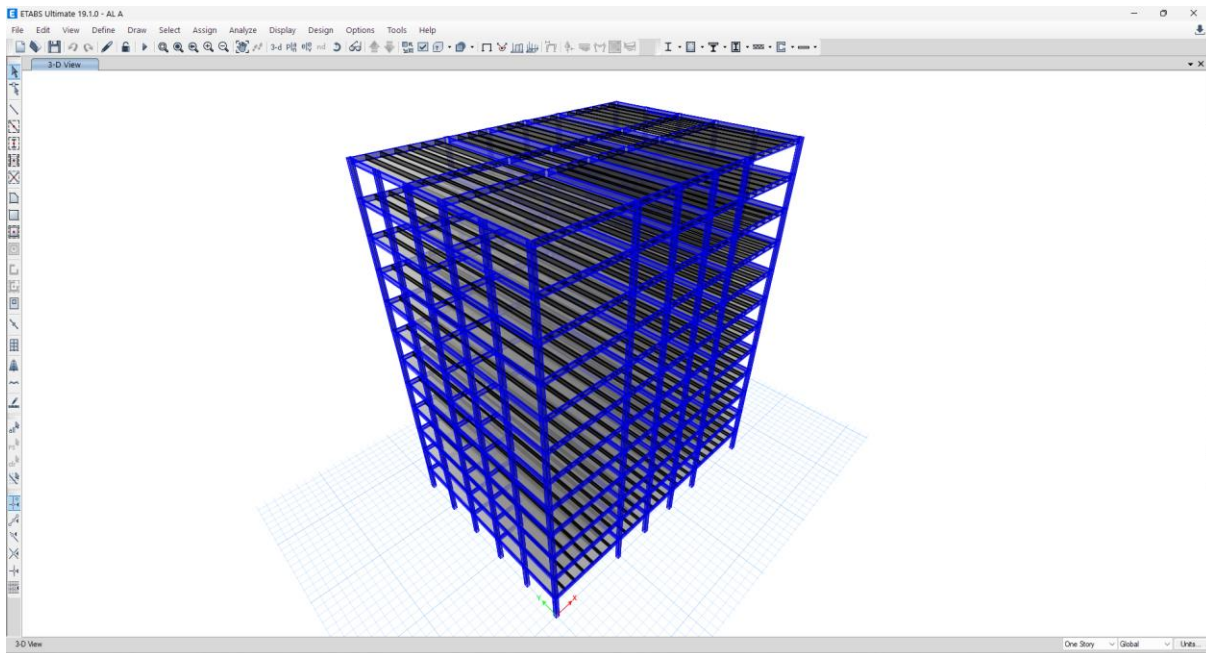
Como se puede observar se debe incluir los efectos  $P\Delta$  en el análisis, por lo que se toma en cuenta el factor de mayoración de 1.37 siendo el máximo calculado.



### 4.3. PRM DISTRIBUIDOS EN PLANTA

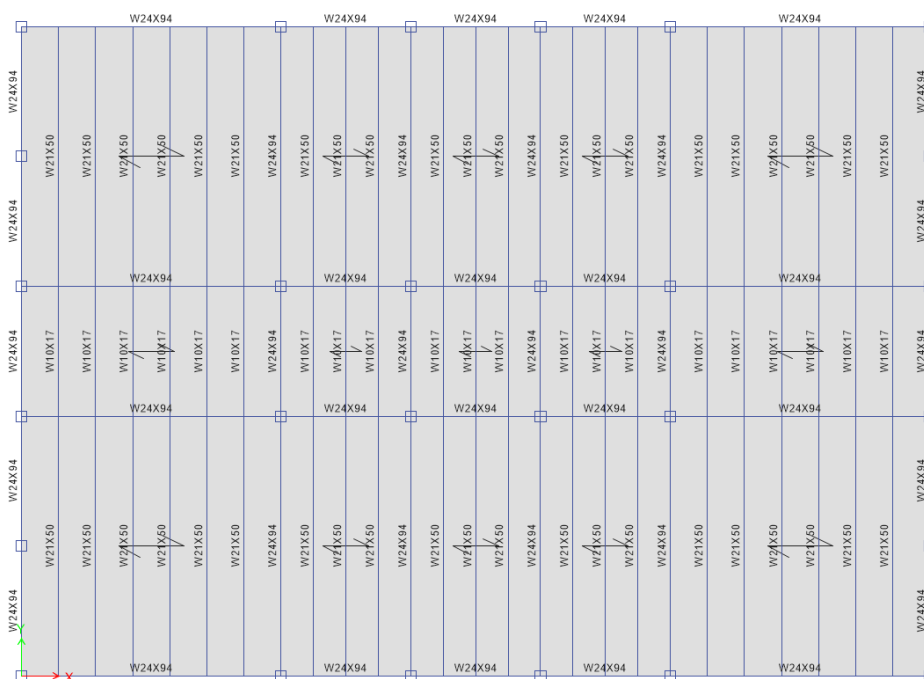
#### 4.3.1. COLUMNAS DE ACERO TIPO CAJÓN

##### *Modelo Matemático*

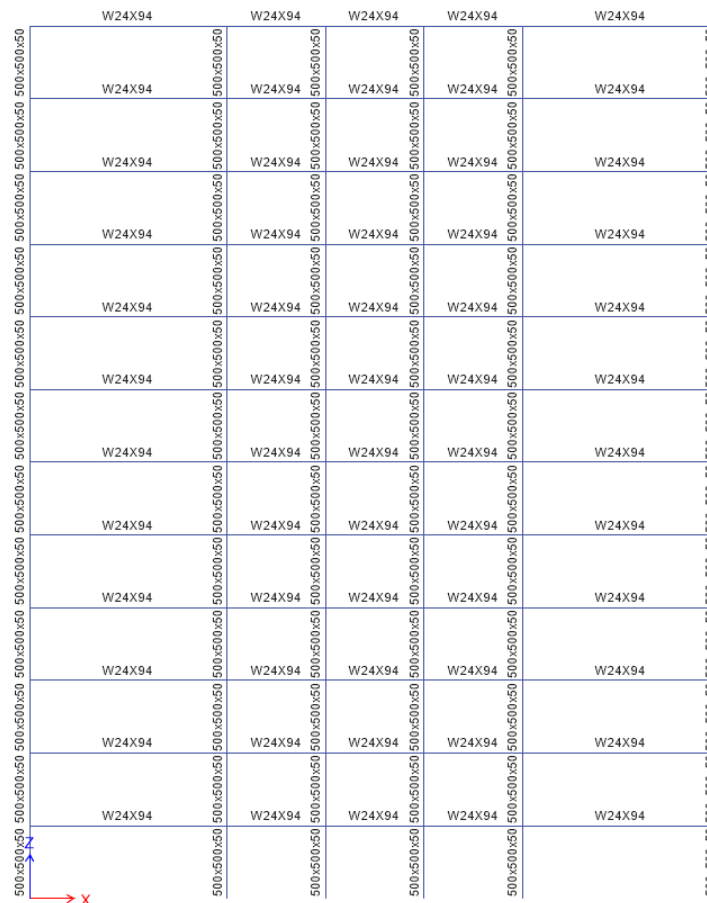


*Imagen 36: Isometría 3D del modelo estructural*

##### *Planta Tipo*



*Imagen 37: Estructuración de losa de entrepiso*



*Imagen 38: Estructuración de PRM y pórticos gravitacionales*

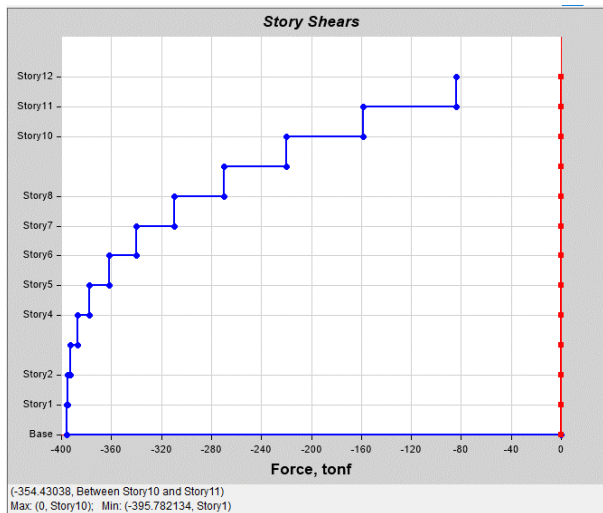
### *Cortante basal*

Se obtiene el peso del edificio como  $W = 9894.55$  [T] por lo que el cortante basal estático en base al espectro de aceleraciones de diseño es de:

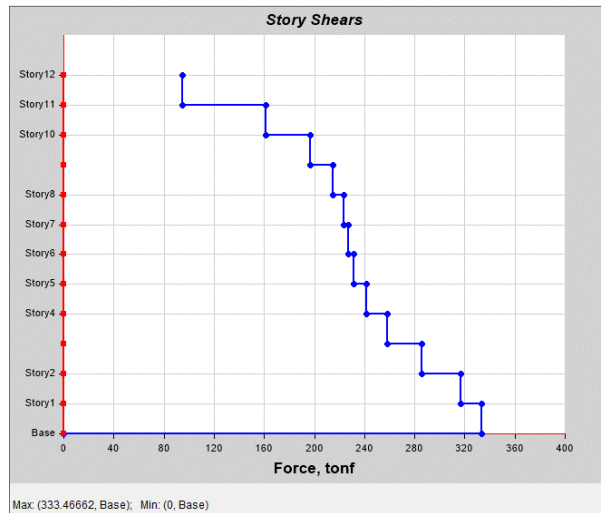
$$V = (0.0400) * 9894.55$$

$$V = 395.49 T$$

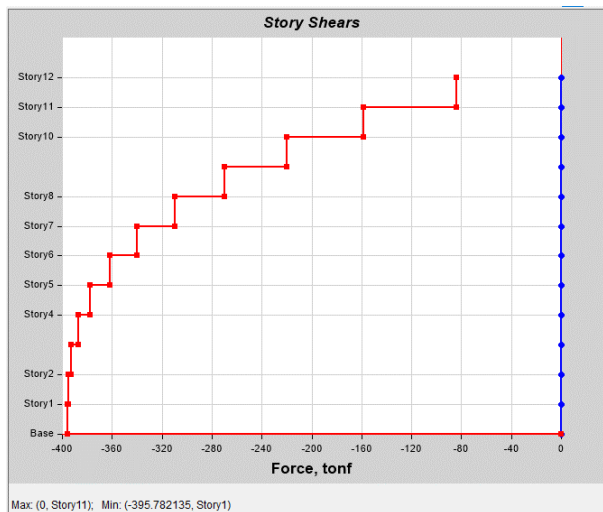
Con la ayuda del programa de cálculo se puede verificar el cortante basal estático como:



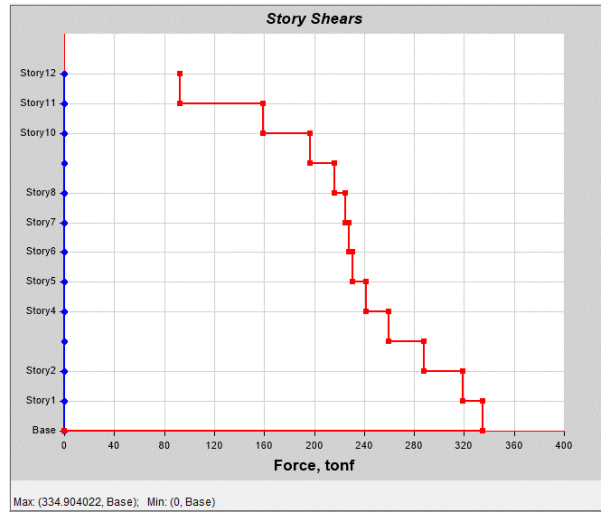
**Imagen 39: Cortante basal estático sismo en sentido X**



**Imagen 41: Cortante basal dinámico sismo en sentido X**



**Imagen 40: Cortante basal estático sismo en sentido Y**



**Imagen 42: Cortante basal dinámico sismo en sentido Y**

Tabla 9: Distribución de cortante basal estático en elevación

NIVEL	ELEVACIÓN	UBICACIÓN	SISMO X		SISMO Y	
			X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR
PISO	m		T	T	T	T
STORY12	54.00	TOP	-83.97	0.00	0.00	-83.97
		BOTTOM	-83.97	0.00	0.00	-83.97
STORY11	49.50	TOP	-158.53	0.00	0.00	-158.53
		BOTTOM	-158.53	0.00	0.00	-158.53
STORY10	45.00	TOP	-220.16	0.00	0.00	-220.16
		BOTTOM	-220.16	0.00	0.00	-220.16
STORY9	40.50	TOP	-270.07	0.00	0.00	-270.07
		BOTTOM	-270.07	0.00	0.00	-270.07
STORY8	36.00	TOP	-309.51	0.00	0.00	-309.51
		BOTTOM	-309.51	0.00	0.00	-309.51
STORY7	31.50	TOP	-339.71	0.00	0.00	-339.71
		BOTTOM	-339.71	0.00	0.00	-339.71
STORY6	27.00	TOP	-361.89	0.00	0.00	-361.89
		BOTTOM	-361.89	0.00	0.00	-361.89
STORY5	22.50	TOP	-377.30	0.00	0.00	-377.30
		BOTTOM	-377.30	0.00	0.00	-377.30
STORY4	18.00	TOP	-387.15	0.00	0.00	-387.15
		BOTTOM	-387.15	0.00	0.00	-387.15
STORY3	13.50	TOP	-392.70	0.00	0.00	-392.70
		BOTTOM	-392.70	0.00	0.00	-392.70
STORY2	9.00	TOP	-395.17	0.00	0.00	-395.17
		BOTTOM	-395.17	0.00	0.00	-395.17
STORY1	4.50	TOP	-395.78	0.00	0.00	-395.78
		BOTTOM	-395.78	0.00	0.00	-395.78
BASE	0	TOP	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOTTOM	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 10: Distribución de cortante basal dinámico en elevación

NIVEL	ELEVACIÓN	UBICACIÓN	SISMO X		SISMO Y	
			X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR
PISO	m		T	T	T	T
STORY12	54.00	TOP	94.84	0.00	0.00	92.42
		BOTTOM	94.84	0.00	0.00	92.42
STORY11	49.50	TOP	161.25	0.00	0.00	159.43
		BOTTOM	161.25	0.00	0.00	159.43
STORY10	45.00	TOP	196.54	0.00	0.00	196.80
		BOTTOM	196.54	0.00	0.00	196.80
STORY9	40.50	TOP	214.60	0.00	0.00	216.18
		BOTTOM	214.60	0.00	0.00	216.18
STORY8	36.00	TOP	223.83	0.00	0.00	225.27
		BOTTOM	223.83	0.00	0.00	225.27
STORY7	31.50	TOP	226.90	0.00	0.00	227.51
		BOTTOM	226.90	0.00	0.00	227.51
STORY6	27.00	TOP	231.16	0.00	0.00	230.99
		BOTTOM	231.16	0.00	0.00	230.99
STORY5	22.50	TOP	241.47	0.00	0.00	241.65
		BOTTOM	241.47	0.00	0.00	241.65
STORY4	18.00	TOP	258.26	0.00	0.00	259.98
		BOTTOM	258.26	0.00	0.00	259.98
STORY3	13.50	TOP	285.51	0.00	0.00	288.03
		BOTTOM	285.51	0.00	0.00	288.03
STORY2	9.00	TOP	317.01	0.00	0.00	318.94
		BOTTOM	317.01	0.00	0.00	318.94
STORY1	4.50	TOP	333.43	0.00	0.00	334.89
		BOTTOM	333.43	0.00	0.00	334.89
Base	0	Top	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOTTOM	0.00	0.00	0.00	0.00

En base a la norma NEC15, se exige que la relación entre el cortante basal dinámico y cortante basal estático obtenido mediante el programa de cálculo debe ser mayor al 80% del mínimo calculado para asegurar un buen comportamiento sísmico en estructuras regulares.

$$V_{min} = 395.49 * 0.80 T$$

$$V_{min} = 316.39 T$$

Entonces:

$$\frac{E_x}{S_x} = \frac{333.4282}{395.7821} = 84\% \geq 80\% \rightarrow OK$$

$$\frac{E_y}{S_y} = \frac{334.8871}{395.7821} = 85\% \geq 80\% \rightarrow OK$$

Por lo que no es necesario reajustar los valores del cortante basal dinámico.

### Derivas

Con ayuda de la herramienta de cálculo estructural se puede obtener las derivas máximas de toda la edificación considerando el efecto de periodo altos.

Tabla 11: Derivas elásticas máximas de piso por sismo estático  $S_{xy}$

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
STORY12	54.00	0.00096	0.0009
STORY11	49.50	0.00144	0.0014
STORY10	45.00	0.00192	0.0019
STORY9	40.50	0.00233	0.0022
STORY8	36.00	0.00266	0.0026
STORY7	31.50	0.00292	0.0028
STORY6	27.00	0.00310	0.0030
STORY5	22.50	0.00322	0.0031
STORY4	18.00	0.00326	0.0031
STORY3	13.50	0.00320	0.0030
STORY2	9.00	0.00285	0.0027
STORY1	4.50	0.00158	0.0015
BASE	0.00	0.00000	0.0000

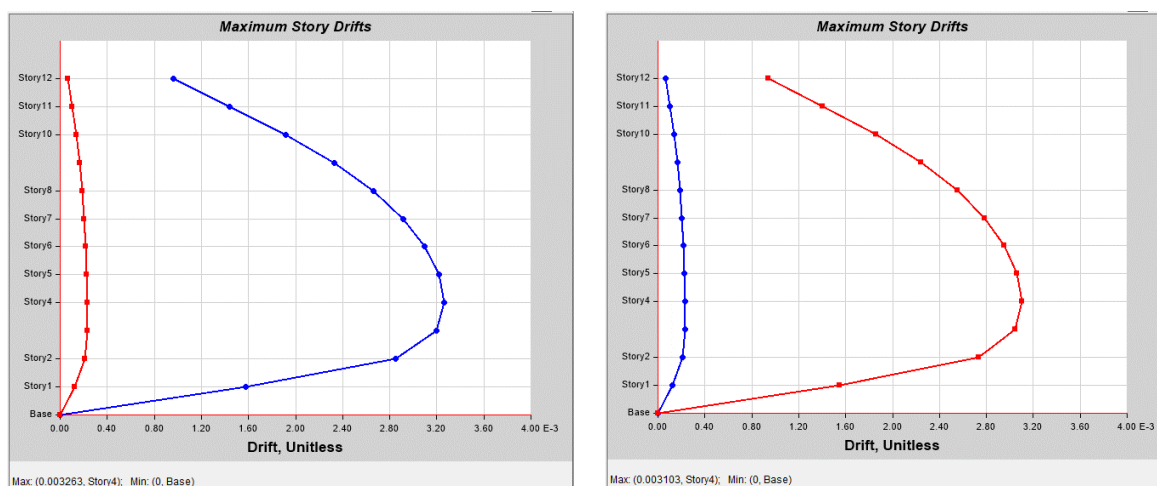
Tabla 12: Derivas elásticas máximas de piso por sismo dinámico  $E_{xy}$

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
STORY12	54.00	0.00091	0.0009
STORY11	49.50	0.00129	0.0012
STORY10	45.00	0.00158	0.0015
STORY9	40.50	0.00175	0.0017
STORY8	36.00	0.00183	0.0018
STORY7	31.50	0.00187	0.0018
STORY6	27.00	0.00192	0.0018
STORY5	22.50	0.00200	0.0019
STORY4	18.00	0.00212	0.0020
STORY3	13.50	0.00225	0.0022
STORY2	9.00	0.00217	0.0021
STORY1	4.50	0.00127	0.0013
BASE	0.00	0.00000	0.0000

Para cumplir con el límite de derivas según NEC-SE-DS no debe excederse en un 2% con los requerimientos de desplazamientos laterales de la expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_e$$

$\Delta$	$E_x$	$E_y$	$S_x$	$S_y$
$\Delta_e$	0.00225	0.00217	0.00326	0.00310
$\Delta_i$	1.35%	1.30%	1.96%	1.86%
$\Delta_{max}$	OK	OK	OK	OK



*Imagen 43: Derivas máximas en XY*

### ***Modos de vibración***

Para un correcto desempeño sísmico, la norma ecuatoriana de la construcción recomienda que los dos primeros modos de vibración sean de características traslacionales con un porcentaje de torsión menor al 20%, mientras que los siguientes modos de vibración en adelante pueden ser torsionales siempre y cuando existan un porcentaje mayor al 90% de participación de masa. Para la edificación analizada se evidencia que los dos primeros modos de vibración son traslacionales y del tercero en adelante, presentan torsión en planta.

Tabla 13: Periodos de vibración de la estructura

MODO	PERIODO	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	s												
1	2.603	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00
2	2.475	0.00	0.80	0.00	0.798	0.7983	0.00	0.20	0.00	0.00	0.2025	0.2024	0.00
3	2.029	0.00	0.00	0.00	0.798	0.7983	0.00	0.00	0.00	0.8038	0.2025	0.2024	0.8038
4	0.837	0.10	0.00	0.00	0.8966	0.7983	0.00	0.00	0.52	0.00	0.2025	0.727	0.8038
5	0.797	0.00	0.10	0.00	0.8966	0.8983	0.00	0.53	0.00	0.00	0.7297	0.727	0.8038
6	0.657	0.00	0.00	0.00	0.8966	0.8983	0.00	0.00	0.00	0.0969	0.7297	0.727	0.9007
7	0.470	0.04	0.00	0.00	0.9347	0.8983	0.00	0.00	0.07	0.00	0.7297	0.7935	0.9007
8	0.448	0.00	0.04	0.00	0.9347	0.9361	0.00	0.07	0.00	0.00	0.7968	0.7935	0.9007
9	0.374	0.00	0.00	0.00	0.9347	0.9361	0.00	0.00	0.00	0.04	0.7968	0.7935	0.9378
10	0.310	0.0215	0.00	0.00	0.9562	0.9361	0.00	0.00	0.079	0.00	0.7968	0.8726	0.9378
11	0.297	0.00	0.02	0.00	0.9562	0.9573	0.00	0.0784	0.00	0.00	0.8751	0.8726	0.9378
12	0.250	0.00	0.00	0.00	0.9562	0.9573	0.00	0.00	0.00	0.02	0.8751	0.8726	0.9585

Por lo que se ha verificado un correcto comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas.

### *Índice de Estabilidad*

Se procede de igual manera para el cálculo del índice de estabilidad y aplicación de efectos  $P\Delta$  en el análisis.

*Ecuación 7: Índice de estabilidad para consideración de efectos de segundo orden  $P\Delta$  – NEC15 (6.3.8)*

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i H_i}$$

Donde:

**P<sub>i</sub>**: Suma de cargas verticales de piso de análisis por combinación de servicio (D+L) y pisos superiores.

**Δ<sub>i</sub>**: Desplazamiento de piso calculado en el centro de masa.

**V<sub>i</sub>**: Cortante sísmico de piso.

**H<sub>i</sub>**: Altura de piso considerado.

*Ecuación 8: Factor de mayoración para derivas de piso, fuerzas internas, momentos de diseño NEC15 (6.3.8)*

$$f_{P\Delta} = \frac{1}{1 - Q_t}$$

Con ayuda de programa de cálculo se obtiene los siguientes datos:

*Tabla 14: Datos de estructura para cálculo de índices de estabilidad  $Q_i$  en sentido X*

<b>PISO Nº</b>	<b>Pi T</b>	<b><math>\Delta i</math> (Ex) cm</b>	<b>Vi (Ex) T</b>	<b>Hi m</b>	<b>Qi cte</b>	<b>f<sub>PA</sub> cte</b>
12	1002.66	7.16	94.53	4.50	0.17	1.20
11	2094.33	6.93	160.77	4.50	0.20	1.25
10	3186.00	6.60	196.10	4.50	0.24	1.31
9	4277.67	6.18	214.50	4.50	0.27	1.38
8	5369.34	5.47	224.37	4.50	0.29	1.41
7	6461.01	4.68	228.31	4.50	0.29	1.42
6	7552.69	4.03	233.53	4.50	0.29	1.41
5	8644.36	3.56	244.71	4.50	0.28	1.39
4	9736.03	3.18	262.27	4.50	0.26	1.36
3	10827.70	2.20	290.16	4.50	0.18	1.22
2	11919.37	1.24	322.31	4.50	0.10	1.11
1	13011.04	0.30	339.41	4.50	0.03	0.00

*Tabla 15: Datos de estructura para cálculo de índices de estabilidad  $Q_i$  en sentido Y*

<b>PISO Nº</b>	<b>Pi T</b>	<b><math>\Delta i</math> (Ey) cm</b>	<b>Vi (Ey) T</b>	<b>Hi m</b>	<b>Qi cte</b>	<b>f<sub>PA</sub> cte</b>
12	1002.66	6.48	92.02	4.50	0.16	1.19
11	2094.33	6.26	158.74	4.50	0.18	1.22
10	3186.00	5.96	196.01	4.50	0.22	1.27
9	4277.67	5.57	215.55	4.50	0.25	1.33
8	5369.34	5.12	225.10	4.50	0.27	1.37
7	6461.01	4.63	228.00	4.50	0.29	1.41
6	7552.69	4.08	232.23	4.50	0.29	1.42
5	8644.36	3.46	243.56	4.50	0.27	1.38
4	9736.03	2.77	262.48	4.50	0.23	1.30
3	10827.70	1.98	291.08	4.50	0.16	1.20
2	11919.37	1.11	322.61	4.50	0.09	0.00
1	13011.04	0.26	339.23	4.50	0.02	0.00

Como se puede observar se debe incluir los efectos  $P\Delta$  en el análisis, por lo que se toma en cuenta el factor de mayoración de 1.42 siendo el máximo calculado.



### 4.3.2. COLUMNAS DE ACERO TIPO CAJÓN RELLENAS DE HORMIGÓN

#### Modelo Matemático

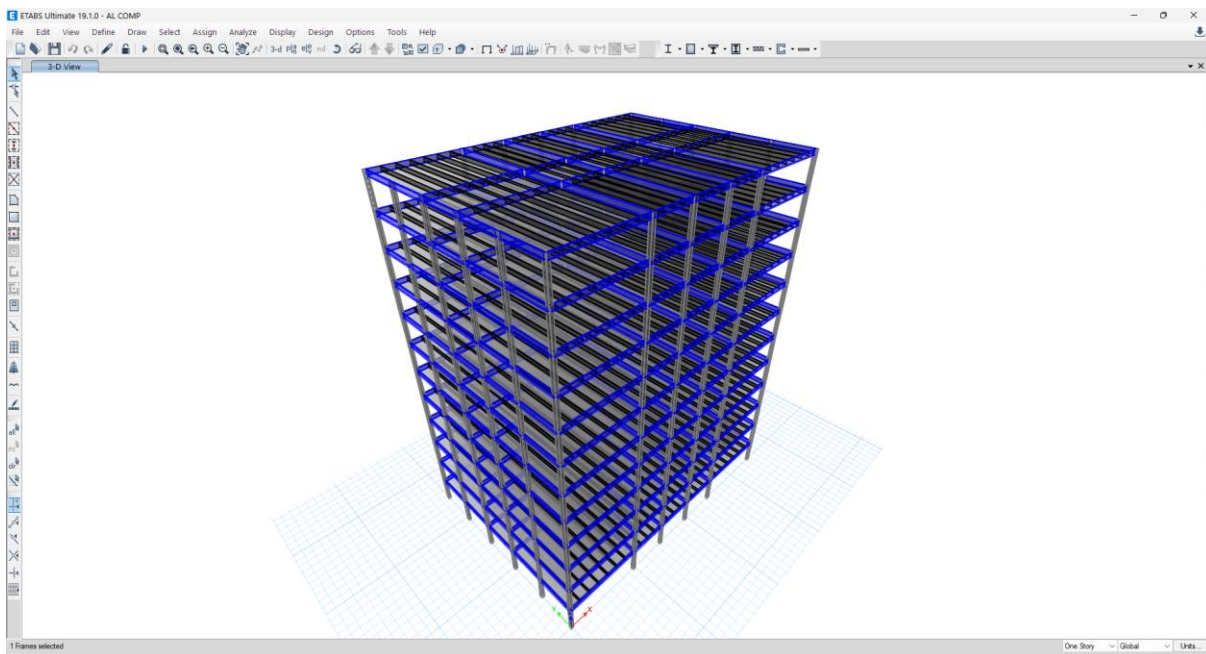


Imagen 44: Isometría 3D del modelo estructural

#### Planta Tipo

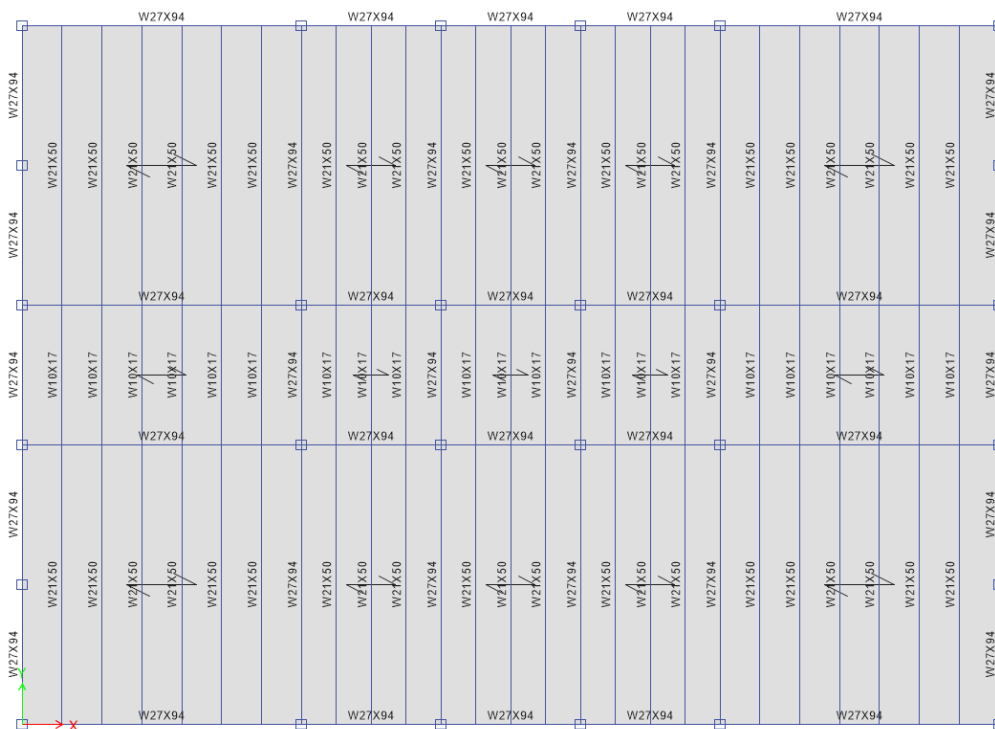
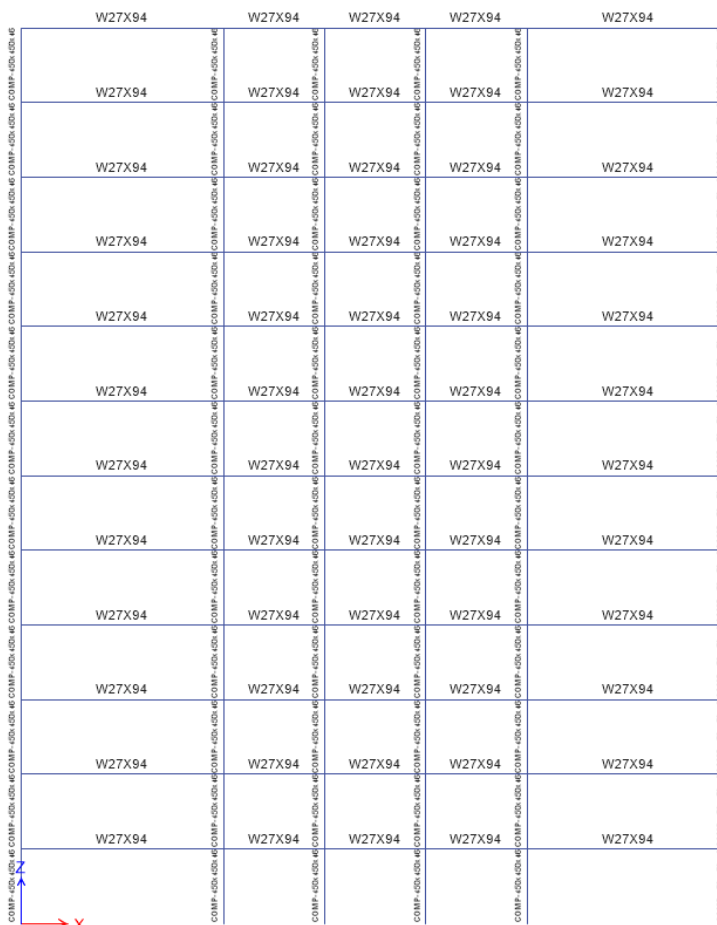


Imagen 45: Estructuración de losa de entrepiso



**Imagen 46: Estructuración de PRM y pórticos gravitacionales**

**Cortante basal**

Se obtiene el peso del edificio como  $W = 10164.12$  [T] por lo que el cortante basal estático en base al espectro de aceleraciones de diseño es de:

$$V = (0.0433) * 10164.12$$

$$V = 440.13 T$$

Con la ayuda del programa de cálculo se puede verificar el cortante basal estático como:

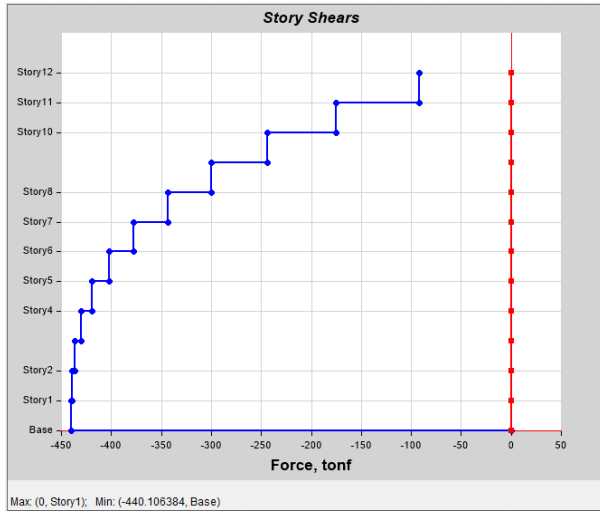


Imagen 47: Cortante basal estático sismo en sentido X

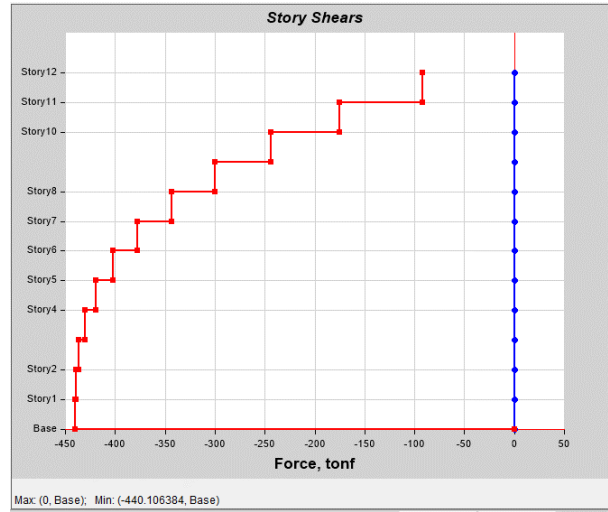


Imagen 49: Cortante basal dinámico sismo en sentido X

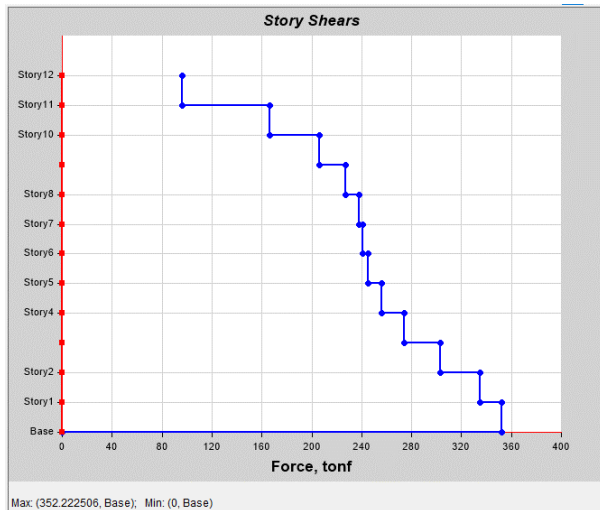


Imagen 48: Cortante basal estático sismo en sentido Y

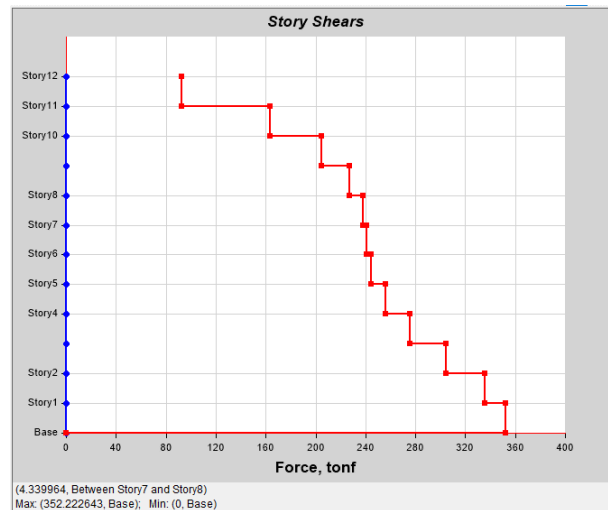


Imagen 50: Cortante basal dinámico sismo en sentido Y

Tabla 16: Distribución de cortante basal estático en elevación

NIVEL	ELEVACIÓN	UBICACIÓN	SISMO X		SISMO Y	
			X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR
PISO	m		T	T	T	T
STORY12	54.00	TOP	-92.33	0.00	0.00	-92.33
		BOTTOM	-92.33	0.00	0.00	-92.33
STORY11	49.50	TOP	-175.41	0.00	0.00	-175.41
		BOTTOM	-175.41	0.00	0.00	-175.41
STORY10	45.00	TOP	-244.09	0.00	0.00	-244.09
		BOTTOM	-244.09	0.00	0.00	-244.09
STORY9	40.50	TOP	-299.75	0.00	0.00	-299.75
		BOTTOM	-299.75	0.00	0.00	-299.75
STORY8	36.00	TOP	-343.74	0.00	0.00	-343.74
		BOTTOM	-343.74	0.00	0.00	-343.74
STORY7	31.50	TOP	-377.44	0.00	0.00	-377.44
		BOTTOM	-377.44	0.00	0.00	-377.44
STORY6	27.00	TOP	-402.21	0.00	0.00	-402.21
		BOTTOM	-402.21	0.00	0.00	-402.21
STORY5	22.50	TOP	-419.42	0.00	0.00	-419.42
		BOTTOM	-419.42	0.00	0.00	-419.42
STORY4	18.00	TOP	-430.44	0.00	0.00	-430.44
		BOTTOM	-430.44	0.00	0.00	-430.44
STORY3	13.50	TOP	-436.65	0.00	0.00	-436.65
		BOTTOM	-436.65	0.00	0.00	-436.65
STORY2	9.00	TOP	-439.41	0.00	0.00	-439.41
		BOTTOM	-439.41	0.00	0.00	-439.41
STORY1	4.50	TOP	-440.11	0.00	0.00	-440.11
		BOTTOM	-440.11	0.00	0.00	-440.11
BASE	0	TOP	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOTTOM	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 17: Distribución de cortante basal dinámico en elevación

NIVEL	ELEVACIÓN	UBICACIÓN	SISMO X		SISMO Y	
			X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR
PISO	m		T	T	T	T
STORY12	54.00	TOP	95.85	0.00	0.00	92.38
		BOTTOM	95.85	0.00	0.00	92.38
STORY11	49.50	TOP	166.71	0.00	0.00	163.12
		BOTTOM	166.71	0.00	0.00	163.12
STORY10	45.00	TOP	206.45	0.00	0.00	204.84
		BOTTOM	206.45	0.00	0.00	204.84
STORY9	40.50	TOP	227.36	0.00	0.00	227.34
		BOTTOM	227.36	0.00	0.00	227.34
STORY8	36.00	TOP	237.79	0.00	0.00	237.97
		BOTTOM	237.79	0.00	0.00	237.97
STORY7	31.50	TOP	241.09	0.00	0.00	240.79
		BOTTOM	241.09	0.00	0.00	240.79
STORY6	27.00	TOP	245.22	0.00	0.00	244.44
		BOTTOM	245.22	0.00	0.00	244.44
STORY5	22.50	TOP	256.08	0.00	0.00	255.79
		BOTTOM	256.08	0.00	0.00	255.79
STORY4	18.00	TOP	274.30	0.00	0.00	275.59
		BOTTOM	274.30	0.00	0.00	275.59
STORY3	13.50	TOP	302.80	0.00	0.00	304.68
		BOTTOM	302.80	0.00	0.00	304.68
STORY2	9.00	TOP	335.14	0.00	0.00	335.94
		BOTTOM	335.14	0.00	0.00	335.94
STORY1	4.50	TOP	352.22	0.00	0.00	352.22
		BOTTOM	352.22	0.00	0.00	352.22
Base	0	Top	0.00	0.00	0.00	0.00
		BOTTOM	0.00	0.00	0.00	0.00

En base a la norma NEC15, se exige que la relación entre el cortante basal dinámico y cortante basal estático obtenido mediante el programa de cálculo debe ser mayor al 80% del mínimo calculado para asegurar un buen comportamiento sísmico en estructuras regulares.

$$V_{min} = 440.13 * 0.80 T$$

$$V_{min} = 352.10 T$$

Entonces:

$$\frac{Ex}{Sx} = \frac{352.2225}{440.1064} = 80\% \geq 80\% \rightarrow OK$$

$$\frac{Ey}{Sy} = \frac{352.2226}{440.1064} = 80\% \geq 80\% \rightarrow OK$$

Por lo que no es necesario reajustar los valores del cortante basal dinámico.

