

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE NAVE INDUSTRIAL PARA MOLIENDA

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

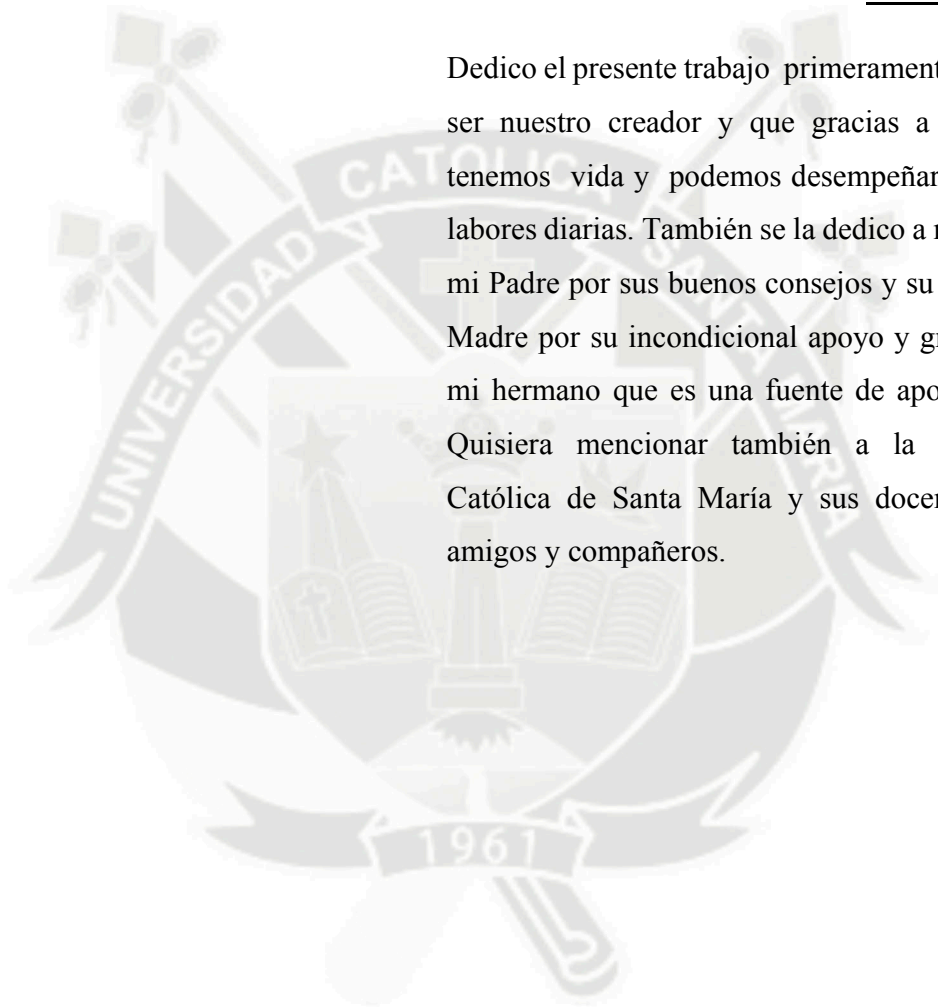
BACHILLER

WASHINGTON RAPHAEL VÁSQUEZ VILCA

AREQUIPA, JULIO DEL 2013

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo primeramente a Dios por ser nuestro creador y que gracias a él nosotros tenemos vida y podemos desempeñar en nuestras labores diarias. También se la dedico a mi familia; a mi Padre por sus buenos consejos y su apoyo, a mi Madre por su incondicional apoyo y gran ayuda, a mi hermano que es una fuente de apoyo para mí. Quisiera mencionar también a la Universidad Católica de Santa María y sus docentes. A mis amigos y compañeros.







INDICE

1.	CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES	4
1.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	4
1.2.	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA	5
1.2.1.	ALTERNATIVA N°1 (PÓRTICO ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE SIN CONEXIONES VIGA COLUMNA FUERA DEL ENLACE DÚCTIL)	6
1.2.2.	ALTERNATIVA N°2 (PÓRTICO ORDINARIO ARRIOSTRADO CONCÉNTRICAMENTE, RIOSTRAS EN "V" INVERTIDA) 7	7
1.2.3.	ALTERNATIVA N°3 (PÓRTICO ORDINARIO ARRIOSTRADO CONCÉNTRICAMENTE, RIOSTRAS EN "X") 8	8
1.3.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	8
2.	CAPITULO II : PRE-DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS.....	13
2.1.	PRE- DIMENSIONAMIENTO	13
2.1.2.	VIGAS Y COLUMNAS	16
2.1.3.	ARRIOSTRES	20
2.2.	METRADO DE CARGAS.....	20
2.2.1.	CARGAS EN LOS PÓRTICOS	23
2.2.2.	CARGAS MUERTAS (DL)	24
2.2.3.	CARGAS VIVAS (LL).....	24
2.2.4.	CARGA DE NIEVE (SL).....	25
2.2.5.	CARGAS DE VIENTO (W).....	25
2.2.6.	CARGAS POR TEMPERATURA (T).....	30
2.2.7.	CARGA SÍSMICA (E)	30
2.2.7.1.	ANÁLISIS POR ACCIONES SÍSMICAS: ESTÁTICO, DINÁMICO	30
2.2.7.2.	ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA SISMO RESISTENTE RNE E.030	32
2.2.7.3.	ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN ASCE 7-10	34
2.2.7.4.	LAS PROVENIENTES DE LOS EQUIPOS (E1).....	37
2.2.7.5.	LAS GENERADAS DE LA MASA DEL EDIFICIO (E2)	38

2.2.7.6.	COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA ASCE VS RNE E.030 ...	42
2.2.8.	CARGAS DE MONTAJE	43
3.	CAPITULO III: ANALISIS ESTRUCTURAL EN TRES ALTERNATIVAS....	45
3.1.	MODELO E IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN TRES ALTERNATIVAS	45
3.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVA N°1 (PÓRTICO ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE SIN CONEXIONES VIGA COLUMNA FUERA DEL ENLACE DÚCTIL).	46
3.2.1.	MODELO E IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	46
3.2.2.	ANÁLISIS POR CARGAS DE SISMO.....	49
3.2.3.	DIAGRAMAS DE MOMENTO, CORTE Y AXIAL.....	55
3.2.4.	VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	66
3.2.5.	ENVOLVENTES DE DISEÑO.....	69
3.2.6.	RATIOS DE DISEÑO	71
3.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVA N°2 (PÓRTICO ORDINARIO ARRIOSTRADO CONCÉNTRICAMENTE, RIOSTRAS EN "V" INVERTIDA).	78
3.3.1.	MODELO E IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	78
3.3.2.	ANÁLISIS POR CARGAS DE SISMO.....	83
3.3.3.	DIAGRAMAS DE MOMENTO, CORTE Y AXIAL.....	88
3.3.4.	VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	98
3.3.5.	ENVOLVENTES DE DISEÑO.....	101
3.3.6.	RATIOS DE DISEÑO	104
3.4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVA N°3 (PÓRTICO ORDINARIO ARRIOSTRADO CONCÉNTRICAMENTE, RIOSTRAS EN "X").	110
3.4.1.	MODELO E IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	110
3.4.2.	ANÁLISIS POR CARGAS DE SISMO.....	113
3.4.3.	DIAGRAMAS DE MOMENTO, CORTE Y AXIAL.....	118
3.4.4.	VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	128

3.4.5.	ENVOLVENTES DE DISEÑO.....	131
3.4.6.	RATIOS DE DISEÑO	133
3.5.	FUNCIÓN OBJETIVO: PESO MÍNIMO, SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA.....	139
4.	CAPITULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA MEJOR ALTERNATIVA ESTRUCTURAL (ALTERNATIVANº1).....	140
4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	140
4.2.	DISEÑO DEL TECHO.....	144
4.3.	DISEÑO DE VIGAS.....	146
4.4.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	147
4.5.	DISEÑO DE ARRIOSTRES.....	148
4.6.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	149
4.7.	DISEÑO DE LOSAS COLABORANTE.....	163
4.8.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN DE MAQUINARIAS.....	167
4.9.	DISEÑO DE VIGA CARRILERA	183
4.10.	DISEÑO DEL ENLACE DE CONEXIÓN PARA EL PÓRTICO ARRIOSTRADO EXCÉNTRICAMENTE.....	189
5.	CAPITULO V: COSTOS Y PRESUPUESTOS – ESTIMADO DE TIEMPO DE MONTAJE PARA LA MEJOR ALTERNATIVA ESTRUCTURAL.....	194
5.1.	ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE LA ESTRUCTURA.....	194
5.2.	PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA.....	195
5.3.	CRONOGRAMA DE CONSTRUCCIÓN (DIAGRAMA DE GANT).....	200
5.4.	CONCLUSIONES.....	201
5.5.	RECOMENDACIONES:.....	203
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS :.....	2036
	APÉNDICE :.....	198

1. CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Proyecto de la “Nave Industrial para la Molienda”, se encuentra ubicado en el distrito de Oyola, provincia de Parinacocha y Paucar del Sara Sara, Departamento de Ayacucho. Este es parte del proyecto macro llamado “Mina Suyamarca”. Este proyecto tiene como sus principales objetivos: la explotación, transporte, chancado, molienda, procesos químicos (Merrill Crowe), fundición y demás procesos necesarios para la extracción y procesamiento del mineral (oro, plata y otros metales).

El Proceso de Molienda viene a ser el proceso entre el Chancado primario y el proceso Químico (Merrill Crowe), su principal objetivo es disminuir el tamaño del material que viene del chancado primario, para luego tener un material que cumpla con los requisitos para el proceso Químico (MerrillCrowe). Básicamente intervienen 2 equipos principales: Molino SAG y Molino de Bolas, los cuales requieren de una estructura que le brinde protección frente a los fenómenos naturales (Lluvia, viento, tormentas, etc.), además de brindarle soporte tanto al proceso como a los equipos, la distribución de estructura debe ser tal que brinde la mayor facilidad al momento de operar y dar mantenimiento a los equipos de tal manera que estos equipos desempeñen una labor eficiente y tengan una vida útil lo más larga posible.

Las dimensiones de la Nave Industrial son: 28 m x 40.5 m en planta y una altura desde el nivel del suelo hasta la cumbrera de 25 m aproximadamente. La estructura está dividida en un área de operación y un área de carga y descarga. Su forma geométrica está dada por un techo a dos aguas

con una pendiente de 19.4 %, una cumbrera en la parte central, en los pórticos principales tiene una luz libre horizontal de 28 m, además tiene 4 niveles distribuidos según los arreglos mecánicos. El primer nivel (EL. 4722.000) es el nivel del suelo y tiene un talud de 1V:16H en el área de operación y un nivel de suelo horizontal en el área de carga y descarga.

El segundo Nivel (EL. 4726.300) es una plataforma de operación para los molinos, sus dimensiones son de 15.3 m x 28.65 m en el área de operación y de 5.5 m x 7.5 m en el área de carga y descarga.

El tercer Nivel (EL. 4731.868) es una plataforma de operación que sirve de alimentación al Molino de Bolas y de operación y soporte al chute de descarga de la Faja Transportadora de alimentación al Molino SAG cuenta con un área de 195.11 m².

El cuarto Nivel (EL. 4736.868) es una plataforma que sirve de soporte al nido de ciclones sus dimensiones son de 6.5 m x 6.85 m.

Hay un último Nivel (EL. 4740.168) que es una plataforma de acceso al Puente Grúa, la cual sirve para operación y mantenimiento para el mismo puente, este tiene un ancho del 1.20 m y va a lo largo de la Nave industrial (40.5 m).

En total, contando el área techada, más plataformas, la nave industrial tiene un área de 1902 m².

El suelo sobre el cual vamos a cimentar, tiene una capacidad portante de 3.0 kg/cm².

1.2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA

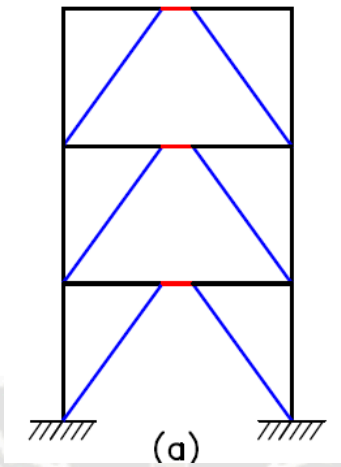
Para el diseño de la estructura se realizará según lo siguiente:

- La distribución de espacios, las alturas de piso a plataformas y/o altura total de la estructura fue respetada según las necesidades iniciales, planteado en los planos de Arreglos Mecánicos.

- La estructura consta de 6 pórticos principales con una luz de 28 m, la distancia entre pórticos es variable y va desde 4 m hasta los 11.85 m.
- Los pórticos soportarán una viga carrilera que a su vez soportará un puente grúa con capacidad de 25 t.
- Los arriostres serán de perfiles metálicos tubulares, debido a que estos tienen un mejor comportamiento ante cargas axiales.
- Cuando se modele la estructura, los apoyos del suelo se considerarán simples, esto quiere decir que tendrán libertad al giro. Esto de tal forma que la estructura desarrolle una rigidez mayor y se tengan cimentaciones menores.
- La cimentación de la estructura será superficial con zapatas aisladas de concreto armado de 28 MPa (280 kg/cm²), la cimentación de los equipos será superficial y estarán definidos por su geometría.
- Se evaluará 3 alternativas con distintos sistemas estructurales, según lo siguiente:

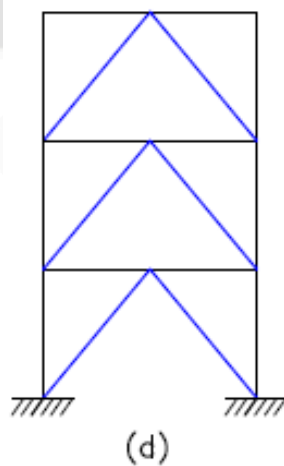
1.2.1. ALTERNATIVA N°1 (Pórtico arriostrados excéntricamente sin conexiones viga columna fuera del enlace dúctil)

Para esta alternativa utilizaremos pórticos arriostrados excéntricamente, en los cuales las riostras se disponen deliberadamente de forma tal que se genera una excentricidad en la viga (ver Figura a) donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas, llamadas enlaces (en inglés, link) se diseñan especialmente para disipar energía mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en rango elástico.



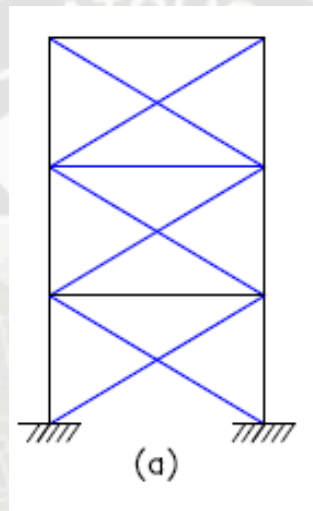
1.2.2. ALTERNATIVA N°2 (Pórtico ordinario arriostrado concéntricamente, riostras en "V" invertida)

Las configuraciones de riostras dispuestas en "V" o "V" invertida son muy usadas en edificios y estructuras industriales, si bien presentan algunas particularidades que deben considerarse en el diseño. El vértice de los arriostramientos no coincide con un nudo viga-columna del pórtico, sino que se conecta en la zona central de las vigas.



1.2.3. ALTERNATIVA N°3 (Pórtico ordinario arriostrado concéntricamente, riostras en "X")

Los pórticos con tensores en X fueron uno de los primeros sistemas de arriostramientos que se utilizaron y aún se usan en la actualidad para estructuras cuyo diseño está controlado por acciones de viento.



1.3. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

La estructura de acero es un sistema formado por miembros vinculados entre sí mediante conexiones, de modo que todo el conjunto cumpla con las condiciones de estabilidad, resistencia y rigidez, requeridas para un adecuado desempeño. Las ventajas del acero, en relación a su adecuada resistencia a tracción y ductilidad, son válidas también para todo el sistema estructural.

Se debe tener un plano global del edificio como el tamaño, ubicaciones de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. La Norma E.030 Diseño Sismorresistente y la

Seismic Provisions 341-10 del AISC establecen algunos criterios de estructuración basándose en aspectos importantes, rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura.

Para realizar la estructuración debemos partir de la arquitectura, respetando los siguientes criterios:

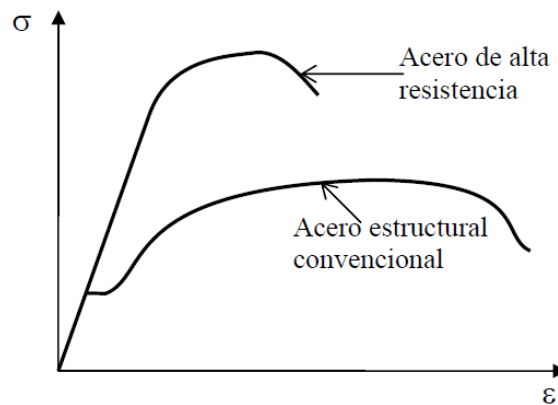
a) Simetría

El edificio está compuesto de varios pórticos (ver plano 5800-M-220 y 5800-M-229), además de tener plataformas distintas intermedias, por lo que se trata de una estructura irregular según la norma E.030 Art. 11.

b) Materiales.

El Acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo cual asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por cual su uso es muy recomendable para construcciones sismo-resistentes.

Los Acero de la estructura debe poseer una gran capacidad de deformación (Ductilidad), y la tensión de fluencia no debe ser mayor a 50 ksi para los elementos que van a desarrollar un comportamiento inelásticos, excepto en el caso de las columnas donde solo se espera inelasticidad en la base, este límite aumenta para estructuras de ductilidad limitada 55 ksi.



La Seismic Provisions del AISC, propone los siguientes aceros para un uso sísmico Aceros según estándar ASTM.

A36	A572 grados 42, 50 y 55
A53	A588
A500 Grado B y C	A913 grado 50, 60 y 65
A501	A992
A529	A1011 HSLAS grado 55

El

Acero más recomendado por el AISC para solicitaciones Sísmicas es el ASTM A992, actualmente en nuestro medio existen en abasto pero solo para perfiles W , WT y planchas, por lo que los usaremos para nuestros diseño.

Para los demás perfiles como Canales "C", Ángulos "L", entre otros usaremos Acero A36 por ser el más comercial en nuestro medio.

c) Rigidez Lateral.

La rigidez de la estructura será controlada dependiendo de la alternativa evaluada. Para la alternativa N°1 la rigidez lateral será proporcionada por los pórticos arriostrados excéntricamente,

para la alternativa N°2 la rigidez lateral será proporcionada por los pórticos arriostrados concéntricamente con riostras en "V" (tipo chevron), para la alternativa N°3 la rigidez lateral será proporcionada por los pórticos arriostrados concéntricamente con riostras en "X". Todos los sistemas estructurales deberán brindar la rigidez necesaria para controlar las deformaciones laterales, lograremos esta suposición si controlamos las deformaciones en el techo del tal forma que los arriostres serán quienes tomen la fuerza sísmica.

Se espera que las tres alternativas evaluadas desarrollen una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometidos a fuerzas que resultan de considerar el sismo de diseño.

d) Proporción

Mientras un edificio sea más alto, aumenta su periodo; sin embargo el periodo no solo está en función de la altura de los pisos, sino también de los materiales y el sistema estructural de la edificación. Se tuvo en cuenta la relación entre la altura/ancho. Una regla común mencionada en el libro de *“McCormac Diseño de Estructuras de Acero”* es que si la altura del edificio no es mayor que dos veces su dimensión lateral menor, son innecesarias las medidas contra las fuerzas del viento, salvo casos especiales, la menor dimensión lateral de la nave es 28 m y su altura es de 25 m, $28 \times 2 = 56 \text{ m}$, $25 \text{ m} < 56 \text{ m}$ por lo tanto no se necesitaría realizar una comprobación por viento, sin embargo que de todas formas se realizara el diseño debido a cargas de viento.

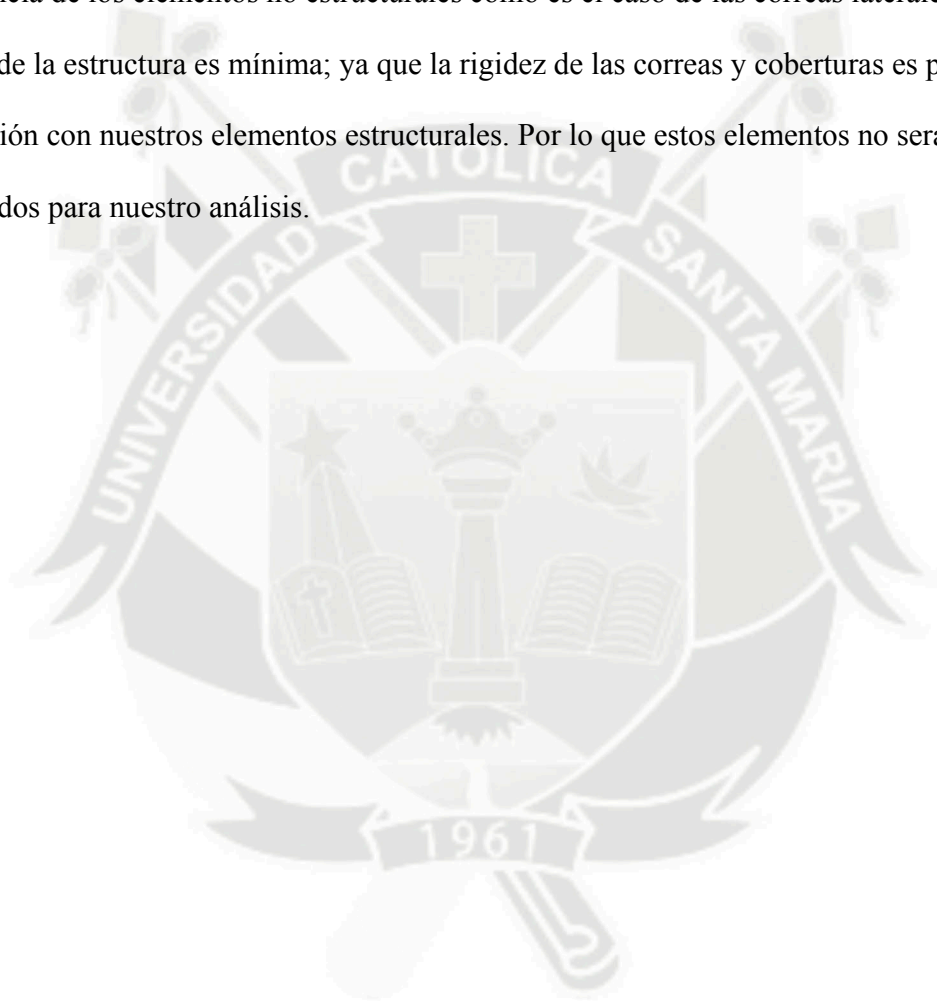
e) Diafragma Rígido.

En el nivel del techo se arriostrara con tensores (Arriostres horizontales) de tal forma que cumpla con una función parecida a la de un diafragma rígido, el cual no tendrá, no se comportará con la

rigidez de una Losa Aligerada u/o maciza, pero transmitirá eficientemente las deformaciones laterales a las columnas y los arriostres verticales ubicados en el perímetro de la estructura.

f) Elementos no estructurales

La influencia de los elementos no estructurales como es el caso de las correas laterales en todo el contorno de la estructura es mínima; ya que la rigidez de las correas y coberturas es pequeña a comparación con nuestros elementos estructurales. Por lo que estos elementos no serán considerados para nuestro análisis.



2. CAPITULO II : PRE-DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

2.1. PRE- DIMENSIONAMIENTO

En este capítulo describiremos los criterios y recomendaciones tomados para el dimensionamiento de los elementos estructurales principales, tomando en cuenta las condiciones sísmicas de nuestro país.

Como punto de partida tomamos el sistema estructural idealizado, proponiendo dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitaciones, basadas en las longitudes y las cargas de estas, que exige el funcionamiento de la estructura cumpliendo con las normas de resistencia y deflexiones permitidas.

El sistema Estructural para las 3 alternativas deberá suministrará a la estructura resistencia y rigidez lateral frente a las cargas de sismo y viento, además nos permitirá controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir con los requerimientos de Diseño.

El mayor desafío en el diseño de estructuras de acero consiste en limitar o controlar los problemas de inestabilidad en miembros o zonas localizadas sometidas a compresión. Puede definirse la condición de estabilidad como la capacidad de las barras, placas y elementos de acero sometidos a compresión de mantener su posición inicial de equilibrio y de soportar las cargas que los solicitan.

Los fenómenos de inestabilidad pueden agruparse en dos tipos principales. El primero comprende aquellos fenómenos de inestabilidad que abarcan todo o gran parte de un miembro o barra de acero,

por lo que se denomina pandeo global. En este grupo se incluyen varios estados límites, como el pandeo flexional, torsional y flexo-torsional en barras comprimidas y el pandeo lateral-torsional en barras comprimidas. El segundo grupo de problemas de inestabilidad se relaciona con el pandeo localizado de las placas o componentes de las secciones metálicas, y se denomina pandeo local o abollamiento.

En el caso de la reglamentación AISC, un aspecto fundamental para la evaluación y control del problema de pandeo local es la clasificación de secciones de acero en tres grupos a partir de la relación ancho-espesor, $\lambda=b/t$ o $\lambda=h/t_w$, de los elementos componentes de la sección (algunos autores denominan como esbeltez local a esta relación, por analogía con el fenómeno de pandeo global). Las condiciones para clasificar las secciones son las siguientes:

- Secciones compactas: todos sus elementos componentes cumplen que $\lambda \leq \lambda_p$ y además sus alas están vinculadas en forma continua con un alma o almas.
- Secciones no compactas: cuando uno o más de sus elementos cumple que $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$
- Secciones esbeltas: al menos un elemento cumple que $\lambda > \lambda_r$

donde λ_p y λ_r son esbelteces límites que dependen del tipo de elemento (rigidizados o no rigidizados), del estado de sollicitación y de otras características de la sección (ver AISC, 2005b).


2.1.1. Correos para Techo.


a) Cobertura Metálica


La carga viva en el techo según la RNE E020 indica que es de 30kg/m^2 para techos con cobertura liviana.

Calcularemos la carga muerta para el techo utilizando las tablas del fabricante según la Carga de la Cobertura Metálica:

TABLA DE CARGAS (Kg/m²)

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	85	64	50	40	31	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m²) =	342	218	150	109	82	64	51	40	31	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	78	63	49	36	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	85	67	50	38

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	85	64	50	40	32	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	82	64	51	42	34	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	78	63	51	42	35
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	85	69	57	48

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	334	212	146	107	81	63	51	41	34	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	429	273	188	137	104	81	65	53	44	37
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	525	334	230	168	127	99	80	65	54	45
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	715	455	314	229	173	136	108	88	73	61

* Acero zincalum ASTM A792, AZ 150.
 * Las cargas se han calculado considerando que la sección es totalmente efectiva y que la deflexión máxima por carga viva es L/200.
 * Las cargas vivas son netas. El peso propio del panel ha sido incluido en la verificación de resistencia y deflexión.
 * Largo del panel hasta 12m.

Asumiendo una Distancia entre correas de 1.75 m y un Cobertura metálica de e=0.5 mm Observamos que la cobertura soporta hasta un máximo de 104 kg/m² mayor que los 65 kg/m² aplicados en la nave.

b) Correas de techo

Para las corras de techo utilizaremos perfiles laminados en frio para la cual utilizaremos las especificaciones del proveedor. Con un luz máxima de 7.15 m.

Podemos pre-dimensionar según la deflexión máx, para una viga simplemente apoyada

$$\delta_c = \delta_{m\acute{a}x} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

También sabemos que para correas o vigas de techos la deflexión máx es L/180.

Remplazando las carga lineal (q), la luz libre (L) y el modulo de elasticidad del acero (E), podemos obtener la inercia requerida mínima.

2.1.2. Vigas y Columnas

La Figura presenta un esquema general donde se muestra el efecto que la clasificación de secciones tiene para el diseño de vigas y columnas. En el caso de barras comprimidas con secciones esbeltas se considera la posibilidad de ocurrencia del pandeo local, para lo cual se define un factor de reducción "Q" que disminuye la tensión crítica con la cual se diseña la barra. Si la sección de la columna es compacta o no compacta sólo se consideran los estados límites de pandeo global.

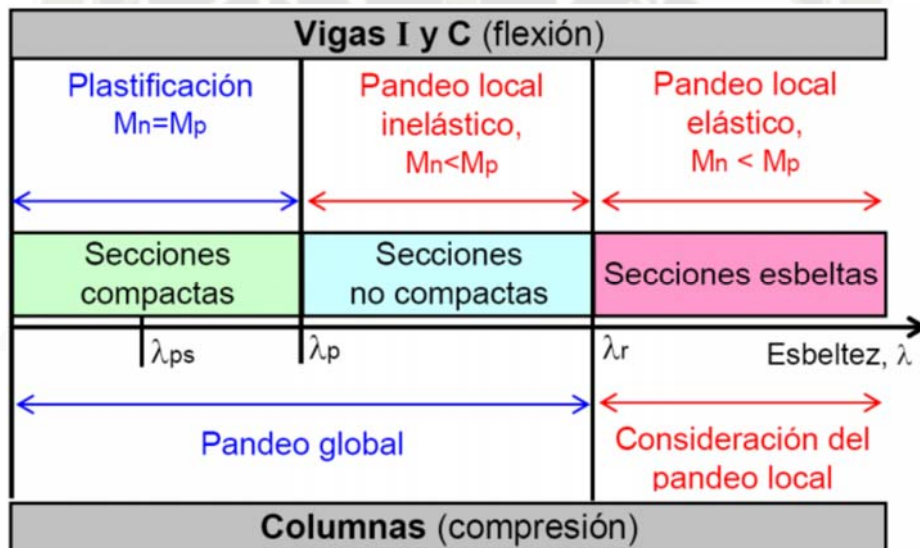


TABLE B4.1
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

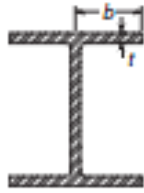
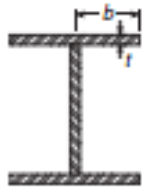

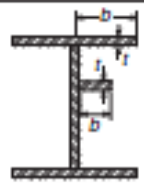
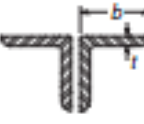

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
Unstiffened Elements	1 Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2 Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}$ ^{[a],[b]}	
	3 Uniform compression in flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact and flanges of channels	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	4 Uniform compression in flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ ^[a]	
	5 Uniform compression in legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	6 Flexure in legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

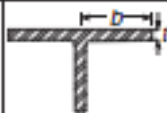
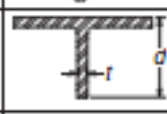
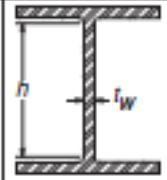
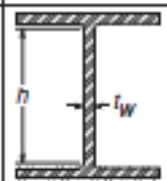
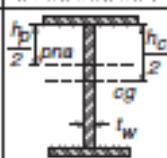
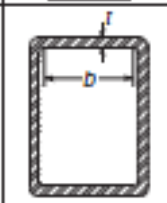
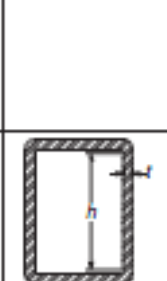
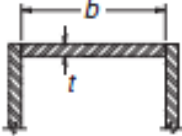
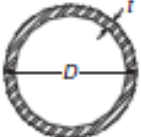
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example	
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)		
7	Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$		
8	Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$		
Stiffened Elements	9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

TABLE B4.1 (cont.) Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements					
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
14	Uniform compression in all other stiffened elements	b/t	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15	Circular hollow sections				
	In uniform compression	D/t	NA	$0.11E/F_y$	
	In flexure	D/t	$0.07E/F_y$	$0.31E/F_y$	

^[a] $k_c = \frac{4}{\sqrt{b/t}}$, but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)

^[b] $F_L = 0.7F_y$ for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$. (See Case 2)

Adicionalmente cuando se realicen diseños sísmicos con un $R > 3$, el AISC recomienda usar Perfiles "Sísmicamente Compactos"

TABLE I-8-1 Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements		
Description of Element	Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
		λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	$0.30 \sqrt{E/F_y}$

Note: See continued Table I-8-1 for stiffened elements.