### *Derivas*

Con ayuda de la herramienta de cálculo estructural se puede obtener las derivas máximas de toda la edificación considerando el efecto de periodo altos.

*Tabla 18: Derivas elásticas máximas de piso por sismo estático  $S_{xy}$*

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
STORY12	54.00	0.00090	0.0009
STORY11	49.50	0.00139	0.0014
STORY10	45.00	0.00187	0.0018
STORY9	40.50	0.00228	0.0022
STORY8	36.00	0.00261	0.0025
STORY7	31.50	0.00286	0.0027
STORY6	27.00	0.00304	0.0029
STORY5	22.50	0.00316	0.0030
STORY4	18.00	0.00322	0.0031
STORY3	13.50	0.00318	0.0030
STORY2	9.00	0.00289	0.0028
STORY1	4.50	0.00167	0.0016
BASE	0.00	0.00000	0.0000

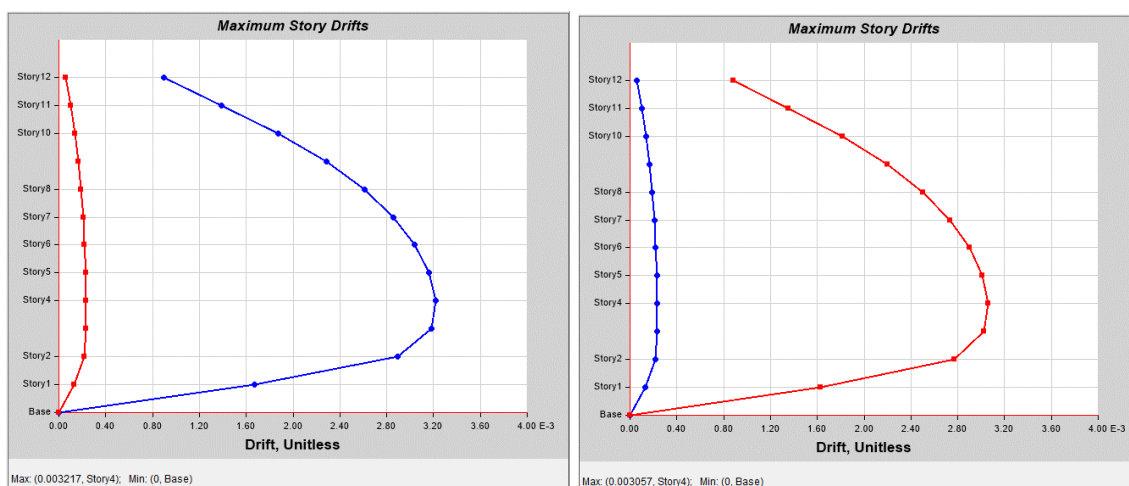
*Tabla 19: Derivas elásticas máximas de piso por sismo dinámico  $E_{xy}$*

PISO	ELEVACIÓN	X-DIR	Y-DIR
STORY12	54.00	0.00081	0.0008
STORY11	49.50	0.00119	0.0011
STORY10	45.00	0.00148	0.0014
STORY9	40.50	0.00165	0.0016
STORY8	36.00	0.00173	0.0017
STORY7	31.50	0.00177	0.0017
STORY6	27.00	0.00181	0.0017
STORY5	22.50	0.00188	0.0018
STORY4	18.00	0.00201	0.0019
STORY3	13.50	0.00215	0.0021
STORY2	9.00	0.00212	0.0020
STORY1	4.50	0.00128	0.0013
BASE	0.00	0.00000	0.0000

Para cumplir con el límite de derivas según NEC-SE-DS no debe excederse en un 2% con los requerimientos de desplazamientos laterales de la expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_e$$

$\Delta$	$E_x$	$E_y$	$S_x$	$S_y$
$\Delta_e$	0.00215	0.00206	0.00322	0.00306
$\Delta_i$	1.29%	1.24%	1.93%	1.84%
$\Delta_{max}$	OK	OK	OK	OK



*Imagen 51: Derivas máximas en XY*

### ***Modos de vibración***

Para un correcto desempeño sísmico, la norma ecuatoriana de la construcción recomienda que los dos primeros modos de vibración sean de características traslacionales con un porcentaje de torsión menor al 20%, mientras que los siguientes modos de vibración en adelante pueden ser torsionales siempre y cuando existan un porcentaje mayor al 90% de participación de masa. Para la edificación analizada se evidencia que los dos primeros modos de vibración son traslacionales y del tercero en adelante, presentan torsión en planta.

Tabla 20: Periodos de vibración de la estructura

MODO	PERIODO	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	s												
1	2.493	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00
2	2.367	0.00	0.80	0.00	0.8027	0.8028	0.00	0.20	0.00	0.00	0.1992	0.199	0.00
3	1.971	0.00	0.00	0.00	0.8027	0.8028	0.00	0.00	0.00	0.8075	0.1992	0.199	0.8075
4	0.807	0.10	0.00	0.00	0.9002	0.8028	0.00	0.00	0.54	0.00	0.1992	0.7343	0.8075
5	0.767	0.00	0.10	0.00	0.9002	0.9018	0.00	0.54	0.00	0.00	0.7368	0.7343	0.8075
6	0.641	0.00	0.00	0.00	0.9002	0.9018	0.00	0.00	0.00	0.0963	0.7368	0.7343	0.9038
7	0.457	0.04	0.00	0.00	0.9375	0.9018	0.00	0.00	0.07	0.00	0.7368	0.7993	0.9038
8	0.435	0.00	0.04	0.00	0.9375	0.9388	0.00	0.07	0.00	0.00	0.8026	0.7993	0.9038
9	0.368	0.00	0.00	0.00	0.9375	0.9388	0.00	0.00	0.00	0.04	0.8026	0.7993	0.9402
10	0.306	0.0207	0.00	0.00	0.9582	0.9388	0.00	0.00	0.0786	0.00	0.8026	0.8779	0.9402
11	0.292	0.00	0.02	0.00	0.9582	0.9593	0.00	0.0779	0.00	0.00	0.8805	0.8779	0.9402
12	0.248	0.00	0.00	0.00	0.9582	0.9593	0.00	0.00	0.00	0.02	0.8805	0.8779	0.9603

Por lo que se ha verificado un correcto comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas.

### *Índice de Estabilidad*

Se procede de igual manera para el cálculo del índice de estabilidad y aplicación de efectos  $P\Delta$  en el análisis.

*Ecuación 9: Índice de estabilidad para consideración de efectos de segundo orden  $P\Delta$  – NEC15 (6.3.8)*

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i H_i}$$

Donde:

**P<sub>i</sub>**: Suma de cargas verticales de piso de análisis por combinación de servicio (D+L) y pisos superiores.

**Δ<sub>i</sub>**: Desplazamiento de piso calculado en el centro de masa.

**V<sub>i</sub>**: Cortante sísmico de piso.

**H<sub>i</sub>**: Altura de piso considerado.

*Ecuación 10: Factor de mayoración para derivas de piso, fuerzas internas, momentos de diseño NEC15 (6.3.8)*

$$f_{P\Delta} = \frac{1}{1 - Q_t}$$

Con ayuda de programa de cálculo se obtiene los siguientes datos:

*Tabla 21: Datos de estructura para cálculo de índices de estabilidad  $Q_i$  en sentido X*

<b>PISO N°</b>	<b>Pi T</b>	<b><math>\Delta i</math> (Ex) cm</b>	<b>Vi (Ex) T</b>	<b>Hi m</b>	<b>Qi cte</b>	<b><math>f_{PA}</math> cte</b>
12	999.84	6.69	95.85	4.50	0.15	1.18
11	2112.00	6.48	166.71	4.50	0.18	1.22
10	3224.16	6.18	206.45	4.50	0.21	1.27
9	4336.32	5.79	227.36	4.50	0.25	1.32
8	5448.48	5.33	237.79	4.50	0.27	1.37
7	6560.64	4.83	241.09	4.50	0.29	1.41
6	7672.80	4.16	245.22	4.50	0.29	1.41
5	8784.96	3.63	256.08	4.50	0.28	1.38
4	9897.12	2.91	274.30	4.50	0.23	1.30
3	11009.28	2.10	302.80	4.50	0.17	1.20
2	12121.44	1.19	335.14	4.50	0.10	0.00
1	13233.60	0.29	352.22	4.50	0.02	0.00

*Tabla 22: Datos de estructura para cálculo de índices de estabilidad  $Q_i$  en sentido Y*

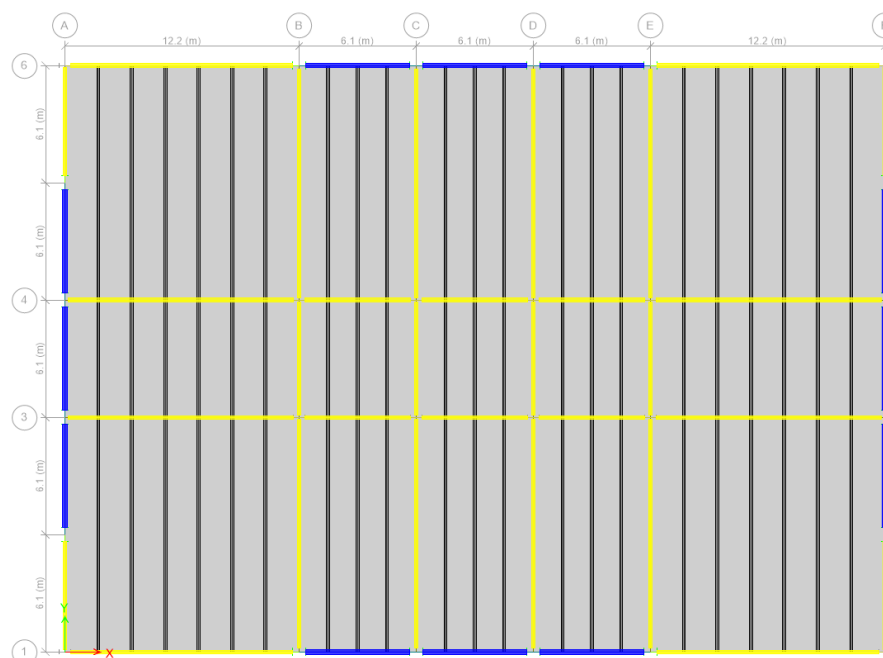
<b>PISO N°</b>	<b>Pi T</b>	<b><math>\Delta i</math> (Ey) cm</b>	<b>Vi (Ey) T</b>	<b>Hi m</b>	<b>Qi cte</b>	<b><math>f_{PA}</math> cte</b>
12	999.84	6.06	92.38	4.50	0.15	1.17
11	2112.00	5.87	163.12	4.50	0.17	1.20
10	3224.16	5.59	204.84	4.50	0.20	1.24
9	4336.32	5.23	227.34	4.50	0.22	1.28
8	5448.48	4.81	237.97	4.50	0.24	1.32
7	6560.64	4.35	240.79	4.50	0.26	1.36
6	7672.80	3.84	244.44	4.50	0.27	1.37
5	8784.96	3.27	255.79	4.50	0.25	1.33
4	9897.12	2.62	275.59	4.50	0.21	1.26
3	11009.28	1.88	304.68	4.50	0.15	1.18
2	12121.44	1.07	335.94	4.50	0.09	0.00
1	13233.60	0.25	352.22	4.50	0.02	0.00

Como se puede observar se debe incluir los efectos  $PA$  en el análisis, por lo que se toma en cuenta el factor de mayoración de 1.41 siendo el máximo calculado.



## 5. PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO PERIMETRALES

Para el primer sistema analizado, los PRM estarán ubicados en el perímetro de la estructura propuesta, mientras que el resto del sistema estructural trabajará a gravedad.



*Imagen 52: Vista en planta de estructura propuesta con sistemas a carga lateral tipo PRM distribuidos en el perímetro de la estructura*

### 5.1. DISEÑO DE LOSA COMPUESTA

El sistema de entrepiso constará con una placa de acero estructural A653 con galvanizado G90, también llamado Steel Deck, el cual trabajará como encofrado durante la etapa de construcción y como acero de refuerzo positivo posterior al fraguado del hormigón. Para el diseño de este sistema compuesto se considera el uso de un hormigón de  $210 \text{ kg/cm}^2$  con una lámina de acero de forma trapezoidal en base a catálogos disponibles en el mercado ecuatoriano.

El Steel Deck deberá estar debidamente apoyado sobre las vigas secundarias del sistema de entrepiso en base a especificaciones del fabricante además de poseer conectores tipo Stud para la correcta transferencia de esfuerzos de corte en la sesión compuesta.

## 5.2. DISEÑO DE STEEL DECK

La lámina de acero utilizada tiene una altura de onda de 55mm y un espesor de 0.76mm con una carpeta de hormigón de 6cm sobre el Steel Deck. Las propiedades de diseño y separaciones de apoyo  $L_b$  sin apuntalar están dadas en el catálogo del fabricante escogido (*Anexo A*).

### *Propiedades*

ASTM A653

$$F_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{DECK}} = 7.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_C = 179.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{b \text{ Max}} = 217 \text{ cm}$$

### *Máxima longitud sin apuntalamiento*

Considerando tres vanos de análisis, la longitud máxima  $L_b$  es de 2.17m, mientras que en el diseño del sistema de piso actual es de 2.05m, por lo que no es necesario el apuntalamiento en la fase de construcción.

### *Refuerzo mínimo por temperatura*

Para el refuerzo de temperatura por retracción de fraguado, se utiliza malla electrosoldada, la cual deberá tener un recubrimiento mínimo de 3cm y deberá estar totalmente separada de la placa metálica. En base al ACI318-19 - 24.4.3.2, el acero de refuerzo mínimo por temperatura se define como:

*Ecuación 11: Acero de refuerzo mínimo por temperatura ACI318-19 - 24.4.3.2*

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= 0.0018 A_g \\ &= 0.0018 * b * e \\ &= 0.0018 * 100 * 6 \end{aligned}$$

$$= 1.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Por lo tanto, se escoge una malla electrosoldada de cuadro de 15x15cm de  $\phi 5\text{mm}$  con un área de acero de  $A_s = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$  (*Anexo B*).

### 5.2.1. DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA

Para una primera aproximación se toma la relación peralte vs luz de viga para evitar deflexiones excesivas obteniendo:

$$\frac{L}{25} = \frac{12.20}{25} = 0.49\text{m}$$

Con una altura limitada a 49 cm (20 in) y luego de varias iteraciones se procede a escoger una viga W21x44 para la verificación de resistencia y estados límite.

#### *Datos arquitectónicos*

$$L_{vs} = 12.20 \text{ m}$$

$$L_{vc} = 12.20 \text{ m}$$

$$s = 2.03 \text{ m}$$

#### *Propiedades del material*

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$$

#### *Propiedades geométricas de viga (AISC Manual - 14)*

$$A_s = 83.87 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 1337.18 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 20.47 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 65.48 \text{ Kg/m}$$

$$S_y = 104.39 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3.20 \text{ cm}$$

$$I_x = 35088.31 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 1563.33 \text{ cm}^3$$

$$h_o = 51.31 \text{ cm}$$

$$I_y = 861.60 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 167.15 \text{ cm}^3$$

$$J = 32.05 \text{ cm}^4$$

$$rts = 4.06 \text{ cm}$$

***Dimensiones de viga (AISC Manual - 14)***

$$bf = 16.51 \text{ cm}$$

$$tf = 1.14 \text{ cm}$$

$$h = 52.58 \text{ cm}$$

$$tw = 0.89 \text{ cm}$$

***Clasificación de sección (Compacidad)***

En base al AISC 360-22 Specifications Table B4.1b, para un perfil conformado en caliente se procede a verificar que el elemento tenga una sección compacta por ser una zona sísmica.

***Patín de viga***

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como compacto es:

*Ecuación 12: Límite de esbeltez para patín de viga compacta AISC 360-22 Specifications Table B4.1b*

$$\begin{aligned} \lambda_{hd} &= 0.38 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 0.38 * \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 9.29 \end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b_f/2}{t_f} \\ &= \frac{16.51/2}{1.14} \\ &= 7.22 < 9.29 \end{aligned}$$

Como  $\lambda_p > \lambda$ , se clasifica al patín como parte de una sección compacta.

### *Alma de viga*

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como compacto es:

*Ecuación 13: Límite de esbeltez para alma de viga compacta AISC 360-22 Specifications Table B4.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_{hd} &= 3.76 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 3.76 * \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 87.63\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h - 2t_f}{t_w} \\ &= \frac{52.83 - 2 * 1.36}{0.97} \\ &= 56.57 < 87.63\end{aligned}$$

Como  $\lambda_p > \lambda$ , se clasifica el alma como parte de una compacta.

### *Ancho efectivo*

Para el cálculo del ancho efectivo se toma el menor valor entre un octavo de la longitud de la viga o un medio de la separación entre vigas de eje a eje.

*Ecuación 14: Ancho efectivo de viga AISC 360-22 Chapter I3 1.1a*

$$\begin{aligned}B_{eff} &= 2 * \min\left(\frac{L_{vs}}{8}; \frac{s}{2}\right) \\ &= 2 * \min\left(\frac{12.20}{8}; \frac{2.03}{2}\right) \\ &= 2 * \min(1.53; 1.02) \\ &= 2.03 \text{ m}\end{aligned}$$

### *Demandas por combinación de cargas*

Una vez calculado el  $B_{eff}$ , se procede a calcular la carga sobre la viga secundaria debido al ancho colaborante.

$$\begin{aligned}
 w &= b_{eff} C_u + 1.2 P_{viga} \\
 &= 2.03 * 0.98 + 1.2 * \frac{65.48}{1000} \\
 &= 2.07 \frac{T}{m}
 \end{aligned}$$

Por lo que el momento último de demanda para una viga simplemente apoyada se define como:

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{w * L^2}{8} \\
 &= \frac{2.07 * 12.20^2}{8} \\
 &= 38.54 T.m
 \end{aligned}$$

Y, el cortante último de demanda para una viga simplemente apoyada se define como:

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{w * L}{2} \\
 &= \frac{2.07 * 12.20}{2} \\
 &= 12.63 T
 \end{aligned}$$

### ***Capacidad a flexión simple***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter F, se procede a verificar la sección para flexión simple y comprobar la resistencia de la viga durante el proceso constructivo, esto debido a que aún no trabajará como un sistema compuesto. En la tabla F1.1, el perfil clasifica en la sección F2 la cual indica verificar dos estados límite Y & LTB, de los cuales el menor valor obtenidos es la capacidad nominal a flexión.

$$\phi_b = 0.90$$

### ***Fluencia***

*Ecuación 15: Capacidad a flexión por fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-1)*

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= F_y Z_x \\ &= 3515 * 1563.33 \\ &= 54.95 \text{ T.m} \end{aligned}$$

### ***Pandeo Lateral Torsional***

Se procede a calcular las longitudes límite a la cuales la viga debe estar apoyada para poder plastificar y verificar su capacidad considerando el estado de LTB.

### ***Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia***

*Ecuación 16: Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-5)*

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 1.76 * 3.30 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 142.05 \text{ cm} \end{aligned}$$

**Límite de longitud no arriostrada para estado límite de pandeo lateral torsional**

*Ecuación 17: Límite longitud no arriostrada para estado límite de pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-6)*

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1.95r_{ts} \frac{E_s}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E_s}\right)^2}} \\
 &= 1.95 * 4.06 * \frac{2100000}{0.7 * 3515} \sqrt{\frac{32.05 * 1}{1337.18 * 51.31} + \sqrt{\left(\frac{32.05 * 1}{1337.18 * 51.31}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 3515}{2100000}\right)^2}} \\
 &= 402.94 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Si  $L_p < L_b \leq L_r$

*Ecuación 18: Capacidad a flexión por pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-2)*

$$\mathbf{M}_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Si  $L_b > L_r$

*Ecuación 19: Esfuerzo crítico a flexión AISC 360-22 Chapter F (F2-4)*

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \frac{C_b \pi^2 E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\
 &= \frac{1 * \pi^2 * 2100000}{\left(\frac{1220}{4.06}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{32.05 * 1}{1337.18 * 51.31} * \left(\frac{1220}{4.06}\right)^2} \\
 &= 1241.40 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}$$

*Ecuación 20: Capacidad a flexión por pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-3)*

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M}_n &= F_{cr} S_x \leq M_p \\
 &= 539 * 1337.18 \leq 54.95 \\
 &= 6.37 T
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.90 * \min(54.95; 6.37) \\ &= 5.73 \text{ T.m} < 38.54 \text{ T.m}\end{aligned}$$

Como el  $\phi M_n < M_u$ , es necesario poner un punto de apoyo intermedio durante el proceso de construcción, por lo que finalmente se verifica que con un puntal cumple la resistencia requerida al disminuir a la mitad la luz de la viga.

$$L_b = 610 \text{ cm}$$

$$M_u = 9.63 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 14.94 \text{ T.m}$$

Como ahora  $\phi M_n > M_u$ , la sección tiene una resistencia a flexión adecuada y se debe especificar el apuntalamiento durante la fase constructiva.

### ***Capacidad a flexión compuesta***

Posterior al fraguado del hormigón, se espera que a la sección pueda trabajar como una sección compuesta, por lo que para garantizar este comportamiento se deben colocar conectores de corte, y mediante una distribución plástica de esfuerzos a flexión, verificar que la zona en compresión afecte solo a la carpeta de hormigón. Además, se verificará si existe una acción total o acción parcial de trabajo de la sección compuesta con los conectores físicamente colocados en la viga secundaria.

### ***Propiedades de conectores tipo Stud (AISC 360-22)***

$$\phi_p = 19 \text{ mm}$$

$$R_g = 1$$

$$A_p = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$R_p = 0.6$$

$$F_{up} = 420 \text{ MPa}$$

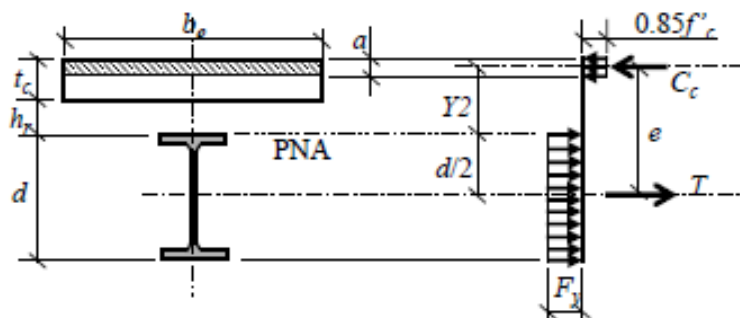
$$s = 30 \text{ cm}$$

*Ecuación 21: Resistencia de conectores de corte tipo Stud AISC 360-22 Chapter I (I8-1)*

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0.5A_p\sqrt{f'_c * E_c} \leq R_gR_pA_pF_u \\
 &= 0.5 * 283.53 * \sqrt{\frac{210 * 218819.79}{100}} \leq 1 * 0.6 * 283.53 * 420 \\
 &= 71.45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### **Interacción de viga secundaria y losa en acción compuesta**

Debido a que el Steel Deck está apoyado de manera perpendicular al sentido de la viga, el hormigón existente en los valles de la placa colaborante se desprecia, considerando únicamente 6 cm de espesor. Mediante el equilibrio de fuerzas considerando la fluencia del acero a tensión y fluencia a compresión del hormigón se procede a verificar la ubicación del eje neutro plástico.



*Imagen 53: Distribución de esfuerzos plástico a flexión en sección compuesta (Heredia, 2004)*

*Ecuación 22: Esfuerzo plástico a compresión en sección compuesta*

$$\begin{aligned}
 C_{c \text{ Max}} &= 0.85 f'_c b_{eff} t \\
 &= 0.85 * 210 * 203 * 6/100 \\
 &= 2177.70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

*Ecuación 23: Esfuerzo plástico a tensión en sección compuesta*

$$\begin{aligned}
 T_{\text{Max}} &= A_s F_y \\
 &= 83.87 * 3515/100 \\
 &= 2948.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### *Distribución de conectores de corte*

Los conectores de corte estarán sujetos a una separación de 30cm por la configuración del Steel Deck, por lo que el N° de conectores físicamente colocados en una sola fila es de 41 Studs @ 30cm en la viga secundaria de 12.20m, mientras que los requeridos se obtienen como:

$$\begin{aligned} N^{\circ}_{STUDS} &= \frac{2 * \text{Max}(C_{c \text{ Max}}; T_{\text{Max}})}{Q_n} \\ &= \frac{2 * \text{Max}(2177.70; 2948.06)}{71.45} \\ &= 61 \end{aligned}$$

Como se puede evidenciar, los conectores de corte requeridos son más de los que físicamente se pueden colocar sobre la viga, por lo que la acción sería parcial. Este porcentaje de interacción debe ser mayor al 50% y dar un valor de bloque de compresión a solo en la carpeta de hormigón, caso contrario se recomienda aumentar el espesor de la losa para que el sistema compuesto trabaje de manera eficiente.

$$\begin{aligned} \%I &= \frac{\frac{N^{\circ}_{STUDS}}{2} Q_n}{\min(C_{c \text{ Max}}; T_{\text{Max}})} \\ &= \frac{\frac{41}{2} * 71.45}{\min(2177.70; 2948.06)} \\ &= 66.71\% > 50\% \end{aligned}$$

*Ecuación 24: Altura de bloque de compresión en sección compuesta en acción parcial*

$$\begin{aligned} a &= \frac{\frac{N^{\circ}_{STUDS}}{2} Q_n}{0.85 f'_c b_{eff}} \\ &= \frac{\frac{41}{2} * 71.45}{0.85 * 210 * 203} * 100 \\ &= 4.00 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como el bloque de compresión es menor al espesor de la carpeta de hormigón, se procede a calcular el momento nominal con equilibrio de fuerzas:

*Ecuación 25: Capacidad a momento de sección compuesta en acción parcial por equilibrio de fuerzas*

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.9 * \sum Q_n(d - a/2) \\ &= 0.90 * \left(71.45 * \frac{41}{2}\right) * \left(\frac{52.58}{2} + 5 + 6 - \frac{4}{2}\right) * \left(\frac{1}{9.81 * 100}\right) \\ &= 47.03 T.m > 38.54 T.m\end{aligned}$$

Como  $\phi M_n > M_u$ , la sección compuesta es adecuada a flexión.

### **Capacidad a corte**

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter G, se procede a verificar la resistencia a corte con la sección G2.

$$\phi_v = 0.90$$

### **Resistencia a corte del alma**

*Ecuación 26: Resistencia a corte de alma de viga tipo I AISC 360-22 Chapter G (G2-1)*

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 0.6 F_y A_w C_{v1} \\ &= 0.90 * 0.6 * 3515 * (52.58 * 0.89) * 1 \\ &= 88.72 T > 12.63 T\end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la sección compuesta es adecuada a corte.

### **Deflexiones**

Para el cálculo de deflexiones por carga viva de servicio, se obtiene la inercia de la sección compuesta y se verifica su deformación máxima en el centro de la luz que no exceda el valor de  $L/360$  (*Anexo D*). Debido a que la sección trabaja en acción parcial, se corrigen las inercias.

*Ecuación 27: Relación de módulos de elasticidad para material equivalente*

$$\begin{aligned} \mathbf{n} &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{2100000}{218819.79} \\ &= 9.32 \end{aligned}$$

Se procede a obtener el ancho de material equivalente:

$$\begin{aligned} \mathbf{b}_c &= \frac{b_{eff}}{n} \\ &= \frac{203}{9.32} \\ &= 21.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se calcula el centroide de la sección:

*Ecuación 28: Centroide de la sección compuesta*

$$\begin{aligned} \mathbf{y} &= \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_T} \\ &= \frac{\left( b_c t_p \left( h + 50 + \frac{t_p}{2} \right) \right) + \left( A_s \left( \frac{h}{2} \right) \right)}{(b_c t_p) + (A_s)} \\ &= \frac{\left( (218.24 * 60) * \left( 525.8 + 50 + \frac{60}{2} \right) + \left( 8387 * \left( \frac{525.8}{2} \right) \right) \right)}{(218.24 * 60) + (525.8)} \\ &= 471.90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Se procede a obtener la inercia transformada de la sección mediante el teorema de Steiner o ejes paralelos:

*Ecuación 29: Inercia transformada de la sección compuesta*

$$\begin{aligned} \mathbf{I}_{tr} &= \sum I_i + A_i d_i^2 \\ &= \frac{b_c t_p^3}{12} + b_c t_p \left( h + 50 + \frac{t_p}{2} - y \right)^2 + I_x + A_s \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{218.24 * 60^3}{12} + 218.24 * 60 * \left(525.8 + 50 + \frac{60}{2} - 471.90\right)^2 + 3.51x10^8 + 8387 * \left(471.90 - \frac{525.8}{2}\right)^2 \\
&= 9.56x10^8 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

Debido a que la acción de la sección compuesta es parcial se debe corregir la inercia mediante la siguiente expresión:

*Ecuación 30: Inercia corregida de la sección compuesta*

$$\begin{aligned}
I_{\text{eff}} &= I_s + (I_{\text{tr}} - I_s) \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C}} \\
&= 3.51x10^8 + (9.56x10^8 - 3.51x10^8) \sqrt{\frac{71.45 * \frac{41}{2}}{2177.70}} \\
&= 8.45x10^8 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

El límite de deflexión por carga viva de servicio se define como (*Anexo D*):

*Ecuación 31: Deflexión admisible por carga viva de servicio*

$$\begin{aligned}
\delta_{\text{adm}} &= \frac{L}{360} \\
&= \frac{12200}{360} \\
&= 33.89 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Mientras que la deflexión máxima obtenida por carga viva de servicio se define como:

*Ecuación 32: Deflexión Máxima generada por carga viva de servicio*

$$\begin{aligned}
\delta_{\text{Max}} &= \frac{5wL^4}{384EI} \\
&= \frac{5 * \left(\frac{200}{10000} * 203\right) * 1220^4}{384 * 2100000 * 8.45x10^8} \\
&= 6.61 \text{ mm} < 33.89 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Como  $\delta_{\text{adm}} > \delta_{\text{Max}}$ , la sección presenta deflexiones bajo el límite establecido.

### 5.2.2. DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL DE CARGA

De igual manera para una primera aproximación se toma la relación peralte vs luz de viga para evitar deflexiones excesivas obteniendo:

$$\frac{L}{25} = \frac{12.20}{25} = 0.49m$$

Con una altura limitada a 49 cm (20 in), además de que la altura debe ser mayor a la viga secundaria de 52.83 cm (21 in), luego de varias iteraciones se procede a escoger una viga W24x55 para la verificación de resistencia y estados límite.

#### *Datos arquitectónicos*

$$L_{vs} = 12.20 \text{ m}$$

$$L_{vc} = 12.20 \text{ m}$$

$$s = 2.03 \text{ m}$$

#### *Propiedades del material*

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$$

#### *Propiedades geométricas de viga (AISC Manual - 14)*

$$A_s = 104.52 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 136.01 \text{ cm}^3$$

$$h_o = 58.67 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 81.85 \text{ Kg/m}$$

$$Z_x = 2195.87 \text{ cm}^3$$

$$J = 49.12 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 56191.24 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 217.95 \text{ cm}^3$$

$$r_{ts} = 4.34 \text{ cm}$$

$$I_y = 1211.23 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 23.14 \text{ cm}$$

$$S_x = 1868.13 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3.4 \text{ cm}$$

**Dimensiones de viga (AISC Manual - 14)**

$$b_f = 17.81 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.28 \text{ cm}$$

$$h = 59.94 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.00 \text{ cm}$$

**Clasificación de sección (Compacidad)**

En base al AISC 360-22 Specifications Table B4.1b, para un perfil conformado en caliente se procede a verificar que el elemento tenga una sección compacta por ser una zona sísmica.