2.1.3. Arriostres

Para nuestra estructura consideraremos la combinación de pórticos con arriostres diagonales según nuestras posibilidades, evitando que la estructura se pandee y garantizando una estabilidad lateral obteniéndose un balance adecuado en la distribución de esfuerzos.

La principal función de los arriostres es absorber las fuerzas de sismo y de viento, siendo diseñadas para soportar las fuerzas laterales de la estructura, las cuales finalmente terminan siendo esfuerzos axiales en los arriostres. En el caso de las cargas sísmicas, la carga axial en el arriostre es cíclica, de tal forma que disipa la energía transmitida por el sismo.

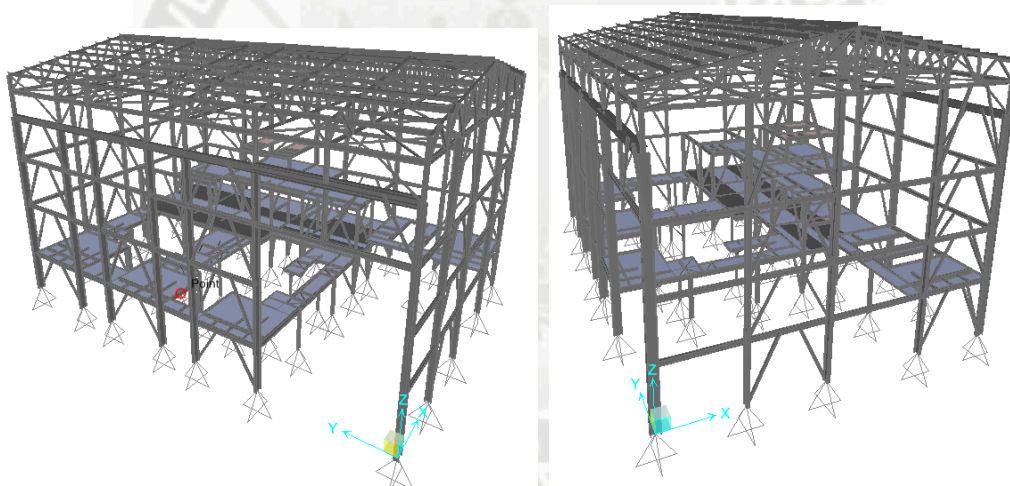
Los arriostres se diseñaran como un elemento en compresión y un elemento en tracción.

2.2. METRADO DE CARGAS

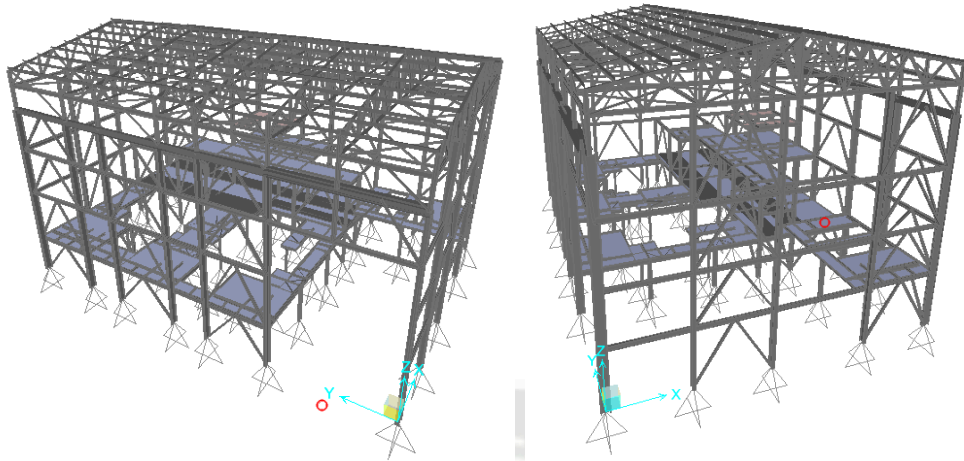
Al metrar las cargas se debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro, para que las cargas existentes en un nivel se transmitan a través de los elementos estructurales. Un ejemplo es el la Carga transmitida a la cobertura que a la vez esta transmite hacia las correas, esta hacia el tijeral y esta hacia las columnas, y posteriormente las columnas transmiten la carga hacia las zapatas que son los elementos de apoyo de la estructura; finalmente, estas cargas se transmiten sobre el suelo de cimentación.

Las estructuras se analizaran y diseñarán para soportar las cargas a las que serán sometidas durante su vida útil.

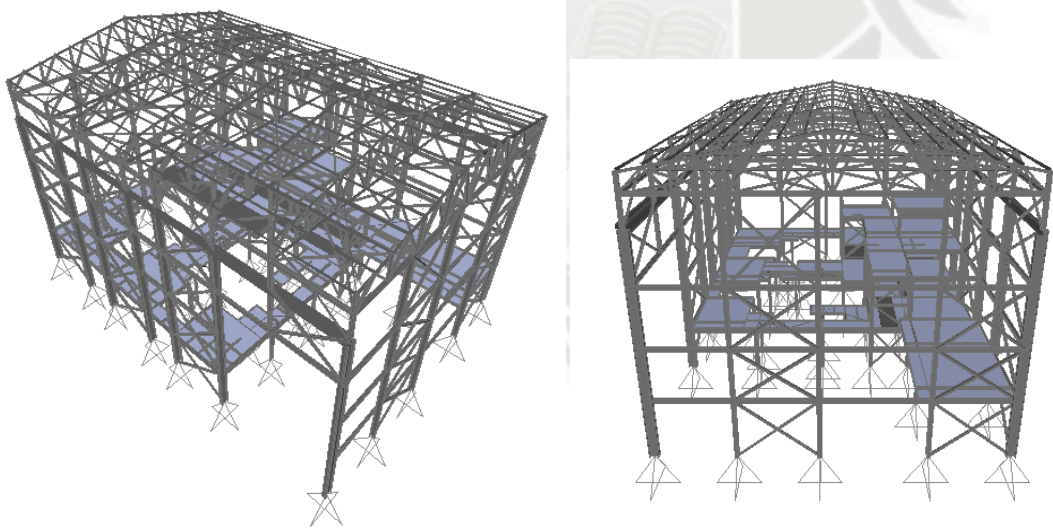
Se consideran las cargas para las tres Alternativas:



Alternativa N°1



Alternativa N°2



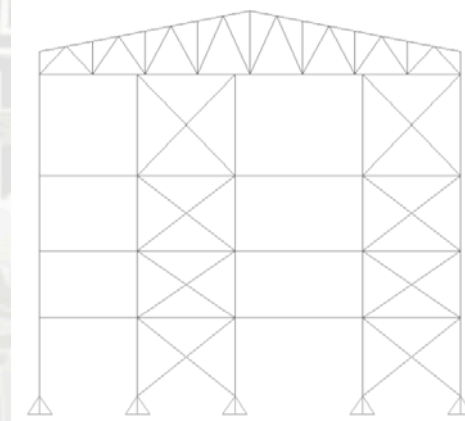
Alternativa N°3

2.2.1. Cargas en los Pórticos

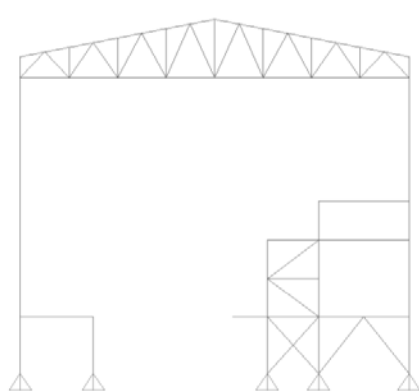
Se diseñarán los pórticos central y extremos de acuerdo a las cargas calculadas en el Item. (3.2.3 - 3.2.7), se analizará en un modelo tridimensional.

Ancho contribuyente de cada pórtico

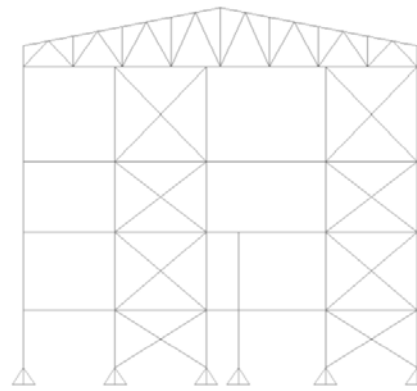
Eje	A	L = 3.175 m
Eje	B	L = 5.925 m
Eje	D	L = 6.000 m
Eje	E	L = 5.250 m
Eje	F	L = 5.425 m
Eje	G	L = 5.575 m
Eje	H	L = 5.650 m
Eje	J	L = 3.500 m



Eje "A"



Eje "B" @ "H"



Eje "J"

2.2.2. Cargas muertas (DL)

Las cargas muertas consideradas son las que corresponden al peso propio de los elementos estructurales, planchas de cerramiento de techo y paredes laterales. Se considera una carga estimada por instalaciones de iluminación.

Peso propio de los elementos estructurales	DL1 =	Definido por el programa
Cobertura	DL2 =	5.0 kg/m ²
Luminarias e instalaciones	DL3 =	5.0 kg/m ²
Tensores	DL4 =	2.5 kg/m ²
Parrilla de piso	DL5 =	50.0 kg/m ²
Barandas	DL6 =	25.0 kg/m
Chutes de descarga	DL7 =	2,500 kg
Cajones de bolas	DL8 =	5,000 kg
Peso Nido de Ciclones vacío	DL9 =	10,000 kg
Peso Nido de Ciclones lleno	DL10 =	19,000 kg
Peso Nido de Ciclones en operación	DL11 =	30,000 kg
Peso Sub Estación Eléctrica	DL12 =	700 kg/m ²

2.2.3. Cargas vivas (LL)

Comprenden las cargas que actuarán sobre la estructura en forma variable y que no son permanentes, también llamada sobrecarga. La Norma de Cargas E0.20, indica las siguientes cargas a usar para el diseño estructural:

Carga viva de techo	LL1 =	30 kg/m ²
Carga viva escaleras y plataforma de acceso	LL2 =	500 kg/m ²

Carga viva en sala de control LL3 = 500 kg/m²

Carga viva debido a liners LL4 = 2,000 kg/m²

2.2.4. Carga de Nieve (SL)

De acuerdo a La Norma de Cargas E0.20, la carga nieve es:

Carga de Nieve SL = 40 kg/m²

Cargas de gravedad actuantes en el techo

		DLtecho *	LL1	SL
		12.5	30	40 (kg/ m)
Eje	A	40.0	100.0	130.0
Eje	B	80.0	180.0	240.0
Eje	D	80.0	180.0	240.0
Eje	E	70.0	160.0	210.0
Eje	F	70.0	170.0	220.0
Eje	G	70.0	170.0	230.0
Eje	H	80.0	170.0	230.0
Eje	J	50.0	110.0	140.0

* DL techo=DL2 + DL3 + DL4 (Ver Item 3.2.3)

2.2.5. Cargas de viento (W)

Las cargas de viento se han determinado sobre la base de las indicaciones de la NTP E020. Según esto, la carga empleada ha sido determinada según:

$$P = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

P: Presión del Viento (kg/m²)

C: Coeficiente de forma.

V_h: Velocidad de viento a la altura "h" (km/hr)

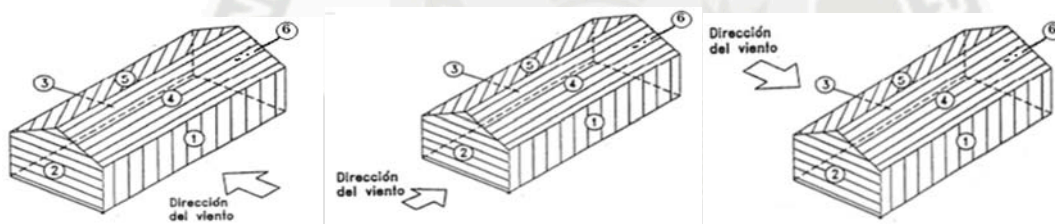
$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

V= 75 kg/m²

h: 23.5 m.

V_h: 91 km/hr

Los coeficientes tomados en cuenta para la estructura total consideran una configuración de cerramiento, según como se muestra a continuación:



C1 = -
C2 = -
C3 = 1.6
C4 = -
C5 = 1.1
C6 = -

C1 = 1.6
C2 = -
C3 = -
C4 = 1.1
C5 = -
C6 = -

C1 = -
C2 = 1.6
C3 = -
C4 = -
C5 = -
C6 = -

Según la siguiente tabla (RNE E020)

**TABLA 3.7.4
FACTORES DE FORMA (C) ***

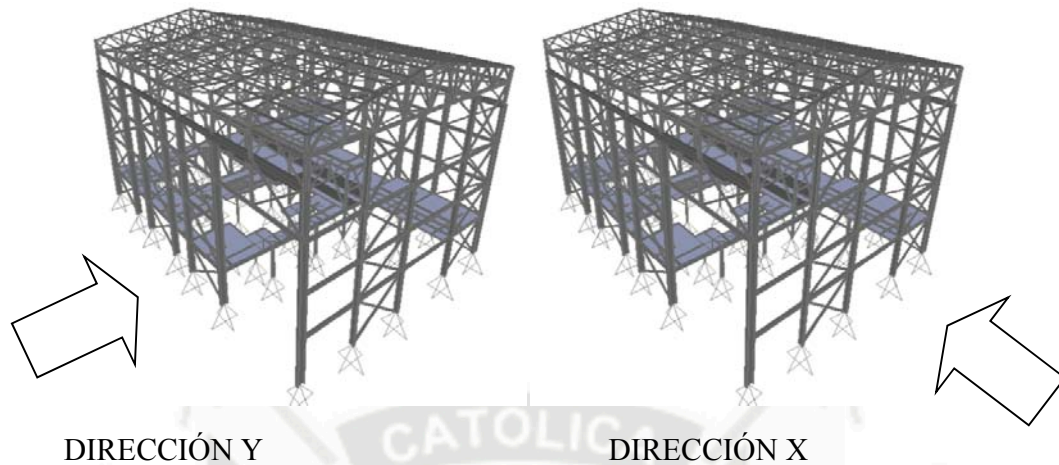
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

W1 : El viento impacta contra el techo con inclinación de 14° en dirección +X

W2 : El viento impacta contra el techo con inclinación de 14° en dirección - X

W3 : El viento es paralelo a la dirección larga de la nave

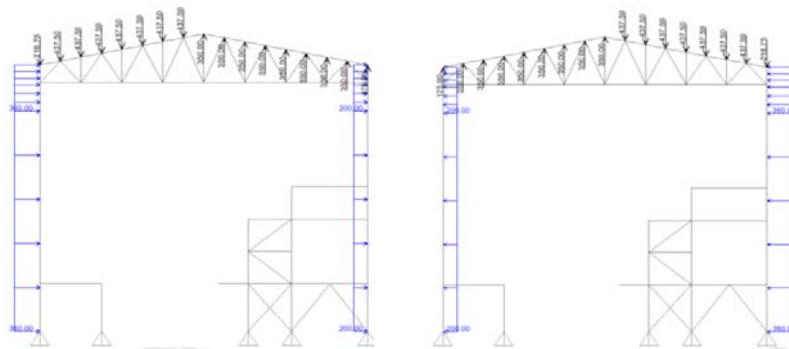


a) **Dirección X**

Pórticos centrales		L	W1X (kg/m)			
			Barlovento		Sotavento	
Eje			Columna	Viga	Viga	Columna
Eje A		3.175	210	150	-120	-120
Eje B		5.925	390	270	-220	-220
Eje D		6.000	400	280	-230	-230
Eje E		5.250	350	240	-200	-200
Eje F		5.425	360	250	-200	-200
Eje G		5.575	370	260	-210	-210
Eje H		5.650	380	260	-210	-210
Eje J		3.500	230	160	-130	-130

Pórticos centrales		L	W2X (kg/m)			
			Barlovento		Sotavento	
Eje			Columna	Viga	Viga	Columna
Eje A		3.175	210	150	-120	-120
Eje B		5.925	390	270	-220	-220
Eje D		6.000	400	280	-230	-230
Eje E		5.250	350	240	-200	-200
Eje F		5.425	360	250	-200	-200
Eje G		5.575	370	260	-210	-210
Eje H		5.650	380	260	-210	-210
Eje J		3.500	230	160	-130	-130

Esquema de cargas W1 y W2



W1

W2

b) Dirección Y

Columnas		L	W3 (kg/m)			
			Barlovento		Sotavento	
			Columna			Columna
Eje	1 y 6	3.250	220			-120
Eje	2	6.500	430			-240
Eje	3	4.400	290			-170
Eje	4	4.250	280			-160
Eje	5	6.350	420			-240
Eje	A	3.175	-140			-140
Eje	B	5.925	-250			-250
Eje	D	6.000	-250			-250
Eje	E	5.250	-220			-220
Eje	F	5.425	-230			-230
Eje	G	5.575	-230			-230
Eje	H	5.650	-240			-240
Eje	J	3.500	-150			-150
Vigas		L	Barlovento		Sotavento	
Eje	A	3.175		-140	-140	
Eje	B	5.925		-250	-250	
Eje	D	6.000		-250	-250	
Eje	E	5.250		-220	-220	
Eje	F	5.425		-230	-230	
Eje	G	5.575		-230	-230	
Eje	H	5.650		-240	-240	
Eje	J	3.500		-150	-150	

2.2.6. Cargas por temperatura (T)

Todos los elementos estructurales se han considerado que soportarán un gradiente de temperatura de 20°C.

2.2.7. Carga Sísmica (E)

Es la carga que se genera debido a la acción sísmica sobre la estructura. La evaluación de las cargas de sismo se realizará evaluando la aplicación del RNE E.030 con Norma de Diseño (ASCE 7), esto debido a que el ASCE tiene un mayor criterio de para este tipo de estructuras.

2.2.7.1. Análisis por acciones sísmicas: Estático, Dinámico

El análisis sísmico de la edificación tiene como objetivo efectuar una apreciación de la respuesta que tiene la estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico, encontrar las fuerzas debidas a la carga sísmica, en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al diseño.

Las respuestas sísmicas están basadas en resistencia, pero más importante son los desplazamientos, ya que los desplazamientos son los que dañan a la estructura en un sismo.

El alcance de la Norma Sismo Resistente E.030 dice lo siguiente:

"Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resulten dañadas por la acción de sismos.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables a la presente norma."

Según la norma G.040 RNE

Edificación: Obra de carácter permanente, cuyo destino es albergar actividades humanas. Comprende las instalaciones fijas y complementarias vinculadas a ella.

Definición según el ASCE 7:

Edificios: Estructuras usualmente cerradas por paredes y el techo, construidas para proporcionar refugio y destinadas para su ocupación.

Analizando la aplicabilidad de la Norma Sismo Resistente E.030, indica que se aplica a Edificaciones, y según la definición de una Edificación según la RNE; nuestra estructura "Nave Industrial para la Molienda" no está claramente definida como una edificación. Debido a que si bien es cierto alberga a personas, su principal objetivo es el proteger los equipos (Molino SAG Molino de Bolas, Nido de Ciclones, etc.) y asegurarse de que se les dé un mantenimiento adecuado, de tal forma que esta etapa del proceso no sea un problema en la extracción del mineral.

Al no tener una definición adecuada para nuestra estructura en el RNE, evaluaremos la aplicación del reglamento ASCE 7-10 (American Society Civil Engineers), en la cual se tiene una definición más certera.

2.2.7.2. Análisis sísmico según la Norma Sismo Resistente RNE E.030

a) Parámetros de Sitio

- Zonificación

El proyecto se encuentra en la provincia de Parinacocha, Ayacucho , por lo que la Norma Sismo-resistente E.030 en el Art. 5 , indica que se encuentra en la Zona 3 con un factor $Z=0.4$ (Z , este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años).

- Condiciones Geotécnicas

Los perfiles se clasifican según la Norma E.030 en el Art. 6, donde podemos clasificar nuestro suelos como un perfil tipo S_1 (Roca o suelos muy Rígidos) ,con el valor de $S = 1$ y que le corresponde un periodo de $T_p= 0.4$.

- Factor de Amplificación Sísmica

El factor de amplificación sísmica , la define la Norma E.030 , con la siguiente expresión :

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

El periodo “ T ”, es el periodo fundamental de la estructura para cada dirección, el cual se hallara más adelante.

b) Requerimientos Generales

Las edificaciones serán diseñadas para resistir sollicitaciones sísmicas determinadas en la Norma E.030.

- Categoría de la Edificación

Para nuestra edificación el coeficiente de uso e importancia (U), será U= 1.3 (Edificaciones Importantes, B), por tratarse de una estructura importante, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía mayor.

- **Configuración Estructural**

La estructura en estudio fue clasificada como una estructura irregular, ya que presenta irregularidad en altura en masas y cargas.

- **Sistema Estructurales**

El sistema estructural está en función de la alternativa, por tanto la Norma E.030 indica un coeficiente de reducción de:

Alternativa	Rx	Ry
1	6.5	6.5
2	-	-
3	6	6

Por ser una estructura irregular la Norma E.030, indica que los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados anteriormente para el sismo vertical.

c) **Análisis Estático**

Este método representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

$$V = \frac{ZUSC}{R} P_t$$

d) Análisis Dinámico

Según la Norma E.030 para el análisis dinámico de la edificación puede efectuarse por combinación espectral o por un análisis tiempo historia, nosotros consideramos el método de superposición espectral.

2.2.7.3. Análisis sísmico según ASCE 7-10

a) Parámetros de Sitio

- Clase de Sitio

Podemos clasificar a nuestra estructura con un Sitio "Clase C", Es decir un suelo rígido. Según la tabla del 20.3-1 del ASCE 7-10.

b) Parámetros de la Estructura

- Coeficiente de modificación de respuesta.

Tendremos dos sistemas estructurales:

- Pórtico arriostrado excéntricamente (EBF).
- Pórtico común arriostrado concéntricamente (OCBF).

Según la tabla 12.2-1 del ASCE 7-10 podemos tener los siguientes Factores:

	EBF	OCBF
R	7.00	3.25
Ω_0	2.00	2.00
Cd	4.00	3.25

R: Coeficiente de modificación de la respuesta sísmica.

Ω_0 : Factor de sobre esfuerzo.

Cd: Factor de amplificación en la deflexión.

Concluimos:

ALTERNATIVA	Eje "X"			Eje "Y"		
	R	Ω_0	Cd	R	Ω_0	Cd
N° 1	7	2	4	7	2	4
N° 2	3.25	2	3.25	3.25	2	3.25
N° 3	3.25	2	3.25	3.25	2	3.25

- **Factor de Importancia**

De acuerdo con la tabla 1.5-1 la estructura está clasificada con una categoría de riesgo "III". Esto por ser una estructura industrial que protege equipos cuyo propósito es procesar y manufacturar mineral. Por lo tanto tenemos:

$$I_e=1.25$$

c) **Fuerza lateral equivalente (Análisis Estático)**

- **Espectros de respuesta**

- S_s : Parámetro de aceleración para un periodo corto.
- S_1 Parámetro de aceleración para un periodo igual a 1.0 s.

Estos valores están indicados en los mapas del ACSE 7-10 y para zonas fuera de USA, debería existir un estudio de Riesgo Sísmico que nos indiquen tales valores. Sin embargo para este proyecto no se cuenta con tal estudio.

Por tal motivo, aplicaremos el método según la Norma API 650 E4.3, en tal norma indican que para zonas fuera de USA podemos aplicar la siguiente formula.

$$S_s = 2.50 \times Z = 2.50 \times 0.4 = 1.0$$

$$S_1 = 1.25 \times Z = 1.25 \times 0.4 = 0.5$$

- **Coefficientes de sitio**

- Fa: Coef. Periodo Corto.

- Fv: Coef. Periodo Largo.

$$F_a = 1.0$$

$$F_v = 1.3$$

Para una clase "C" según la tabla 11.4-1 y 11.4-2 del ASCE 7-10

- **Espectros de respuesta, ajustado para los efectos de la clase de sitio.**

- S_{MS} : Parámetro de aceleración para un periodo corto.

- S_{M1} : Parámetro de aceleración para un periodo igual a 1.0 s.

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1.0 \times 1.0 = 1.0$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1.3 \times 0.5 = 0.65$$

Según la sección 11.4.3 del ASCE 7-10.

- **Espectros de Diseño**

- S_{DS} : Parámetro de aceleración para un periodo corto.

- S_{D1} : Parámetro de aceleración para un periodo igual a 1.0 s.

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0.67$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0.43$$

Según la sección 11.4.4 del ASCE 7-10.

La Aplicación del efecto sísmico será básicamente, de dos fuentes:

- i. Provenientes de Equipos Mecánicos.
- ii. Las generadas de la masa del edificio.

2.2.7.4. Las provenientes de los equipos (E1)

(EX1, EY1)

Según el ASCE-7 y los Criterios de Diseño Estructurales se tiene:

Para una clase "C"

$$F_a = 1.0 \quad \text{y} \quad S_s = 1.00$$

$$F_v = 1.30 \quad \text{y} \quad S_1 = 0.5$$

Por lo tanto:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1.0$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 0.65$$

1613.4 Design spectral response acceleration parameters.

Five-percent damped design spectral response acceleration at short periods, SDS, and 1 second period, SD1, shall be determined from Equations 16-39 and 16-40, respectively.

Valores Externos de Diseño

Equation 16-39 SDS=0.67 g

Equation 16-39 SD1=0.43g

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$a_p = 1.00$ Tabla 13.6-1 ASCE 7-10
 $R_p = 2.50$ Tabla 13.6-1 ASCE 7-10
 $I_p = 1.25$ Ver ítem 13.1.3 ASCE 7-10
 $z/h = 1.00$

$F_p = 0.44$ Formula 13.3-1 ASCE 7-10
 $F_{pmax} = 1.47$
 $F_{pmin} = 0.28$
 $F_p = 0.33$ g

Los valores del sismo serán los siguientes:

$$V_x = 0.33 W$$

$$V_y = 0.33 W$$

El cortante estático se determina según:

$$V = F_p W_{sismico} \quad F_p = \frac{0.4 a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right)$$

Donde:

El peso sísmico ($W_{sismico}$) contempla lo siguiente:

	<u>Símbolo</u>	<u>Peso</u>
- Cajones de bolas	DL8	100%
- Peso Nido de Ciclones en operación	DL10	100%

2.2.7.5. Las generadas de la masa del Edificio (E2)

(EX2, EY2)

Según el ASCE-7 y los Criterios de Diseño Estructurales se tiene:

Para una clase "C"

$$F_a = 1.10 \quad \text{y} \quad S_s = 1.00$$

$$F_v = 1.30 \quad \text{y} \quad S_1 = 0.50$$

Por lo tanto:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1.0$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 0.65$$

1613.4 Design spectral response acceleration parameters. Five-percent damped design spectral response acceleration at short periods, S_{DS} , and 1 second period, S_{D1} , shall be determined from Equations 16-39 and 16-40, respectively.

Valores Externos de Diseño

Equation 16-39 $S_{DS} = 0.67 \text{ g}$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

Equation 16-39 $S_{D1} = 0.43 \text{ g}$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

R : Coeficiente de modificación de la respuesta sísmica.

I_e : Factor de importancia (Categoría III)

Ω_D : Factor de sobre esfuerzo, ASCE-7 Table 12.2-1

C_d : Factor de amplificación para deflexión, ASCE-7 Table 12.2-1

C_s: $S_{DS}/(R/I)$

Los valores del sismo serán los siguientes:

	EBF	OCBF
V_x	0.12 W	0.26 W

V_y	0.12 W	0.26 W
-------	--------	--------

El cortante estático se determina según:

$$V = C_s W_{\text{sismico}} \quad C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$$

Donde:

El peso sísmico (W_{sismico}) contempla lo siguiente:

	<u>Símbolo</u>	<u>Peso</u>
- Peso propio de los elementos estructurales	DL1	100%
- Cobertura	DL2	100%
- Luminarias e instalaciones	DL3	100%
- Correas de techo y tensores	DL4	100%
- Parrilla de piso / barandas	DL5/DL6	100%
- Chutes de descarga	DL7	100%
- Puente Grúa	CLd	100%
- Carga viva de techo	LL1	25%
- Carga viva escaleras y plataforma de acceso	LL2	25%
- Carga viva sala de control	LL3	25%
- Carga viva debido a liners	LL4	50%

d) Análisis del espectro de respuesta modal (Análisis Dinámico)