**Patín de viga**

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como compacto es:

*Ecuación 33: Límite de esbeltez para patín de viga compacta AISC 360-22 Specifications Table B4.1b*

$$\begin{aligned} \lambda_{hd} &= 0.38 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 0.38 * \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 9.29 \end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b_f/2}{t_f} \\ &= \frac{17.81/2}{1.28} \\ &= 6.94 < 9.29 \end{aligned}$$

Como  $\lambda_p > \lambda$ , se clasifica al patín como parte de una sección compacta.



### *Alma de viga*

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como compacto es:

*Ecuación 34: Límite de esbeltez para alma de viga compacta AISC 360-22 Specifications Table B4.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_{hd} &= 3.76 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 3.76 * \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 87.63\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h - 2t_f}{t_w} \\ &= \frac{59.94 - 2 * 1.28}{1.00} \\ &= 57.19 < 87.63\end{aligned}$$

Como  $\lambda_p > \lambda$ , se clasifica el alma como parte de una sección compacta.

### *Ancho efectivo*

Para el cálculo del ancho efectivo se toma el menor valor entre un octavo de la longitud de la viga o un medio de la separación entre vigas de eje a eje.

*Ecuación 35: Ancho efectivo de viga AISC 360-22 Chapter I3 1.1a*

$$\begin{aligned}B_{eff} &= 2 * \min\left(\frac{L_{vs}}{8}; \frac{s}{2}\right) \\ &= 2 * \min\left(\frac{12.20}{8}; \frac{12.20}{2}\right) \\ &= 2 * \min(1.53; 6.10) \\ &= 3.05 \text{ m}\end{aligned}$$

### *Demandas por combinación de cargas*

Una vez calculado el  $b_{eff}$ , se procede a calcular la carga sobre la viga secundaria debido al ancho colaborante.

$$\begin{aligned} w &= b_{eff} C_u + 1.2 * P_{viga} \\ &= 3.05 * 0.98 + 1.2 * \frac{104.52}{1000} \\ &= 3.09 \frac{T}{m} \end{aligned}$$

Por lo que el momento último de demanda para una viga simplemente apoyada con

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{n}{8} PL + \frac{1.2 * P_{viga} L^2}{8} \\ &= \frac{6 * 12.70 * 12.20}{8} + \frac{1.2 * \frac{104.52}{1000} * 12.20^2}{8} \\ &= 118.03 T.m \end{aligned}$$

Y, el cortante último de demanda para una viga simplemente apoyada con cargas puntuales (*Anexo F*) se define como:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{n-1}{2} P + \frac{1.2 * P_{viga} L}{2} \\ &= \frac{6-1}{2} * 12.70 + \frac{1.2 * \frac{104.52}{1000} * 12.20}{2} \\ &= 32.35 T \end{aligned}$$

### ***Capacidad a flexión simple***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter F, se procede a verificar la sección para flexión simple y comprobar la resistencia de la viga durante el proceso constructivo, esto debido a que aún no trabajará como un sistema compuesto y será la encargada de sostener el entramado de vigas secundarias. En la tabla F1.1, el perfil clasifica en la sección F2 la cual indica verificar dos estados límite Y & LTB, de los cuales el menor valor obtenidos es la capacidad nominal a flexión.

$$\phi_b = 0.90$$

### ***Fluencia***

*Ecuación 36: Capacidad a flexión por fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-1)*

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = F_y Z_x \\ &= 3515 * 2195.87 \\ &= 77.18 \text{ T.m} \end{aligned}$$

### ***Pandeo Lateral Torsional***

Se procede a calcular las longitudes límite a la cuales la viga debe estar apoyada para poder plastificar y verificar su capacidad considerando el estado de LTB.

### ***Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia***

*Ecuación 37: Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-5)*

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 1.76 * 3.40 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 146.42 \text{ cm} \end{aligned}$$

**Límite de longitud no arriostrada para estado límite de pandeo lateral torsional**

*Ecuación 38: Límite longitud no arriostrada para estado límite de pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-6)*

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1.95 r_{ts} \frac{E_s}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E_s}\right)^2}} \\
 &= 1.95 * 4.34 * \frac{2100000}{0.7 * 3515} \sqrt{\frac{49.12 * 1}{1868.13 * 58.67} + \sqrt{\left(\frac{49.12 * 1}{1868.13 * 58.67}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 3515}{2100000}\right)^2}} \\
 &= 429.31 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r$$

*Ecuación 39: Capacidad a flexión por pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-2)*

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$\text{Si } L_b > L_r$$

*Ecuación 40: Esfuerzo crítico a flexión AISC 360-22 Chapter F (F2-4)*

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \frac{C_b \pi^2 E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\
 &= \frac{1 * \pi^2 * 2100000}{\left(\frac{1220}{4.34}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{49.12 * 1}{1868.13 * 58.67} * \left(\frac{1220}{4.34}\right)^2} \\
 &= 509.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

*Ecuación 41: Capacidad a flexión por pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-3)*

$$\begin{aligned}
 M_n &= F_{cr} S_x \leq M_p \\
 &= 509.23 * 1868.13 \leq 77.18 \\
 &= 9.51 T
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.90 * \min(77.18; 9.51) \\ &= 8.56 \text{ T.m} < 118.03 \text{ T.m}\end{aligned}$$

Como  $\phi M_n < M_u$ , es necesario poner puntos de apoyo intermedios durante el proceso de construcción, por lo que finalmente se verifica que con dos puntales cumple la resistencia requerida al disminuir la luz de la viga continua.

$$L_b = 406.67 \text{ cm}$$

$$M_u = 15.43 \text{ T.m}$$

$$\phi M_n = 43.62 \text{ T.m}$$

Como ahora  $\phi M_n > M_u$ , la sección tiene una resistencia a flexión adecuada y se debe especificar el apuntalamiento durante la fase constructiva.

### ***Capacidad a flexión compuesta***

Posterior al fraguado del hormigón, se espera que a la sección pueda trabajar como una sección compuesta, por lo que para garantizar este comportamiento se deben colocar conectores de corte, y mediante una distribución plástica de esfuerzos a flexión, verificar que la zona en compresión afecte solo a la carpeta de hormigón. Además, se verificará si existe una acción total o acción parcial de trabajo de la sección compuesta con los conectores físicamente colocados en la viga secundaria. Debido a que no existe restricciones de separación del Steel Deck para los conectores de corte, estos pueden ser colocados en base a separaciones límite especificadas en AISC 360-22 Specifications Chapter I8 2.d.

*Ecuación 42: Separación de conectores de corte tipo Stud AISC 360-22 Chapter I8 2.d*

$$s_{\min} = 6\phi_p$$

$$= 6 * 1.9$$

$$= 11.9 \text{ cm}$$

$$s_{\text{Max}} = 3t_p < 90 \text{ cm}$$

$$= 3 * 8.5 < 90 \text{ cm}$$

$$= 25.5 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

***Propiedades de conectores tipo Stud (AISC 360-22)***

$$\phi_p = 19 \text{ mm}$$

$$R_g = 1$$

$$A_p = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$R_p = 0.6$$

$$F_{up} = 420 \text{ MPa}$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

*Ecuación 43: Resistencia de conectores de corte tipo Stud AISC 360-22 Chapter I (I8-1)*

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5A_p\sqrt{f'_c * E_c} \leq R_gR_pA_pF_u \\ &= 0.5 * 283.53 * \sqrt{\frac{210 * 218819.79}{100}} \leq 1 * 0.6 * 283.53 * 420 \\ &= 71.45 \text{ kN} \end{aligned}$$

***Interacción de viga secundaria y losa en acción compuesta***

Debido a que el Steel Deck está apoyado de manera paralela al sentido de la viga, el hormigón existente en los valles de la placa colaborante aporta al espesor del hormigón con la mitad de la altura del valle, por lo que se considera  $6 \text{ cm} + 5/2 \text{ cm}$  de espesor. Mediante el equilibrio de fuerzas considerando la fluencia del acero a tensión y fluencia a compresión del hormigón se procede a verificar la ubicación del eje neutro plástico.

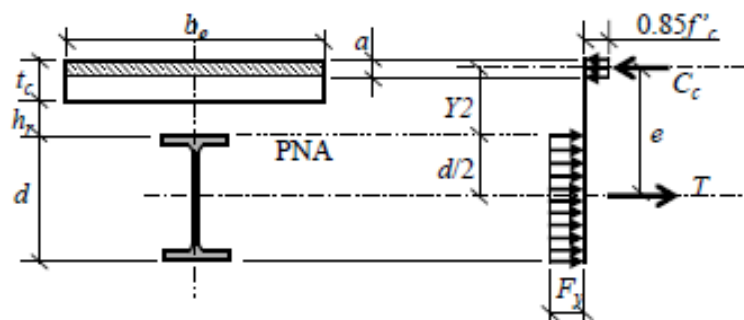


Imagen 54: Distribución de esfuerzos plástico a flexión en sección compuesta (Heredia, 2004)

Ecuación 44: Esfuerzo plástico a compresión en sección compuesta

$$\begin{aligned} C_{c \text{ Max}} &= 0.85 f'_c b_{eff} t \\ &= 0.85 * 210 * 305 * 8.5/100 \\ &= 4627.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ecuación 45: Esfuerzo plástico a tensión en sección compuesta

$$\begin{aligned} T_{\text{Max}} &= A_s F_y \\ &= 104.52 * 3515/100 \\ &= 3673.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Distribución de conectores de corte

Los conectores de corte estarán sujetos a una separación de 12 cm debido a que el Steel Deck no pone ninguna restricción, por lo que el N° de conectores físicamente colocados en una sola fila es de 102 Studs @ 12 cm en la viga principal de 12.20m, mientras que los requeridos se obtienen como:

$$\begin{aligned} N^{\circ}_{STUDS} &= \frac{2 * \text{Max}(C_{c \text{ Max}}; T_{\text{Max}})}{Q_n} \\ &= \frac{2 * \text{Max}(4627.61 ; 3673.73)}{71.45} \\ &= 103 \end{aligned}$$

Como se puede evidenciar, los conectores de corte requeridos son ligeramente mayores más de los que físicamente se pueden colocar sobre la viga con la separación escogida, por lo que la acción sería parcial. Este porcentaje de interacción debe ser mayor al 50% y dar un valor de bloque de compresión a solo en la carpeta de hormigón, caso contrario se recomienda aumentar el espesor de la losa para que el sistema compuesto trabaje de manera eficiente.

$$\begin{aligned} \%I &= \frac{\frac{N^{\circ} \text{STUDS}}{2} Q_n}{\min(C_{c \text{ Max}}; T_{\text{Max}})} \\ &= \frac{\frac{102}{2} * 71.45}{\min(4627.61 ; 3673.73)} \\ &= 98.86\% > 50\% \end{aligned}$$

*Ecuación 46: Altura de bloque de compresión en sección compuesta en acción parcial*

$$\begin{aligned} a &= \frac{\frac{N^{\circ} \text{STUDS}}{2} Q_n}{0.85 f'_c b_{eff}} \\ &= \frac{\frac{102}{2} * 71.45}{0.85 * 210 * 305} * 100 \\ &= 6.67 \text{ cm} < 8.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como el bloque de compresión es menor al espesor de la carpeta de hormigón, se procede a calcular el momento nominal con equilibrio de fuerzas:

*Ecuación 47: Capacidad a momento de sección compuesta en acción parcial por equilibrio de fuerzas*

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 * \sum Q_n (d - a/2) \\ &= 0.90 * \left( 71.45 * \frac{102}{2} \right) * \left( \frac{59.94}{2} + 5 + 6 - \frac{6.67}{2} \right) * \left( \frac{1}{9.81 * 100} \right) \\ &= 125.41 \text{ T.m} > 118.03 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Como  $\phi M_n > M_u$ , la sección compuesta es adecuada a flexión.



### **Capacidad a corte**

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter G, se procede a verificar la resistencia a corte con la sección G2.

$$\phi_v = 0.90$$

### **Resistencia a corte del alma**

*Ecuación 48: Resistencia a corte de alma de viga tipo I AISC 360-22 Chapter G (G2-1)*

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 0.6 F_y A_w C_{v1} \\ &= 0.90 * 0.6 * 3515 * (59.94 * 1.00) * 1 \\ &= 114.16 T > 32.35 T\end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la sección compuesta es adecuada a corte.

### **Deflexiones**

Para el cálculo de deflexiones por carga viva de servicio, se obtiene la inercia de la sección compuesta y se verifica su deformación máxima en el centro de la luz que no exceda el valor de  $L/360$  (*Anexo D*). Debido a que la sección trabaja en acción parcial, se corrigen las inercias.

*Ecuación 49: Relación de módulos de elasticidad para material equivalente*

$$\begin{aligned}\mathbf{n} &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{2100000}{218819.79} \\ &= 9.32\end{aligned}$$

Se procede a obtener el ancho de material equivalente:

$$\begin{aligned}\mathbf{b}_c &= \frac{b_{eff}}{n} \\ &= \frac{305}{9.32}\end{aligned}$$

$$= 327.36 \text{ cm}$$

Se calcula el centroide de la sección:

*Ecuación 50: Centroide de la sección compuesta*

$$\begin{aligned} y &= \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_T} \\ &= \frac{\left( b_c t_p \left( h + 50 + \frac{t_p}{2} \right) \right) + \left( A_s \left( \frac{h}{2} \right) \right)}{(b_c t_p) + (A_s)} \\ &= \frac{\left( (327.36 * 85) * \left( 599.4 + 50 + \frac{60}{2} \right) + \left( 10452 * \left( \frac{599.4}{2} \right) \right) \right)}{(327.36 * 85) + (10452)} \\ &= 584.84 \text{ mm} \end{aligned}$$

Se procede a obtener la inercia transformada de la sección mediante el teorema de Steiner o ejes paralelos:

*Ecuación 51: Inercia transformada de la sección compuesta*

$$\begin{aligned} I_{tr} &= \sum I_i + A_i d_i^2 \\ &= \frac{b_c t_p^3}{12} + b_c t_p \left( h + 50 + \frac{t_p}{2} - y \right)^2 + I_x + A_s \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 \\ &= \frac{327.36 * 85^3}{12} + 327.36 * 85 * \left( 599.4 + 50 + \frac{60}{2} - 584.84 \right)^2 + 5.62 * 10^8 + 10452 * \left( 584.84 - \frac{599.4}{2} \right)^2 \\ &= 1.75 * 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Debido a que la acción de la sección compuesta es parcial se debe corregir la inercia mediante la siguiente expresión:

*Ecuación 52: Inercia corregida de la sección compuesta*

$$I_{eff} = I_s + (I_{tr} - I_s) \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5.62 \times 10^8 + (1.75 \times 10^9 - 5.62 \times 10^8) \sqrt{\frac{71.45 * \frac{102}{2}}{3673.73}} \\
 &= 1.74 \times 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

El límite de deflexión por carga viva de servicio se define como (*Anexo D*):

*Ecuación 53: Deflexión admisible por carga viva de servicio*

$$\begin{aligned}
 \delta_{\text{adm}} &= \frac{L}{360} \\
 &= \frac{12200}{360} \\
 &= 33.89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mientras que la deflexión máxima obtenida por carga viva de servicio se define como:

*Ecuación 54: Deflexión Máxima generada por carga viva de servicio*

$$\begin{aligned}
 \delta_{\text{Max}} &= \frac{5wL^4}{384EI} \\
 &= \frac{5 * \left( \frac{200}{10000} * 305 \right) * 1220^4}{384 * 2100000 * 1.74 \times 10^8} \\
 &= 5.05 \text{ mm} < 33.89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Como  $\delta_{\text{adm}} > \delta_{\text{Max}}$ , la sección presenta deflexiones bajo el límite establecido.

### 5.2.3. DISEÑO POR VIBRACIONES

Para la evaluación de vibraciones en el sistema de entrepiso por actividad humana, se basa en lo estipulado en el AISC Steel Design Guide 11, el cual propone un procedimiento de cálculo por cargas dinámicas (*Anexo E*) tomando en cuenta una aceleración máxima de piso de 0.5% de  $g$  para confort en oficinas o residencias y tomando en cuenta el caso más crítico como es el análisis de un vano exterior. Para el amortiguamiento estimado de piso se hace referencia a los componentes recomendados por el AISC (*Anexo G*) con un  $\beta=6\%$ .

#### *Datos arquitectónicos*

$$L_x = 42.70 \text{ m}$$

$$L_y = 30.60 \text{ m}$$

$$s = 2.03 \text{ m}$$

#### *Propiedades del material*

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

#### *Propiedades geométricas de viga secundaria W21x44 (AISC Manual - 14)*

$$A_s = 83.87 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 35088.31 \text{ cm}^4$$

#### *Dimensiones de viga secundaria W21x44 (AISC Manual - 14)*

$$h = 52.58 \text{ cm}$$

#### *Propiedades geométricas de viga principal W24x55 (AISC Manual - 14)*

$$A_s = 104.52 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 56191.24 \text{ cm}^4$$

**Dimensiones de viga principal W24x55 (AISC Manual - 14)**

$$h = 59.94 \text{ cm}$$

**Joist Panel Mode**

Para la sección compuesta es necesario obtener el módulo dinámico, por lo que la relación de módulos de material es afectada por un factor de 1.35.

*Ecuación 55: Relación de módulos de elasticidad de material dinámico AISC Steel Design Guide 11, 4-3c*

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{1.35E_c} \\ &= \frac{2100000}{1.25 * 218819.79} \\ &= 7.11 \end{aligned}$$

**Ancho Efectivo**

Para el cálculo del ancho efectivo para vibración se toma el menor valor entre el 40% de la longitud de la viga o la separación entre vigas secundarias.

*Ecuación 56: Ancho efectivo de viga AISC Steel Design Guide 11*

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 2 * \min(0.40L_j; s) \\ &= 2 * \min(0.40 * 12.20; 2.03) \\ &= 2 * \min(4.88; 2.03) \\ &= 2.03 \text{ m} \end{aligned}$$

Se procede a calcular el ancho transformado con la relación de módulos dinámico.

$$\begin{aligned} b_s &= \frac{b_{eff}}{n} \\ &= \frac{203}{7.11} \\ &= 28.60 \text{ cm} \end{aligned}$$

### ***Inercia Transformada***

Se procede a calcular el eje neutro de la sección con su ancho transformado:

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_T} \\
 &= \frac{\left( b_s t_p \left( h + 50 + \frac{t_p}{2} \right) \right) + \left( A_s \left( \frac{h}{2} \right) \right)}{(b_s t_p) + (A_s)} \\
 &= \frac{\left( (286.03 * 60) * \left( 525.8 + 50 + \frac{60}{2} \right) + \left( 8387 * \left( \frac{5258}{2} \right) \right) \right)}{(286.03 * 60) + (8387)} \\
 &= 493.22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Se procede a obtener la inercia transformada de la sección mediante el teorema de Steiner o ejes paralelos:

$$\begin{aligned}
 I_j &= \sum I_i + A_i d_i^2 \\
 &= \frac{b_s t_p^3}{12} + b_s t_p \left( h + 50 + \frac{t_p}{2} - y \right)^2 + I_x + A_s \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 \\
 &= \frac{286.03 * 60^3}{12} + 286.03 * 60 * \left( 525.8 + 50 + \frac{60}{2} - 493.22 \right)^2 + 3.51 * 10^8 + 8387 * \left( 493.22 - \frac{525.8}{2} \right)^2 \\
 &= 1.02 * 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

### ***Propiedades dinámicas de viga secundaria***

La carga lineal que afecta a la viga secundaria para el análisis de vibraciones se define como:

$$\begin{aligned}
 w_j &= (D + 0.25L) b_s \\
 &= (0.55 + 0.25 * 0.20) * 0.286 \\
 &= 1.22 \frac{T}{m}
 \end{aligned}$$

Con esto se puede calcular la deflexión de piso debido a las cargas consideradas para el análisis dinámico.

$$\begin{aligned}\Delta_j &= \frac{5w_j L_j^4}{384E_s I_j} \\ &= \frac{5 * 1.22 * 1220^4}{384 * 21000 * 1.02 \times 10^9} \\ &= 16.45 \text{ mm}\end{aligned}$$

Con la deformación calculada, se procede a obtener la frecuencia fundamental de vibración de la viga secundaria, la cual tiene que ser mayor a 3 Hz correspondiente a la excitación de caminata de personas.

*Ecuación 57: Frecuencia natural de sistema de piso AISC Steel Design Guide 11, 3-3*

$$\begin{aligned}f_j &= 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j}} \\ &= 0.18 \sqrt{\frac{9810}{16.45}} \\ &= 4.40 > 3 \text{ Hz}\end{aligned}$$

Considerando la colaboración de la mitad del hormigón en el valle del Steel Deck, se obtiene el momento de inercia transformado de la losa.

*Ecuación 58: Inercia transformada de losa AISC Steel Design Guide 11, 4-3b*

$$\begin{aligned}D_s &= \frac{d_e^3}{12n} \\ &= \frac{85^3}{12 * 7.11} \\ &= 7199.07 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

La inercia transformada de la sección compuesta por unidad de longitud se define como

*Ecuación 59: Inercia transformada de sección compuesta AISC Steel Design Guide 11, 4-3a*

$$\begin{aligned} D_j &= \frac{I_j}{S} \\ &= \frac{1.02 \times 10^9}{2030} \\ &= 500860.83 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

El ancho efectivo de panel para un paño exterior típico tiene que ser menor a 2/3 del ancho total de la edificación y se define como:

*Ecuación 60: Ancho efectivo de panel AISC Steel Design Guide 11, 4-3*

$$\begin{aligned} B_j &= C_j \left( \frac{D_s}{D_j} \right)^{1/4} L_j \\ &= 2 * \left( \frac{7199.07}{500860.83} \right)^{1/4} 12.20 \\ &= 8.45 \text{ m} < 28.47 \end{aligned}$$

Par culminar el análisis de la viga secundaria, es necesario conocer la carga efectiva del panel de la vigueta. Se realiza una verificación adicional la cual menciona que si la distancia entre vigas principales es mayor al 70% de la luz de la viga y la conexión es netamente a corte, se debe ajustar por un factor de 1.5 por continuidad.

*Ecuación 61: Peso del panel de viga secundaria AISC Steel Design Guide 11, 4-2*

$$\begin{aligned} W_j &= 1.5 \left( \frac{W_j}{S} \right) B_j L_j \\ &= 1.5 * \left( \frac{1.22}{2.03} \right) * 8.45 * 12.20 \\ &= 92.76 \text{ T} \end{aligned}$$



### ***Girder Panel Mode***

#### ***Ancho Efectivo***

Se procede a calcular el ancho efectivo para la viga principal de carga que se define como la suma del mínimo entre el 20% de la longitud de la viga principal y el 50% de la longitud de la viga secundaria, esto tanto para el lado izquierdo como derecho de la viga principal.

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= \min(0.20L_g; 0.50L_{j\ Left}) + \min(0.20L_g; 0.50L_{j\ Right}) \\
 &= \min(0.20 * 12.20; 0.50 * 12.20) + \min(0.20 * 12.20; 0.50 * 12.20) \\
 &= \min(2.44; 6.10) + \min(2.44; 6.10) \\
 &= 4.88\ m
 \end{aligned}$$

Se procede a calcular los espesores transformados del hormigón en el Steel Deck. Para la carpeta de hormigón se considera el ancho efectivo completo mientras que para el hormigón ubicado en las crestas y asumiendo un ancho uniforme, se toma como la mitad del ancho efectivo.

$$\begin{aligned}
 b_{sc} &= \frac{b_{eff}}{n} = \frac{4.88}{7.11} = 686.47\ mm \\
 b_{sd} &= \frac{\frac{b_{eff}}{2}}{n} = \frac{\frac{4.88}{2}}{7.11} = 343.23\ mm
 \end{aligned}$$

#### ***Inercia Transformada***

De igual forma que para el paño de la viga secundaria, se procede a calcular la inercia transformada de la sección de la viga principal obteniendo los siguientes valores:

$$y = 608.04\ mm$$

$$I_g = 6.05 \times 10^{10}$$

### *Propiedades dinámicas de viga principal*

La carga lineal equivalente que afecta a la viga principal para el análisis de vibraciones se define como:

$$\begin{aligned} w_g &= L_j \frac{w_j}{s} + \text{peso por unidad de longitud de viga secundaria} \\ &= 12.20 * \frac{1.22}{2.03} + \frac{81.85}{1000} \\ &= 7.40 \frac{T}{m} \end{aligned}$$

Con esto se puede calcular la deflexión de piso debido a las cargas consideradas para el análisis dinámico.

$$\begin{aligned} \Delta_g &= \frac{5w_g L_g^4}{384E_s I_g} \\ &= \frac{5 * 7.40 * 1220^4}{384 * 21000 * 6.05 * 10^{10}} \\ &= 1.68 \text{ mm} \end{aligned}$$

Con la deformación calculada, se procede a obtener la frecuencia fundamental de vibración de la viga secundaria, la cual tiene que ser mayor a 3 Hz correspondiente a la excitación de caminata de personas.

*Ecuación 62: Frecuencia natural de sistema de piso AISC Steel Design Guide 11, 3-3*

$$\begin{aligned} f_g &= 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_g}} \\ &= 0.18 \sqrt{\frac{9810}{1.68}} \\ &= 13.75 > 3\text{Hz} \end{aligned}$$

La inercia transformada de la sección compuesta por unidad de longitud se define como

*Ecuación 63: Inercia transformada de sección compuesta AISC Steel Design Guide 11, 4-3a*

$$\begin{aligned} D_g &= \frac{I_g}{L_j} \\ &= \frac{6.05 \times 10^{10}}{1220} \\ &= 4955011.39 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

El ancho efectivo de panel para un paño exterior típico tiene que ser menor a 2/3 del ancho total de la edificación y se define como:

*Ecuación 64: Ancho efectivo de panel AISC Steel Design Guide 11, 4-3*

$$\begin{aligned} B_g &= C_g \left( \frac{D_j}{D_g} \right)^{1/4} L_g \\ &= 1.8 * \left( \frac{500860.83}{4955011.39} \right)^{1/4} 12.20 \\ &= 12.38 \text{ m} < 20.40 \end{aligned}$$

Par culminar el análisis de la viga secundaria, es necesario conocer la carga efectiva del panel de la vigueta.

*Ecuación 65: Peso del panel de viga secundaria AISC Steel Design Guide 11, 4-2*

$$\begin{aligned} W_g &= 1.5 \left( \frac{W_g}{L_j} \right) B_g L_g \\ &= 1.5 * \left( \frac{7.40}{12.20} \right) * 12.38 * 12.20 \\ &= 137.48 \text{ T} \end{aligned}$$

### ***Combined Mode***

Ahora se procede a verificar el sistema en conjunto, se obtiene la frecuencia natural de vibración del sistema de piso con:

*Ecuación 66: Frecuencia natural de sistema de piso AISC Steel Design Guide 11, 3-4*

$$\begin{aligned} f_n &= 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} \\ &= 0.18 \sqrt{\frac{9810}{16.45 + 1.68}} \\ &= 4.19 \text{ Hz} \end{aligned}$$

El peso del panel equivalente se puede obtener como:

*Ecuación 67: Peso equivalente de panel combinado AISC Steel Design Guide 11, 4-5*

$$\begin{aligned} W &= \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g \\ &= \frac{16.45}{16.45 + 1.68} * 92.76 + \frac{1.68}{16.45 + 1.68} 137.48 \\ &= 96.91 \text{ T} \end{aligned}$$

### ***Evaluación***

Finalmente se puede realizar la evaluación de aceleración máxima de piso por vibración considerando que la amplitud inducida por una persona es de 65 lbs al caminar.

$$\begin{aligned} \frac{a_p}{g} &= \frac{P_o e^{-0.35f_n}}{\beta W} \\ &= \frac{\frac{65}{2.2} * e^{-0.35*4.19}}{0.06 * 96910} \\ &= 0.13\% g < 0.50\% g \end{aligned}$$

Por lo tanto, el sistema de piso es predatoriamente satisfactorio ante vibraciones para oficinas o residencias.

#### 5.2.4. DISEÑO CONTRA INCENDIOS

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, no posee un capítulo dedicado al diseño de protección contra incendios, por lo que basado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 se procede a realizar el diseño con el título J dedicado a los requisitos de protección contra incendios en edificaciones.

En base a el grupo de ocupación se obtiene la clasificación R para tipo residencial, por lo que la sección aplicable de diseño es la K.2.10.

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección
<b>A</b>	<b>ALMACENAMIENTO</b>	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
<b>C</b>	<b>COMERCIAL</b>	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
<b>E</b>	<b>ESPECIALES</b>	K.2.4
<b>F</b>	<b>FABRIL E INDUSTRIAL</b>	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
<b>I</b>	<b>INSTITUCIONAL</b>	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
<b>L</b>	<b>LUGARES DE REUNIÓN</b>	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
<b>M</b>	<b>MIXTO Y OTROS</b>	K.2.8
<b>P</b>	<b>ALTA PELIGROSIDAD</b>	K.2.9
<b>R</b>	<b>RESIDENCIAL</b>	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
<b>T</b>	<b>TEMPORAL</b>	K.2.11

Imagen 55: Tabla K.2.1-1 Grupos y subgrupos de ocupación NRS-10 Título K

Una vez ubicado el grupo de la edificación se procede la categorización en efecto de resistencia requerida contra el fuego. El área de construcción de la edificación es de 15680 m<sup>2</sup> con un total de 12 pisos, por lo que entra en la categoría I.

**Área de Construcción: 384 m<sup>2</sup>**

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, $A_T$ m <sup>2</sup>	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades $> 140$ m <sup>2</sup>				II	I	I	I
	Unidades $\leq 140$ m <sup>2</sup>				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Imagen 56: Tabla J.3.3-1 Categorización de edificaciones NRS-10 Título J

Los elementos estructurales y demás elementos de la construcción deberán tener como mínimo las resistencias al fuego normalizado exigidas en NTC 1480 (ISO 834), para la categoría I y elementos de estructura metálica, el mínimo es de 2 horas.

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1 ½	1

Imagen 57: Tabla J.3.4-3 Resistencia requerida al fuego en horas NRS-10 Título J

### Protección contra incendios

Para la provisión de resistencia contra el fuego, se hace uso de elementos no estructurales como puede ser el Gypsum Board, recubrimiento que generalmente se usa en cielos falsos y se puede obtener hasta 2 horas como es requerido para la categoría I. Además del hormigón existente sobre el Steel Deck que aporta resistencia requerida al fuego.

UL Fire Resistance Ratings				Deck Type						Unrestrained Beam Rating (hr.)	
Restrained Assembly Ratings (hr.)	Type of Protection	Concrete Thickness & Type	JL Design No.	1.5VL	2VL	3VL	1.5VLP	2VLP	3VLP		
¾	Unprotected Deck	2½" LW	D914 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1	
			D916 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3	
	Exposed Grid	2½" NW	D216 +	✓	✓	✓		✓	✓	2,3	
			D743 *		✓	✓		✓	✓	1,1½,2,3	
		2" NW & LW	D703 *	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1½	
			D712 *		✓	✓			✓	2	
	Cementitious	2½" NW & LW	D722 *		✓	✓			✓	1,1½,2	
			D739 *	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3,4	
			D759 *	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3	
		2" NW & LW	D859 *		✓	✓			✓	✓	1,1.5,2,3
D832 *			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3	
D847 *				✓	✓			✓	✓	1,1½,3	
1	Sprayed Fiber	2½" NW & LW	D858 *		✓	✓		✓	✓	1,1½,2,3,4	
			D871 *		✓	✓		✓	✓	1,1½,2,3	
		2½" LW	D902 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3	
			D914 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1	
	Unprotected Deck	2½" LW	D916 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3	
			D919 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½	
			D902 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3	
		3½" NW	D916 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½,2,3
			D919 #	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1,1½
			D502 *	✓	✓	✓			✓	✓	1½,2
Gypsum Board	2" NW & LW	D743 *	✓	✓	✓			✓	✓	1,1½,2,3	
		D703 *	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	1½	

Imagen 58: Espesor de hormigón Vulcraft Deck Solutions: Composite Deck Fire Resistance Ratings

Se requiere un espesor de hormigón de 2.5 in (6.35 cm), mientras que en el proyecto se consideran 6 cm. Este déficit se complementa con los acabados de piso, entre ellos masillado y porcelanato que son aproximadamente 3 cm adicionales, cumpliendo con el  $t_p$  requerido para protección contra incendios.

### 5.3. DISEÑO DE COLUMNAS A GRAVEDAD

Para este sistema las columnas que trabajarán únicamente a gravedad serán de tipo W. Su diseño será en base al AISC 360-22 Specifications Chapter E, para diseño de elementos en compresión.

#### *Datos arquitectónicos*

$$L_1 = 12.20 \text{ m}$$

$$L_3 = 12.20 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ Pisos} = 12$$

$$L_2 = 6.10 \text{ m}$$

$$L_4 = 6.10 \text{ m}$$

$$H = 4.50 \text{ m}$$

#### *Área colaborante*

Para el cálculo del área colaborante se toma el paño crítico de la estructura que afecta a la columna mayormente cargada.

$$\begin{aligned} A_{colab} &= 0.5(L_1 + L_2) * 0.5(L_3 + L_4) \\ &= 0.5 * (12.20 + 6.10) * 0.5 * (12.20 + 6.10) \\ &= 83.72 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

#### *Demandas por combinación de cargas*

Una vez calculado el  $A_{colab}$ , se procede a calcular la carga axial sobre la columna con la carga más crítica.

$$\begin{aligned} P_u &= N_{pisos}^o A_{colab} C_u \\ &= 12 * 83.72 * 0.98 \\ &= 984.58 \text{ T} \end{aligned}$$

Luego de iteraciones con la demanda obtenida, la sección escogida es una sección W27x217 para la verificación de resistencia y estados límite.



***Propiedades del material***

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 786952 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

***Propiedades geométricas de columna (AISC Manual - 14)***

$$A_s = 412.9 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 1638.71 \text{ cm}^3$$

$$h_o = 68.33 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 322.93 \text{ Kg/m}$$

$$Z_x = 11651.2 \text{ cm}^3$$

$$J = 1565.03 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 370862.2 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 2523.61 \text{ cm}^3$$

$$r_{ts} = 9.88 \text{ cm}$$

$$I_y = 29302.69 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 29.97 \text{ cm}$$

$$C_w = 34372591 \text{ cm}^6$$

$$S_x = 10274.69 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 8.43 \text{ cm}$$

***Dimensiones de columna (AISC Manual - 14)***

$$bf = 35.81 \text{ cm}$$

$$tf = 3.81 \text{ cm}$$

$$h = 72.14 \text{ cm}$$

$$tw = 2.11 \text{ cm}$$

***Clasificación de sección (Compacidad)***

En base al AISC 360-22 Specifications Table B4.1b, para un perfil conformado en caliente se procede a verificar que el elemento tenga una sección compacta por ser una zona sísmica.

***Patín de columna***

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como compacto es:

*Ecuación 68: Límite de esbeltez para patín de columna compacta AISC 360-22 Specifications Table B4.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0.38 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 0.38 * \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 9.29\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b_f/2}{t_f} \\ &= \frac{35.81/2}{3.81} \\ &= 4.70 < 9.29\end{aligned}$$

Como  $\lambda_p > \lambda$ , se clasifica al patín como parte de una sección compacta.

### ***Alma de columna***

Para el caso de una columna gravitacional el límite para que el perfil pueda ser clasificado como compacto se calcula como:

*Ecuación 69: Límite de esbeltez para alma de columna de alta ductilidad AISC 360-22 Specifications Table B4.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 91.90\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h - 2t_f}{t_w} \\ &= \frac{72.14 - 2 * 3.81}{2.11} \\ &= 30.69 < 91.90\end{aligned}$$

Como  $\lambda_p > \lambda$ , se clasifica el alma como parte de una sección compacta.

### ***Capacidad a Compresión***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter E, se procede a verificar la sección para compresión axial. En la tabla E1.1, para secciones con elementos compactos, el perfil clasifica en la sección E3 y E4 la cual indica verificar dos estados límite FB & TB, de los cuales el menor valor obtenidos para el menor radio de giro es la capacidad nominal a carga axial.

$$\phi_c = 0.90$$

### ***Pandeo por flexión***

*Ecuación 70: Capacidad a compresión por pandeo por flexión AISC 360-22 Chapter E (E3-1)*

$$P_n = F_n A_g$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$F_n = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$F_n = 0.877 F_e$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 * 2100000}{\left(\frac{450}{8.43}\right)^2} \\
 &= 7278.43 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}$$

Ahora, se debe comprobar los límites para el cálculo de  $F_n$ :

$$\begin{aligned}
 \frac{450}{8.43} &\leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\
 53.36 &\leq 115.13
 \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned}
 F_n &= \left(0.658^{\frac{3515}{7278.43}}\right) * 3515 \\
 &= 2871.71 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0.90 * 2871.71 * 412.90 \\
 &= 1067.16 T
 \end{aligned}$$

### *Pandeo Torsional*

*Ecuación 71: Capacidad a compresión por pandeo torsional AISC 360-22 Chapter E (E4-1)*

$$P_n = F_n A_g$$

Para una sección doblemente simétrica el esfuerzo elástico por pandeo torsional se determina mediante:

$$\begin{aligned} F_e &= \left( \frac{\pi^2 E_s C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \\ &= \left( \frac{\pi^2 * 2100000 * 34372591}{450^2} + 786952 * 1565.03 \right) * \frac{1}{370862.20 + 29302.69} \\ &= 11869.33 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} F_n &= \left( 0.658 \frac{3515}{11869.33} \right) * 3515 \\ &= 3105.24 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.90 * 3105.24 * 412.90 \\ &= 1153.94 T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \min(1067.16; 1153.94) \\ &= 1067.16 T > 984.58 T \end{aligned}$$

Como  $\phi P_n > P_u$ , la sección es adecuada para resistir las demandas a carga axial por carga gravitacional.

#### 5.4. DISEÑO DE VIGAS DE PRM

Con el sistema gravitacional diseñado, se procede a realizar el diseño de los únicos PRM que existen en los perímetros de la estructura. Estos elementos son considerados como parte de un sistema SMF, por lo que se hará referencia al AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E para el diseño propuesto.

##### *Demandas de cargas*

Del modelo estructural se puede obtener las demandas críticas de la envolvente de diseño a las que estará sometida la viga del PRM.

$$M_u = 87.17 T.m$$

$$V_u = 37.09 T$$

Luego de varias iteraciones se procede a escoger una viga W24x76 para la verificación de resistencia y estados límite.

##### *Datos arquitectónicos*

$$L_v = 6.10 \text{ m}$$

##### *Propiedades del material*

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

##### *Propiedades geométricas de viga (AISC Manual - 14)*

$$A_s = 144.52 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 301.52 \text{ cm}^3$$

$$h_o = 58.93 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 113.1 \text{ Kg/m}$$

$$Z_x = 3277.41 \text{ cm}^3$$

$$J = 111.55 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 87408.6 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 468.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{ts} = 5.94 \text{ cm}$$

$$I_y = 3433.91 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 24.61 \text{ cm}$$

$$S_x = 2884.12 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 4.88 \text{ cm}$$

**Dimensiones de viga (AISC Manual - 14)**

$$bf = 22.83 \text{ cm}$$

$$tf = 1.73 \text{ cm}$$

$$h = 60.71 \text{ cm}$$

$$tw = 1.12 \text{ cm}$$

**Clasificación de sección (Compacidad)**

En base al AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b, para un perfil conformado en caliente se procede a verificar que el elemento tenga una sección de alta ductilidad por ser una zona sísmica.

**Patín de viga**

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como sísmico de alta ductilidad es:

*Ecuación 72: Límite de esbeltez para patín de viga de alta ductilidad AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b*

$$\begin{aligned} \lambda_{hd} &= 0.30 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \\ &= 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\ &= 6.99 \end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b_f/2}{t_f} \\ &= \frac{22.83/2}{1.73} \\ &= 6.61 < 6.99 \end{aligned}$$

Como  $\lambda_{hd} > \lambda$ , se clasifica al patín como parte de una sección de alta ductilidad.

### *Alma de viga*

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como sísmico de alta ductilidad es:

*Ecuación 73: Límite de esbeltez para alma de viga de alta ductilidad AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_{hd} &= 2.50 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \\ &= 2.50 * \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\ &= 58.26\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h - 2t_f}{t_w} \\ &= \frac{60.71 - 2 * 1.73}{1.12} \\ &= 51.23 < 58.26\end{aligned}$$

Como  $\lambda_{hd} > \lambda$ , se clasifica el alma como parte de una sección de alta ductilidad.

### *Longitud mínima de arriostramiento*

Para que la viga cumpla como un elemento de alta ductilidad debe tener arriostramiento para asegurar la estabilidad lateral ante flexo torsión, por lo que una separación máxima de apoyos es requerida en base al AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter D1 2.b.

$$\begin{aligned}L_{b \text{ Max}} &= 0.086 \frac{r_y E_s}{R_y F_y} \\ &= 0.086 \frac{4.88 * 2100000}{1.1 * 3515} \\ &= 2.28 \text{ m}\end{aligned}$$



Por lo que debe proveerse arriostramiento lateral al a viga del PRM debido a que tiene 6.10 m de longitud. Esta longitud es suplida con el apoyo de vigas secundarias las cuales tienen una separación a cada 2.05m asegurando una plastificación de la viga.

### ***Capacidad a flexión simple***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter F, se procede a verificar la sección para flexión simple. En la tabla F1.1, el perfil clasifica en la sección F2 la cual indica verificar dos estados límite Y & LTB, de los cuales el menor valor obtenidos es la capacidad nominal a flexión.

$$\phi_b = 0.90$$

### ***Fluencia***

*Ecuación 74: Capacidad a flexión por fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-1)*

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= F_y Z_x \\ &= 3515 * 3277.41 \\ &= 115.20 \text{ T.m} \end{aligned}$$

### ***Pandeo Lateral Torsional***

Como se provee arriostramiento lateral por parte las vigas secundarias en base a  $L_{b \text{ Max}}$ , el estado límite de LTB no aplica ya que se espera la plastificación de la viga.

$$L_b \leq L_{b \text{ Max}}$$

$$2.03 \text{ m} \leq 2.28 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.90 * 115.20 \\ &= 103.68 \text{ T.m} < 87.17 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Como ahora  $\phi M_n > M_u$ , la sección tiene una resistencia a flexión adecuada ante carga lateral.

### ***Capacidad a corte***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter G, se procede a verificar la resistencia a corte con la sección G2.

$$\phi_v = 0.90$$

### ***Resistencia a Corte del Alma***

Como la viga forma parte del sistema resistente a carga lateral, se espera que su comportamiento sea dúctil y llegue a plastificarse. Por lo que el cortante esperado se lo calcula en base a lo requerido por el AISC 358-22 *Prequalified Connections* Chapter 2 section 2.4 para parámetros de diseño de conexiones.

*Ecuación 75: Cortante en rótula plástica AISC 358-22 2.4-3*

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

Donde el momento máximo probable en la rótula plástica se calcula como:

*Ecuación 76: Momento máximo en rótula plástica AISC 358-22 2.4-1*

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x$$

*Ecuación 77: Factor de amplificación por endurecimiento de material AISC 358-22 2.4-2*

$$\begin{aligned} C_{pr} &= \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20 \\ &= \frac{3515 + 4570}{2 * 3515} \leq 1.20 \\ &= 1.15 \leq 1.20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1.15 * 1.1 * 3515 * \frac{3277.41}{1000} \\ &= 145.74 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Para poder calcular la distancia entre rótulas  $L_h$ , se obtiene las distancias de rótulas mínimas  $S_h$  como:

*Ecuación 78: Distancia mínima para rótulas plásticas AISC 358-22 6.7-1*

$$\begin{aligned} S_h &= \min\left(\frac{d}{2}; 3b_f\right) \\ &= \min\left(\frac{60.71}{2}; 3 * 22.83\right) \\ &= \min(30.36; 68.49) \\ &= 30.36 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2 * 145.74}{6.10 - 2 * \left(\frac{60.71}{2}\right) - 2 * 0.3036} + 37.09 \\ &= 105.21 \text{ T} \end{aligned}$$

Con esto se puede verificar la resistencia a corte de la viga del PRM como:

*Ecuación 79: Resistencia a corte de alma de viga tipo I AISC 360-22 Chapter G (G2-1)*

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi 0.6 F_y A_w C_{v1} \\ &= 0.90 * 0.6 * 3515 * (60.71 * 1.12) * 1 \\ &= 128.78 \text{ T} > 105.21 \text{ T} \end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la sección en el PRM es adecuada a corte.

### **Momento Probable**

Para efecto de futuros cálculos, se puede obtener el momento probable máximo en la cara de la columna como:

$$\begin{aligned} M_f &= M_{pr} + V_h S_h \\ &= 145.74 + 105.21 * 0.3036 \\ &= 177.67 \text{ T.m} \end{aligned}$$

## 5.5. DISEÑO DE COLUMNAS DE PRM

A continuación, se procede a realizar el diseño de las columnas que componen el PRM. Estos elementos son considerados como parte de un sistema SMF, por lo que se hará referencia al AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E para la revisión del sistema y su diseño será considerando la flexo-compresión y chequeo del criterio nudo fuerte - columnas fuerte - viga débil.

### *Demandas de cargas*

Del modelo estructural se puede obtener las demandas críticas de la envolvente de diseño a las que estará sometida la columna que pertenece al PRM.

$$P_u = 748.73 T$$

$$M_{ux} = 89.11 T.m$$

$$M_{uy} = 6.20 T.m$$

$$V_u = 37.03 T$$

Luego de varias iteraciones se procede a escoger una columna W27x336 para la verificación de resistencia y estados límite.

### *Datos arquitectónicos*

$$H = 4.50 \text{ m}$$

$$N^{\circ} \text{ Pisos} = 12$$

### *Propiedades del material*

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 786952 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

**Propiedades geométricas de columna (AISC Manual - 14)**

$A_s = 638.06 \text{ cm}^2$	$S_y = 2654.7 \text{ cm}^3$	$h_o = 70.36 \text{ cm}$
Peso=500.02Kg/m	$Z_x = 18517.38 \text{ cm}^3$	$J = 5452.63 \text{ cm}^4$
$I_x = 607697.88 \text{ cm}^4$	$Z_y = 4129.54 \text{ cm}^3$	rts = 10.39 cm
$I_y = 49115.31 \text{ cm}^4$	$r_x = 30.73 \text{ cm}$	
$S_x = 15928.23 \text{ cm}^3$	$r_y = 8.76 \text{ cm}$	

**Dimensiones de columna (AISC Manual - 14)**

$$bf = 37.08 \text{ cm}$$

$$tf = 5.79 \text{ cm}$$

$$h = 76.20 \text{ cm}$$

$$tw = 3.20 \text{ cm}$$

**Clasificación de sección (Compacidad)**

En base al AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b, para un perfil conformado en caliente se procede a verificar que el elemento tenga una sección de alta ductilidad por ser una zona sísmica.

**Patín de columna**

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como sísmico de alta ductilidad es:

*Ecuación 80: Límite de esbeltez para patín de columna de alta ductilidad AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b*

$$\begin{aligned} \lambda_{hd} &= 0.30 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \\ &= 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\ &= 6.99 \end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b_f/2}{t_f} \\ &= \frac{35.81/2}{3.81} \\ &= 3.20 < 6.99\end{aligned}$$

Como  $\lambda_{hd} > \lambda$ , se clasifica al patín como parte de una sección de alta ductilidad.

### ***Alma de columna***

Para el caso de una columna gravitacional el límite para que el perfil pueda ser clasificado como sísmico de alta ductilidad se calcula como:

*Ecuación 81: Límite de esbeltez para alma de columna de alta ductilidad AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b*

$$\lambda_{hd} = 2.50(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}}$$

Donde

$$\begin{aligned}C_a &= \frac{P_o}{R_y F_y A_g} \\ &= \frac{748.73 * 1000}{1.1 * 3515 * 638.06} \\ &= 0.34\end{aligned}$$

Por lo que

$$\begin{aligned}\lambda_{hd} &= 2.50(1 - 0.69)^{2.3} \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\ &= 22.62\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h - 2t_f}{t_w} \\ &= \frac{76.20 - 2 * 5.79}{3.20} \\ &= 20.19 < 22.19\end{aligned}$$

Como  $\lambda_{hd} > \lambda$ , se clasifica el alma como parte de una sección de alta ductilidad.

### ***Capacidad a Compresión***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter E, se procede a verificar la sección para compresión axial. En la tabla E1.1, para secciones con elementos compactos, el perfil clasifica en la sección E3 y E4 la cual indica verificar dos estados límite FB & TB, de los cuales el menor valor obtenidos para el menor radio de giro es la capacidad nominal a carga axial.

$$\phi_c = 0.90$$

### ***Pandeo por flexión***

*Ecuación 82: Capacidad a compresión por pandeo por flexión AISC 360-22 Chapter E (E3-1)*

$$P_n = F_n A_g$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$F_n = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$F_n = 0.877 F_e$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 * 2100000}{\left(\frac{450}{8.76}\right)^2} \\
 &= 7859.59 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}$$

Ahora, se debe comprobar los límites para el cálculo de  $F_n$ :

$$\begin{aligned}
 \frac{450}{8.76} &\leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\
 51.35 &\leq 115.13
 \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned}
 F_n &= \left(0.658^{\frac{3515}{7859.59}}\right) * 3515 \\
 &= 2914.95 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0.90 * 2914.95 * 638.06 \\
 &= 1673.93 T
 \end{aligned}$$



### *Pandeo Torsional*

*Ecuación 83: Capacidad a compresión por pandeo torsional AISC 360-22 Chapter E (E4-1)*

$$P_n = F_n A_g$$

Para una sección doblemente simétrica el esfuerzo elástico por pandeo torsional se determina mediante:

$$\begin{aligned} F_e &= \left( \frac{\pi^2 E_s C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \\ &= \left( \frac{\pi^2 * 2100000 * 60689106}{450^2} + 786952 * 5452.63 \right) * \frac{1}{607697.88 + 49115.31} \\ &= 15990.21 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} F_n &= \left( 0.658 \frac{3515}{15990.21} \right) * 3515 \\ &= 3206.03 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.90 * 3206.03 * 638.06 \\ &= 1841.08 T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \min(1673.93; 1841.08) \\ &= 1673.93 T > 748.73 T \end{aligned}$$

Como  $\phi P_n > P_u$ , la sección es adecuada para resistir las demandas a carga axial en los pórticos PRM.

### ***Capacidad a corte***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter G, se procede a verificar la resistencia a corte con la sección G2.

$$\phi_v = 0.90$$

### ***Resistencia a corte del alma***

*Ecuación 84: Resistencia a corte de alma de columna tipo I AISC 360-22 Chapter G (G2-1)*

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 0.6 F_y A_w C_{v1} \\ &= 0.90 * 0.6 * 3515 * (76.20 * 3.20) * 1 \\ &= 462.89 T > 37.03 T\end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la sección en el PRM es adecuada a corte.

### ***Capacidad a flexión simple***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter F, se procede a verificar la sección para flexión simple para ambos ejes de simetría. En la tabla F1.1, el perfil clasifica en la sección F2 la cual indica verificar dos estados límite Y & LTB, de los cuales el menor valor obtenidos es la capacidad nominal a flexión.

$$\phi_b = 0.90$$

### ***Fluencia***

*Ecuación 85: Capacidad a flexión por fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-1)*

$$\begin{aligned}M_{nx} &= M_{px} = F_y Z_x \\ &= 3515 * 18517.38 \\ &= 650.89 T.m\end{aligned}$$

### ***Pandeo Lateral Torsional***

Se procede a calcular las longitudes límite a la cuales la columna debe estar apoyada para poder plastificar y verificar su capacidad considerando el estado de LTB.

#### ***Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia***

*Ecuación 86: Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia AISC 360-22 Chapter F (F2-5)*

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ &= 1.76 * 8.76 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ &= 376.97 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### ***Límite de longitud no arriostrada para estado límite de pandeo lateral torsional***

*Ecuación 87: Límite longitud no arriostrada para estado límite de pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-6)*

$$\begin{aligned} L_r &= 1.95r_{ts} \frac{E_s}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E_s}\right)^2}} \\ &= 1.95 * 10.39 * \frac{2100000}{0.7 * 3515} \sqrt{\frac{5452.63 * 1}{15928.23 * 70.36} + \sqrt{\left(\frac{5452.63 * 1}{15928.23 * 70.36}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 3515}{2100000}\right)^2}} \\ &= 1780.58 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r$$

*Ecuación 88: Capacidad a flexión por pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-2)*

$$M_{nx} = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Si  $L_b > L_r$

*Ecuación 89: Esfuerzo crítico a flexión AISC 360-22 Chapter F (F2-4)*

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

*Ecuación 90: Capacidad a flexión por pandeo lateral torsional AISC 360-22 Chapter F (F2-3)*

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} M_{nx} &= 1 * \left[ 650.89 - (650.89 - 0.7 * 3515 * 15928.23) \left( \frac{450.00 - 376.97}{1780.58 - 376.97} \right) \right] \leq 650.89 \\ &= 637.41 T.m \leq 650.89 T.m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_{nx} &= 0.90 * \min(650.89; 637.41) \\ &= 573.67 T.m > 89.11 T.m \end{aligned}$$

Como  $\phi M_{nx} > M_u$ , la sección tiene una resistencia a flexión adecuada. Ahora se debe verificar en el sentido débil de la sección, respecto al eje y se obtiene valores igual de satisfactorios basado en el mismo AISC 360-22 Specifications Chapter F, pero clasificando en la sección F6.

*Ecuación 91: Capacidad a flexión por fluencia AISC 360-22 Chapter F (F6-1)*

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \\ &= 3515 * 18517.38 \leq 1.6 * 3515 * 2654.70 \\ &= 145.15 T.m \leq 149.30 T.m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_{ny} &= 0.90 * 145.15 \\ &= 126.90 T.m > 89.11 T.m \end{aligned}$$

### ***Capacidad a Flexo Compresión***

Debido a que este estado límite considera estados de carga combinados, el diseño procede en base al AISC 360-22 Specifications Chapter H section H1 para secciones doblemente simétricas sometidas a flexión y carga axial.

*Ecuación 92: Capacidad a flexo compresión AISC 360-22 Chapter H (H1-1)*

Para  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Por lo que se calcula la relación entre carga axial requerida, vs la capacidad nominal a compresión calculada en base al AISC 360-22 Specifications Chapter C.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{748.73}{1673.93} = 0.45 \geq 0.2$$

Entonces:

$$\frac{748.73}{1673.93} + \frac{8}{9} \left( \frac{89.11}{573.67} + \frac{6.20}{573.67} \right) \leq 1.0$$

$$0.63 \leq 1.0$$

Como la relación es menor a la unidad, la sección es apta ante esfuerzos combinados de flexión y carga axial.

### ***Diseño por Capacidad***

Para asegurar un correcto desempeño y comportamiento dúctil de la estructura, se debe verificar el criterio de nudo fuerte – columna fuerte – viga débil, por lo que para conexiones viga- columna basado en el AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.4, debe cumplirse que la razón entre la suma de proyecciones de la resistencia nominal a flexión de las

columnas  $M_{pc}^*$  y la suma de proyecciones de la resistencia nominal a flexión esperada en la rótula plástica  $M_{be}^*$  de las vigas sea mayor a la unidad.

*Ecuación 93: Relación de momentos para conexión viga-columna AISC 341-22 Chapter E (E3-1)*

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{bp}^*} > 1.0$$

Donde:

*Ecuación 94: Suma de proyecciones de la resistencia nominal de la columna a flexión considerando reducción por carga axial AISC 341-22 Chapter E (E3-2)*

$$\begin{aligned} \sum M_{pc}^* &= \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_r}{A_g} \right) \\ &= 2 * 18517.38 * \frac{\left( 3515 - \frac{748.73 * 1000}{638.06} \right)}{1000} \\ &= 867.19 \text{ T.m} \end{aligned}$$

De cálculos previos para la viga PRM, se puede reemplazar directamente en la ecuación:

*Ecuación 95: Suma de proyecciones de la resistencia esperada a flexión de la viga en la rótula plástica AISC 341-22 Chapter E (E3-3)*

$$\begin{aligned} \sum M_{bp}^* &= \sum (M_{pr} + V_h S_h) \\ &= 2 * 177.67 \\ &= 355.35 \text{ T.m} \end{aligned}$$

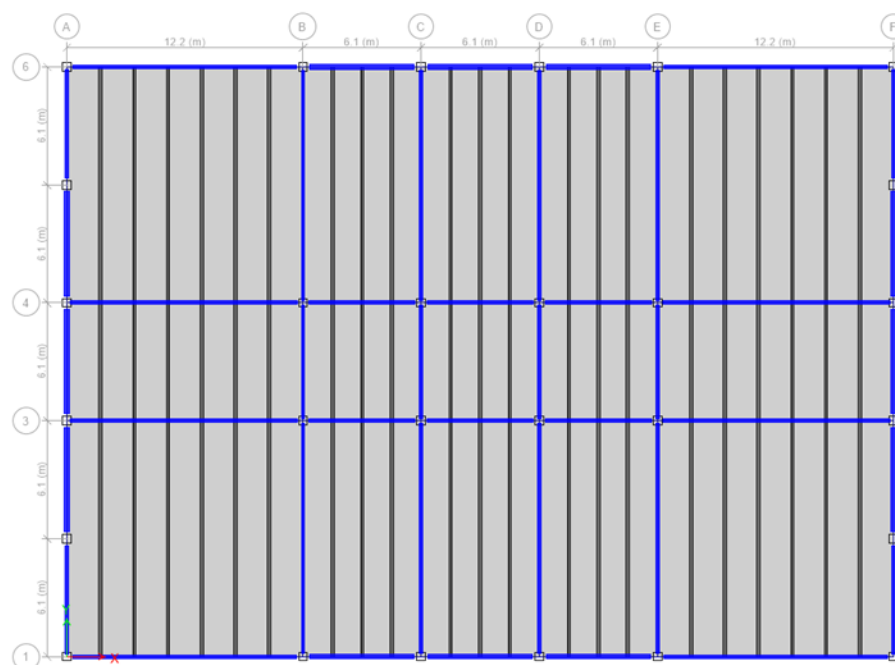
Por lo que:

$$\begin{aligned} \frac{867.19}{355.35} &> 1.0 \\ 2.44 &> 1.0 \end{aligned}$$

Como la relación es mayor a la unidad, se considera un comportamiento adecuado en la conexión viga-columna.

## 6. PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO DISTRIBUIDOS EN PLANTA

Para el segundo sistema analizado, los PRM estarán ubicados en toda la planta de la estructura propuesta. Para fines de comparación, se realizarán dos sistemas, uno con columnas de acero puro vs otro diseño con columnas rellenas de hormigón para verificar su comportamiento.



*Imagen 59: Vista en planta de estructura propuesta con sistemas a carga lateral tipo PRM distribuidos en toda la planta de la estructura*

Como el sistema de entrepiso no sufre ninguna variación geométrica, la metodología de diseño a seguir es idéntica a lo indicado en secciones anteriores, con la consideración de que ahora la conexión de las vigas principales a las columnas, son a momento y no solo con una conexión simple por lo que existe variación en las sollicitaciones de carga.

## 6.1. SISTEMA RESISTENTE A CARGA LATERAL CON COLUMNAS DE ACERO

### 6.1.1. DISEÑO DE COLUMNAS DE PRM

El diseño de las columnas que componen el PRM se lo realizará para columnas tubulares de acero para que se pueda realizar las conexiones a momento en ambos sentidos de la sección. Estos elementos son considerados como parte de un sistema SMF, por lo que se hará referencia al AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E para la revisión del sistema y su diseño será considerando la flexo-compresión y chequeo del criterio nudo fuerte - columnas fuerte - viga débil junto con la necesidad de uso de placas de continuidad.

#### *Demandas de cargas*

Del modelo estructural se puede obtener las solicitaciones críticas de carga de la envolvente de diseño a las que estará sometida la columna que pertenece al PRM.

$$P_u = 988.38 T$$

$$M_{ux} = 77.48 T.m$$

$$M_{uy} = 60.88 T.m$$

$$V_u = 27.39 T$$

Luego de varias iteraciones se procede a escoger una columna tubular cuadrada con dimensiones 450x450x36mm para la verificación de resistencia y estados límite.



***Datos arquitectónicos***

$$H = 4.50 \text{ m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Pisos} = 12$$

***Propiedades del material***

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 786952 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

***Propiedades geométricas de columna tubular***

$$A_s = 596.16 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 7626.08 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 16.97 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 467.99 \text{ Kg/m}$$

$$S_y = 7626.08 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 16.97 \text{ cm}$$

$$I_x = 171586.77 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 9278.71 \text{ cm}^3$$

$$J = 328050 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 171586.77 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 9278.71 \text{ cm}^3$$

***Dimensiones de columna tubular***

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$e = 3.6 \text{ cm}$$

***Clasificación de sección (Compacidad)***

En base al AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b, para un perfil armado se procede a verificar que el elemento tenga una sección de alta ductilidad por ser una zona sísmica.

### ***Paredes de columna***

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como sísmico de alta ductilidad es:

*Ecuación 96: Límite de esbeltez para paredes de columna de alta ductilidad AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_{hd} &= 0.55 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \\ &= 0.55 * \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\ &= 12.82\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b - 2e}{e} \\ &= \frac{45 - 2 * 3.60}{3.60} \\ &= 10.50 < 12.82\end{aligned}$$

Como  $\lambda_{hd} > \lambda$ , se clasifica a la columna como una sección de alta ductilidad.

### ***Capacidad a Compresión***

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter E, se procede a verificar la sección para compresión axial. En la tabla E1.1, para secciones con elementos compactos, el perfil clasifica en la sección E3 la cual indica verificar dos estados límite FB, para obtener la capacidad nominal a carga axial.

$$\phi_c = 0.90$$

**Pandeo por flexión**

*Ecuación 97: Capacidad a compresión por pandeo por flexión AISC 360-22 Chapter E (E3-1)*

$$P_n = F_n A_g$$

Cuando  $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

$$F_n = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Cuando  $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

$$F_n = 0.877 F_e$$

Donde:

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 E_s}{\left( \frac{L_c}{r} \right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 * 2100000}{\left( \frac{450}{16.97} \right)^2} \\ &= 29458.80 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Ahora, se debe comprobar los límites para el cálculo de  $F_n$ :

$$\begin{aligned} \frac{450}{16.97} &\leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ 26.52 &\leq 115.13 \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} F_n &= \left( 0.658 \frac{3515}{29458.80} \right) * 3515 \\ &= 3343.77 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0.90 * 3343.77 * 596.16 \\ &= 1794.08 T > 988.38 T\end{aligned}$$

Como  $\phi P_n > P_u$ , la sección es adecuada para resistir las demandas a carga axial en los pórticos PRM.

### ***Capacidad a corte***

Para poder calcular la resistencia a corte de la sección tubular, se procede a utilizar el AISC 360-22 Specifications Chapter G donde se puede clasificar en la sección G4 para miembros tipo cajón.

$$\phi_v = 0.90$$

### ***Resistencia a corte para sección cajón***

*Ecuación 98: Resistencia a corte de columna cuadrada tipo cajón AISC 360-22 Chapter G (G4-1)*

$$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_w C_{v2}$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{e} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}} \text{ con } K_v = 5$$

$$C_{v2} = 1.00$$

Por lo que se procede a verificar el límite

*Ecuación 99: Coeficiente de pandeo por cortante del alma AISC 360-22 Chapter G (G2-9)*

$$\frac{45 - 2 * 3.6}{3.6} \leq 1.10 \sqrt{\frac{5 * 2100000}{3515}}$$

$$12.50 \leq 54.66$$

Por lo que se confirma que el coeficiente  $C_{v2}$  es igual a la unidad.

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.90 * 0.60 * 3515 * (2 * 45 * 3.6) * 1 \\ &= 614.98 T > 27.39 T\end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la sección tipo cajón es adecuada a corte.

### *Capacidad a flexión simple*

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter F, se procede a verificar la sección para flexión simple para ambos ejes de simetría. En la tabla F1.1, el perfil clasifica en la sección F7 la cual indica verificar cuatro estados límite Y, FLB, WLB & LTB, de los cuales el menor valor obtenidos es la capacidad nominal a flexión. Como la sección utilizada es compacta, los estados límite de FLB & WLB no aplican.

$$\phi_b = 0.90$$

### *Fluencia*

*Ecuación 100: Capacidad a flexión por fluencia AISC 360-22 Chapter F (F7-1)*

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= F_y Z_x \\ &= 3515 * 9278.71 \\ &= 293.53 \text{ T.m} \end{aligned}$$

### *Pandeo Lateral Torsional*

Se procede a calcular las longitudes límite a la cuales la columna debe estar apoyada para poder plastificar y verificar su capacidad considerando el estado de LTB.

### *Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia*

*Ecuación 101: Límite de longitud no arriostrada para estado límite de fluencia AISC 360-22 Chapter F (F7-12)*

$$\begin{aligned} L_p &= 0.13 E_s r_y \sqrt{\frac{J A_g}{M_p}} \\ &= 0.13 * 2100000 * 16.97 \sqrt{\frac{328050 * 596.16}{293.53 * 100000}} \\ &= 1985.92 \text{ cm} > 450 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como  $L_b < L_p$ , el estado límite de LTB no aplica.

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.90 * 326.15 \\ &= 293.53 \text{ T.m} > 77.48 \text{ T.m}\end{aligned}$$

Como  $\phi M_n > M_u$ , la sección tiene una resistencia a flexión simple adecuada.

### **Capacidad a Flexo Compresión**

Debido a que este estado límite considera estados de carga combinados, el diseño procede en base al AISC 360-22 Specifications Chapter H section H1 para secciones doblemente simétricas sometidas a flexión y carga axial.

*Ecuación 102: Capacidad a flexo compresión AISC 360-22 Chapter H (H1-1)*

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Por lo que se calcula la relación entre carga axial requerida, vs la capacidad nominal a compresión calculada en base al AISC 360-22 Specifications Chapter C.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{988.38}{1794.08} = 0.55 \geq 0.2$$

Entonces:

$$\frac{988.38}{1794.08} + \frac{8}{9} \left( \frac{77.48}{293.53} + \frac{60.88}{293.53} \right) \leq 1.0$$

$$0.97 \leq 1.0$$

Como la relación es menor a la unidad, la sección es apta ante esfuerzos combinados de flexión y carga axial.

### ***Diseño por Capacidad***

Para asegurar un correcto desempeño y comportamiento dúctil de la estructura, se debe verificar el criterio de nudo fuerte – columna fuerte – viga débil, por lo que para conexiones viga- columna basado en el AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.4, debe cumplirse que la razón entre la suma de proyecciones de la resistencia nominal a flexión de las columnas  $M_{pc}^*$  y la suma de proyecciones de la resistencia nominal a flexión esperada en la rótula plástica  $M_{be}^*$  de las vigas sea mayor a la unidad.

*Ecuación 103: Relación de momentos para conexión viga-columna AISC 341-22 Chapter E (E3-1)*

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{bp}^*} > 1.0$$

Donde:

*Ecuación 104: Suma de proyecciones de la resistencia nominal de la columna a flexión considerando reducción por carga axial AISC 341-22 Chapter E (E3-2)*

$$\begin{aligned} \sum M_{pc}^* &= \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_r}{A_g} \right) \\ &= 2 * 9278.71 * \frac{\left( 3515 - \frac{988.38 * 1000}{596.16} \right)}{1000} \\ &= 344.63 T.m \end{aligned}$$

De cálculos previos para las nuevas vigas PRM con las condiciones de borde de empotramiento, se puede reemplazar directamente en la ecuación:

*Ecuación 105: Suma de proyecciones de la resistencia esperada a flexión de la viga en la rótula plástica AISC 341-22 Chapter E (E3-3)*

$$\begin{aligned} \sum M_{bp}^* &= \sum (M_{pr} + V_h S_h) \\ &= 2 * 95.37 \\ &= 190.75 T.m \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\frac{344.63}{190.75} > 1.0$$

$$1.81 > 1.0$$

Como la relación es mayor a la unidad, se considera un comportamiento adecuado en la conexión viga-columna.

### ***Cortante en Zona Panel***

Para el cálculo de la resistencia a cortante de la zona panel, se hace referencia al AISC 360-22 Specifications Chapter J section J10.6 ante fuerzas concentradas actuantes que pueden ser calculadas en base a AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.6f.1 & section E3.6e.

$$\phi = 0.90$$

### ***Fuerzas Actuantes***

*Ecuación 106: Fuerza aplicada del patín de la viga en base al momento probable en la cara de a columna para conexión soldada AISC 341-22 E3.6f.1*

$$P_f = \frac{0.85M_f}{d^*}$$

Como la conexión precalificada escogida para este sistema será la WUF-W, en base al AISC 358-22 *Prequalified Connections* Chapter 8, indica que la rótula se formará en la cara de la columna, con  $C_{pr} = 1.4$  y con los datos de una viga W21x50, se puede obtener lo siguiente:

$$\begin{aligned} M_f &= 1.4M_{pr} + V_h S_h \\ &= 97.58 + 58.66 * 0 \\ &= 97.58 \text{ T. m} \end{aligned}$$



Entonces:

$$\begin{aligned} P_f &= \frac{0.85 * 97.58 * 100}{52.83 - 1.36} \\ &= 161.13 T \end{aligned}$$

Donde el cortante actuante se traduce como:

$$\begin{aligned} V_u &= 2P_f - \frac{\sum M_{pb}^*}{H} \\ &= 2 * 161.13 - \frac{190.75}{4.50} \\ &= 279.87 \end{aligned}$$

### *Capacidad a corte en zona panel*

A continuación, se procede a calcular la resistencia disponible de la zona panel considerando el efecto de la deformación inelástica en la estabilidad del PRM.

*Ecuación 107: Resistencia nominal de zona panel AISC 360-22 Chapter J (J10-11/12)*

Para  $\alpha P_r \leq 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

Para  $\alpha P_r > 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y} \right)$$

Al comprobar los límites se obtiene:

$$1 * 988.38 \leq 0.75 * 3515 * 596.16/1000$$

$$988.38 \leq 1571.63$$

Por lo que:

$$\begin{aligned}
 R_n &= 0.60 * 3515 * 45 * (2 * 3.60) \left( 1 + \frac{3 * 16.59 * 3.60^2}{52.83 * 45 * (2 * 3.60)} \right) / 1000 \\
 &= 709.06 T \\
 \phi R_n &= 0.90 * 709.06 \\
 &= 638.15 T > 279.87 T
 \end{aligned}$$

Como  $\phi R_n > V_u$ , la sección tiene una resistencia a corte en la zona panel adecuada.

### ***Placas de Continuidad***

Para el espesor de la placa de continuidad se debe verificar los límites impuestos en el AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.6f.2b, por lo que el espesor debe ser mayor al espesor del patín de la viga y cumplir con la siguiente relación de esbeltez:

*Ecuación 108: Relación de esbeltez para placa de continuidad en columna AISC 341-22 Chapter E (E3-9)*

$$\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}}$$

Para un espesor escogido de 3.00 cm, se procede a verificar su esbeltez y capacidad ac compresión en base al AISC 360-22 Specifications Chapter E.

$$\begin{aligned}
 \frac{45 - 2 * 3.60}{3} &\leq 0.56 \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\
 12.6 &\leq 13.05
 \end{aligned}$$

Para comprobar la capacidad compresión de la placa de continuidad y considerando un factor  $K=0.75$  para la longitud efectiva en base a AISC 360-22 Specifications Chapter J section J8 se procede de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{0.75 L_c}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 * 2100000}{\left(\frac{0.75 * 37.8}{1.14}\right)^2} \\ &= 33420.88 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Ahora, se debe comprobar los límites para el cálculo de  $F_n$ :

$$\begin{aligned} \frac{37.8}{1.14} &\leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{3515}} \\ 33.20 &\leq 115.13 \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} F_n &= \left(0.658 \frac{3515}{33420.88}\right) * 3515 \\ &= 3363.62 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.90 * 3363.62 * (37.80 * 3) \\ &= 343.29 T > 161.13 T \end{aligned}$$

Como  $\phi P_n > P_f$ , la placa de continuidad tiene una resistencia adecuada a compresión.

## 6.2.SISTEMA RESISTENTE A CARGA LATERAL CON COLUMNAS COMPUESTAS

### 6.2.1. DISEÑO DE COLUMNAS DE PRM

El diseño de las columnas que componen el PRM en esta variación serán con columnas de acero rellenas de hormigón, facilitando así las conexiones a momento en ambos sentidos de la sección. Estos elementos son considerados como parte de un sistema SMF, por lo que se hará referencia al AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter G para la revisión del sistema propuesto y su diseño será considerando la flexo-compresión y chequeo del criterio nudo fuerte - columnas fuerte - viga débil junto con la necesidad de uso de placas de continuidad y verificación de transferencia de carga basado en el AISC 360-22 Specifications Chapter I.

#### *Demandas de cargas*

Del modelo estructural se puede obtener las solicitaciones críticas de carga de la envolvente de diseño a las que estará sometida la columna que pertenece al PRM.

$$P_u = 988.38 T$$

$$M_{ux} = 77.48 T.m$$

$$M_{uy} = 60.88 T.m$$

$$V_u = 27.39 T$$

Luego de varias iteraciones se procede a escoger una columna tubular cuadrada con dimensiones 450x450x36mm para la verificación de resistencia y estados límite.

***Datos arquitectónicos***

$$H = 4.50 \text{ m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Pisos} = 12$$

***Propiedades del material***

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 786952 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_c = 87527.92 \text{ kg/cm}^2$$

***Propiedades geométricas de columna rellena de hormigón***

$$A_s = 596.16 \text{ cm}^2$$

$$S_y = 7626.08 \text{ cm}^3$$

$$EI_{\text{eff}} = 3.94 \times 10^{11} \text{ kg.cm}^2$$

$$\text{Peso} = 467.99 \text{ Kg/m}$$

$$Z_x = 9278.71 \text{ cm}^3$$

$$EA_{\text{eff}} = 1.39 \times 10^9 \text{ Kg}$$

$$I_x = 171586.77 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 9278.71 \text{ cm}^3$$

$$GA_{\text{eff}} = 1.26 \times 10^8 \text{ Kg}$$

$$I_y = 171586.77 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 16.97 \text{ cm}$$

$$S_x = 7626.08 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 16.97 \text{ cm}$$

***Dimensiones de columna rellena de hormigón***

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$e = 3.6 \text{ cm}$$

***Clasificación de sección (Compacidad)***

En base al AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b, para un perfil armado se procede a verificar que el elemento tenga una sección de alta ductilidad por ser una zona sísmica.