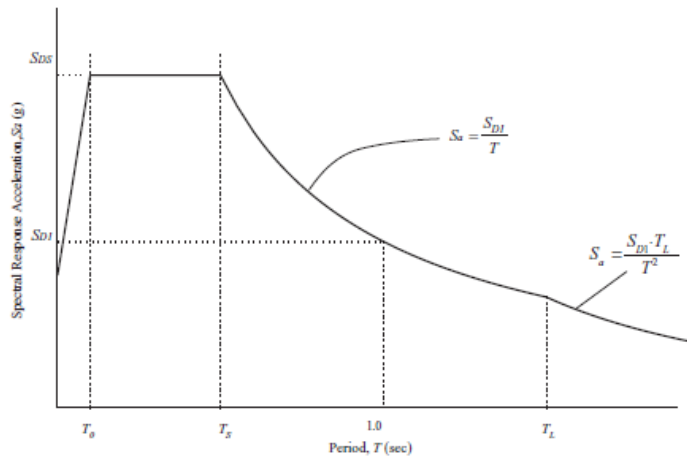


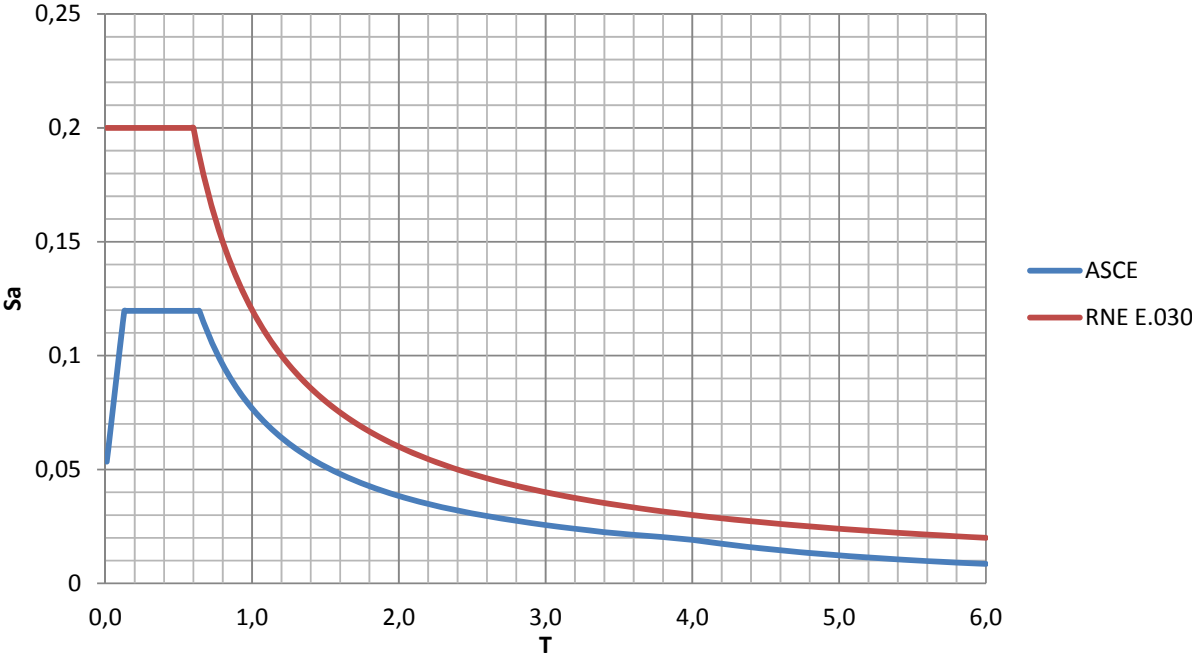
FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum.

- **Limite del Periodo Largo T_L**

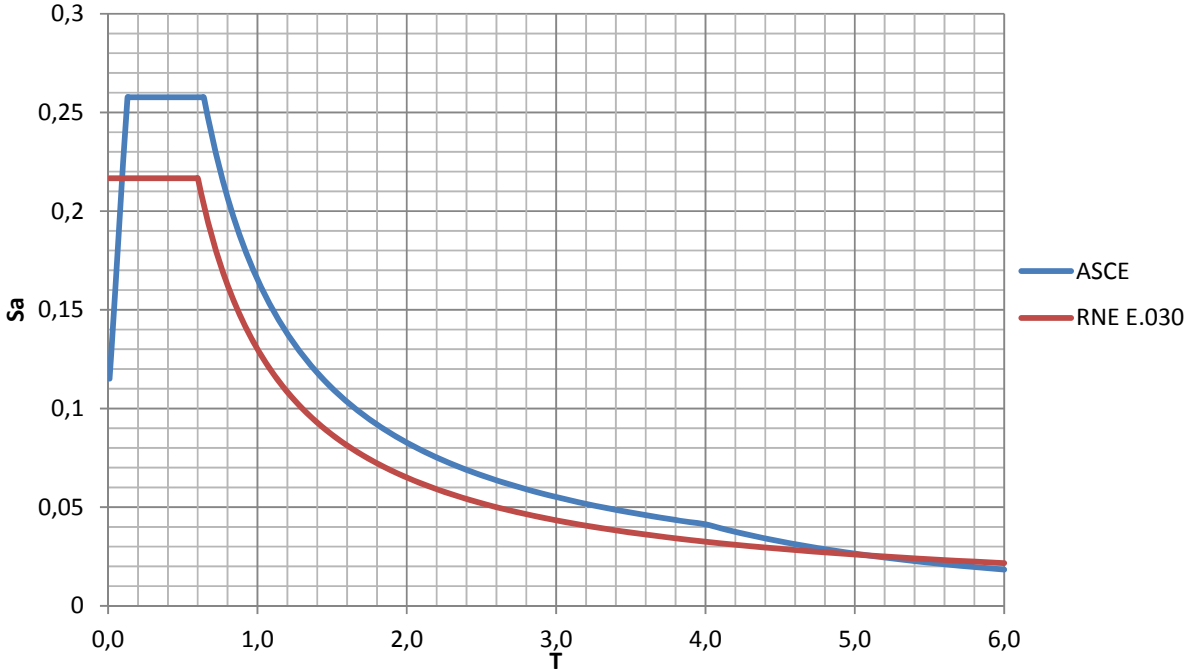
En caso de no tener un estudio de riesgo sísmico podemos obtener este valor según el API 650 4.1, donde indica que para zonas fuera de USA se puede tomar un valor de 4s.

2.2.7.6. Comparación De Espectros De Respuesta ASCE Vs RNE E.030

Espectro de Respuesta Pórtico con arriostres excéntricos



Espectro de Respuesta Pórtico con arriostres concentricos



Como podemos observar, el análisis dinámico, el método más crítico es el del ASCE para un pórtico arriostrado concéntricamente, ocurre todo lo contrario para los pórticos arriostrados excéntricamente. Sin embargo notamos también que la RNE E030 no menciona los arriostres concéntricos tipo "V" invertido y es explícito en mencionar que los pórticos arriostrados concéntricamente son arriostres en cruz. Por lo tanto aplicaremos norma ASCE para nuestros diseños, porque esta sí menciona los tres tipos de sistemas estructurales analizados en esta tesis, además de ser la más adecuada por la naturaleza industrial de la estructura y no ser una edificación.

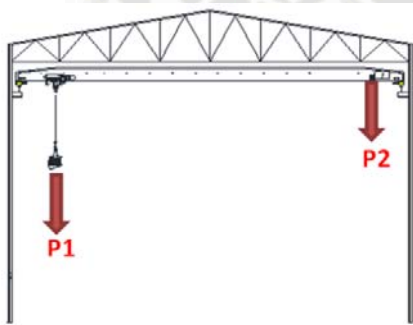
2.2.8. Cargas de montaje

Cargas por Grúa (CL)

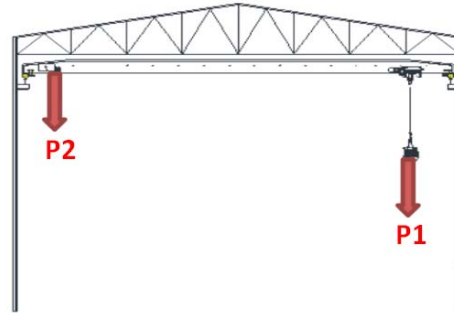
Definiremos a esta carga como las provenientes del puente grúa:

Carga de izaje	$CL_{vs} = 25,000 \text{ kg}$
Peso de puente grúa	$CL_d = 25,360 \text{ kg}$ (Estimado)
Impacto vertical debido a carga de izaje	$CL_i = 14,030 \text{ kg}$, 25% de $(CL_{vs} + CL_d)$
Impacto lateral debido a carga de izaje	$CL_{ss} = 5,000 \text{ kg}$, 20% de $(CL_{vs} + HT)$
Impacto longitudinal debido a carga de izaje	$CL_{ls} = 2,500 \text{ kg}$, 10% de $(CL_{vs} + CL_d)$
Amortiguador de impacto	$CL_{bs} = 12,500 \text{ kg}$, 50% de $(CL_{vs} + CL_d)$

	Peso	% de cargas			Pmax	Pmin
Puente	21.6	50%	50%		10.80	10.80
Hoist + Trolley (HT)	3.76	100%	0%		3.76	0.00
Carga	25	100%	0%		25.00	0.00
Total	50.36				39.56	10.80
Peso del puente grúa				CLd	14.56	10.80
Impacto vertical debido a carga de izaje 25%				CLi	9.89	2.70
Impacto lateral debido a carga de izaje 20%				CLss	5.75	0.00
Impacto longitudinal debido a carga de izaje 10 %				CLis	3.96	1.08
Amortiguador de impacto				CLbs	19.78	5.40



Estado 1 de Carga Grúa



Estado 2 de Carga Grúa

3. CAPITULO III: ANALISIS ESTRUCTURAL EN TRES ALTERNATIVAS

3.1. Modelo e idealización de la estructura en tres alternativas

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la estructura, con el objetivo de verificarlos en los estados límite último y servicio.

Para el análisis, se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz siempre de reproducir el comportamiento estructural.

En las dos direcciones (paralela y perpendicular al pórtico) se evaluarán las siguientes 3 alternativas:

Alternativa N°1 "Pórtico arriostrados excéntricamente sin conexiones viga columna fuera del enlace dúctil." utilizaremos pórticos arriostrados excéntricamente, de tal forma que en un pórtico típico la conexión viga arriostre sea a una distancia " $e/2$ " de la mitad de la viga.

Alternativa N°2, "Pórtico ordinario arriostrado concéntricamente, riostras en "V" invertida." utilizaremos pórticos arriostrados concéntricamente con arriostres en "V" invertida (también llamados tipo Chevron) esto quiere decir que en un pórtico típico la conexión viga arriostres coincide en la mitad de la viga.

Alternativa N°3, "Pórtico ordinario arriostrado concéntricamente, riostras en "X"." utilizaremos pórticos arriostrados concéntricamente con arriostres en "X" , esto quiere decir que en un pórtico típico la conexión con los arriostres coincide con las conexiones viga columna.

En las tres alternativas se cubrirá la luz libre de 28 m con un tijeral armado, de tal forma que cumpla con los requerimiento de estabilidad y resistencia.

La presente tesis se realizó con el uso del software denominado SAP V.15.1.0 (Structural Analysis Program). Siendo uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis (estáticos y dinámicos) y diseños de elementos estructurales.

3.2. Análisis Estructural de Alternativa N°1 (Pórtico arriostrados excéntricamente sin conexiones viga columna fuera del enlace dúctil).

3.2.1. Modelo e idealización de la Estructura

En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en los arriostres son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o links, donde se disipa energía por fluencia del acero. Los enlaces representan "fusibles estructurales", los cuales deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. Los restantes componentes del pórtico (vigas fuera de la zona de enlace, columnas, conexiones) se dimensionan aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanecen en rango elástico.

Se utilizan arriostramiento en V-invertida y el enlace o zona dúctil, se genera en la parte central de la viga, con lo cual se simplifica el diseño de las conexiones.

La rigidez lateral de los pórticos arriostrados excéntricamente depende significativamente de la longitud del enlace . Cuando dicha longitud es muy reducida, en relación a la longitud total de la viga, la rigidez lateral de la estructura es elevada y se aproxima a la de un pórtico arriostrado concéntricamente, mientras que si la longitud del enlace es grande, la rigidez lateral disminuye y es similar a la de un pórtico no arriostrado.

En nuestro caso utilizaremos enlace intermedios es decir $1.6 M_p/V_p < e < 2.6 M_p/V_p$, " M_p " es el momento plástico en la viga y " V_p " es la cortante plástico.

La presente estructura en estudio está formada por una combinación de pórticos arriostrados excéntricamente, los cuales soportarán un puente grúa con una capacidad de 25 t. El sistema estructural consta de un sistema dual.

En Eje "X" tenemos pórticos rígidos típicos, el cual consta de 2 columnas en los extremos que soportan un tijeral armado; formando así un pórtico con una cumbrera a dos aguas. Sin embargo el primer y el último pórtico en el Eje "X" están conformados por pórticos arriostrados excéntricamente, es decir que estos pórticos asumirán principalmente las cargas debido en al sismo y viento en el Eje "X", esto debido a que la carga sísmica será transferida por el nivel inferior de los tijaerales que serán arriostrados horizontalmente y debido a que la rigidez del primer y el último pórtico es mucho mayor que los pórticos intermedios.

En el Eje "Y" se forman dos conjuntos de pórticos en los extremos estos están arriostrados excéntricamente, estos pórticos sirven para el soporte de la cobertura de cierre; en la parte superior de cada uno de estos dos conjuntos de pórticos soportan una viga carrilera sobre la cual descansa el puente grúa (capacidad de 25 t) y le permite recorrer de lado a lado la estructura.

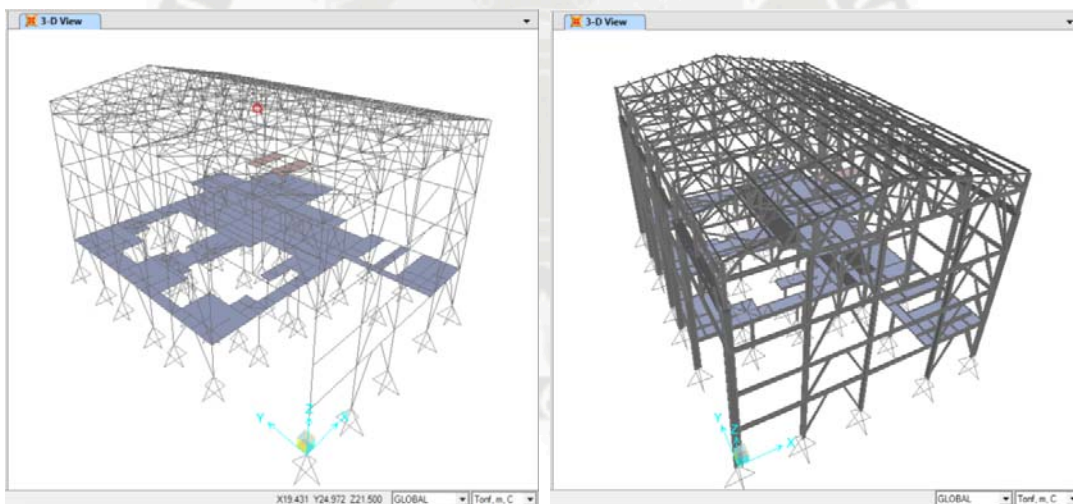
Adicionalmente existen Plataformas con niveles intermedios. La primera Plataforma "4726.3" es el que tiene el área más grande, esta está soportada por columnas intermedias, además la mitad de esta plataforma está constituida por una losa colaborante que uniformizará los desplazamientos horizontales. Las demás Plataformas de son mucho más pequeñas y están en los niveles 4726.432, 4731.868, 4731.868 y 4736.868, estas están soportadas por las columnas del eje "6" y columnas intermedias dentro de la estructura.

El sistema estructural sismo-resistente tanto para el Eje "X" como para el Eje "Y" serán: pórtico arriostrados excéntricamente (EBF según el ASCE).