### ***Paredes de columna***

El límite para que el perfil pueda ser clasificado como sísmico de alta ductilidad es:

*Ecuación 109: Límite de esbeltez para paredes de columna de alta ductilidad AISC 341-22 Seismic Provisions Table D1.1b*

$$\begin{aligned}\lambda_{hd} &= 1.40 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \\ &= 1.40 * \sqrt{\frac{2100000}{1.1 * 3515}} \\ &= 32.63\end{aligned}$$

De las dimensiones de la sección se obtiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b - 2e}{e} \\ &= \frac{45 - 2 * 3.60}{3.60} \\ &= 10.50 < 12.82\end{aligned}$$

Como  $\lambda_{hd} > \lambda$ , se clasifica a la columna como una sección de alta ductilidad.

### ***Limitaciones***

Para que la columna pueda ser utilizada como un elemento relleno de hormigón debe cumplir dos limitaciones:

- El  $f'_c$  de la columna de hormigón no debe ser menor que 210 kg/cm<sup>2</sup> ni exceder los 690 kg/cm<sup>2</sup>.
- El área de la sección transversal de acero estructural debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.

### **Capacidad a Compresión**

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter I, se procede a verificar la sección para compresión axial. El perfil debe verificarse al estado límite de FB para obtener la capacidad nominal a carga axial de un perfil compacto.

$$\phi_c = 0.75$$

### **Pandeo por flexión**

*Ecuación 110: Capacidad a compresión por pandeo por flexión AISC 360-22 Chapter I (I2-9a)*

$$\begin{aligned} P_n = P_p &= F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \\ &= 3515 * 596.16 + 0.85 * 210 * (1428.84 + 0) \\ &= 2350.55 T \end{aligned}$$

A continuación, en base a lo indicado en el AISC 360-22 Specifications Chapter I section I2.1b, se procede a calcular la capacidad nominal a compresión, la cual no debe ser menor a la capacidad nominal del elemento de acero sin relleno como se indica en el AISC 360-22 Specifications Chapter E.

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right)$$

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Donde:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_c^2}$$

Para lo cual:

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

Siendo:

$$\begin{aligned} C_3 &= 0.45 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.90 \\ &= 0.45 + 3 \left( \frac{596.16}{45 * 45} \right) \leq 0.90 \\ &= 1.33 \leq 0.90 = 0.90 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} (EI)_{eff} &= 2100000 * 171586.77 + 0.9 * 218819.79 * 170131.98 \\ &= 3.94x10^{11} \text{ kg.cm}^2 \end{aligned}$$

Continuando:

$$\begin{aligned} P_e &= \frac{\pi^2 * 3.94x10^{11}}{450^2} \\ &= 19195.17 \text{ T} \end{aligned}$$

Verificando los límites, se puede calcular la capacidad nominal a compresión:

$$\begin{aligned} \frac{2350.55}{19195.17} &\leq 2.25 \\ 0.12 &\leq 2.25 \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} P_n &= 2350.55 \left( 0.658 \frac{2350.55}{19195.17} \right) \\ &= 2233.11 \text{ T} \\ \phi P_n &= 0.75 * 2233.11 \\ &= 1674.83 \text{ T} < 1794.08 \text{ T} = 1794.08 \text{ T} \\ &= 1794.08 \text{ T} > 988.38 \text{ T} \end{aligned}$$



Como  $\phi P_n > P_u$ , la sección tiene una resistencia adecuada a compresión.

### **Capacidad a corte**

Para poder calcular la resistencia a corte de la sección rellena de hormigón, se procede a utilizar el AISC 360-22 Specifications Chapter I, sección I4.2 para este tipo de columna.

$$\phi_v = 0.90$$

### **Resistencia a corte para sección rellena de hormigón**

*Ecuación 111: Resistencia a corte de columna rellena de hormigón AISC 360-22 Chapter I (I4-1)*

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 0.6 A_v F_y + 0.06 K_c A_c \sqrt{f'_c} \\ &= 0.90 * (0.60 * (2 * 45 * 3.6) * 3515 + 0.05 * 1 * (37.8 * 37.8) * \sqrt{210}) \\ &= 616.10 T > 27.39 T\end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la sección tipo cajón es adecuada a corte.

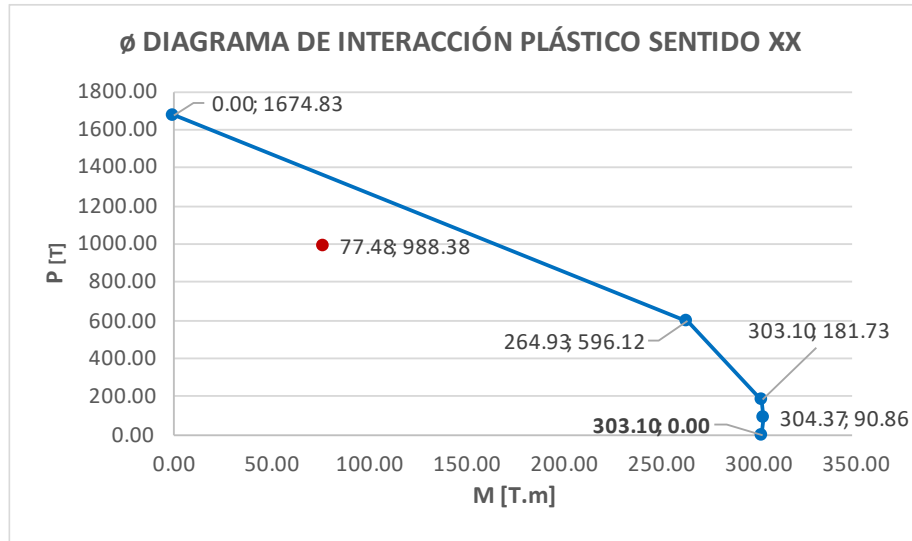
### **Capacidad a flexión simple**

En base al AISC 360-22 Specifications Chapter I section I3.4b, se menciona que para obtener la capacidad a flexión simple se debe utilizar el método de la distribución de esfuerzos plásticos de la sección compuesta (*Anexo H*), obteniendo así los diagramas de interacción de la columna para el cálculo de  $M_n$  en base a la carga Axial aplicada.

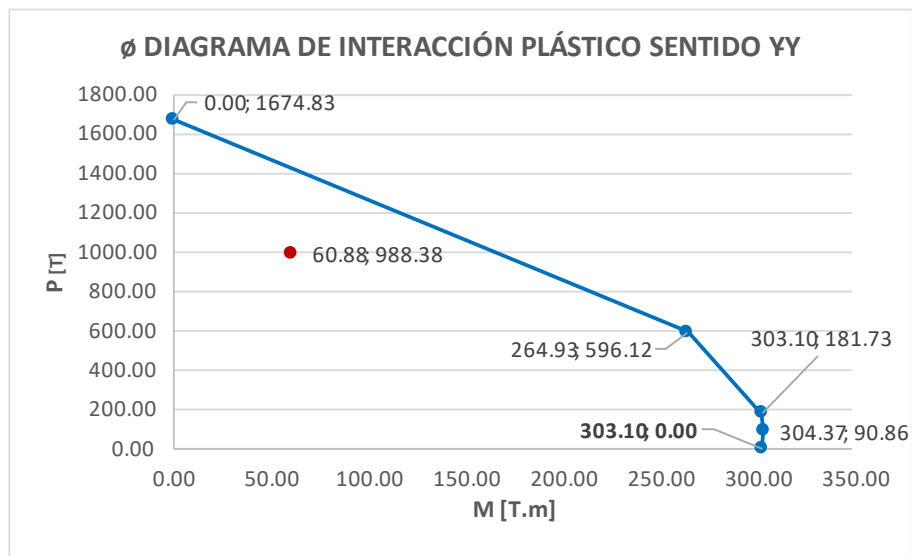
$$\phi_b = 0.90$$

### **Fluencia**

Una vez construido el diagrama de interacción PM, y aplicando los respectivos factores por esbeltez  $\lambda = P_n/P_{no}$ ,  $\phi_c = 0.75$  y  $\phi_b = 0.90$ , se puede obtener el punto de flexión pura para ambos ejes de simetría de la sección.



*Imagen 60: Diagrama de interacción en sentido x para columna rellena de hormigón mediante método de distribución de esfuerzos plásticos con factores de reducción*



*Imagen 61: Diagrama de interacción en sentido y para columna rellena de hormigón mediante método de distribución de esfuerzos plásticos con factores de reducción*

Por lo que:

$$\emptyset M_{nx} = 303.10 \text{ T.m}$$

$$\emptyset M_{ny} = 303.10 \text{ T.m}$$

### *Capacidad a Flexo Compresión*

Debido a que este estado límite considera estados de carga combinados, el diseño procede en base al AISC 360-22 Specifications Chapter H section H1 para secciones doblemente simétricas sometidas a flexión y carga axial.

*Ecuación 112: Capacidad a flexo compresión AISC 360-22 Chapter H (H1-1)*

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Por lo que se calcula la relación entre carga axial requerida, vs la capacidad nominal a compresión calculada en base al AISC 360-22 Specifications Chapter C.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{988.38}{1794.08} = 0.55 \geq 0.2$$

Entonces:

$$\frac{988.38}{1794.08} + \frac{8}{9} \left( \frac{77.48}{303.10} + \frac{60.88}{303.10} \right) \leq 1.0$$

$$0.96 \leq 1.0$$

Como la relación es menor a la unidad, la sección es apta ante esfuerzos combinados de flexión y carga axial.

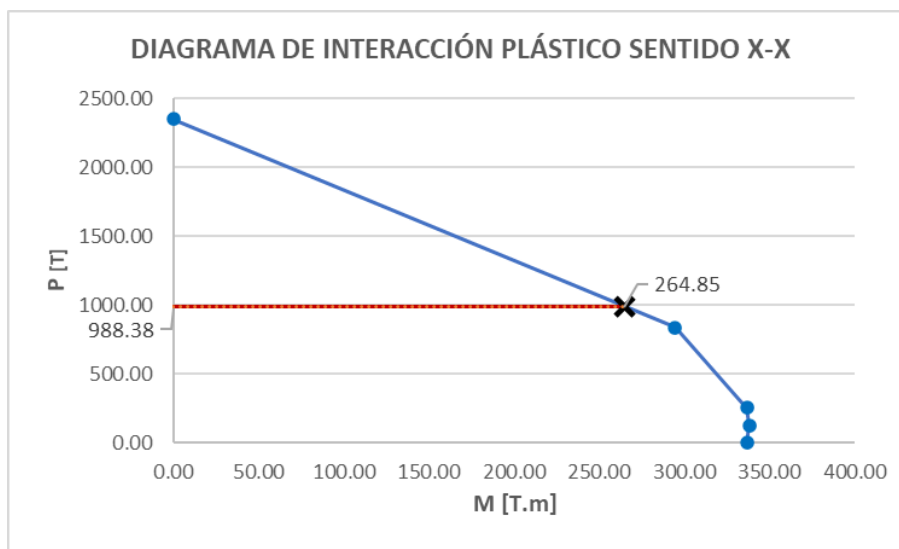
### *Diseño por Capacidad*

Para asegurar un correcto desempeño y comportamiento dúctil de la estructura, se debe verificar el criterio de nudo fuerte – columna fuerte – viga débil, por lo que para conexiones viga- columna basado en el AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter G section G3.4, debe cumplirse que la razón entre la suma de proyecciones de la resistencia nominal a flexión de las columnas  $M_{pcc}^*$  y la suma de proyecciones de la resistencia nominal a flexión esperada en la rótula plástica  $M_{bec}^*$  de las vigas sea mayor a la unidad.

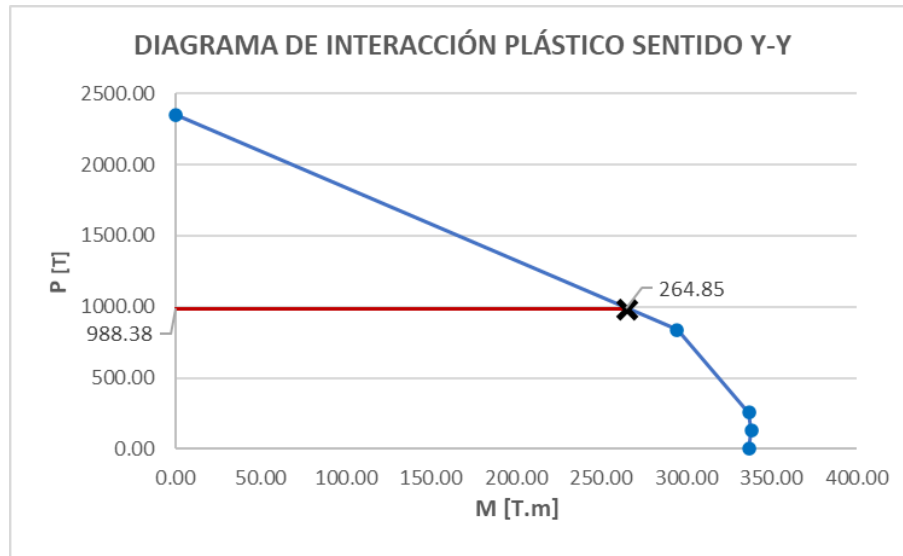
*Ecuación 113: Relación de momentos para conexión viga-columna AISC 341-22 Chapter G (G3-1)*

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{bec}^*} > 1.0$$

Para obtener el momento probable máximo de las columnas, se requiere el diagrama de interacción sin factores de reducción, del cual, en el punto de carga axial aplicada, se puede obtener la capacidad a momento máxima esperada.



*Imagen 62: Diagrama de interacción en sentido x para columna rellena de hormigón mediante método de distribución de esfuerzos plásticos sin factores de reducción*



*Imagen 63: Diagrama de interacción en sentido y para columna rellena de hormigón mediante método de distribución de esfuerzos plásticos sin factores de reducción*

De cálculos previos para las nuevas vigas PRM con las condiciones de borde de empotramiento, se puede reemplazar directamente en la ecuación:

*Ecuación 114: Suma de proyecciones de la resistencia esperada a flexión de la viga en la rótula plástica AISC 341-22 Chapter E (E3-3)*

$$\begin{aligned} \sum M_{bpc}^* &= \sum (M_{pr} + V_h S_h) \\ &= 2 * 95.37 \\ &= 190.75 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} \frac{529.71}{190.75} &> 1.0 \\ 2.78 &> 1.0 \end{aligned}$$

Como la relación es mayor a la unidad, se considera un comportamiento adecuado en la conexión viga-columna.

### *Cortante en Zona Panel*

Para el cálculo de la resistencia a cortante de la zona panel, se hace referencia al AISC 360-22 Specifications Chapter J section J10.6 ante fuerzas concentradas actuantes que pueden ser calculadas en base a AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.6f.1 & section E3.6e.

$$\phi = 1.00$$

### *Fuerzas Actuantes*

*Ecuación 115: Fuerza aplicada del patín de la viga en base al momento probable en la cara de a columna para conexión empernada AISC 341-22 E3.6f.1*

$$P_f = \frac{M_f}{d^*}$$

Como la conexión escogida para este sistema será una Double Split Tee empernada, siguiendo la metodología propuesta por Fisher et al (2020) para conexiones en C-SMF indica que la rótula se formará a una distancia igual a la altura de la viga de conexión. Con los datos de una viga W21x50, se procede a calcular considerando un  $C_{pr} = 1.1$  y considerando el momento producido por las cargas gravitacionales junto con un espesor de conexión del perfil Tee  $t_w = 2.80\text{cm}$ .

$$\begin{aligned} M_f &= 1.1M_{pr} + V_h S_h + M_g \\ &= 1.1 * 69.70 + 49.24 * \frac{40}{100} + 43.17 \\ &= 142.73 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} P_f &= \frac{142.73 * 100}{52.83 + 2.80} \\ &= 256.56 \text{ T} \end{aligned}$$

Donde el cortante actuante se traduce como:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2P_f - \frac{\sum M_{pb}^*}{H} \\
 &= 2 * 256.56 - \frac{190.75}{4.50} \\
 &= 470.73 T
 \end{aligned}$$

### ***Capacidad a corte en zona panel***

A continuación, se procede a calcular la resistencia disponible de la zona panel considerando el aporte del hormigón y del acero en dirección del cortante aplicado utilizando la metodología indicada en la publicación de Lai et all (2015) para la resistencia de la zona panel.

*Ecuación 116: Resistencia a corte de la zona panel Lai, Z. et all. 2015.*

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_{tw} + V_c \\
 &= 0.6F_{ytw}A_{tw} + 2.3\sqrt{f'_c}A_c \\
 &= 0.6 * 350 * (2 * 450 * 36) + 2.3\sqrt{21} * ((450 - 2 * 36)^2) \\
 &= 8309.88 kN = 847.09 T
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 1.00 * 847.09 \\
 &= 847.09 T > 470.73 T
 \end{aligned}$$

Como  $\phi R_n > V_u$ , la sección tiene una resistencia a corte en la zona panel adecuada.

### ***Transferencia de Carga***

Para asegurar una transferencia de carga entre ambos materiales, y debido al caso de aplicación de carga como lo es directamente al acero, basado en el AISC 360-22 Specifications Chapter I section I6.2a, se puede obtener el cortante actuante en la zona de conexión.

*Ecuación 117: Fuerza de corte requerida para transferir al hormigón AISC360-22 Chapter I (I6-1)*

$$\begin{aligned} V'_r &= P_r \left( 1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}} \right) \\ &= 988.38 * \left( 1 - \frac{3515 * 596.16}{2350.55} \right) \\ &= 107.24 T \end{aligned}$$

Considerando el uso de conectores de corte tipo Stud para la transferencia de corte  $V'_r$  al hormigón, se procede en base al AISC 360-22 Specifications Chapter I section I8.3a, para el cálculo de la cantidad necesaria de conectores a corte.

$$\phi_v = 0.65$$

### ***Propiedades de conectores tipo Stud (AISC 360-22)***

$$\phi_p = 19 \text{ mm}$$

$$A_p = 283.53 \text{ mm}^2$$

$$F_{up} = 420 \text{ MPa}$$

### ***Capacidad a corte de conectores tipo Stud***

*Ecuación 118: Resistencia a corte de Studs AISC360-22 Chapter I (I8-3)*

$$\begin{aligned} Q_{nv} &= F_u A_{sa} \\ &= 420 * 283.53 \\ &= 82932.16 N = 8.45 T \end{aligned}$$



Por lo cual el N° requerido de conectores de corte se puede calcular como:

$$\begin{aligned} N^{\circ} &= \frac{V'_r}{Q_{nv}} \\ &= \frac{107.24}{8.45} \\ &= 13 \text{ Studs} \end{aligned}$$

Por lo que esta cantidad de pernos deberá ser distribuida en la zona de conexión de la columna sin exceder la longitud de introducción de carga definida en AISC 360-22 Specifications Chapter I section I6.4. Esta longitud debe extenderse máximo 2 veces la dimensión mínima de la columna por sobre y debajo de la región de transferencia de carga (mayor peralte de la viga de conexión).

## 7. DISEÑO DE CONEXIONES

En esta sección se realizará el diseño de las conexiones para los distintos elementos que interactúan tanto en el sistema de piso como en el sistema resistente a carga lateral PRM. Para los distintos sistemas las conexiones que resaltan son:

- Conexión simple a corte para unión de viga principal con columna en pórticos gravitacionales
- Conexión precalificada WUF-W para pórticos PRM utilizada en la unión de vigas tipo W con columnas tipo W tanto como columnas de acero tubulares tipo cajón.
- Conexión Double Split Tee para pórticos PRM utilizada en la unión de vigas tipo W con columnas de acero tubulares tipo cajón rellenas de hormigón.
- Placa base para columnas PRM

### 7.1. CONEXIÓN SIMPLE PARA UNIÓN VIGA PRINCIPAL – COLUMNA A GRAVEDAD

Parte de los modelos analizados poseen elementos que funcionan solo ante carga gravitacional, por lo que para el diseño de conexiones simples que trabajarán únicamente a corte, se tratarán como conexiones excéntricas y soldadas mediante dos placas de acero estructural, las cuales estará unidas al alma de la viga principal mediante soldadura tipo fillet y al patín de la columna mediante soldadura CJP. Para este tipo de conexión existen restricciones geométricas para la placa que se enlistan a continuación:

- La altura  $h$  de la placa no debe ser menor a la mitad del peralte de la viga ni sobrepasar los  $2/3$  de la altura disponible de conexión.
- El ancho de la placa está limitado a mínimo 5cm.

- El espesor de la placa de conexión no debe ser mayor al espesor del patín de la columna multiplicado por la relación de esfuerzo último y esfuerzo de fluencia entre.

$$t_p \leq t_{fc} \frac{F_u}{F_y}$$

***Propiedades del material***

ASTM A992 Gr 50

$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

$R_y = 1.1$

$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

***Dimensiones de viga principal W24x55 (AISC Manual - 14)***

$bf = 17.81 \text{ cm}$

$tf = 1.28 \text{ cm}$

$h = 59.94 \text{ cm}$

$tw = 1.00 \text{ cm}$

***Dimensiones de columna W27x217 (AISC Manual - 14)***

$bf = 35.81 \text{ cm}$

$tf = 3.81 \text{ cm}$

$h = 72.14 \text{ cm}$

$tw = 2.11 \text{ cm}$

***Dimensiones de platina PL 50x300x10 (AISC Manual - 14)***

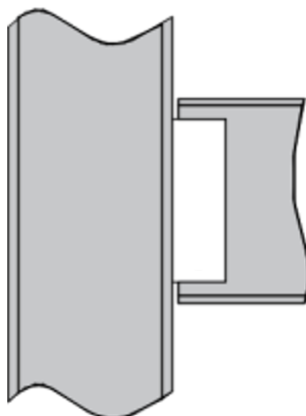
$hp = 30.00 \text{ cm}$

$bp = 5.00 \text{ cm}$

$tp = 0.60 \text{ cm}$

### *Solicitaciones de Carga*

$$V_u = 32.35 \text{ T}$$



*Imagen 64: Esquema de conexión simple viga columna mediante platina.*

### *Proceso de Diseño*

#### *Soldadura Platina – Alma de Viga*

Para la unión de la placa con el alma de la viga, se procede a utilizar soldaduras tipo fillet, la cual debe tener una resistencia mayor al cortante actuante proveniente del sistema de piso. Considerando el valor de una garganta efectiva en base al espesor de la placa de conexión (Tabla J2.4) y los factores de reducción de la tabla J2.5 del AISC 360-22 Specifications, se puede calcular la resistencia como:

*Ecuación 119: Resistencia de soldadura tipo Fillet AISC 360-22 Chapter J (J2-4)*

$$\begin{aligned} \phi R_n &= F_{nv} A_{we} k_{ds} \\ &= 2 * 0.707 * 0.6 * 0.75 * \frac{70}{14.23} * 30 * (0.6) * 1 \\ &= 56.67 \text{ T} > 32.35 \text{ T} \end{aligned}$$

Como  $\phi R_n > V_u$ , la soldadura de la placa en el alma de conexión es adecuada a las fuerzas de corte.

### ***Soldadura Platina – Patín de Columna***

La reacción proveniente de la viga principal actúa en el centro de gravedad de la conexión de las platinas, por lo que genera una excentricidad de carga respecto a las soldaduras del patín de la columna. Para un tamaño unitario de garganta de soldadura y considerando una separación de la viga con la columna de 1.50cm por rotación, se procede a calcular los centros de gravedad.

*Ecuación 120: Centroide de soldadura en alma de viga*

$$\begin{aligned} \mathbf{x} &= \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_T} \\ &= \frac{2 * (5 - 1.5) * \frac{(5 - 1.5)}{2} + (30 - 2) * ((5 - 1.5) - 0.5)}{(5 - 1.5) + (30 - 2)} \\ &= 3.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ahora se calcula el centroide e inercia de la soldadura en el patín de la columna respecto al eje de giro:

*Ecuación 121: Centroide de soldadura en patín de columna*

$$\begin{aligned} \mathbf{y} &= \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_T} \\ &= \frac{30 * \frac{30}{2}}{30} \\ &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

*Ecuación 122: Inercia de sección rectangular*

$$\begin{aligned} \mathbf{I} &= \frac{B * H^3}{12} \\ &= \frac{30^3}{12} \\ &= 2250.00 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

### ***Resistencia de la Soldadura Excéntrica***

Se conoce que el momento actuante en las soldaduras del patín de la columna es:

$$\begin{aligned} M &= Rx \\ &= 3.06R \text{ T.cm} \end{aligned}$$

Donde R es la reacción de corte proveniente de la viga, por lo que se procede a obtener sus componentes tomando en cuenta que son dos soldaduras las que aportarán la resistencia a corte:

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{R * 3.06 * 15}{2 * 2250.00} = 0.010R \text{ T.cm}$$

$$f_v = \frac{R}{A} = \frac{R}{2 * 30} = 0.017R \text{ T.cm}$$

$$f_r = \sqrt{0.010R^2 + 0.017R^2} = 0.020R \text{ T.cm}$$

Con esto, se puede calcular la resistencia de la soldadura siendo  $R = \phi R_{nw}$  para una soldadura tipo CJP.

$$\phi R_n = F_{nv} A_{we}$$

$$0.020R * 100 = \frac{70}{14.23} * 0.60 * 30$$

$$\phi R_n = 45.33 \text{ T} > 32.35 \text{ T}$$

Como  $\phi R_n > V_u$ , la soldadura de la placa al patín de la columna es adecuada a las fuerzas de corte.

### ***Estados Límite***

Tomando en cuenta los estados límite para elementos que son parte de una conexión, según el AISC 360-22 Specifications Chapter J section J4.2 la resistencia está denominada como el mínimo valor entre la resistencia a corte por fluencia y por rotura de la placa.

### Fluencia a Corte

$$\phi = 1.00$$

*Ecuación 123: Resistencia fluencia por corte de elemento de conexión AISC 360-22 Chapter J (J4-3)*

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0.60 F_y A_{gv} \\ &= 1 * 0.60 * 3515 * (30 * 0.6) / 1000 \\ &= 37.96 T\end{aligned}$$

### Rotura a Corte

$$\phi = 0.75$$

*Ecuación 124: Resistencia a rotura por corte de elemento de conexión AISC 360-22 Chapter J (J4-4)*

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0.60 F_u A_{nv} \\ &= 0.75 * 0.6 * 4570 * (30 * 0.6) / 1000 \\ &= 37.02 T\end{aligned}$$

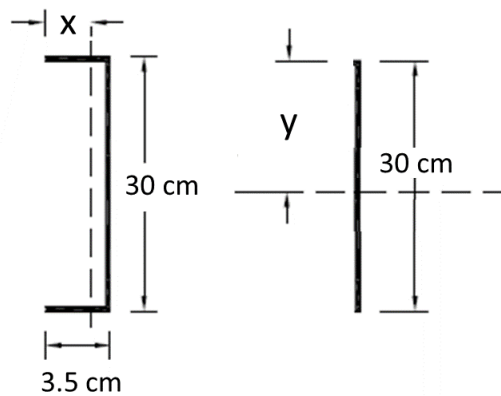
### Resistencia Límite

Tomando en cuenta el valor mínimo entre ambos estados de falla:

$$\phi R_n = \min(37.96; 37.02) \geq V_u$$

$$\phi R_n = 37.02 T \geq 32.35 T$$

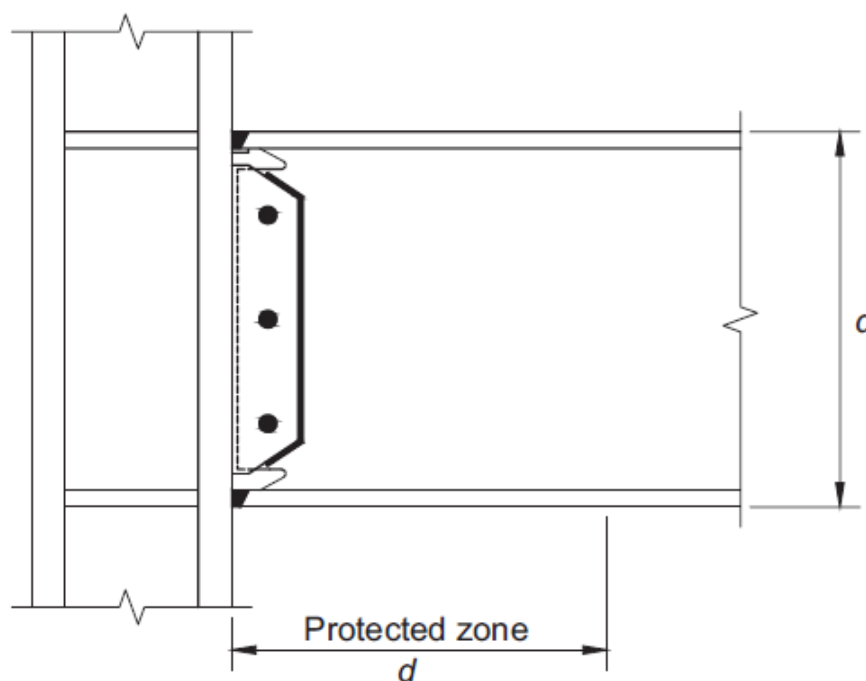
Como  $\phi R_n > V_u$ , la placa de conexión es adecuada a las fuerzas de corte.



*Imagen 65: Geometría de soldaduras en conexión simple excéntrica*

## 7.2. CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W PARA PRM EN COLUMNAS ACERO

Para el diseño de conexiones precalificadas dentro de un SMF, se hace referencia al AISC 358-22 *Prequalified Connections* Chapter 8 para la conexión WUF-W, la cual desarrolla la deformación inelástica primordialmente por fluencia en la viga cerca de la cara de la columna, mientras que la rotura de la conexión está controlada a través de solicitaciones especiales de detallamiento asociados a la soldadura entre patines de viga-columna, soldadura entre el alma de la viga y patín de la columna junto con la geometría de los agujeros de acceso para la soldadura. Este diseño contempla la unión entre viga y columna con secciones tipo W, procedimiento que, para unión a secciones de acero tipo cajón, sigue los mismos lineamientos.



*Imagen 66: Conexión precalificada a momento WUF-W AISC358-22 Chapter 8*

### ***Limitaciones para vigas***

Para que la viga presente un correcto comportamiento, para esta conexión se deben cumplir las siguientes limitaciones:



- El peralte de la viga está limitado a máximo perfiles tipo W36 in (91.44 cm).
- El peso máximo de la viga está limitado a 150 lb/ft (220 kg/m).
- El espesor del patín de la viga tiene como límite máximo 1 in (2.54 cm).
- La relación entre la luz libre y el peralte de la viga debe ser mayor a 7 para sistemas SMF.
- Las relaciones de esbeltez deben para la viga deben estar conforme al AISC341-22 Seismic Provisions para elementos tipo high ductility  $\lambda_{hd}$ .
- Se debe proveer arrostamiento lateral conforme el AISC341-22 Seismic Provisions con la excepción del caso que la viga esté soportando una losa de hormigón unida mediante conectores de corte con una separación máxima de 30 cm.
- La zona protegida es equivalente al peralte de la viga  $d$  medido desde la cara de la columna.

### *Limitaciones para columnas*

Para que la columna presente un correcto comportamiento, para esta conexión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

- La viga debe estar conectada al patín de la columna.
- La dimensión de la columna está limitada a máximo perfiles tipo W36 in (91.44 cm) mientras que para perfiles armados tipo cajón debe ser máximo de 24 in (60 cm).
- Las relaciones de esbeltez deben para la viga deben estar conforme al AISC341-22 Seismic Provisions para elementos tipo high ductility  $\lambda_{hd}$ .
- El arrostamiento lateral debe ser conforme el AISC341-22 Seismic Provisions.

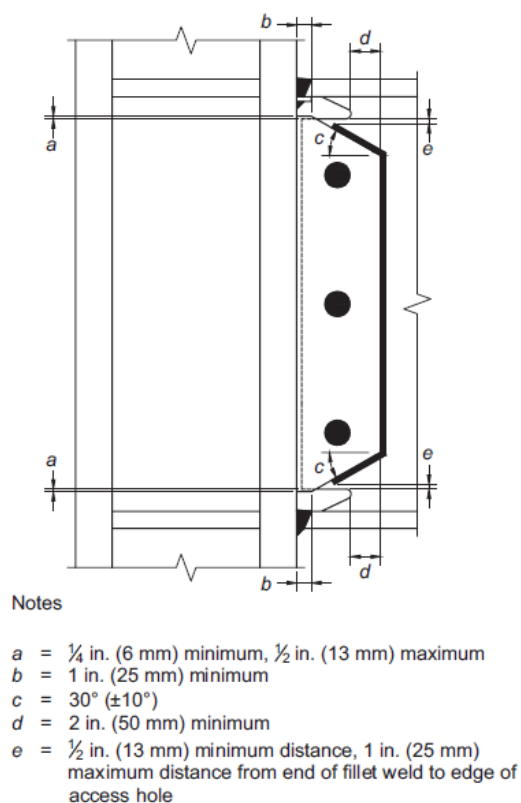
### ***Soldadura entre patines de viga y de columna***

- El patín de la viga debe estar soldado al patín de la columna mediante soldadura tipo CJP, las cuales deben estar conforme a los requerimientos de soldaduras de demanda crítica indicados en el AISC341-22 Seismic Provisions.
- La geometría y calidad de los agujeros de acceso deben ser conformes al AWS D1.8/D1.8M, clausula 6.11.1.2.

### ***Soldadura entre alma de viga y patín de columna***

Para la unión entre el alma de la viga y el patín de la columna se debe usar una placa a corte junto con las siguientes limitaciones:

- La placa simple de conexión debe tener un espesor mínimo equivalente al espesor del alma de la viga, mientras que su altura debe traslapar los agujeros de acceso entre 6mm y como máximo 13mm. EL ancho de la placa debe extenderse 2 in (5.08 cm) a partir del final de los agujeros de acceso.
- La conexión a corte de la placa de unión debe estar soldada al patín de la columna. La misma debe tener una resistencia de diseño de la soldadura como mínimo  $0.6R_y F_{yp} h_p t_p$ .
- La unión de la placa con el alma de la viga debe ser mediante soldaduras tipo fillet cuya dimensión debe ser el espesor de la placa de conexión menos 2mm y extenderse por todo el contorno de la placa.
- Se permite el uso de pernos de montaje.
- Se debe proveer una soldadura tipo CJP entre la unión del alma de la viga al patín de la columna, cuya longitud debe extenderse completamente entre los agujeros de acceso.



*Imagen 67: Detalles de la placa de conexión WUF-W AISC358-22 Chapter 8*

### ***Diseño de conexión WUF-W***

Para la placa de conexión se considera el mismo material de los elementos estructurales junto con un electrodo E70XX para zona sísmica. Todas las condiciones de esbeltez han sido verificadas en secciones anteriores por lo que el diseño continúa con los mismos datos para un pórtico PRM de tipo SMF.

### ***Datos arquitectónicos***

$$L_{vc} = 6.10 \text{ m}$$

### ***Propiedades del material***

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

***Dimensiones de viga principal W24x76 (AISC Manual - 14)***

$$bf = 22.83 \text{ cm}$$

$$tf = 1.73 \text{ cm}$$

$$h = 60.71 \text{ cm}$$

$$tw = 1.12 \text{ cm}$$

$$Z_x = 3277.41 \text{ cm}^3$$

$$\text{Peso} = 113.10 \text{ kg/m}$$

***Dimensiones de columna W27x336 (AISC Manual - 14)***

$$bf = 37.08 \text{ cm}$$

$$tf = 5.79 \text{ cm}$$

$$h = 76.20 \text{ cm}$$

$$tw = 3.20 \text{ cm}$$

$$k = 7.80 \text{ cm}$$

***Proceso de Diseño******Momento Máximo Probable***

Para esta conexión se indica que, en base a datos experimentales, el valor de  $C_{pr}$  debe ser tomado como 1.40, por lo que se procede a calcular el momento probable como:

*Ecuación 125: Máximo momento probable AISC 358-22 Chapter 2 (2.4-1)*

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x$$

Donde:

*Ecuación 126: Factor de endurecimiento por deformación y sobre resistencia AISC 358-22 Chapter 2 (2.4-2)*

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 = 1.40$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1.4 * 1.1 * 3515 * \frac{3277.41}{1000} \\ &= 177.41 \text{ T.m} \end{aligned}$$

### ***Ubicación de Rótula Plástica***

Para esta conexión precalificada, la distancia de la rótula es igual a cero, debido a que se prevé se forme en la cara de la columna.

$$S_h = 0$$

### ***Cortante Actuante en Rótula Plástica***

*Ecuación 127: Cortante en rótula plástica AISC 358-22 Chapter 2 (2.4-3)*

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \\ &= \frac{2 * 177.41}{6.10 - 0.7220} + 37.09 \\ &= 103.56 \text{ T} \end{aligned}$$

### ***Momento Máximo Probable en la Cara de la Columna***

*Ecuación 128: Momento máximo probable en la cara de la columna AISC 358-22 Chapter 2 (2.4-4)*

$$\begin{aligned} M_f &= M_{pr} + V_h S_h \\ &= 177.41 + 103.56 * 0 \\ &= 177.41 \text{ T.m} \end{aligned}$$

### ***Resistencia a Corte de la Viga***

De cálculos previos:

$$\phi V_n = 128.78 \text{ T} > 103.56 \text{ T}$$

Como  $\phi V_n > V_u$ , la viga del PRM es adecuada a corte.

### ***Dimensiones placa de conexión***

Tomando en cuenta las dimensiones de los agujeros de acceso delimitados por la AWS D1.1/D1.1M Chapter 5 section 5.17.1 y teniendo en cuenta que debe existir traslape por parte de la placa, las dimensiones de la placa de conexión para la unión alma de viga con el patín de la columna quedan como:

$$h_p = 55.20 \text{ cm}$$

$$b_p = 7.00 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.40 \text{ cm}$$

Con estos valores es posible verificar los estados límite de resistencia.

### ***Soldadura Placa – Columna (CJP)***

La resistencia a corte requerida por parte de las especificaciones de esta conexión se define como:

$$\begin{aligned} F_v &= 0.6R_y F_y h_p t_p \\ &= 0.6 * 1.1 * 3515 * 0.552 * 0.014 / 1000 \\ &= 179.28 \text{ T} \end{aligned}$$

Por lo que la resistencia de la soldadura se puede calcular como:

*Ecuación 129: Resistencia de soldadura tipo CJP AISC 360-22 Chapter J (J2-3)*

$$\begin{aligned} \phi R_n &= F_{nv} A_{we} \\ &= \frac{70}{14.23} * 55.20 * 1.40 \\ &= 380.15 \text{ T} > 179.28 \text{ T} \end{aligned}$$

Como  $\phi R_n > F_v$ , la soldadura de la placa de conexión es adecuada a las fuerzas de corte.

### ***Soldadura Placa – Viga (Fillet)***

Para la unión de la placa con el alma de la viga, se procede a utilizar soldaduras tipo fillet, la cual debe tener una resistencia mayor al cortante actuante en la conexión por la formación de la rótula plástica. Considerando el valor de una garganta efectiva en base al espesor de la placa de conexión (Tabla J2.4) y los factores de reducción de la tabla J2.5 del AISC 360-22 Specifications, se puede calcular la resistencia como:

*Ecuación 130: Resistencia de soldadura tipo Fillet AISC 360-22 Chapter J (J2-4)*

$$\begin{aligned}\phi R_n &= F_{nv} A_{we} k_{ds} \\ &= 0.707 * 0.6 * 0.75 * \frac{70}{14.23} * 55.20 * (1.40 - 0.2) * 1 \\ &= 103.68 T > 103.56 T\end{aligned}$$

Como  $\phi R_n > V_h$ , la soldadura de la placa de conexión es adecuada a las fuerzas de corte.

### ***Zona Panel***

Para el cálculo de la resistencia a cortante de la zona panel, se hace referencia al AISC 360-22 Specifications Chapter J section J10.6 ante fuerzas concentradas actuantes que pueden ser calculadas en base a AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.6f.1 & section E3.6e.

$$\phi = 0.90$$

### ***Fuerzas Actuantes***

*Ecuación 131: Fuerza aplicada del patín de la viga en base al momento probable en la cara de a columna para conexión soldada AISC 341-22 E3.6f.1*

$$\begin{aligned}P_f &= \frac{0.85M_f}{d^*} \\ &= \frac{0.85 * 177.41}{60.71 - 1.73} \\ &= 255.68 T\end{aligned}$$

Donde el cortante actuante se traduce como:

$$\begin{aligned} V_u &= 2P_f - \frac{\sum M_{pb}^*}{H} \\ &= 2 * 255.68 - \frac{355.35}{4.50} \\ &= 279.87 \end{aligned}$$

A continuación, se necesita saber la capacidad de la zona panel por fluencia a corte por lo que refiriéndose al AISC 360-22 Specifications Chapter J section J10.6 considerando el efecto de la deformación inelástica en la estabilidad del PRM.

*Ecuación 132: Resistencia nominal de zona panel AISC 360-22 Chapter J (J10-11/12)*

Para  $\alpha P_r \leq 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

Para  $\alpha P_r > 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y} \right)$$

Al comprobar los límites se obtiene:

$$1 * 748.73 \leq 0.75 * 3515 * 638.06/1000$$

$$988.38 \leq 1682.09$$

Por lo que:

$$R_n = 0.60 * 3515 * 76.20 * 3.20 * \left( 1 + \frac{3 * 37.08 * 5.79^2}{60.71 * 76.26 * 3.20} \right) / 1000$$

$$= 643.95 T$$

$$\phi R_n = 0.90 * 643.95$$

$$= 579.55 T > 432.40 T$$



Como  $\phi R_n > V_u$ , la sección no requiere el uso de Doubler Plates en el alma de la columna, pero en caso de ser necesario se debe cumplir con el espesor mínimo en el AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.6e.2 junto con otros requisitos adicionales.

$$\phi = 1.00$$

*Ecuación 133: Espesor mínimo requerido para Doubler Plates AISC 341-22 Chapter E (E3-6)*

$$t_{min} = \frac{d_z + w_z}{90}$$

*Ecuación 134: Espesor de Doubler Plate requerido AISC 360-22 Chapter J (E4-3)*

$$t_{DP} = \frac{V_u - \phi R_n}{\phi 0.6 F_y d}$$

Las condiciones adicionales son las siguientes:

- El espesor de las placas debe ser mayor a 6 mm.
- Las placas deben extenderse como mínimo 15 cm por encima y debajo de la zona de conexión.
- Las placas deben extenderse en todo el ancho del alma de la columna.
- Las placas pueden ser soldadas mediante CJP.

### *Placas de Continuidad*

La necesidad de placas de continuidad es verificada considerando el momento en la cara de la columna transferido a través del par de cargas concentradas  $P_f$ , cuya magnitud no debe exceder la máxima fuerza que el patín de la viga puede llegar a transmitir.

*Ecuación 135: Fuerza de carga AISC360-22 Chapter J (J7-1)*

$$\begin{aligned} R_n &= 1.8 F_y R_y b_{fb} t_{fb} \\ &= 1.8 * 3515 * 1.1 * 22.83 * 1.73 / 1000 \\ &= 274.49 T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= \min(255.68; 274.49) \\
 &= 255.68 T
 \end{aligned}$$

### *Flexión del Patín de la Columna por Resistencia*

$$\phi = 0.90$$

*Ecuación 136: Resistencia a flexión de patín AISC360-22 Chapter J (J10-1)*

$$\begin{aligned}
 R_n &= 6.25F_{yf}t_f^2 \\
 &= 6.25 * 3515 * 5.79^2 \\
 &= 736.79 T \\
 \phi R_u &= 0.90 * 736.79 \\
 &= 663.11 T
 \end{aligned}$$

La capacidad a flexión del patín por resistencia es mayor a la fuerza aplicada por lo que no es necesario el uso de placas de continuidad.

### *Flexión del Patín de la Columna por Rigidez*

*Ecuación 137: Límite de esbeltez para patín AISC341-22 Chapter E (E3-7)*

$$\begin{aligned}
 t_{lim} &= \frac{b_{fb}}{6} < t_{cf} \\
 &= \frac{22.83}{6} \\
 &= 3.81 \text{ cm} < 5.29 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

La relación de esbeltez patín por rigidez es menor al espesor del patín de la columna por lo que no es necesario el uso de placas de continuidad. En caso de ser necesario, el espesor de la placa requerido por flexión se puede calcular como:

$$t_{CP} = \frac{R_u - \phi R_n}{\phi F_y b_f}$$

Con la condición de que:

- El espesor de las placas de continuidad debe ser al menos el 75% del mayor espesor de patín de viga en la conexión.
- La relación de esbeltez máxima es:

*Ecuación 138: Relación de esbeltez máxima para placas de continuidad AISC341-22 Chapter E (E3-9)*

$$\frac{b}{t} = 0.56 \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}}$$

### **Fluencia Local del Alma de la Columna**

$$\phi = 1.00$$

*Ecuación 139: Capacidad a fluencia local del alma de la columna AISC360-22 Chapter J (J10-2)*

$$\begin{aligned} R_n &= F_{yw} t_w (5k + l_b) \\ &= 3515 * (3.20 + t_{DP}) * (5 * 7.80 + 1.73) \\ &= 458.03 T \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 1 * 458.03 T > 255.68 T$$

Como  $\phi R_n > R_u$ , la sección cumple sin el uso de Doubler Plates en el alma de la columna.

### **Arrugamiento local del Alma de la Columna**

$$\phi = 0.75$$

*Ecuación 140: Arrugamiento local del alma de la columna AISC360-22 Chapter J (J10-4)*

$$\begin{aligned} R_n &= 0.80 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{l_b}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} Q_f \\ &= 0.80 * (3.20 + t_{DP})^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{5.79}{76.20} \right) \left( \frac{(3.20 + t_{DP})}{5.79} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2100000 * 3515 * 5.79}{(3.20 + t_{DP})}} 1 \\ &= 1035.71 T \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 776.78 T > 255.68 T$$

Como  $\phi R_n > R_u$ , la sección cumple sin el uso de Doubler Plates en el alma de la columna.

### *Relación de Momento Viga/Columna*

De secciones anteriores:

*Ecuación 141: Relación de momentos para conexión viga-columna AISC 341-22 Chapter E (E3-1)*

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{bp}^*} > 1.0$$

$$\frac{867.19}{355.35} > 1.0$$

$$2.44 > 1.0$$

Como la relación es mayor a la unidad, se considera un comportamiento adecuado en la conexión viga-columna.

### 7.3. CONEXIÓN DOUBLE SPLIT TEE PARA PRM EN COLUMNAS COMPUESTAS

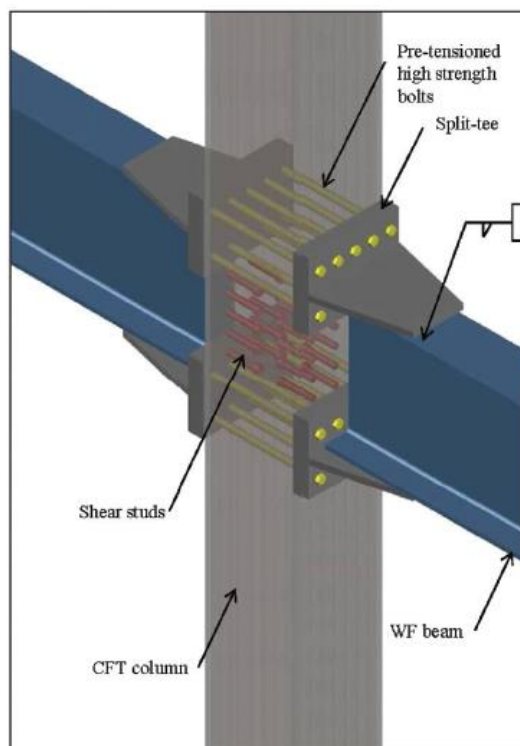
Para el diseño de este tipo de conexión en un PRM, se hace referencia Fischer et al (2015) que presenta una metodología de cálculo en base a datos experimentales para el diseño de conexiones para C-SMF. Con la evidencia que se muestra por parte de los autores, se espera aplicar para la precalificación para conexiones similares tipo Split Tee para columnas compuestas, debido a que en base a lo especificado en el AISC 341-22 Seismic Provisions Chapter K, es necesario verificar un correcto comportamiento adecuado mediante ensayos que demuestren que la conexión pueda:

- Acomodar un ángulo de rotación por deriva de piso de al menos 0.04 rad
- Desarrollar al menos el 80% del momento plástico nominal de la viga cuando existe una rotación por deriva de 0.04 rad.
- Desarrollar una capacidad adecuada a corte en la conexión.

El tipo de conexión a diseñar será con un perfil tipo Tee empernado al patín de la columna y soldado al patín de la viga, junto con limitaciones para el tipo de conexión de tipo similar especificado en el AISC 358-22 *Prequalified Connections* Chapter 13 para la conexión Double-Tee y acercarse más a un desempeño dúctil de la conexión. Este tipo de conexión asume que la rótula plástica se formará en el final de la conexión Split-Tee por fuera de la zona protegida con los siguientes modos de falla enlistados en orden de ductilidad según el nivel de detallamiento:

- Formación de rótula plástica en la viga
- Fluencia del alma del perfil Tee de conexión
- Fluencia del patín del perfil Tee por acción de palanca

- Falla de la zona panel de la columna
- Fractura de pernos en Split Tee debido a acción de palanca del patín del perfil de conexión



*Imagen 68: Conexión Viga Columna tipo Split -Tee soldada para C-SMF. Fischer et al, 2015.*

### ***Limitaciones para vigas***

Para que la viga presente un correcto comportamiento, para esta conexión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

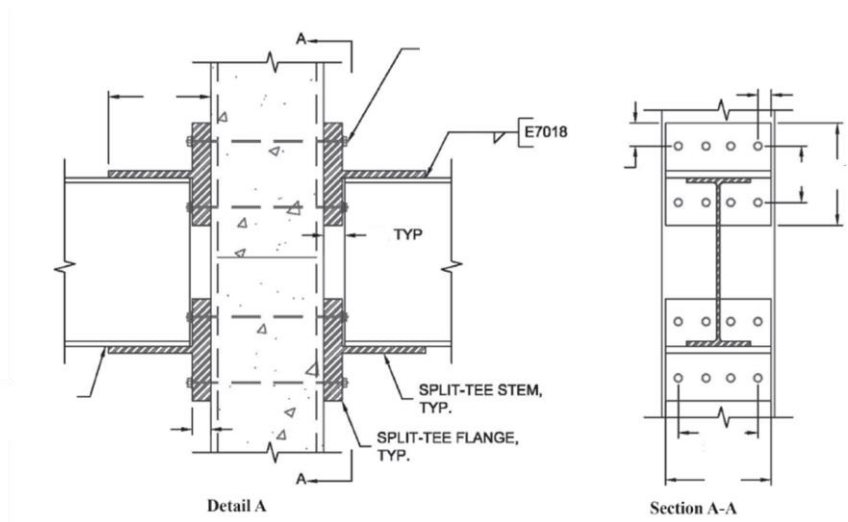
- El peralte de la viga está limitado a máximo perfiles tipo W24 in (60.96 cm).
- El peso máximo de la viga está limitado a 55 lb/ft (82 kg/m).
- El espesor del patín de la viga tiene como límite máximo 5/8 in (1.6 cm).
- La relación entre la luz libre y el peralte de la viga debe ser mayor a 9 para sistemas C-SMF.

- Las relaciones de esbeltez deben para la viga deben estar conforme al AISC341-22 Seismic Provisions para elementos tipo high ductility  $\lambda_{hd}$ .
- Se debe proveer arrostramiento lateral conforme el AISC341-22 Seismic Provisions con la excepción del caso que la viga esté soportando una losa de hormigón unida mediante conectores de corte con una separación máxima de 30 cm.
- La zona protegida es equivalente a la longitud de la conexión medido desde la cara de la columna hasta el final del alma del perfil Tee.

### *Limitaciones para columnas*

Para que la columna presente un correcto comportamiento, para esta conexión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

- La dimensión de la columna está limitada a máximo perfiles tipo W36 in (91.44 cm) mientras que para perfiles armados tipo cajón debe ser máximo de 24 in (60 cm).
- Las relaciones de esbeltez deben para la viga deben estar conforme al AISC341-22 Seismic Provisions para elementos tipo high ductility  $\lambda_{hd}$ .
- El arriostamiento lateral debe ser conforme el AISC341-22 Seismic Provisions.



*Imagen 69: Detalles de conexión Split-Tee. Fischer et al, 2015.*

### ***Diseño de conexión Split-Tee***

Para el perfil Tee de conexión se considera el mismo material de los elementos estructurales junto con un electrodo E70XX para zona sísmica. Todas las condiciones de esbeltez han sido verificadas en secciones anteriores por lo que el diseño continúa con los mismos datos para un pórtico PRM distribuido en planta de tipo C-SMF.

#### ***Datos arquitectónicos***

$$L_{vc} = 6.10 \text{ m}$$

#### ***Propiedades del material***

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

#### ***Dimensiones de viga principal W21x50 (AISC Manual - 14)***

$$bf = 16.59 \text{ cm}$$

$$tw = 0.97 \text{ cm}$$

$$tf = 1.36 \text{ cm}$$

$$Z_x = 1802.58 \text{ cm}^3$$

$$h = 52.83 \text{ cm}$$

$$\text{Peso} = 74.41 \text{ kg/m}$$

#### ***Dimensiones de columna 450x450x36***

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$e = 3.60 \text{ cm}$$

#### ***Dimensiones de perfil para conexión Split-Tee***

$$bf = 39 \text{ cm}$$

$$bw = bf_b = 16.59 \text{ cm}$$

$$hf = 29 \text{ cm}$$

$$lw = 60 \text{ cm}$$

$$tf = 6.60 \text{ cm}$$

$$tw = 2.60 \text{ cm}$$



### *Proceso de Diseño*

#### *Fuerzas Actuantes en Patín de conexión Split Tee*

*Ecuación 142: Fuerza aplicada del patín de la viga en base al momento probable en la cara de a columna para conexión emperrada AISC 341-22 E3.6f.1*

$$P_f = \frac{M_f}{d^*}$$

Considerando un  $C_{pr} = 1.1$  junto con el momento producido por las cargas gravitacionales y con un espesor de conexión del perfil Tee  $t_w = 2.80\text{cm}$ .

$$\begin{aligned} M_f &= 1.1M_{pr} + V_h S_h + M_g \\ &= 1.1 * 69.70 + 49.24 * \frac{60 + 6.60}{100} + 43.17 \\ &= 152.63 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} P_f &= \frac{152.63 * 100}{52.83 + 2.60} \\ &= 275.34 \text{ T} \end{aligned}$$

#### *Pernos de conexión a corte*

Como este tipo de conexión cuenta con pernos en la unión viga columna, se procede a verificar el número de pernos necesarios mediante la verificación de interacción en tensión y corte en base al AISC 360-22 Specifications Chapter J section J3.8.

$$\phi = 0.75$$

#### *Propiedades de pernos de conexión (AISC 360-22)*

**Acero** = A325

$\phi_p = 1 \frac{1}{4}$  in

$A_b = 792 \text{ mm}^2$

$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$

$F_{nv} = 370 \text{ MPa}$

*Capacidad a esfuerzos combinados de Tensión y Corte*

$$N^{\circ}_{PERNOS} = \frac{1.3P_{req}}{\phi R_n}$$

Donde:

*Ecuación 143: Capacidad a tensión y corte de pernos AISC 360-22 Chapter J (J3-1)*

$$\phi R_n = \phi F_n A_b$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} N^{\circ}_{PERNOS} &= \frac{1.3 * \frac{256.56 * 1000}{9.81}}{0.75 * 620 * 792} \\ &= 10 \text{ Pernos} \end{aligned}$$

Por lo tanto, es necesario 10 pernos en una conexión. Ahora, se procede a verificar la resistencia a esfuerzos combinados.

*Ecuación 144: Capacidad individual a tensión y corte combinado de pernos AISC 360-22 Chapter J (J3-2)*

$$\phi R_n = \phi F'_{nt} A_b$$

Donde:

*Ecuación 145: Resistencia nominal a tensión individual modificada por efectos de corte AISC 360-22 Chapter J (J3-2)*

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

De la cual:

$$\begin{aligned} f_{rv} &= \frac{V_h}{A_p N^{\circ}_{PERNOS}} \\ &= \frac{49.24 * 1000 * 9.81}{(7.92 * 100) * 10} \\ &= 61.01 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Entonces:

$$F'_{nt} = 1.3 * 620 - \frac{620}{0.75 * 370} 61.01 \leq 620$$

$$= 669.69 \leq 620 = 620 \text{ MPa}$$

Continuando:

$$\phi R_n = 0.75 * 792 * \frac{620}{9.81 * 1000} \geq \frac{P_f}{N^{\circ}_{PERNOS}}$$

$$= 37.53 T > 27.53 T$$

Como  $\phi R_n > P_{fi}$ , el diámetro y cantidad de pernos son adecuados para la conexión. Como ya se cuenta con la cantidad de pernos en la conexión, se procede a escoger un ancho definitivo del perfil de conexión tomando en cuenta la separación mínima al borde de  $2\phi_p$  al igual que la separación mínima entre pernos indicado en el AISC 360-22 Specifications Chapter J section J3.4.

$$b_f = 39 \text{ cm}$$

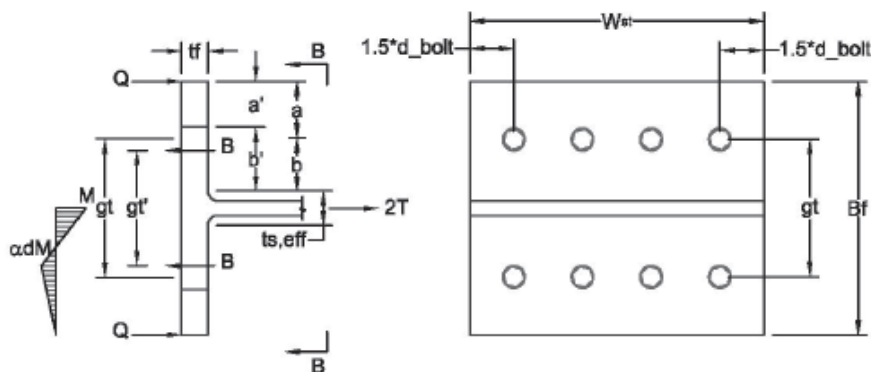


Imagen 70: Geometría de perfil Tee para conexión Split-Tee Fischer et al, 2015.

### Ubicación de pernos por equilibrio de fuerzas

Con el ancho del perfil escogido se procede a calcular el ancho tributario de dos pernos en tensión  $p$ .

$$p = \frac{2b_f}{N^{\circ}_{PERNOS}}$$

$$= \frac{2 * 39}{10}$$

$$= 7.80 \text{ cm}$$

Con esto se procede a obtener la relación entre la sección neta de patín con la fila de pernos, en comparación con la sección gruesa en la cara de la viga  $\delta$ .

$$\delta = 1 - \frac{d_{hole}}{p}$$

Recordando que:

$$d_{hole} = d_b + \frac{1}{8}in$$

$$= 1\frac{1}{4} + \frac{1}{8} = 1\frac{3}{8}in$$

$$\delta = 1 - \frac{3.49}{7.80}$$

$$= 0.55$$

Para un comportamiento dúctil del patín en tensión, los pernos estarán ubicados a  $2\phi_p$  del borde del perfil de conexión.

$$a' = 2d_b$$

$$= 2 * 1\frac{1}{4}$$

$$= 2.50 \text{ in} = 6.35 \text{ cm}$$

Se procede a obtener las ecuaciones de equilibrio de fuerzas para determinar las dimensiones del perfil de conexión. Realizando una sumatoria de momentos entre la cara del alma del perfil de conexión y la línea de pernos en el patín se obtiene

$$M(1 + \delta\alpha) = Tb'$$

Con otra sumatoria de momentos entre la fuerza de palanca producido al final del patín del perfil de conexión y el momento producido en la línea de pernos:

$$Qa' = \delta\alpha M$$

El equilibrio de fuerzas en la totalidad del patín del perfil de conexión resulta en:

$$R = T + Q$$

Donde:

$$\phi R_n = 0.75 F_n A_b$$

Combinando las ecuaciones y reordenando para b' da como resultado:

$$b' = \left[ \frac{\phi R_n - T_{req}}{T_{req}} \right] \left[ \frac{1 + \delta}{\delta} \right] a'$$

Donde:

$$T_{req} = \frac{P_f}{N^{\circ}_{PERNOS}}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned} b' &= \left[ \frac{37.53 - 27.53}{27.53} \right] \left[ \frac{1 + 0.55}{0.55} \right] 6.35 \\ &= 6.48 \text{ cm} \end{aligned}$$

### ***Espesor de alma de perfil de conexión***

Con los valores predefinidos para las dimensiones del perfil de conexión, se procede a verificar el espesor del alma del Split-Tee en base a la fractura y fluencia para elementos de conexión según el AISC 360-22 Specifications Chapter J section J4.4.

### ***Estados límite de alma de perfil de conexión***

$$\phi_f = 0.75$$

$$\phi_y = 0.90$$

### ***Fractura***

$$t_{sf} = \frac{P_f}{\phi_f F_u b_f}$$

$$= \frac{275.34 * 1000}{0.75 * 4570 * 39}$$

$$= 2.06 \text{ cm}$$

### ***Fluencia***

$$t_{s y} = \frac{P_f}{\phi_y F_y b_f}$$

$$= \frac{275.34 * 1000}{0.90 * 3515 * 39}$$

$$= 2.23 \text{ cm}$$

$$t_s = \text{Max}(2.06; 2.23)$$

Por lo tanto, el espesor del alma escogido  $t_w = 2.60$  cm es adecuado.

### ***Ancho de patín de perfil de conexión***

El largo mínimo del patín del perfil de conexión considerando los valores de  $a'$  y  $b'$  junto con el valor del espesor del alma, se puede calcular como:

$$h_f = 2(a' + b') + t_s$$

$$= 2 * (6.35 + 6.48) + 2.60$$

$$= 29 \text{ cm}$$

### ***Espesores límites de patín de perfil de conexión***

En base a datos experimentales se ha podido verificar espesores mínimos y máximos para el patín del perfil de conexión, por lo que el espesor mínimo está controlado por la fractura de pernos por acción del par de momento, y debido a que la resistencia de diseño de los pernos se puede obtener como:

$$\phi_{bt} = 0.75$$

$$\phi_y = 0.90$$

$$\phi T = \frac{\phi R_n a'}{a' + b'} + \frac{\phi_{bt} p F_y t_f^2}{4(a' + b')}$$

Mientras que la resistencia de diseño por fluencia del alma es:

$$\phi T = \phi_y F_y A_{n,alma}$$

Se puede combinar estas ecuaciones se puede obtener el límite mínimo del espesor como:

$$\begin{aligned} t_{f \min} &= \sqrt{\left[ \frac{4(b' + 2d_b)\phi R_n}{p\phi_{bt}F_y} \right] \left[ \frac{\phi_y F_y b_f t_{s y}}{N^{\circ} \text{PERNOS} \phi R_n} - \frac{2d_b}{b' + 2d_b} \right]} \\ &= \sqrt{\left[ \frac{4 * (6.48 + 6.35) * 37.53 * 1000}{7.80 * 0.75 * 3515} \right] \left[ \frac{0.90 * 3515 * 39 * 2.08}{10 * 37.53 * 1000} - \frac{6.35}{6.48 + 6.35} \right]} \\ &= 4.73 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para el espesor máximo, se conoce que está controlado por fluencia del patín del perfil de conexión por acción del par de momento.

$$\begin{aligned} t_{f \max} &= \sqrt{\frac{4b'\phi R_n}{p\phi_{bt}F_y}} \\ &= \sqrt{\frac{4 * 6.48 * 37.53 * 1000}{7.80 * 0.75 * 3515}} \\ &= 6.88 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo que el límite quedaría establecido como:

$$4.73 \text{ cm} < t_f < 6.88 \text{ cm}$$

Con lo que se comprueba que el espesor escogido es adecuado.

#### ***Verificación de acción de palanca en patín de perfil de conexión***

Debido a la acción del par de momento en el patín, se procede a verificar para la flexión, por lo que se requiere un espesor efectivo alma, siendo un perfil armado con la dimensión de la soldadura fillet  $k = 0$ .

$$t_{s \text{ eff}} = k_1 + \frac{t_s}{2}$$

$$= 0 + \frac{2.60}{2}$$

$$= 1.30 \text{ cm}$$

Se desea calcular la distancia entre filas de pernos por lo que en base a geometría (*Imagen 17*) se puede obtener un valor de  $g_t = 14.00 \text{ cm}$ , restringido a una distancia mínima que se obtiene como:

$$g_{t \min} = \frac{B_f + 1.25t_{s \text{ eff}}}{2.25}$$

$$= \frac{39 + 1.25 * 1.30}{2.25}$$

$$= 13.61 \text{ cm} < 14.00 \text{ cm}$$

Por lo que las dimensiones definitivas pueden ser calculadas como:

$$a = \frac{B_f - g_t}{2} = \frac{39 - 14}{2} = 5.91 \text{ cm}$$

$$b = \frac{g_t - t_{s \text{ eff}}}{2} = \frac{14 - 1.30}{2} = 7.94 \text{ cm}$$

$$a' = a - \frac{d_b}{2} = 5.91 - \frac{1.25 * 2.54}{2} = 7.50 \text{ cm}$$

$$b' = b - \frac{d_b}{2} = 7.94 - \frac{1.25 * 2.54}{2} = 6.35 \text{ cm}$$

Con los valores definidos y basado en el modelo modificado de capacidad del patín por parte de Kulak et al (*Fisher, 2015*), donde se indica que el valor mínimo de los siguientes tres modos de falla es la capacidad multiplicada por el número de pernos, que será comparada con las fuerzas del patín antes obtenidas.



**Capacidad Plástica**

$$\begin{aligned}\phi T_{n1} &= \frac{\phi_{bt} \left( 2a' - \frac{d_b}{4} \right) p F_y t_f^2}{4a'b' - d_b(a' + b')} \\ &= \frac{0.75 * \left( 2 * 5.91 - \frac{1.25 * 2.54}{4} \right) 7.80 * 3515 * 6.60^2}{4 * 5.91 * 7.94 - 1.25 * 2.54 * (5.91 + 7.94)} \\ &= 68.74 T\end{aligned}$$

**Fractura de Perno por Acción de Par de Momento**

$$\begin{aligned}\phi T_{n2} &= \frac{\phi R_n a'}{(a' + b')} + \frac{\phi_{bt} p F_y t_f^2}{4(a' + b')} \\ &= \frac{37.53 * 1000 * 5.91}{(5.91 + 7.94)} + \frac{0.75 * 7.80 * 3515 * 6.60^2}{4(5.91 + 7.94)} \\ &= 32.19 T\end{aligned}$$

**Fractura de Perno a Tensión**

$$\phi R_n = 37.53 T$$

Por lo que:

$$\begin{aligned}\phi R_{nf} &= \min(68.74 ; 32.19 ; 37.53) * N^{\circ}_{PERNOS} \\ &= 27.79 * 10 > P_f \\ &= 321.89 T > 256.56 T\end{aligned}$$

Como  $\phi R_{nf} > P_f$ , el espesor del patín del perfil de conexión es adecuado.

**Capacidad de alma de perfil de conexión**

De igual manera para la capacidad del alma del perfil de conexión se debe comprobar para los estados límite de fluencia y fractura, por lo que:

**Estados límite de alma de perfil de conexión**

$$\phi_f = 0.75$$

$$\phi_y = 0.90$$

$$\begin{aligned} A_n &= b_f t_w \\ &= 39 * 2.60 \\ &= 101.40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

**Fractura**

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_f F_u A_n \\ &= 0.75 * 4570 * 101.40 / 1000 \\ &= 347.55 \text{ T} \end{aligned}$$

**Fluencia**

$$\begin{aligned} R\phi_n &= \phi_y F_y A_n < \phi R_{nf} \\ &= 0.90 * 3515 * 101.40 / 1000 \\ &= 320.78 \text{ T} < 321.89 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el espesor del alma escogido  $t_w = 2.60$  cm es adecuado, y se procede a verificar su resistencia a corte basado en el AISC 360-22 Specifications Chapter G section G3.

$$\phi_v = 0.90$$

**Capacidad a corte**

*Ecuación 146: Capacidad a corte para una sección Tee AISC360-22 Chapter G (G3-1)*

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 F_y A_w C_{v2} \\ &= 0.6 * 3515 * (16.59 * 2.60) * 1 \\ &= 90.95 \text{ T} \\ \phi V_n &= 0.9 * 81.85 \\ &= 81.85 \text{ T} > 49.24 \text{ T} \end{aligned}$$

Como  $\phi V_n > V_h$ , el espesor del alma del perfil de conexión es adecuado.

***Diseño de soldadura entre patín de viga y alma de perfil de conexión***

Para el diseño de la soldadura se debe verificar la resistencia a corte entre el patín de la viga y el alma de la conexión Split-Tee. Considerando el valor de una garganta efectiva en base al espesor de la placa de conexión (Tabla J2.4) y los factores de reducción de la tabla J2.5 del AISC 360-22 Specifications, se puede calcular la resistencia como de soldaduras como:

*Ecuación 147: Resistencia de soldadura tipo Fillet AISC 360-22 Chapter J (J2-4)*

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= F_{nv} A_{we} k_{ds} \\ &= 0.707 * 0.6 * 0.75 * \frac{70}{14.23} * (1.36 - 0.2) * 1 \\ &= 1.81 \frac{T}{cm}\end{aligned}$$

Este valor debe ser menor a la resistencia bajo el estado límite de ruptura del alma del perfil de conexión, por lo que para elementos de conexión según el AISC 360-22 Specifications Chapter J section J4.2 la resistencia está denominada como:

$$\phi = 0.75$$

*Ecuación 148: Resistencia a corte de elemento de conexión AISC 360-22 Chapter J (J4-4)*

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0.60 F_u A_{nv} \\ &= 0.75 * 0.6 * 4570 * 2.60 \\ &= 5.35 \frac{T}{m} > 1.81 \frac{T}{m}\end{aligned}$$

Como  $\phi R_n > \phi R_{nw}$ , la soldadura de la placa de conexión es adecuada a las fuerzas de corte. Con esto, es posible calcular la longitud necesaria de soldadura como:

$$\begin{aligned}l_{req} &= \frac{P_{req}}{\phi R_{nw}} \\ &= \frac{258.69}{1.81} \\ &= 151.89 \text{ cm}\end{aligned}$$

Que en comparación con la longitud disponible:

$$\begin{aligned} l_{prov} &= 2[h_f + (s_h - t_f) - 5.08] \\ &= 2 * [32 + (40 - 6.80) - 5.08] \\ &= 154.24 \text{ cm} > 151.89 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo que la longitud de soldadura existente en la conexión es adecuada.

### ***Verificación de resistencia de zona panel***

Por último, se necesita verificar la resistencia a corte de la zona panel, por lo que el cortante actuante se puede obtener como:

$$\begin{aligned} V_{col} &= \frac{2M_f}{h_{col}} \\ &= \frac{2 * 152.73}{4.50} \\ &= 678.79 \text{ T} \end{aligned}$$

En base al AISC341-22 Seismic Provisions Chapter E section E3.6e, se puede obtener el cortante de diseño para la resistencia de la zona panel como:

$$\begin{aligned} V_{pz} &= \sum P_f + V_{col} \\ &= 275.52 + 2 * 678.79 \\ &= 1633.10 \text{ T} \end{aligned}$$

Mientras que la resistencia de la zona panel para una columna rellena de hormigón (Fischer, 2015) se puede calcular en base a:

$$\begin{aligned} V_t &= 28Bh\sqrt{f'_c} + A_w \frac{F_y}{\sqrt{3}} \\ &= \frac{\left( 28 * \left( \frac{45}{2.54^2} \right)^2 * \sqrt{\frac{210}{70}} + \frac{45 * 3.60}{2.54^2} * \frac{3515}{\sqrt{2}} \right)}{2.2} \\ &= 7250.06 \text{ T} > 1633.10 \text{ T} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la zona panel tiene la resistencia adecuada a corte.

#### 7.4. DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS

Finalmente, se necesita realizar el diseño de la conexión de la base de las columnas a la cimentación. El uso de placas base y pernos de anclaje es esencial para poder transmitir las cargas provenientes del sistema gravitacional o del sistema resistente a carga lateral hacia la cimentación, por lo que, para el diseño de este elemento para los PRM, se esperan momentos grandes de volcamiento que regirán el diseño.