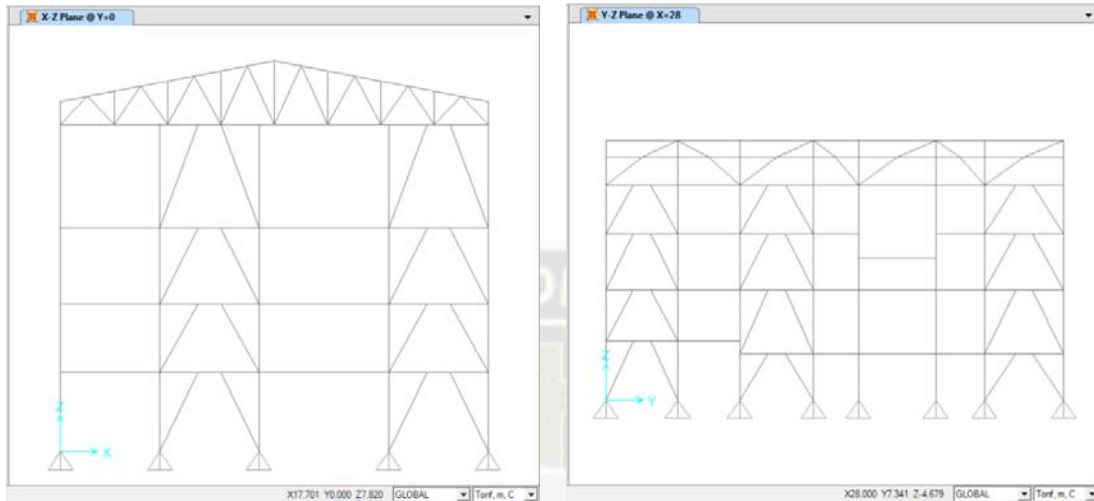
El sistema estructural soportará las cargas de gravedad, pero también soportarán las cargas horizontales como el sismo y el viento, además controlarán adecuadamente los desplazamientos.

Para el modelamiento de las columnas, vigas y arriostres utilizamos barras-frame y para la losa colaborante con Shell tipo think, para las plataformas con piso de parrilla metálica utilizaremos Shell tipo Membrane, simulando la longitud y espesor respectivamente. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales con las cuales se define las propiedades de la sección, cargas, etc.

Los elementos a modelar pueden ser cargados por peso propio, cargas puntuales y distribuidas.



MODELO ESTRUCTURAL 3D (SAP2000 V.15.1.0)



PÓRTICO DE CIERRE EJE "XZ"
(SAP2000 V.15.1.0)

PÓRTICO DE CIERRE EJE "YZ"
(SAP2000 V.15.1.0)

3.2.2. Análisis Por Cargas De Sismo

a) Análisis Modal

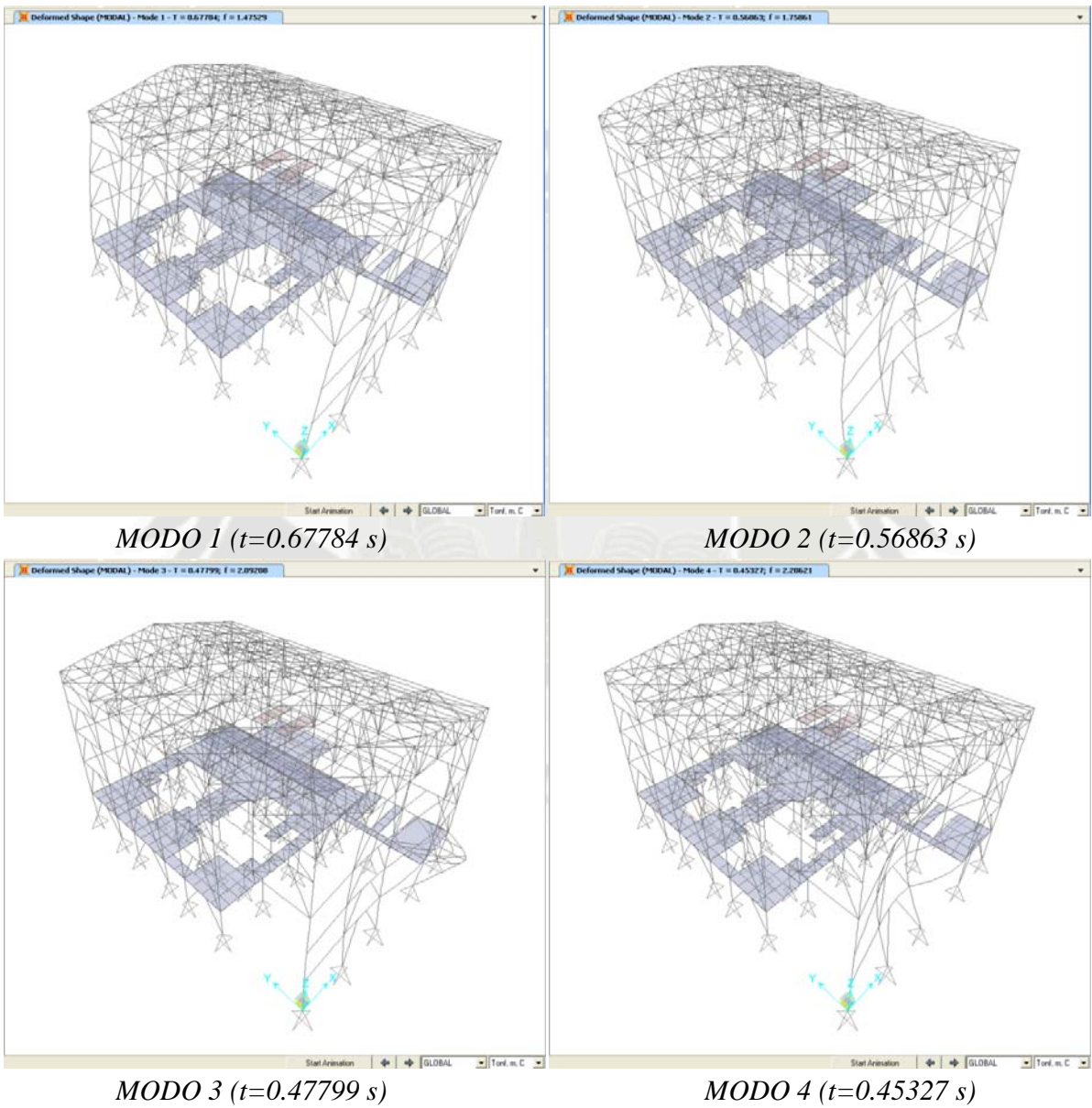
El análisis modal sirve para predecir el comportamiento dinámico de estructuras más o menos complejas, estudiando las formas vibratorias de la misma ante perturbaciones ondulatorias.

Para relacionar los modos de vibración con la excitación sísmica analizamos un “espectro de respuesta”, que es el Análisis Espectral, este es una ampliación del análisis modal, usada para calcular la respuesta de una estructura ante excitaciones sísmicas.

Los valores de los periodos obtenidos dependen de la rigidez de los elementos estructurales y de la masa de la estructura.

De la estructura modelada sacaremos los modos de vibración de la estructura

Modos De Vibración De La Estructura



b) Análisis Estático

Este método representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en la edificación.

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{(R/I_e)} \quad V = C_s W_{sismico}$$

El peso y el coeficiente sísmico de la edificación se calculara según lo indicado en el Ítem 5.3.3, Se tiene el mismo sistema estructural para ambos sentidos, Pórticos comunes Arriostrados Concéntricamente (OCBF).

	Peso (t)	% Peso	W _{sismico} (t)	Cs-x	Cs-y	Vx (t)	Vy (t)
DL	485.33	100%	485.33	0.12	0.12	58.24	58.24
DL8	5.00	100%	5.00	0.33	0.33	1.65	1.65
DL11	19.00	100%	19.00	0.33	0.33	6.27	6.27
CLd	25.36	100%	25.36	0.12	0.12	3.04	3.04
SL	45.45	100%	45.45	0.12	0.12	5.45	5.45
LL1	56.73	25%	14.18	0.12	0.12	1.70	1.70
LL2	253.21	25%	68.72	0.12	0.12	8.25	8.25
LL3	0.00	25%	0.00	0.12	0.12	0.00	0.00
LL4	675.21	50%	337.61	0.12	0.12	40.51	40.51
						125.12	125.12

Se supondrá que la fuerza será distribuida en función de la masa de cada elemento.

Para efectos de torsión accidental :

Según la Norma ASCE 7-10 Item 12.8.4.2, las fuerzas en cada nivel se supondrán que actúan en el centro de masas, debiendo considerarse el efecto de excentricidades accidentales; la excentricidad accidental se considera como 0.05 veces la dimensión de la estructura en la dirección perpendicular de la acción de las fuerzas.

El programa calcula su centro de aplicación de las fuerzas lo cual nosotros designamos el nombre y su excentricidad para cada dirección.

c) Análisis Dinámico

Según la Norma ASCE 7-10 Item 12.6 el procedimiento analítico permitido para el análisis dinámico de la edificación puede efectuarse por un Análisis Modal para un Espectro de Respuesta o por un análisis tiempo historia, nosotros consideramos el método de superposición espectral.

En el modelo realizado en SAP2000 se han considerado las cargas, el programa ubica el centro de masas de cada elemento de la estructura.

Cuando viene un sismo la edificación se mueve en diferentes direcciones lo cual no podemos simular en el programa, asumiendo solo dos direcciones; generalmente se considera tres componentes principales del movimiento : dos desplazamientos horizontales, uno vertical y tres rotacionales sobre cada uno de los ejes de desplazamiento.

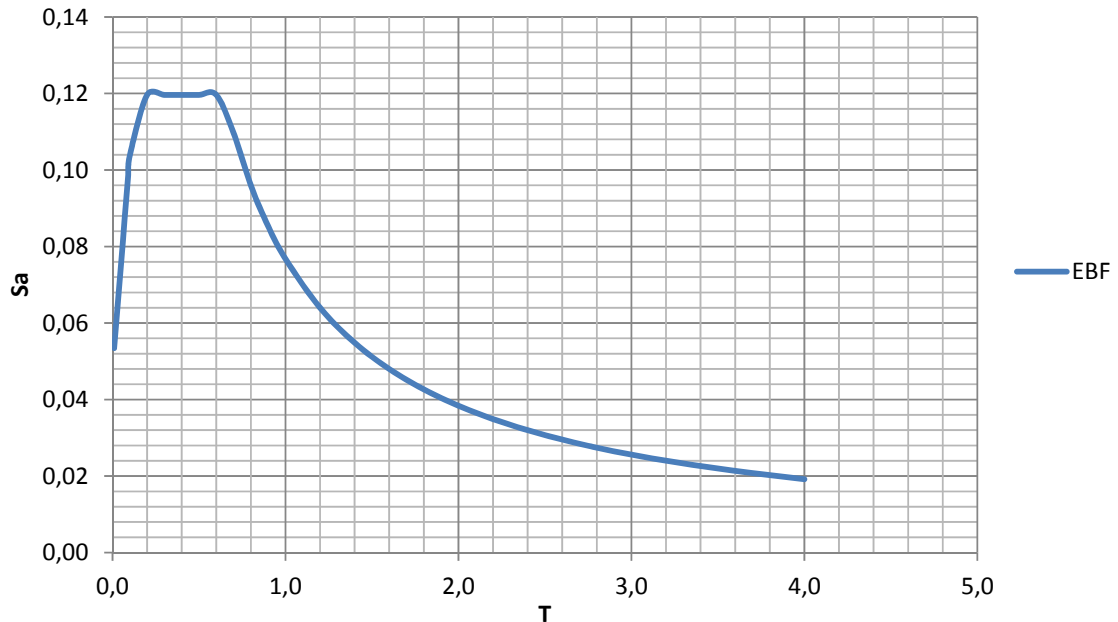
Las vibraciones del suelo, está relacionado con el peso propio de la estructura, la distribución de las cargas y las características de los elementos estructurales.

- Según el Item 2.5.3 obtenemos lo siguiente:

		Sa (ASCE)	
T		EBF	
0.01		0.0534	
0.02		0.0590	
0.03		0.0646	
0.04		0.0702	
0.05		0.0758	
0.06		0.0814	
0.07		0.0870	
0.08		0.0926	
0.09		0.0982	
0.1		0.1038	
0.2		0.1196	
0.3		0.1196	
0.4		0.1196	
0.5		0.1196	
0.6		0.1196	

		Sa (ASCE)	
T		EBF	
0.7		0.1097	
0.8		0.0960	
0.9		0.0853	
1		0.0768	
1.2		0.0640	
1.4		0.0548	
1.6		0.0480	
1.8		0.0427	
2		0.0384	
2.25		0.0341	
2.5		0.0307	
2.75		0.0279	
3		0.0256	
3.5		0.0219	
4		0.0192	

Espectro de Respuesta



Al introducir el espectro de aceleración estamos colocándolo sin la multiplicación por la gravedad, por lo que al introducir los datos al programa se indicara dicha multiplicación.

- Fuerzas Cortantes basal debido al análisis sísmico espectral en XX e YY :

$$V_{ex} = 120.28 \text{ t}$$

$$V_{ey} = 125.07 \text{ t}$$

Las fuerzas cortantes horizontales originadas por el sismo en la base de la estructura se llaman “ Fuerza cortante basal ”.

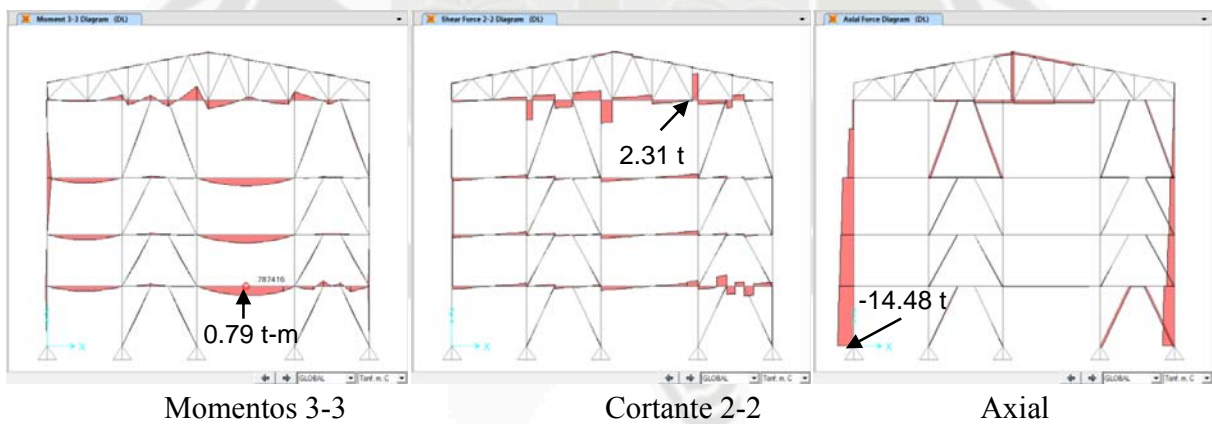
- Comparación de las fuerzas cortantes en la base de la estructura, calculada mediante el análisis dinámico y análisis estático

EJE	EXCITACIÓN SISMICA	FUERZA BASAL DINAMICA	FUERZA BASAL ESTATICA	85 % DE LA FUERZA ESTATICA	(ASCE 12.9.4.2)
X	Sx	120.28	125.12	106.35	Si cumple
Y	Sy	125.07	125.12	106.35	Si cumple

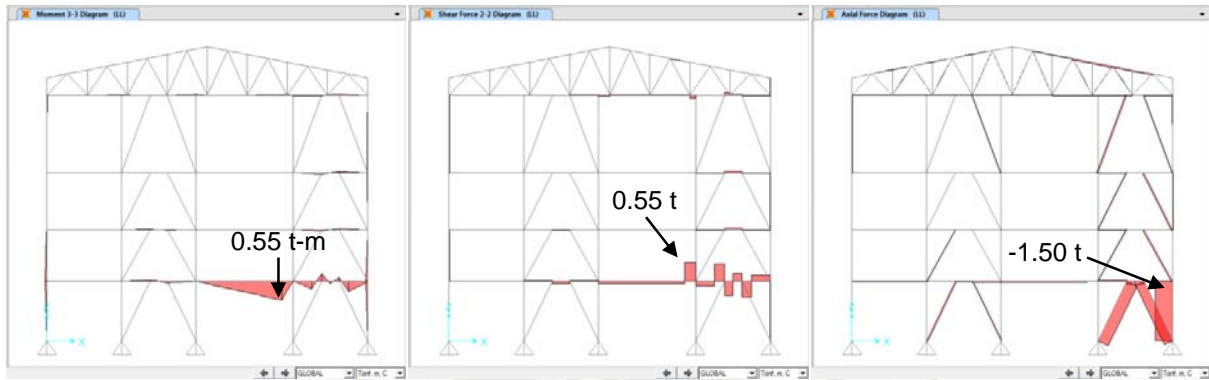
El ASCE nos indica que las fuerzas cortantes resultado del análisis dinámico no podrán ser menores al 85 % de la fuerza estática equivalente para estructuras irregulares. Por lo tanto no es necesario escalar las fuerzas.

3.2.3. Diagramas de Momento, Corte y Axial.

- a) Eje "A"
- DL (Carga Muerta)



- LL (Carga Viva)

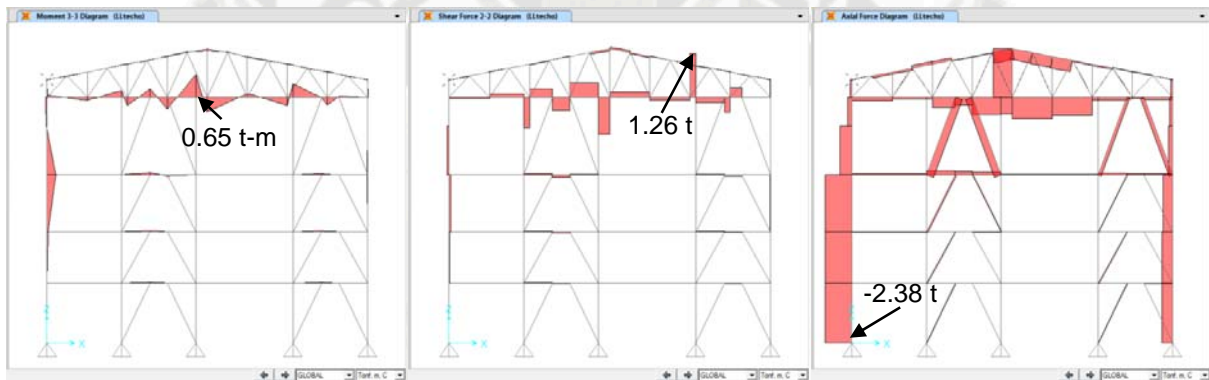


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo

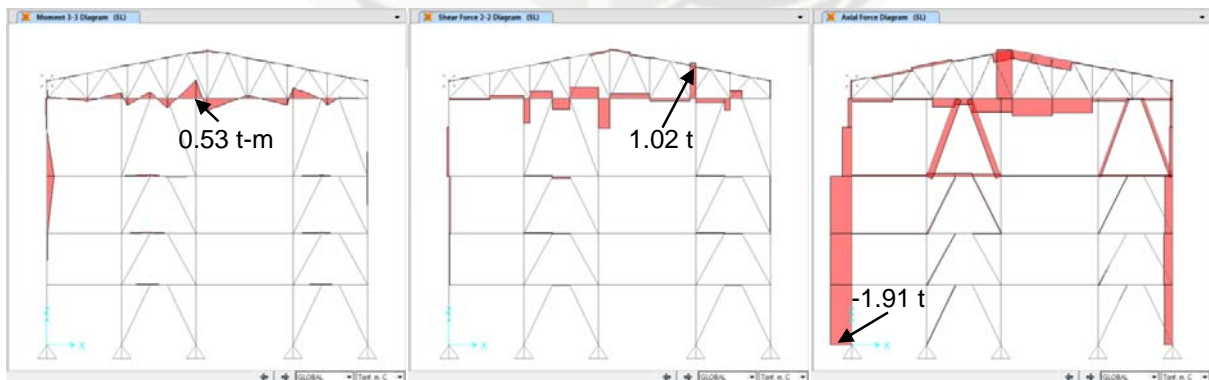


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- SL(Carga de Nieve)

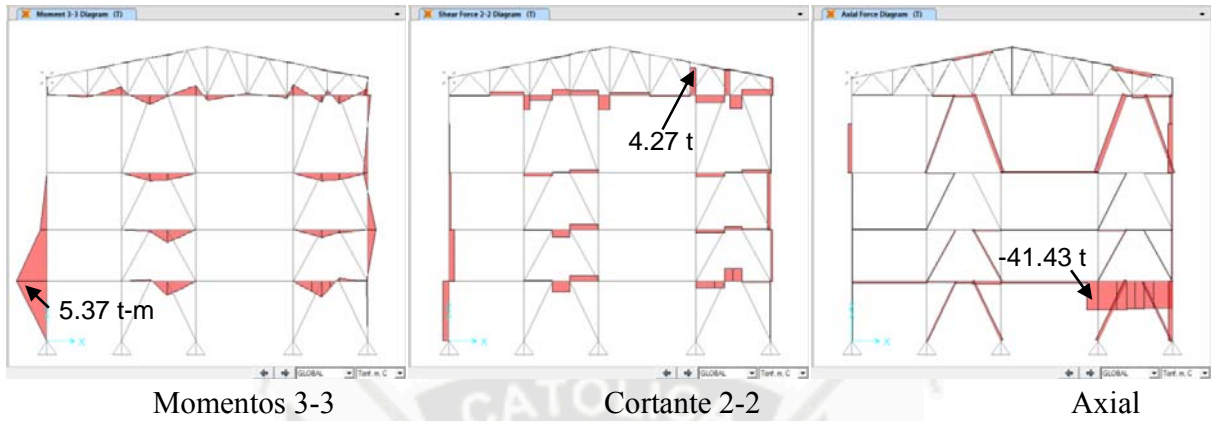


Momentos 3-3

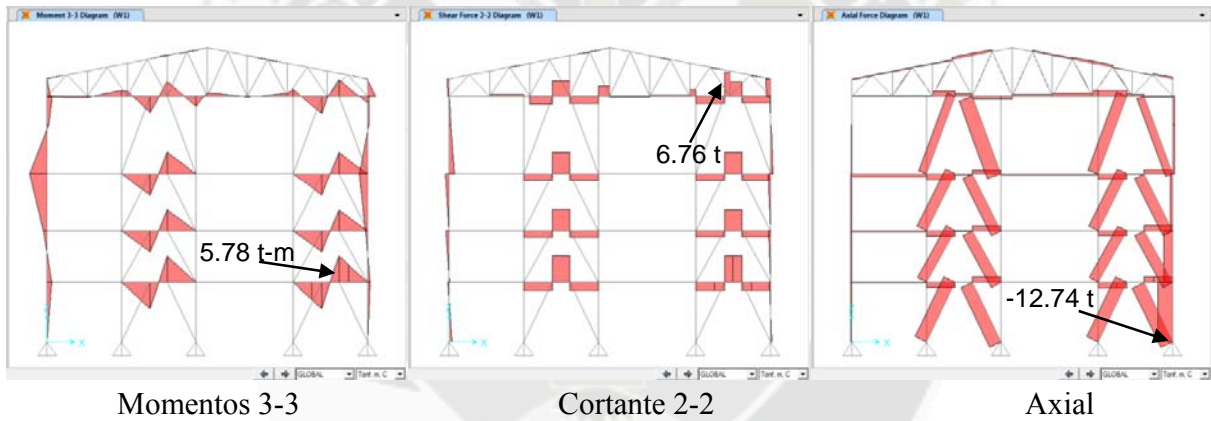
Cortante 2-2

Axial

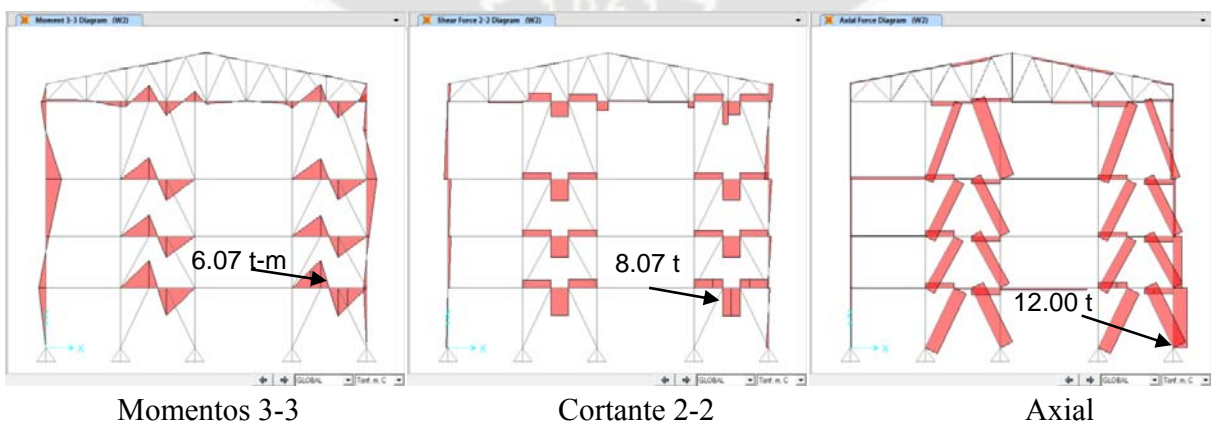
- T (Carga por Temperatura)



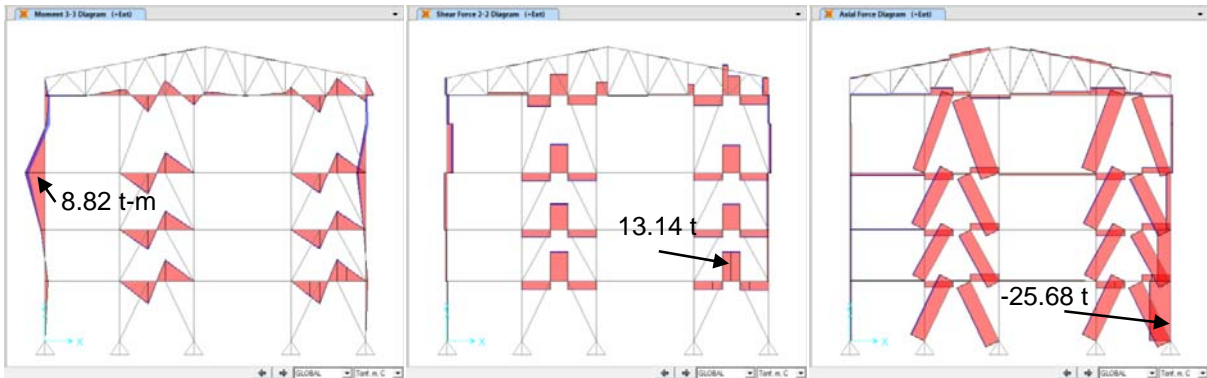
- W1X (Carga de Viento)



- W2X (Carga de Viento)



- Ex (Carga de Sismo)



Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- b) Eje "F"
- DL (Carga Muerta)

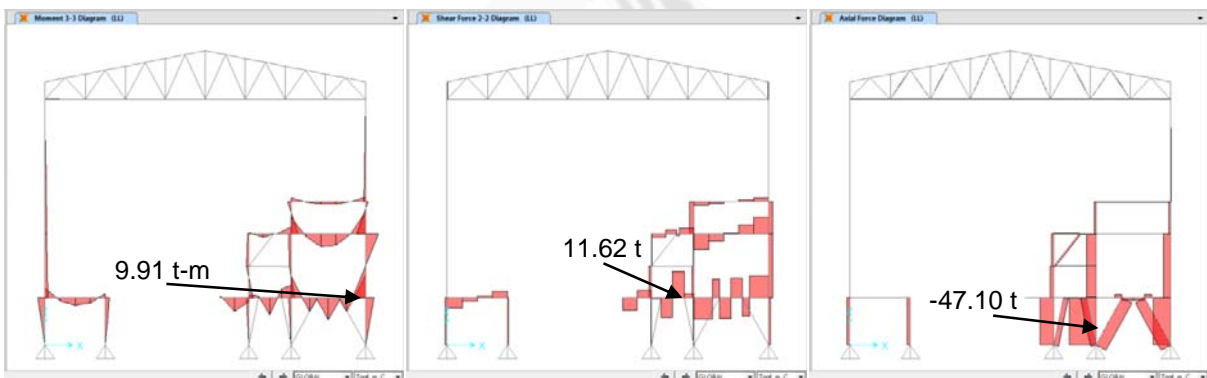


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL (Carga Viva)



Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo



Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- SL(Carga de Nieve)

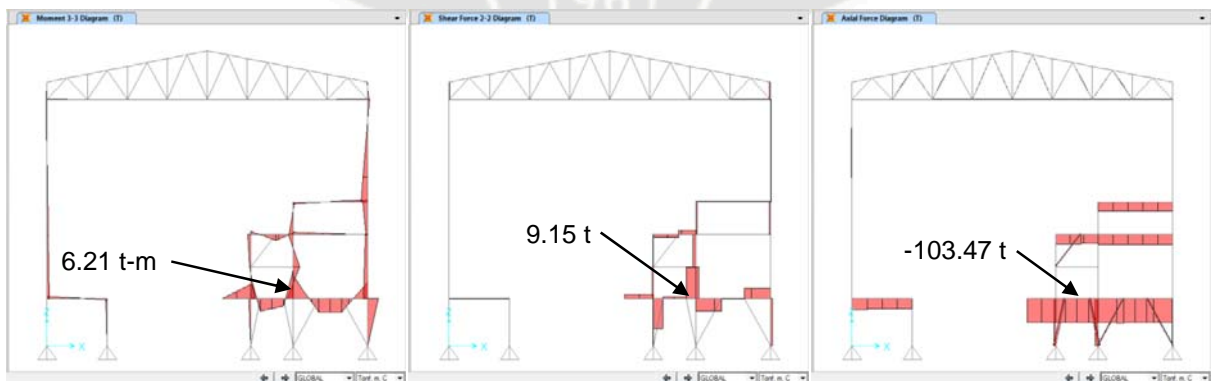


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- T (Carga por Temperatura)

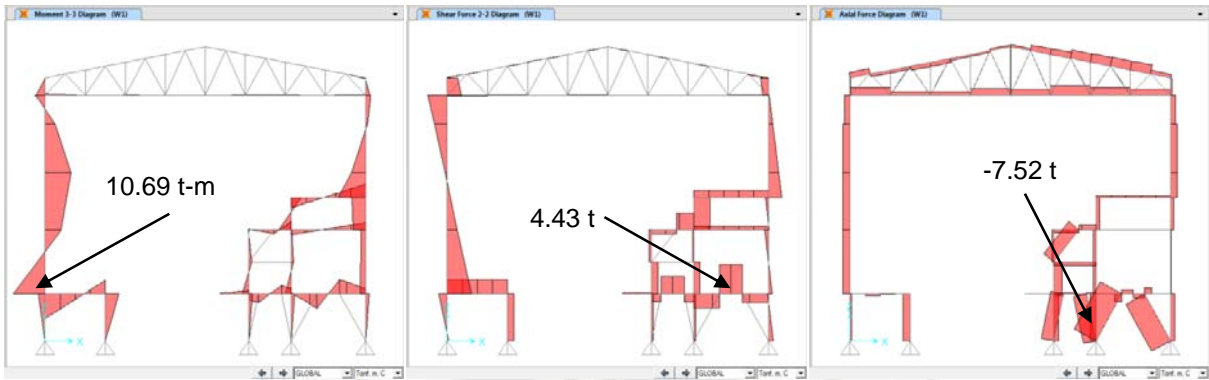


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W1X (Carga de Viento)