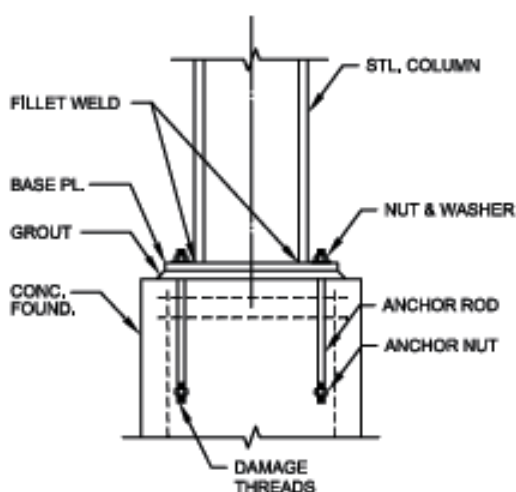


Imagen 71: Componentes de conexión de base de columna. (AISC, 2006)

##### *Propiedades del material*

ASTM A992 Gr 50

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1.1$$

$$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}$$

##### *Dimensiones de columna W27x336 (AISC Manual - 14)*

$$b_f = 37.08 \text{ cm}$$

$$t_f = 5.79 \text{ cm}$$

$$h = 76.20 \text{ cm}$$

$$t_w = 3.20 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Placa Base 50x300x10 (AISC Manual - 14)**

$$B_p = 115.00 \text{ cm}$$

$$L_p = 75.00 \text{ cm}$$

$$t_p = 6.20 \text{ cm}$$

**Solicitaciones de Carga**

$$P_u = 769.5 \text{ T}$$

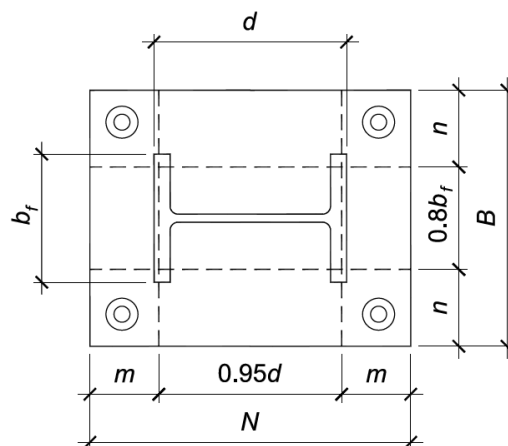
$$M_{ux} = 115.65 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = 115.65 \text{ T.m}$$

$$V_u = 26.72 \text{ T}$$

**Proceso de Diseño****Dimensiones de Placa**

Primero es necesario obtener las dimensiones mínimas recomendadas de la placa base que toman en consideración la separación mínima entre pernos (mínimo 4 pernos) y una distancia mínima a los bordes de la placa (AISC360-22 Specifications, Chapter J).



**Imagen 72: Geometría de Placa Base y líneas de flexión**

Entonces:

$$\begin{aligned}
 N &> h + \max(2(3in); 4(2\phi_p)) \\
 &= 76.20 + \max(2 * 7.62; 4 * (2 * 3.175)) \\
 &= 76.20 + \max(15.24; 25.40) \\
 &= 102 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B &> b_f + \max(2(3in); 4(2\phi_p)) \\
 &= 37.08 + \max(2 * 7.62; 4 * (2 * 3.175)) \\
 &= 37.08 + \max(15.24; 25.40) \\
 &= 63 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Por lo que las dimensiones asumidas 750x1150x62mm son adecuadas para la continuación del diseño de la placa base. Ahora es necesario obtener la excentricidad crítica y esfuerzos transmitidos por la geometría de la placa base que definirán si el criterio de diseño debe basarse en momentos de volcamiento grandes o pequeños.

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_u}{P_u} \\
 &= \frac{115.65}{769.50} \\
 &= 15.03 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Se procede calcular la capacidad de carga máxima del hormigón producida por la placa donde la relación entre el hormigón y la placa base es igual a la unidad:

*Ecuación 149: Capacidad de carga del hormigón ACI 318-19*

$$\begin{aligned}
 f_{p \text{ Max}} &= \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\
 &= 0.65 * 0.85 * 210 * 1 \\
 &= 116.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{Max} &= f_{p_{Max}} * B \\
 &= 116.03 * 63 \\
 &= 8701.88 \frac{kg}{cm} \\
 e_{crit} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{Max}} \\
 &= \frac{115}{2} - \frac{769.50 * 1000}{2 * 8701.88} \\
 &= 13.29 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Como  $e > e_{crit}$ , el criterio de diseño a emplear para la palca base será el de momento de volcamiento grande. Ahora, se procede a calcular los esfuerzos transmitidos al hormigón y verificar las dimensiones de la placa base.

*Ecuación 150: Esfuerzos transmitidos al hormigón en base a geometría de placa base*

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

Donde  $f$  se obtiene en base a la geometría de la placa y considerando una distancia al borde de los pernos de  $2\phi_p$ .

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{N}{2} - 2\phi_p \\
 &= \frac{115}{2} - 2 * 3.175 \\
 &= 51.15 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Entonces:

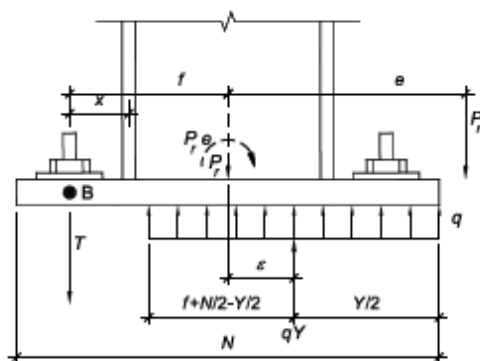
$$\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 = \left( 51.15 + \frac{115}{2} \right)^2 = 11804.82 \text{ cm}^2$$

Mientras que el área del esfuerzo actuante es:

$$\frac{2P_r(e + f)}{q_{Max}} = \frac{2 * 769.50 * 1000 * (15.03 + 51.15)}{8701.88} = 11704.36 \text{ cm}^2$$



Como el valor del área del esfuerzo aplicado es menor al área de esfuerzo máximo, no es necesario aumentar las dimensiones de la placa.



*Imagen 73: Placa base con momento de volcamiento grande. (AISC, 2006)*

A continuación, es necesario obtener la longitud de carga y la tensión aplicada en los pernos:

*Ecuación 151: Longitud de carga de la placa base*

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

$$= \left( 51.15 + \frac{115}{2} \right) \pm \sqrt{\left( 51.15 + \frac{115}{2} \right)^2 - \frac{2 * 769.50 * 1000 * (15.03 + 51.15)}{8701.88}}$$

Tomando el valor negativo:

$$Y = 98.63 \text{ cm}$$

Por lo que por equilibrio se puede obtener la tensión necesaria de diseño para un grupo de pernos de anclaje:

$$T_u = qY - P_u$$

$$= 8701.88 * 98.63 - 769.50$$

$$= 88.74 T$$

En consecuencia, se escoge el número de pernos  $N^{\circ} = 8$  que serán los encargados a resistir las fuerzas a tensión con un  $\phi_p = 1 \frac{1}{4}$  in y para acero Gr36 con una resistencia de 36 ksi para pernos estándar. Para facilidad de cálculo, la resistencia se puede obtener de la Tabla 3.1 del AISC Steel Design Guide 1.

$$\begin{aligned} T_n &= 0.75R_n \geq T_i \\ &= 0.75 * 18.14 \geq \frac{88.74}{8} \\ &= 13.61 T \geq 11.09 T \end{aligned}$$

### ***Espesor de Placa***

Por lo tanto, el diámetro y número de pernos escogido son adecuados para resistir las fuerzas a tracción. Ahora es necesario obtener el espesor de la placa base por lo que se procede de la siguiente forma:

*Cuando  $Y > m$*

$$t_{p \min} = 1.5m \sqrt{\frac{f_{p \max}}{F_y}}$$

*Cuando  $Y < m$*

$$t_{p \min} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p \max} Y \left( m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

*Donde:*

$$\begin{aligned} m &= \frac{N - 0.95h}{2} \\ &= \frac{115 - 0.95 * 76.20}{2} \\ &= 21.31 \text{ cm} \end{aligned}$$

Entonces como  $Y > m$ :

$$\begin{aligned} t_{p \min} &= 1.5 * 21.31 \sqrt{\frac{116.03}{3515}} \\ &= 5.90 \text{ cm} \end{aligned}$$

De igual manera se procede para el lado opuesto:

$$\begin{aligned} t_{p \min} &= 1.5 * 22.67 \sqrt{\frac{116.03}{3515}} \\ &= 6.20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ahora calculando el espesor en la zona de interfase:

$$t_{p \min} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} x &= \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - \frac{t_{fc}}{2} - 2\phi_p \\ &= \frac{115}{2} - \frac{76.20}{2} - \frac{5.79}{2} - 2 * 3.175 \\ &= 10.15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} t_{p \min} &= 2.11 \sqrt{\frac{88.74 * 10.15}{BF_y}} \\ &= 4.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo que el espesor queda definido por el mayor valor, por lo que el espesor escogido de 62 mm es adecuado.

## 8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

### *Método de los Coeficientes (FEMA 440 / ASCE 41-17)*

El método de los coeficientes de desplazamientos especificado en el ASCE 41-17 (7.4.3.3.2) proporciona un proceso directo para calcular la demanda de desplazamiento, también llamado desplazamiento objetivo que es equivalente al punto de desempeño sísmico. El comportamiento no lineal de la estructura se lo obtiene mediante una curva idealizada, llamada también la curva de capacidad, con la finalidad de obtener la rigidez lateral efectiva  $K_e$ , rigidez inicial efectiva  $K_i$  y la resistencia candente efectiva  $V_y$ .

### *Criterios de Aceptación*

Existen criterios de aceptación mediante la sectorización de niveles de desempeño sísmico en base al desplazamiento último de la curva de capacidad establecido por la SEAOC (Visión 2000, 1995), los cuales, para las edificaciones propuestas, serán evaluados mediante un análisis tipo Push Over. Este criterio tiene como enfoque el limitar los daños en los elementos estructurales y depende de la capacidad de disipación de la energía de la edificación.

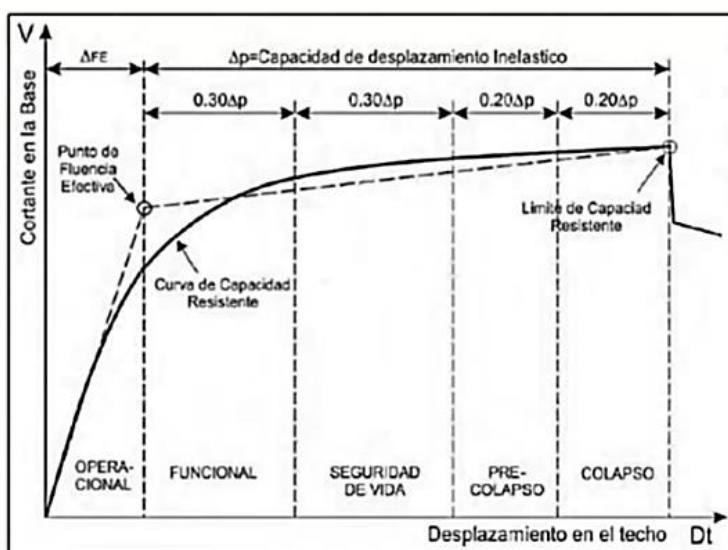


Imagen 74: Criterios de aceptación de desempeño estructural Comité Visión 2000, 1995

## 8.1. DESPLAZAMIENTO OBJETIVO

Para poder obtener los desplazamientos objetivo  $\delta_t$  de las edificaciones propuestas, se seguirán los pasos establecidos en el ASCE 41-17 en la sección 7.4.3.3.2 junto con la ayuda del programa de cálculo estructural para la obtención de rigideces efectivas, periodos fundamentales, cortantes basales, etc. La demanda sísmica elástica de diseño utilizada para los cálculos mencionados será la establecida en la NEC15-SE-DS, siendo un evento sísmico que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años con un periodo de retorno de  $T_r = 475$  años.

### 8.1.1. PRM PERIMETRALES

Con ayuda del programa de cálculo se puede obtener los siguientes datos para ambos sentidos principales de la edificación.

*Tabla 23: Rigideces efectivas, periodo efectivo, demanda espectral y coeficientes para estructura en sentido de análisis X*

DATOS SENTIDO X		
$T_i$	2.320	s
$K_i$	40.27	T/cm
$K_e$	40.27	T/cm
$C_0$	1.50	s
$C_1$	1.00	s
$C_2$	1.00	s
$S_a$	0.3615	g

*Tabla 24: Rigideces efectivas, periodo efectivo, demanda espectral y coeficientes para estructura en sentido de análisis Y*

DATOS SENTIDO Y		
$T_i$	2.331	s
$K_i$	40.27	T/cm
$K_e$	40.27	T/cm
$C_0$	1.50	s
$C_1$	1.00	s
$C_2$	1.00	s
$S_a$	0.3615	g

Por lo que el desplazamiento objetivo se puede calcular mediante:

*Ecuación 152: Desplazamiento objetivo ASCE 41-17 (7-28)*

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

*Ecuación 153: Periodo efectivo en base a curva idealizada y rigideces efectivas ASCE 41-17 (7-27)*

$$\begin{aligned} T_e &= T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \\ &= 2.320 \sqrt{\frac{40.27}{40.27}} \\ &= 2.320 \text{ s} \end{aligned}$$

Además:

*Ecuación 154: Factor de relación entre máximo desplazamiento inelástico esperado vs respuesta lineal elástica ASCE 41-17 (7-29)*

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{STRENGTH} - 1}{\alpha T_e^2}$$

Donde este coeficiente para periodos T mayores a 1 segundo, debe ser tomado como la unidad.

A la vez:

*Ecuación 155: Factor de degradación cíclica de rigidez y resistencia ASCE 41-17 (7-30).*

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{STRENGTH} - 1}{T_e} \right)^2$$

Donde este coeficiente es igual a la unidad cuando el periodo T es mayor a 0.7 segundos.

Dentro del cual:

*Ecuación 156: Factor de relación entre demanda de resistencia elástica vs coeficiente de fluencia ASCE 41-17 (7-31).*

$$\mu_{STRENGTH} = \frac{S_a}{V_y} C_m$$

Por lo que se considera el coeficiente  $C_0 = 1.50$  de la tabla 7-5 del ASCE 41-17 para edificaciones con un número de pisos mayores a 10, entonces el desplazamiento objetivo es:

$$\begin{aligned}\delta_{tx} &= 1.50 * 1 * 1 * 0.3615 * \frac{2.32^2}{4\pi^2} 981 \\ &= 72.52 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{tx} &= 1.50 * 1 * 1 * 0.3615 * \frac{2.331^2}{4\pi^2} 981 \\ &= 73.21 \text{ cm}\end{aligned}$$

### 8.1.2. PRM DISTRIBUIDOS EN PLANTA

Se procede con la misma metodología y los datos obtenidos del programa de cálculo para calcular el desplazamiento objetivo de ambos sentidos principales de la edificación.

*Tabla 25: Rigideces efectivas, periodo efectivo, demanda espectral y coeficientes para estructura en sentido de análisis X*

DATOS SENTIDO X		
$T_i$	2.603	s
$K_i$	34.73	T/cm
$K_e$	34.73	T/cm
$C_0$	1.50	s
$C_1$	1.00	s
$C_2$	1.00	s
$S_a$	0.3198	g

*Tabla 26: Rigideces efectivas, periodo efectivo, demanda espectral y coeficientes para estructura en sentido de análisis Y*

DATOS SENTIDO Y		
$T_i$	2.475	s
$K_i$	38.52	T/cm
$K_e$	38.52	T/cm
$C_0$	1.50	s
$C_1$	1.00	s
$C_2$	1.00	s
$S_a$	0.3464	g

Por lo que el desplazamiento objetivo se puede calcular mediante:

*Ecuación 157: Desplazamiento objetivo ASCE 41-17 (7-28)*

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\begin{aligned}\delta_{tx} &= 1.50 * 1 * 1 * 0.3198 * \frac{2.603^2}{4\pi^2} 981 \\ &= 80.76 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\delta_{tx} = 1.50 * 1 * 1 * 0.3464 * \frac{2.475^2}{4\pi^2} 981$$

$$= 79.10 \text{ cm}$$

## 8.2. CURVAS DE CAPACIDAD

### *PRM Perimetricas*

Con estos parámetros definidos es posible obtener la curva Cortante vs Desplazamiento (Curva de Capacidad) de la estructura con PRM perimetricas.

*Tabla 27: Curva de Cortante vs Desplazamiento en Sentido X*

<b>DESPLAZAMIENTO</b>	<b>V</b>
<b>cm</b>	<b>T</b>
0.00	0.00
37.28	1501.16
48.63	1930.84
61.53	2140.16
113.82	2469.30
129.35	2539.48
<b>TOTAL</b>	<b>2539.48</b>

*Tabla 28: Curva de Cortante vs Desplazamiento en Sentido Y*

<b>DESPLAZAMIENTO</b>	<b>V</b>
<b>cm</b>	<b>T</b>
0.00	0.00
38.18	1537.56
48.95	1923.16
58.30	2060.30
108.89	2298.69
161.60	2462.62
161.61	2462.68
<b>TOTAL</b>	<b>2462.68</b>

Mientras que los desplazamientos quedan definidos como:

<b>DIRECCIÓN</b>	<b><math>\Delta y</math></b>	<b><math>\delta t</math></b>	<b><math>\Delta u</math></b>
	<b>cm</b>	<b>cm</b>	<b>cm</b>
<b>X</b>	37.28	72.52	129.35
<b>Y</b>	38.18	73.21	161.61



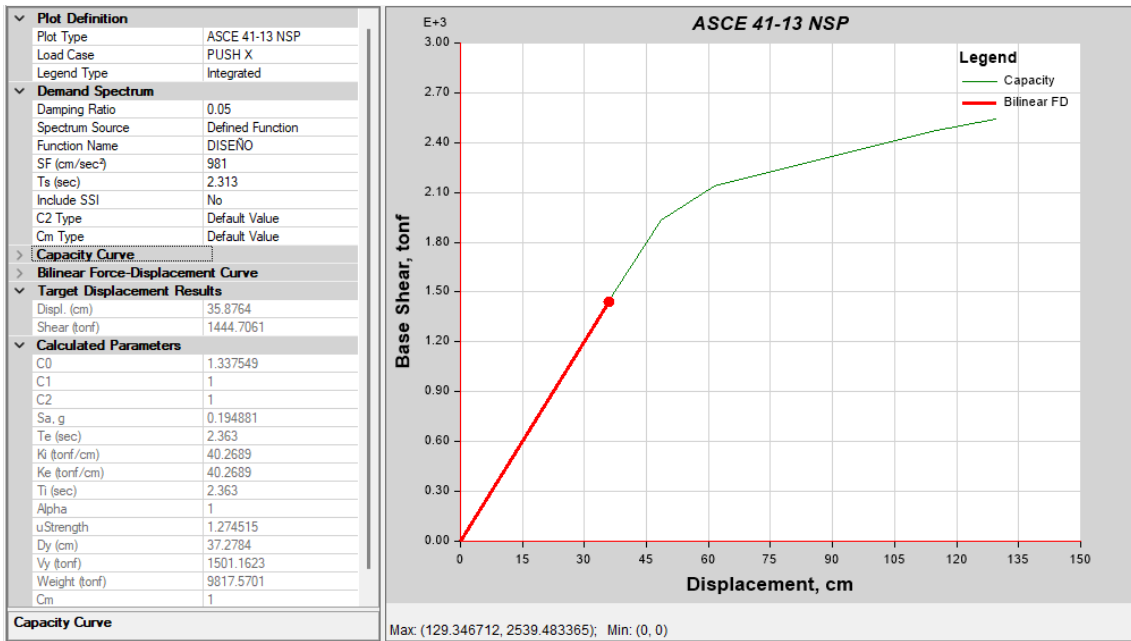


Imagen 75: Curva de capacidad en sentido X para sismo de diseño NEC15

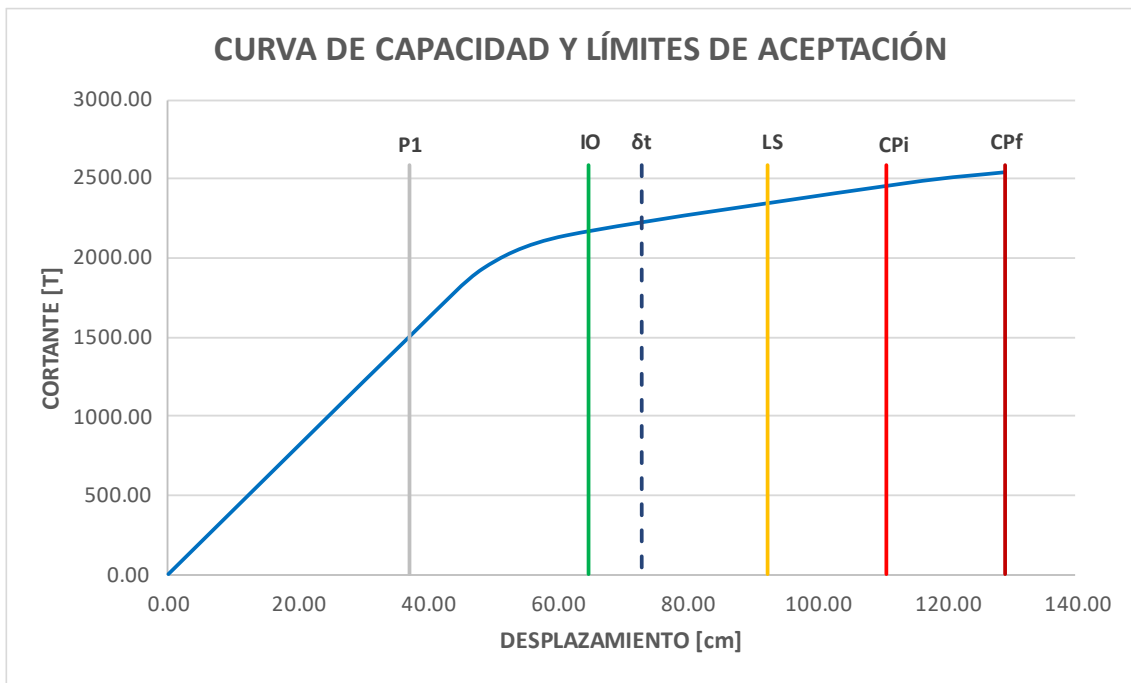


Imagen 76: Límites de aceptación para curva de capacidad y punto de desempeño de la edificación en sentido X

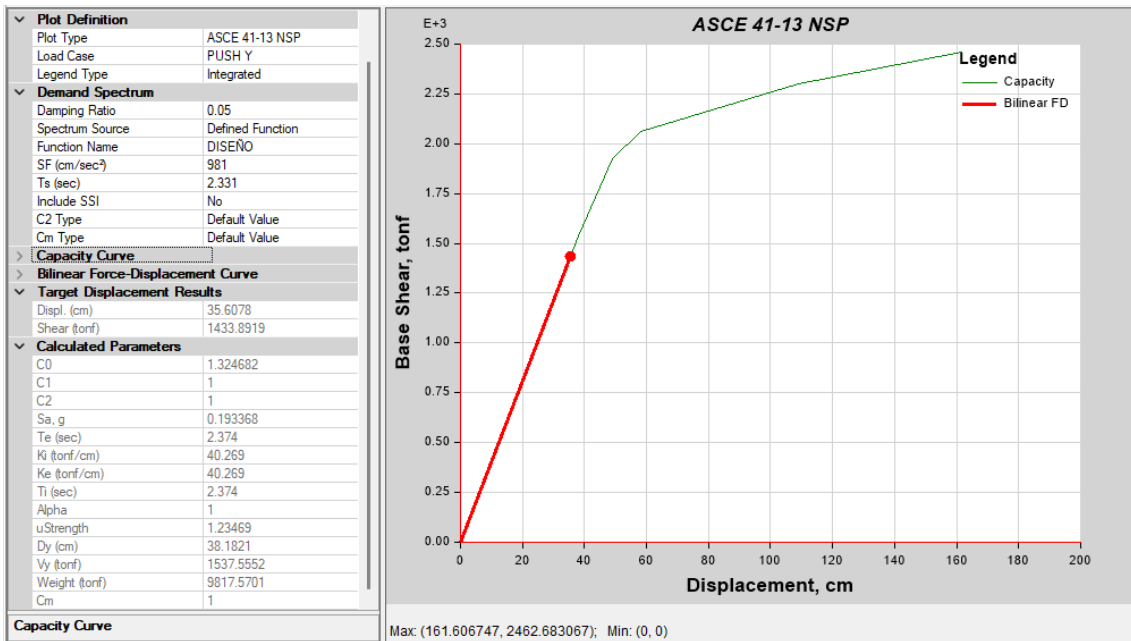


Imagen 77: Curva de capacidad en sentido Y para sismo de diseño NEC15

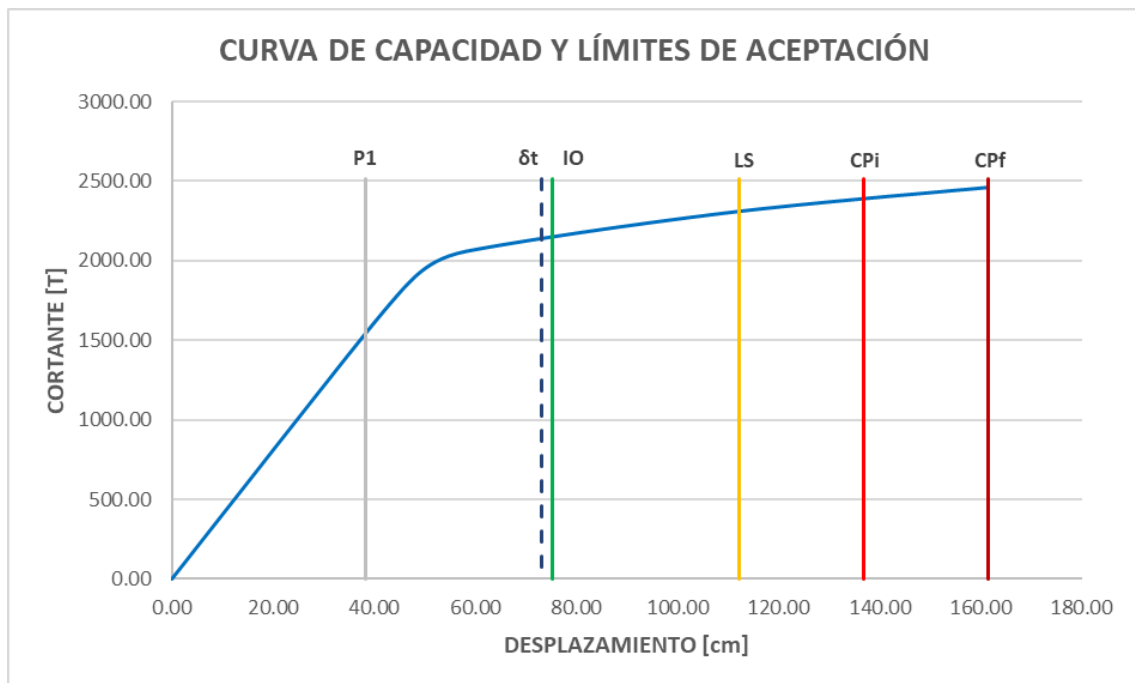


Imagen 78: Límites de aceptación para curva de capacidad y punto de desempeño de la edificación en sentido Y

### *PRM Distribuidos en Planta*

Con estos parámetros definidos es posible obtener la curva Cortante vs Desplazamiento (Curva de Capacidad) de la estructura con PRM distribuidos en planta.

*Tabla 29: Curva de Cortante vs Desplazamiento en Sentido X*

<b>DESPLAZAMIENTO</b>	<b>V</b>
<b>cm</b>	<b>T</b>
0.00	0.00
38.26	1328.54
49.52	1607.85
96.54	2015.25
152.71	2244.72
179.74	2316.08
208.75	2344.46
<b>TOTAL</b>	<b>2344.46</b>

*Tabla 30: Curva de Cortante vs Desplazamiento en Sentido Y*

<b>DESPLAZAMIENTO</b>	<b>V</b>
<b>cm</b>	<b>T</b>
0.00	0.00
39.65	1527.30
57.34	1937.93
79.44	2156.41
138.20	2429.37
162.27	2506.60
207.50	2562.52
<b>TOTAL</b>	<b>2562.52</b>

Mientras que los desplazamientos quedan definidos como:

<b>DIRECCIÓN</b>	$\Delta y$	$\delta t$	$\Delta u$
	<b>cm</b>	<b>cm</b>	<b>cm</b>
<b>X</b>	38.26	80.76	208.75
<b>Y</b>	39.65	79.10	207.50

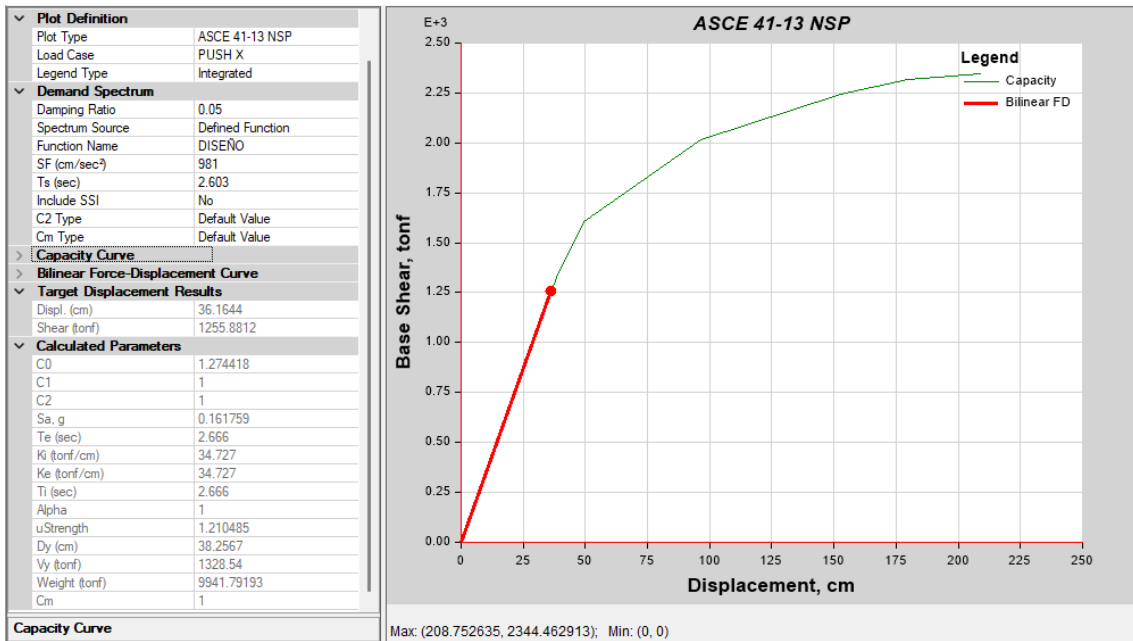


Imagen 79: Curva de capacidad en sentido X para sismo de diseño NEC15

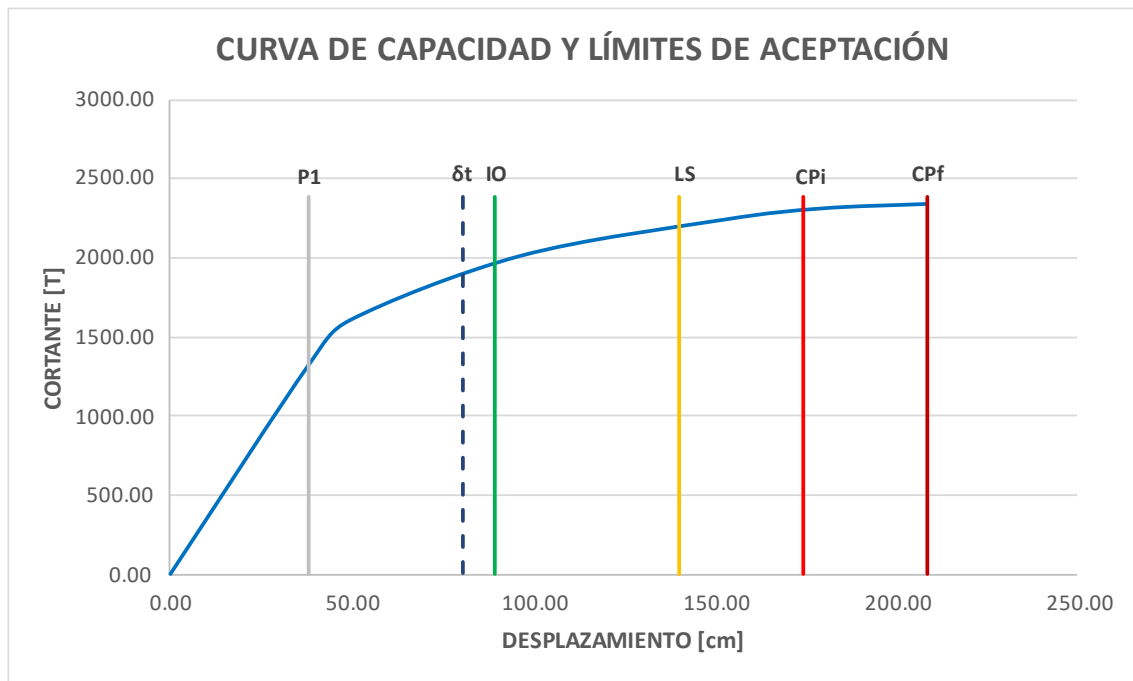


Imagen 80: Límites de aceptación para curva de capacidad y punto de desempeño de la edificación en sentido X

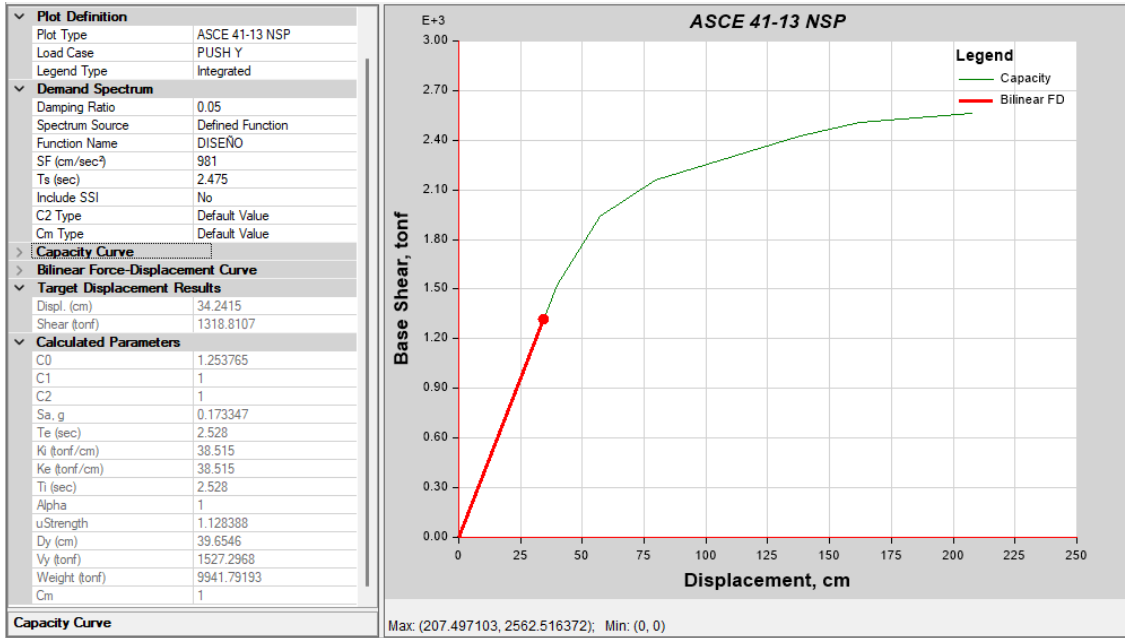


Imagen 81: Curva de capacidad en sentido Y para sismo de diseño NEC15

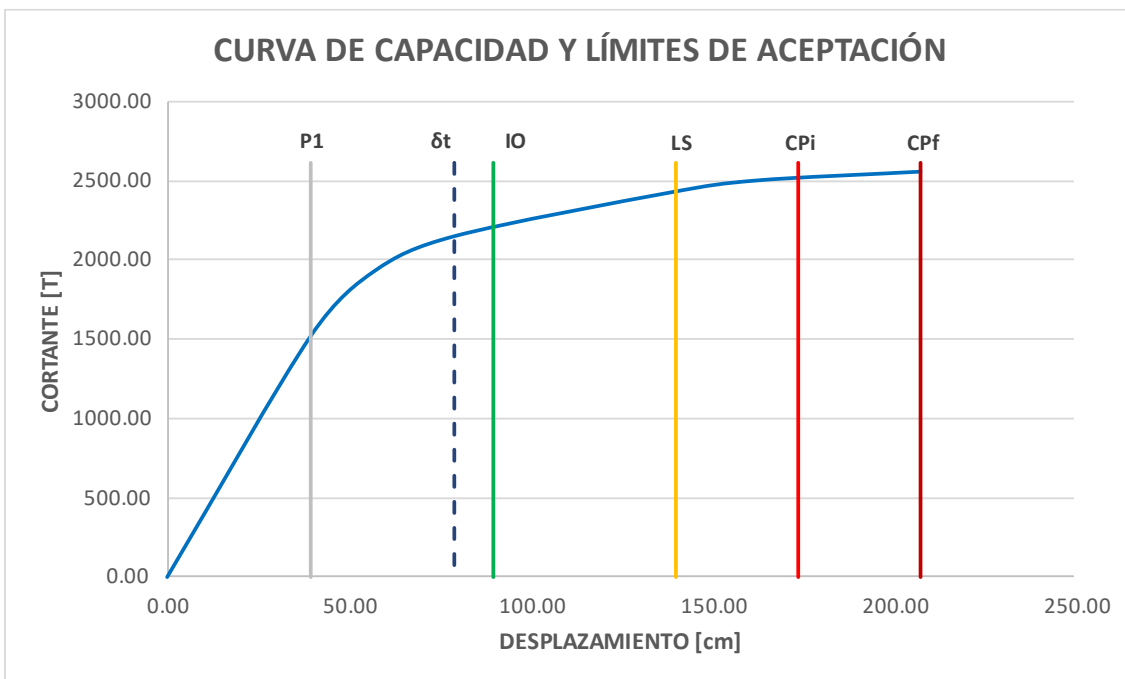


Imagen 82: Límites de aceptación para curva de capacidad y punto de desempeño de la edificación en sentido Y

### 8.3. DUCTILIDAD

#### *PRM Perimetales*

Con esta información es posible obtener la ductilidad de demanda de la estructura vs la ductilidad real de la edificación.

*Ecuación 158: Cálculo de ductilidades para sentido X*

$$\mu_{DEMANDA} = \frac{\delta_t}{\Delta_y}$$

$$= \frac{72.52}{37.28}$$

$$= 1.95$$

$$\mu_{REAL} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$= \frac{129.35}{37.28}$$

$$= 3.47$$

*Ecuación 159: Cálculo de ductilidades para sentido Y*

$$\mu_{DEMANDA} = \frac{\delta_t}{\Delta_y}$$

$$= \frac{73.21}{38.18}$$

$$= 1.92$$

$$\mu_{REAL} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$= \frac{161.61}{38.18}$$

$$= 4.23$$

Con la ductilidad real de la edificación se puede obtener el coeficiente real de reducción sísmica R correspondiente a la disipación sísmica actual de la estructura.

*Ecuación 160: Capacidad de disipación de energía real en Sentido X*

$$R_x = 1.25 * \mu_{REAL}$$

$$= 1.25 * 3.47$$

$$= 4.34$$

*Ecuación 161: Capacidad de disipación de energía real en Sentido Y*

$$R_y = 1.25 * \mu_{REAL}$$

$$= 1.25 * 4.23$$

$$= 5.29$$

### *PRM Distribuidos en Planta*

Con esta información es posible obtener la ductilidad de demanda de la estructura vs la ductilidad real de la edificación.

*Ecuación 162: Cálculo de ductilidades para sentido X*

$$\mu_{DEMANDA} = \frac{\delta_t}{\Delta_y}$$

$$= \frac{80.76}{38.26}$$

$$= 2.11$$

$$\mu_{REAL} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$= \frac{208.75}{38.26}$$

$$= 5.46$$

*Ecuación 163: Cálculo de ductilidades para sentido Y*

$$\mu_{DEMANDA} = \frac{\delta_t}{\Delta_y}$$

$$= \frac{79.10}{39.65}$$

$$= 1.99$$

$$\mu_{REAL} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$= \frac{207.50}{39.65}$$

$$= 5.23$$

Con la ductilidad real de la edificación se puede obtener el coeficiente real de reducción sísmica R correspondiente a la disipación sísmica actual de la estructura.

*Ecuación 164: Capacidad de disipación de energía real en Sentido X*

$$R_x = 1.25 * \mu_{REAL}$$

$$= 1.25 * 5.46$$

$$= 6.82$$

*Ecuación 165: Capacidad de disipación de energía real en Sentido Y*

$$R_y = 1.25 * \mu_{REAL}$$

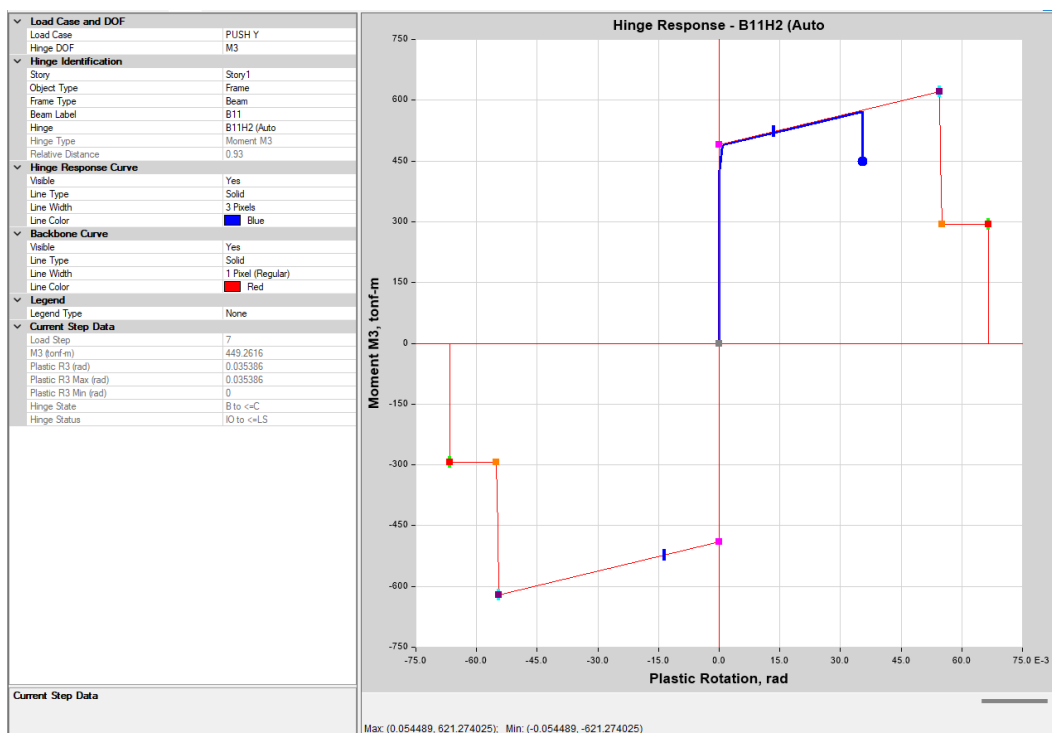
$$= 1.25 * 5.23$$

$$= 6.54$$

## 8.4. ROTACIONES DE VIGAS

### *PRM Perimetrales*

En base al ASCE 41-17 con la clasificación de la tabla 9-7.1. se puede obtener la curva de capacidad del elemento tipo viga y como han sido verificadas para relaciones de esbeltes de que cumplen con los criterios de alta ductilidad, se obtienen los siguientes resultados:



*Imagen 83: Rotación de viga PRM*

CURVA DE CAPACIDAD		
PUNTO	$\phi$	M
A	0.00000	0.00
B	0.00533	444.68
C	0.05332	639.93
D	0.05332	266.81
E	0.06398	266.81

LÍMITES DE ACEPTACIÓN	
PUNTO	$\phi$
IO	0.01200
LS	0.04799
CP	0.05865



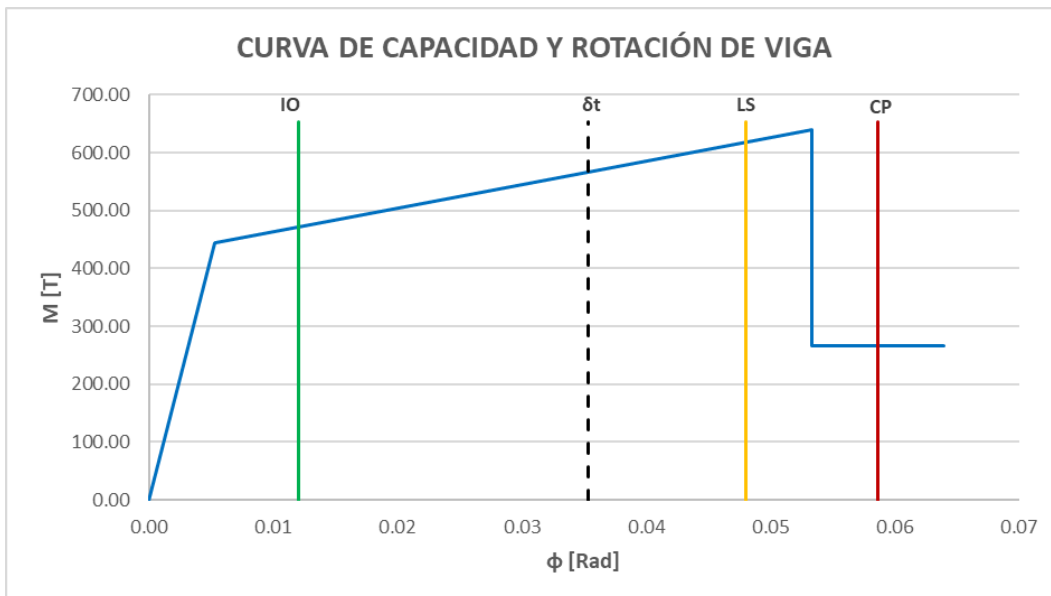


Imagen 84: Curva de capacidad de viga y límites de aceptación

ROTACIÓN	
PUNTO	$\phi$
$\delta$	0.03539

**PRM Distribuidos en Planta**

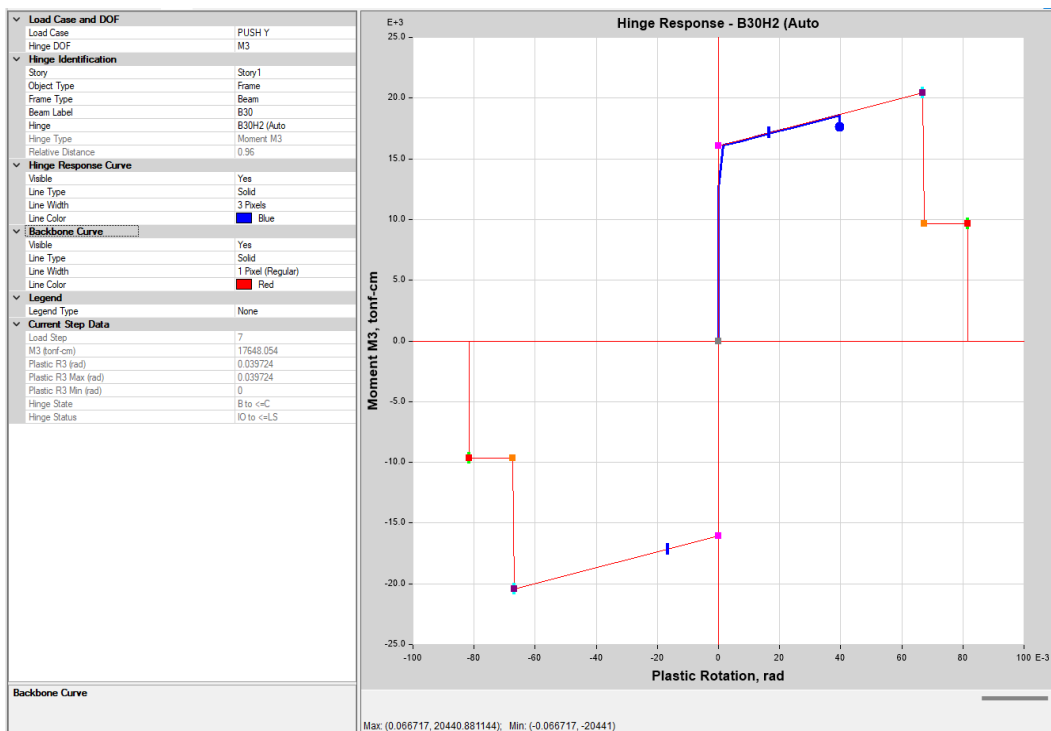
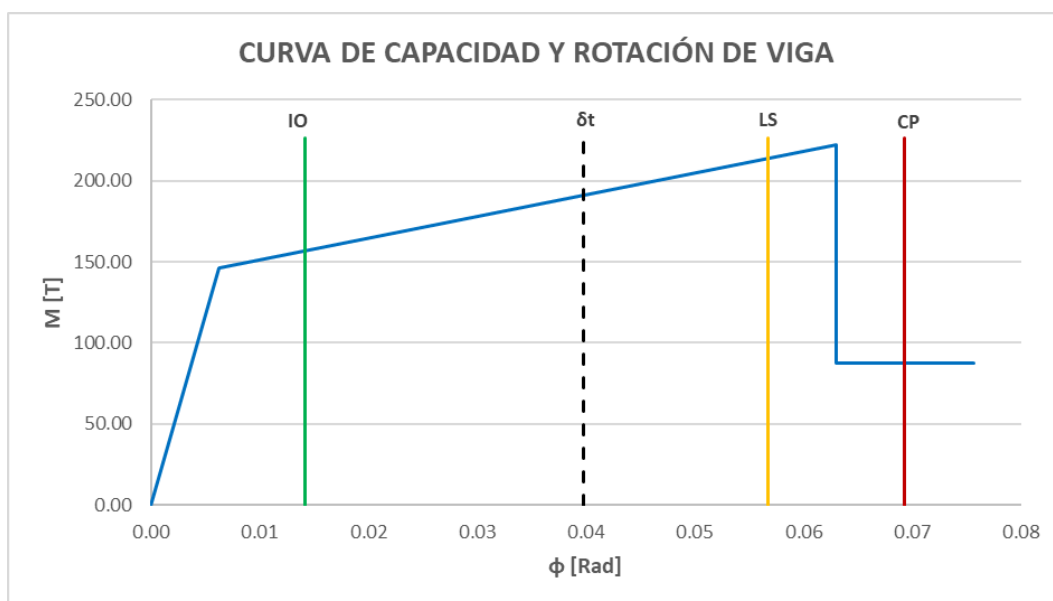


Imagen 85: Rotación de viga PRM

CURVA DE CAPACIDAD		
PUNTO	$\varphi$	M
A	0.00000	0.00
B	0.00630	146.31
C	0.06303	222.24
D	0.06303	87.78
E	0.07563	87.78

LÍMITES DE ACEPTACIÓN	
PUNTO	$\varphi$
IO	0.01418
LS	0.05672
CP	0.06933

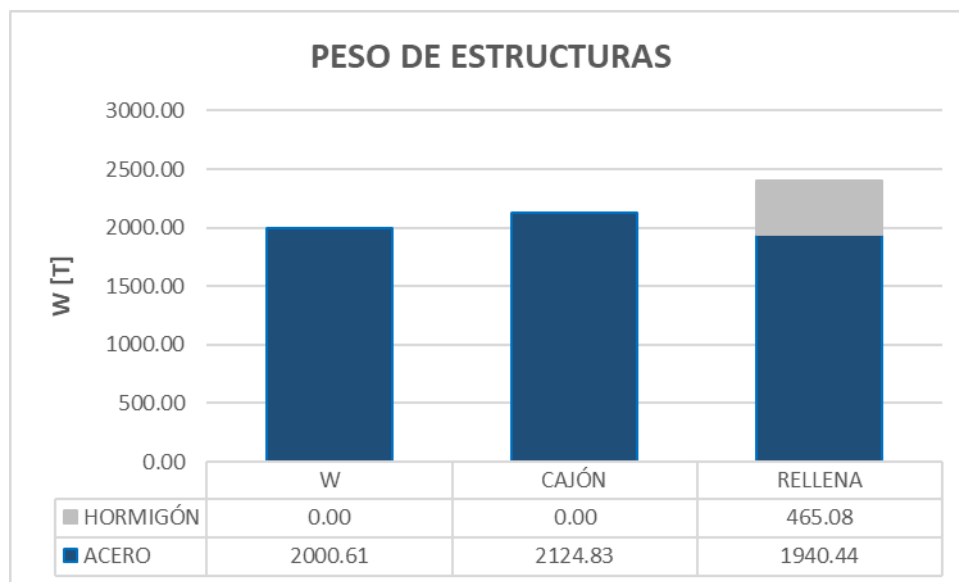


*Imagen 86: Curva de capacidad de viga y límites de aceptación*

ROTACIÓN	
PUNTO	$\varphi$
$\delta$	0.03972

## 9. COMPARACIÓN PESO DE ACERO DE ESTRUCTURAS

Con los análisis realizados se pueden obtener los pesos aproximados de las estructuras para una comparación de material utilizado en la elaboración de los 3 modelos propuestos, los cuales contemplan el acero estructural y hormigón dentro de las columnas tipo cajón.



*Imagen 87: Comparación de pesos de acero en estructuras de los tres modelos propuestos.*

## 10. CONCLUSIONES

Una vez finalizado el análisis comparativo entre los tres tipos de sistemas constructivos, los cuales constaban de pórticos resistentes a momento perimetrales colocados estratégicamente haciendo uso de perfiles tipo W para los elementos columna que, en contraste con los PRM colocados en toda la planta de la edificación, tenían como elementos tipo columna perfiles tubulares de acero y perfiles de acero rellenos de hormigón, se pueden deducir las siguientes conclusiones:

- Se ha logrado un correcto diseño del sistema gravitacional controlando parámetros como deflexiones y vibraciones para el confort durante el uso de la estructura.
- Se ha cumplido con el diseño de perfiles de alta ductilidad necesarias para las sollicitaciones sísmicas que posee el país, todo esto considerando un correcto detallamiento a nivel de las conexiones para garantizar un criterio de Nudo Fuerte – Columna Fuerte – Viga Débil, garantizando un correcto comportamiento global de la estructura. Se ha hecho uso de la conexión precalificada WUF-W para conexión entre elementos plenos de acero y de la conexión Double Split Tee para la conexión entre elementos de acero y columnas rellenas de hormigón para asegurar la plastificación de elementos tipo viga mediante la formación de rótulas plásticas en las zonas deseadas.
- Debido a que no existe literatura avalada para el análisis de desempeño de estructuras con columnas rellenas de hormigón y su definición de propiedades no lineales, se ha obtenido los resultados únicamente de las estructuras plenas de acero.
- En comparación, el sistema con PRM perimetrales vs con PRM distribuidos en planta tienen un desempeño similar, ya que ambos permanecen por debajo del

criterio de Immediate Occupancy (Comité Visión 2000) luego de realizar todas las verificaciones como control de derivas y modos de vibración. Sin embargo, el sistema con pórticos perimetrales resulta tener un 38% más de capacidad de disipación de energía que puede deberse a una mejor distribución de esfuerzos ya que toda la estructura trabaja en conjunto ante un sismo de diseño.

- Debido a los límites establecidos por el AISC 341-22 seismic provisions para perfiles de alta ductilidad, la edificación propuesta con PRM distribuidos en planta resulta con un tonelaje mayor a los tres sistemas, siendo un 6.20% más pesado que las otras estructuras propuestas, lo que repercute en el costo de la edificación. A esto sumado que la estructura posee luces poco convencionales que van desde los 6.10 metros hasta los 12.20 metros, el peso se ve afectado de igual manera obteniendo para los PRM perimetrales y PRM distribuidos valores de 128 T/m<sup>2</sup> y 136 T/m<sup>2</sup> respectivamente.
- El sistema compuesto presenta el valor más bajo de peso de acero, sin embargo, al tener elementos tipo columna que deben ser rellenas de hormigón, y evaluando el costo/beneficio al ocupar mayor tiempo en obra junto con la logística implicada, puede llegar a equiparar esta ventaja de tener 124 T/m<sup>2</sup>.
- Por motivos comparativos se ha obtenido la rotación de la viga del PRM del primer nivel de ambas edificaciones, teniendo valores muy similares y presentando valores dentro de los criterios de aceptación de Live Safety (ASCE 41-17) por lo que presenta un nivel de daño similar en la viga parte del sistema resistente a carga lateral ante un sismo de diseño.

## 11. REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction. (2014). *Steel Construction Manual*. Fourteenth Edition, ISBN 1-56424-060-6
- American Institute of Steel Construction. (2022). *AISC 341-22 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- American Institute of Steel Construction. (2022). *AISC 358-22 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- American Institute of Steel Construction. (2022). *AISC 360-22 Specification for Structural Steel Buildings*.
- American Institute of Steel Construction. (2006). *Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design*. Second Edition.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity*. Steel Design Guide 11, Second Edition.
- American Welding Society. (2000). *Structural Welding Code*. 17<sup>th</sup> edition. ISBN 0-87171-610-0
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ISBN 978-0-7844-8081-6
- Bruneau, M., Uang, C., Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. Second Edition. US: McGraw-Hill Professional. ISBN: 9780071623957
- Lai, Z., Varma, A., Fisher, E. (2020). *Composite Special Moment Frames: Wide Flange Beam to Concrete-Filled Steel Column Connections*. ASCE. ISBN 978-0-7844-8291-9.
- Fischer, E. & Varma A. (2015). *Design of Split-Tee Connections for Special Composite Moment Frames*. AISC Engineering Journal, Third Quarter.
- Heredia, O. (2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta*. Ciudad de México: Fundación ICA. ISBN 968-5520 09-7
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, Colombia.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-CG Cargas Sísmicas*. Quito, Ecuador.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-DS Peligro Sísmico*. Quito, Ecuador.
- NOVACERO. (2019). *CATÁLOGO ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS*. Edición N°3, Quito, Ecuador.

Torres-Rodas, P., Flores, F., Pozo, S., & Astudillo, B. X. (2021). *Seismic performance of steel moment frames considering the effects of column-base hysteretic behavior and gravity framing system*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 144, 106654.

## 12. ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: PROPIEDADES STEEL DECK SECCIÓN SIMPLE.....	209
ANEXO 2: PROPIEDADES STEEL DECK SECCIÓN COMPUESTA .....	209
ANEXO 3: MÁXIMA LONGITUD SIN APUNTALAR $L_B$ .....	209
ANEXO 4: CARGA VIVA NO FACTORIZADA $KG/CM^2$ .....	210
ANEXO 5: CATÁLOGO MALLA ELECTROSOLDADA PARA ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA .....	210
ANEXO 6: VALORES DE $R_G$ Y $R_p$ DE CONECTORES DE CORTE AISC 360-22 CHAPTER I8 2.2.A .....	211
ANEXO 7: LÍMITES DE DERIVA POR CARGAS DE SERVICIO .....	211
ANEXO 8: PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE VIBRACIONES EN SISTEMA DE ENTREPISO AISC STEEL DESIGN GUIDE 11 .....	212
ANEXO 9: PRONTUARIO DE VIGA SIMPLEMENTE APOYADA CON CARGAS PUNTUALES .....	213
ANEXO 10: VALORES DE AMORTIGUAMIENTO B PARA ECUACIÓN 4-1 .....	213
ANEXO 11: PLASTIC STRESS DISTRIBUTION METHOD FOR COMPOSITE SECTIONS.....	214



## ANEXO A: PROPIEDADES DEL CATÁLOGO DE FABRICANTE STEEL DECK

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

Anexo 1: Propiedades Steel Deck sección simple

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

Anexo 2: Propiedades Steel Deck sección compuesta

Máxima Longitud sin Apuntalar Novalosa 55 mm {d} (m)						
Espesor losa {a} (cm)	e = 0,76 mm			e = 1,00 mm		
	1 vano	2 vanos	3 vanos	1 vano	2 vanos	3 vanos
5	1,853	2,230	2,257	2,078	2,785	2,567
6	1,780	2,140	2,166	1,996	2,675	2,465
8	1,612	1,891	2,015	1,864	2,498	2,302
10	1,359	1,612	1,699	1,761	2,360	2,175
12	1,174	1,393	1,468	1,678	2,235	2,072
14	1,034	1,226	1,292	1,608	2,124	1,986
16	0,924	1,095	1,154	1,549	1,969	1,913

Anexo 3: Máxima longitud sin apuntalar  $L_b$

Carga Viva no Factorada Novalosa 55 mm (e) (kg/m <sup>2</sup> )														
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa (a) (cm)	Separación entre apoyos (m)												
		1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
0,76	5	1714	1325	1047	841	684	562	465	387	323	270	226	188	156
	6	2007	1552	1227	987	804	662	549	457	383	321	269	225	188
	8	2622	2031	1608	1295	1057	872	725	607	510	429	362	305	256
	10	3264	2530	2006	1618	1322	1093	910	763	643	543	460	389	329
	12	3924	3044	2415	1950	1596	1320	1102	925	781	661	561	476	404
	14	4596	3568	2833	2288	1875	1553	1297	1091	922	782	665	566	481
	16	5277	4099	3256	2632	2158	1788	1495	1259	1066	905	771	657	560
1,00	5	2261	1757	1396	1129	926	768	643	542	459	390	333	284	243
	6	2646	2057	1636	1324	1087	903	756	638	542	462	394	338	289
	8	3460	2693	2144	1738	1429	1189	998	844	718	614	526	452	389
	10	4314	3360	2677	2172	1788	1490	1252	1061	905	775	666	574	495
	12	5194	4047	3227	2621	2159	1800	1515	1286	1097	942	811	700	606
	14	6091	4749	3789	3079	2538	2118	1784	1515	1295	1112	959	830	719
	16	7003	5462	4359	3544	2923	2441	2058	1749	1496	1286	1110	962	835

Anexo 4: Carga viva no factorizada kg/cm<sup>2</sup>

## ANEXO B: CATÁLOGO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA ACERO POR T°

### Mallas Armex® Tipo R con apertura cuadrada

Mallas Armex® Tradicional									
Código	Tipo de Malla	Diámetro [ mm ]		Separación [ cm ]		Sección de Acero as [ mm <sup>2</sup> / m ]		Peso	
		Alambre L.	Alambre T.	Alambre L.	Alambre T.	As L	As T	kg / m <sup>2</sup>	kg / plancha
188156	R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	1,97	29,48
188164	R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	3,07	46,06
188166	R-238	5,5	5,5	10	10	238	238	3,72	55,73
188168	R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	4,42	66,32
188172	R-385	7,0	7,0	10	10	385	385	6,02	90,27
188176	R-636	9,0	9,0	10	10	636	636	9,95	149,22
188150	R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	1,01	15,17
188152	R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	1,32	19,81
188154	R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	1,67	25,07
188158	R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	2,06	30,95
188160	R-158	5,5	5,5	15	15	158	158	2,50	37,45
188161	R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	2,97	44,57
188167	R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	4,04	60,66
188170	R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	5,28	79,23
188173	R-424	9,0	9,0	15	15	424	424	6,69	100,28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8,25	123,80
188148	R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	0,84	12,53
189676	R-503	8,0	8,0	10	10	503	503	7,86	117,90

AsL: Área de acero ( mm<sup>2</sup> / m ) de los alambres longitudinales. • AsT: Área de acero ( mm<sup>2</sup> / m ) de los alambres transversales.  
Dimensiones estándar: 6,25 x 2,40 = 15m<sup>2</sup> • Medidas y especificaciones especiales bajo pedido.

Anexo 5: Catálogo malla electrosoldada para acero de refuerzo por temperatura

**ANEXO C: FACTORES RP Y RG PARA CONECTORES DE CORTE TIPO STUD**

User Note: The table below presents values for  $R_g$  and  $R_p$  for several cases. Available strengths for steel headed stud anchors can be found in the AISC Steel Construction Manual.

Condition	$R_g$	$R_p$
No decking	1.0	0.75
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85 <sup>[a]</sup>	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of steel headed stud anchors occupying the same decking rib:		
1	1.0	0.6 <sup>[b]</sup>
2	0.85	0.6 <sup>[b]</sup>
3 or more	0.7	0.6 <sup>[b]</sup>

$h_r$  = nominal rib height, in. (mm)  
 $w_r$  = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)  
<sup>[a]</sup>For a single steel headed stud anchor  
<sup>[b]</sup>This value may be increased to 0.75 when  $e_{mid-ht} \geq 2$  in. (50 mm).

Anexo 6: Valores de  $R_g$  y  $R_p$  de conectores de corte AISC 360-22 Chapter I8 2.2.a

**ANEXO D: VALORES LÍMITE DE DEFLEXIONES POR CARGAS DE SERVICIO**

TABLA C.9.5(b) — Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, $L$ .	$\ell/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, $L$ .	$\ell/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) <sup>†</sup>	$\ell/480^*$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{\ddagger}$

\* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

† Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C.9.5.2.5 ó C.9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Anexo 7: Límites de deriva por cargas de servicio

## ANEXO E: PROCEDIMIENTO PARA CÁLCULO DE VIBRACIONES DE SISTEMA DE ENTREPISO

### A. FLOOR SLAB

Determine uniformly distributed weight, total depth, deck height, and effective depth,  $d_e$ .

Calculate  $n = E_s / (1.35E_c)$ .

### B. JOIST PANEL MODE

Calculate  $I_j$  (see Section 3.4 if trusses or Section 3.5 if open web joists).

Calculate  $w_j$  and  $\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384E_s I_j}$ .

Calculate  $f_j = 0.18 \sqrt{g/\Delta_j}$ .

Determine  $D_s$  for slab and deck or estimate using  $D_s = (12d_e^3)/12n$ .

Calculate  $D_j = I_j/S$ .

Calculate  $B_j = C_j (D_s/D_j)^{1/4} L_j \leq (2/3) \text{ (floor width)}$ .

$C_j = 2.0$  for interior panels; 1.0 for edge panels.

Calculate  $W_j = w_j B_j L_j$  ( $\times 1.5$  if continuous or web connected or 1.3 if joist bottom chords are extended, and an adjacent beam or girder span is greater than 0.7 times the joist or beam span of the bay).

### C. GIRDER PANEL MODE

For each girder:

Calculate  $I_g$  (Section 3.4 if a truss; Section 3.5 if a joist girder; Section 3.5 if open web joists are supported).

Calculate  $w_g$  and  $\Delta_g = \frac{5w_g L_g^4}{384E_s I_g}$  with correction if only one beam is supported at midspan (see Section 3.1).

Calculate  $f_g = 0.18 \sqrt{g/\Delta_g}$  and  $D_g = I_g/L_j$ .

Use average of supported joist span lengths, if different, for  $L_j$ .

If girder frequencies are different, base remainder of calculations on the girder with lower frequency.

For interior panel, calculate

$$B_g = C_g (D_j/D_g)^{1/4} L_j \leq (2/3) \text{ (floor length)}$$

$C_g = 1.8$  if shear connected; 1.6 if not.

For edge panel, calculate  $B_g = \left(\frac{2}{3}\right) L_j$ .

Calculate  $W_g = w_g B_g L_g$  ( $\times 1.5$  if girder is continuous over the top of supporting columns and an adjacent girder span is greater than 0.7 times the girder span in the bay).

### D. COMBINED PANEL MODE

Calculate  $f_n = 0.18 \sqrt{g/(\Delta_j + \Delta_g)}$ .

If  $B_j > L_g$ , reduce  $\Delta_g$  by  $L_g/B_j \geq 0.5$  (Equation 4-6).

$$\text{Calculate } W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g$$

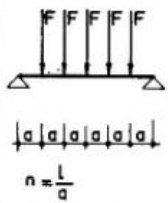
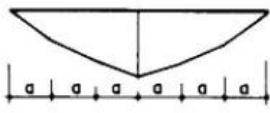
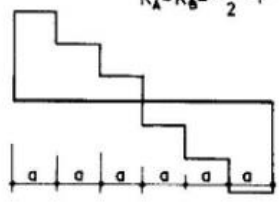
Estimate  $\beta$  using values from Table 4-2.

Calculate  $\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta W}$  where  $P_o = 65$  lb or as modified for a particular design (see Section 4.1.1).

Compare  $\frac{a_p}{g}$  to  $\frac{a_o}{g}$  from Table 4-1.

Anexo 8: Procedimiento para la evaluación de vibraciones en sistema de entrepiso AISC Steel Design Guide 11

## ANEXO F: DIAGRAMAS VIGA APOYADA

SOLICITACION	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES MOMENTO MAXIMO	DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES REACCIONES EN APOYOS	FLECHAS MAXIMAS ANGULOS DE GIRO EXTREMOS
 <p><math>n = \frac{L}{a}</math></p>	$n = 2k, M = \frac{n}{8} FL$ $n = 2k+1, M = \frac{n^2-1}{8n} FL$ 	$R_A = R_B = \frac{n-1}{2} F$ 	$x_A = x_B = \frac{L}{2} \begin{cases} n=2k, f = \frac{5n^2-4}{384n} \cdot \frac{FL^3}{EI} \\ n=2k+1, f = \frac{(5n^2+1)(n^2-1)}{384n^3} \cdot \frac{FL^3}{EI} \end{cases}$ $\theta_A = \theta_B = \frac{n^2-1}{24n} \cdot \frac{FL^2}{EI}$

Anexo 9: Prontuario de viga simplemente apoyada con cargas puntuales

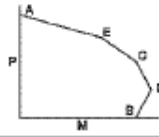
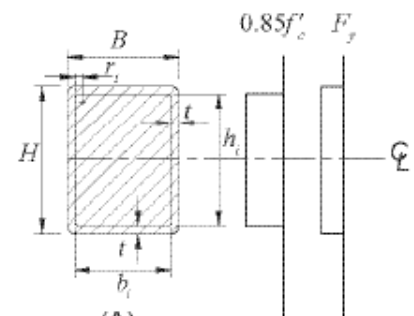
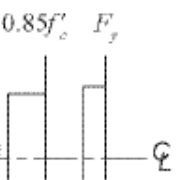
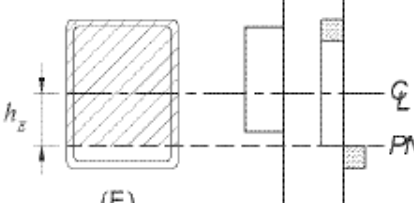
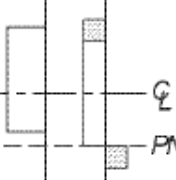
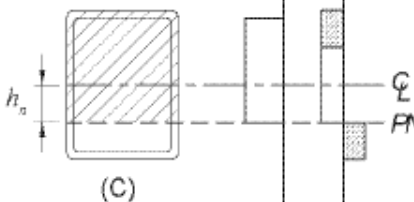
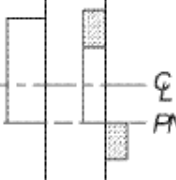
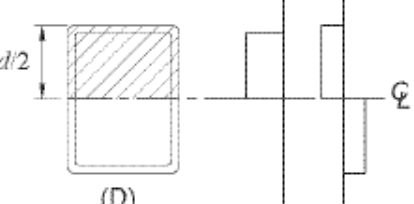
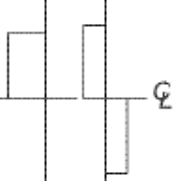
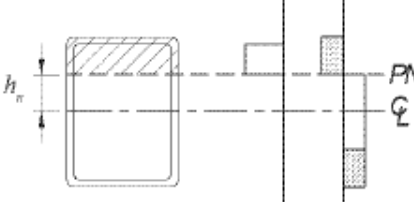
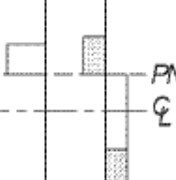
## ANEXO G: VALORES RECOMENDADOS DE AMORTIGUAMIENTO POR COMPONENTES

Component	Ratio of Actual Damping-to-Critical Damping, $\beta_i$
Structural system	0.01
Ceiling and ductwork	0.01
Electronic office fit-out	0.005
Paper office fit-out	0.01
Churches, schools and malls	0.0
Full-height dry wall partitions in bay	0.02 to 0.05*

\*Depending on the number of partitions in the bay and their location; nearer the center of the bay provides more damping.

Anexo 10: Valores de amortiguamiento  $\beta$  para ecuación 4-1

**ANEXO H: PLASTIC STRESS DISTRIBUTION METHOD FOR COMPOSITE SECTIONS**

PLASTIC CAPACITIES FOR COMPOSITE, FILLED HSS BENT ABOUT THE X-X AXIS 			
Section	Stress Distribution	Point	Defining Equations
 <p>(A)</p>		A	$P_A = F_y A_s + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{area of steel shape}$ $A_c = b_1 h_1 - 0.858 r_1^2$ $b_1 = B - 2t$ $h_1 = H - 2t$ $r_1 = t$
 <p>(E)</p>		E	$P_E = \lambda_2 (0.85 f'_c A_s) + 0.85 f'_c b_1 h_2 + 4 F_y t h_2$ $M_E = M_D - F_y Z_{cs} - \lambda_2 (0.85 f'_c Z_{cs})$ $Z_{cs} = b_1 h_2^2$ $Z_{cs} = 2 t h_2^2$ $h_2 = \frac{h_n}{2} + \frac{H}{4}$ $h_n = \text{see point B}$
 <p>(C)</p>		C	$P_C = 0.85 f'_c A_s$ $M_C = M_B$
 <p>(D)</p>		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_s}{2}$ $M_D = F_y Z_s + \lambda_2 (0.85 f'_c Z_c)$ $Z_s = \text{full x-axis plastic section modulus of HSS}$ $Z_c = \frac{b_1 h_1^2}{4} - 0.192 r_1^3$
 <p>(B)</p>		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - F_y Z_{cs} - \lambda_2 (0.85 f'_c Z_{cs})$ $Z_{cs} = 2 t h_n^2$ $Z_{cs} = b_1 h_n^2$ $h_n = \frac{0.85 f'_c A_s}{2 [0.85 f'_c b_1 + 4 t F_y]} \leq \frac{h_1}{2}$

Anexo 11: Plastic Stress Distribution Method For Composite Sections