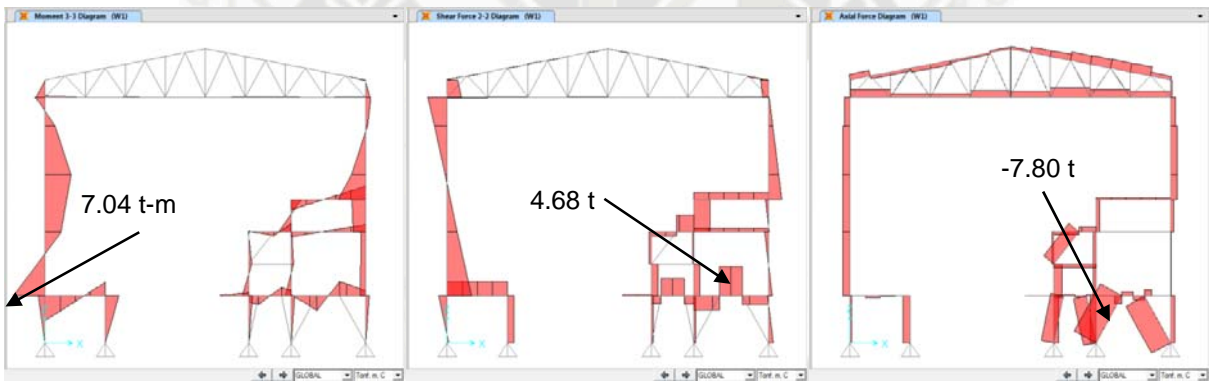


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)



Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



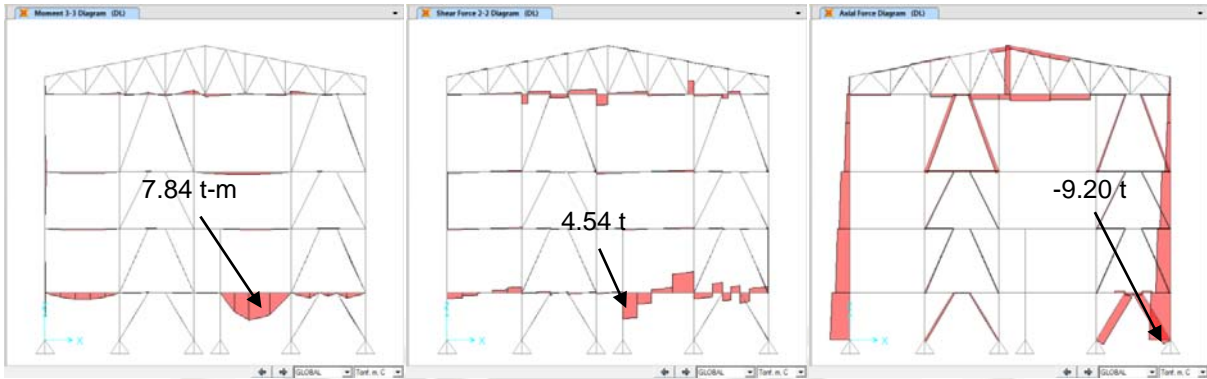
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- c) Eje "J"

- DL (Carga Muerta)

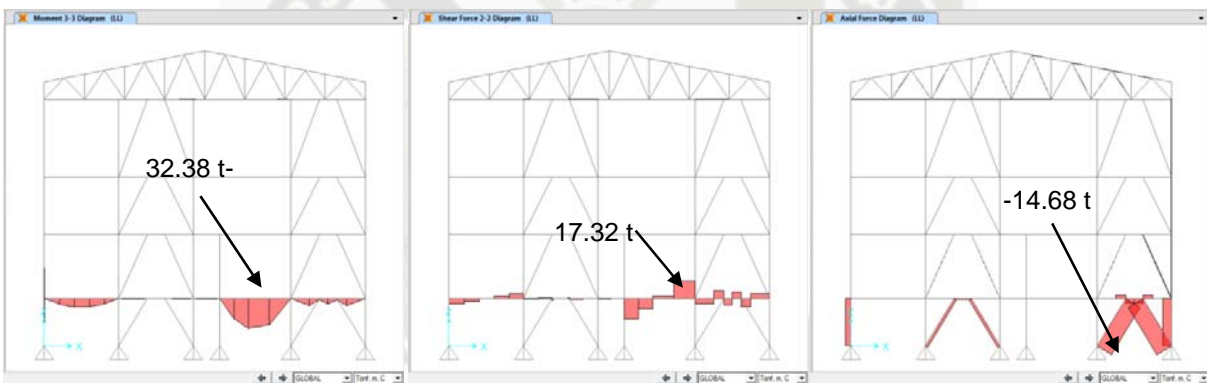


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL (Carga Viva)

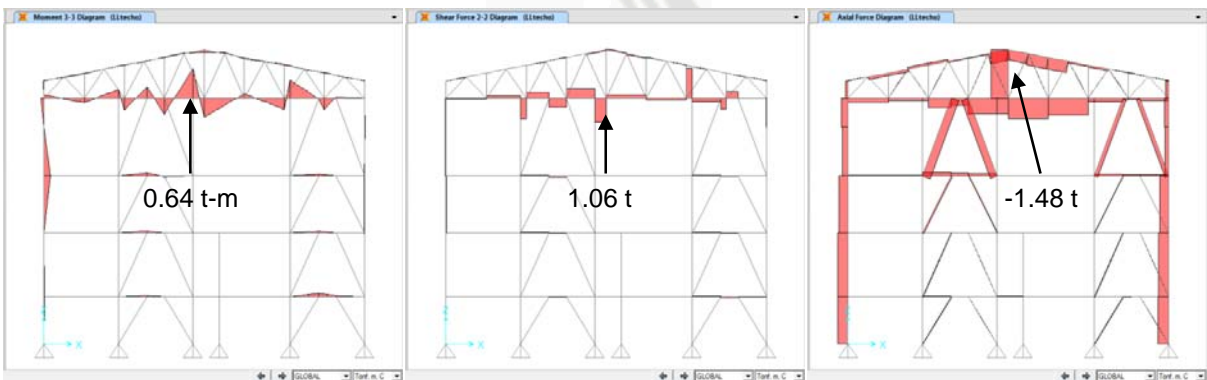


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo

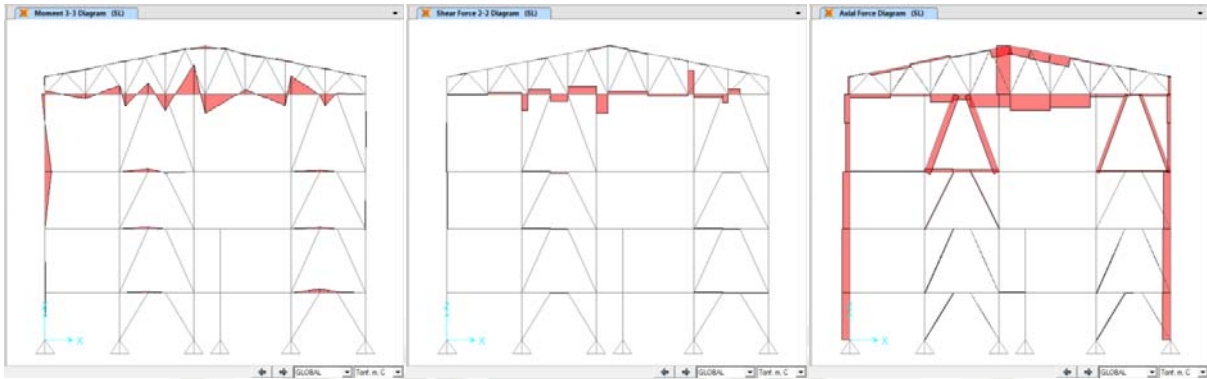


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- SL(Carga de Nieve)

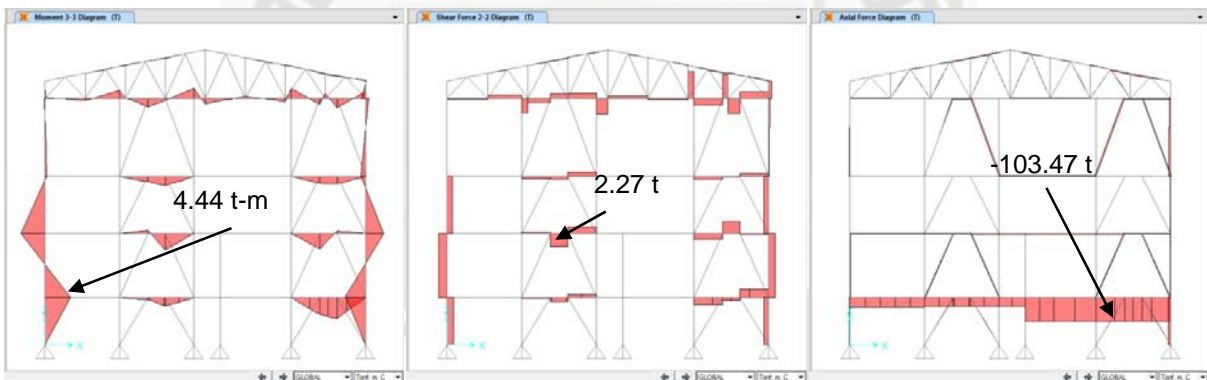


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- T (Carga por Temperatura)

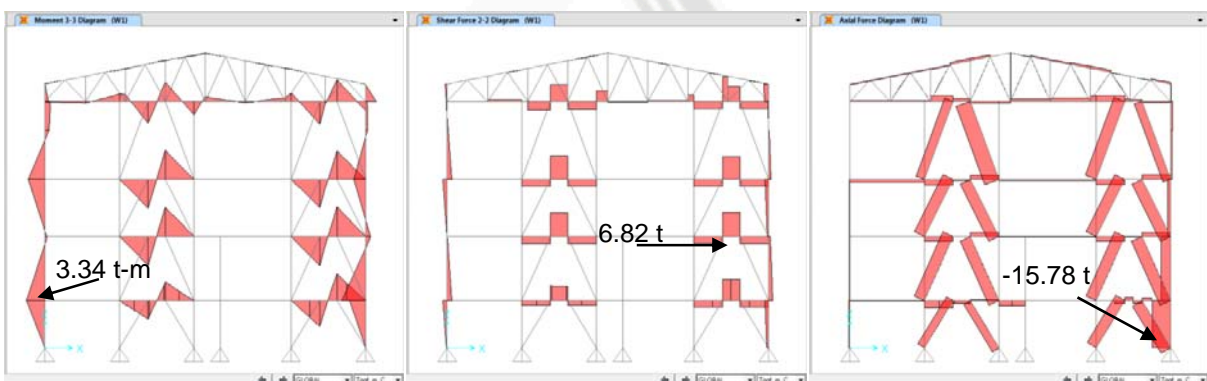


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W1X (Carga de Viento)

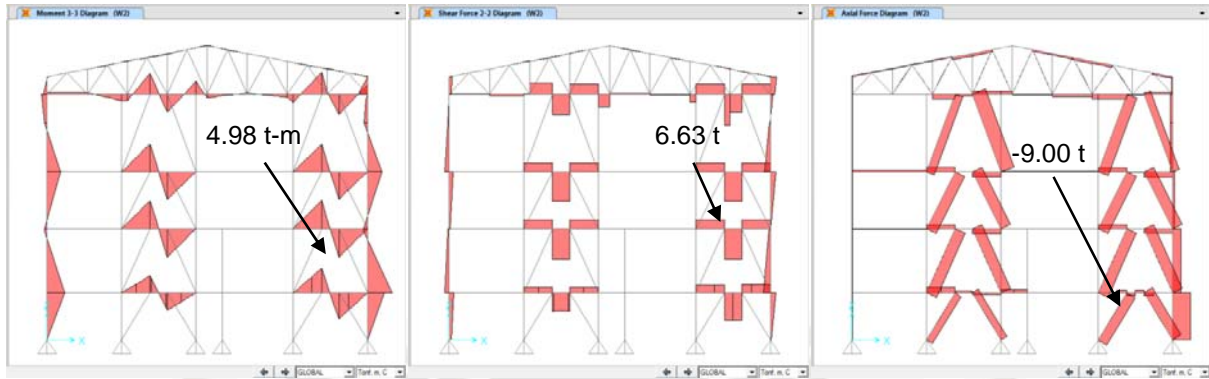


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)

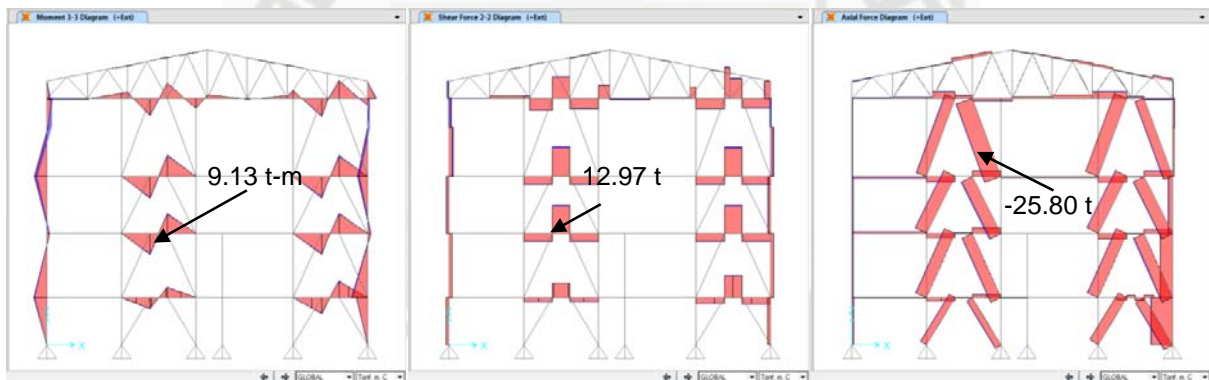


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



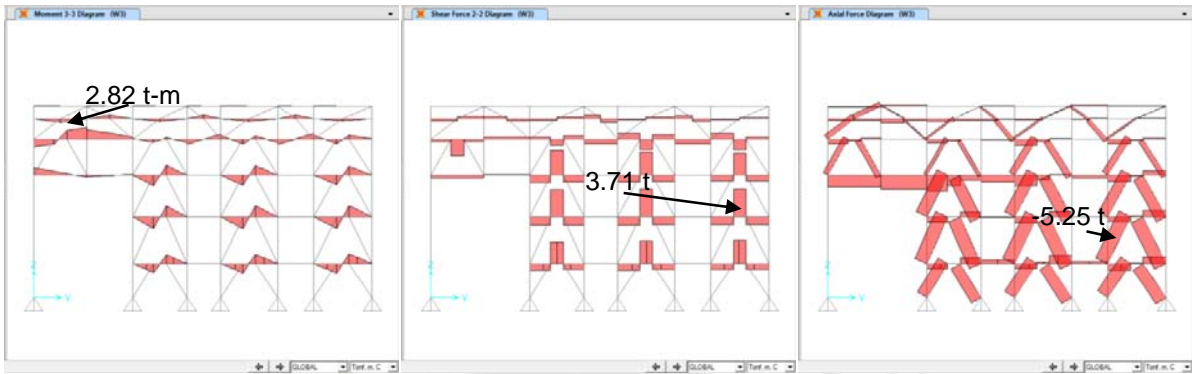
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- d) Eje "1"

- W3Y (Carga de Viento)

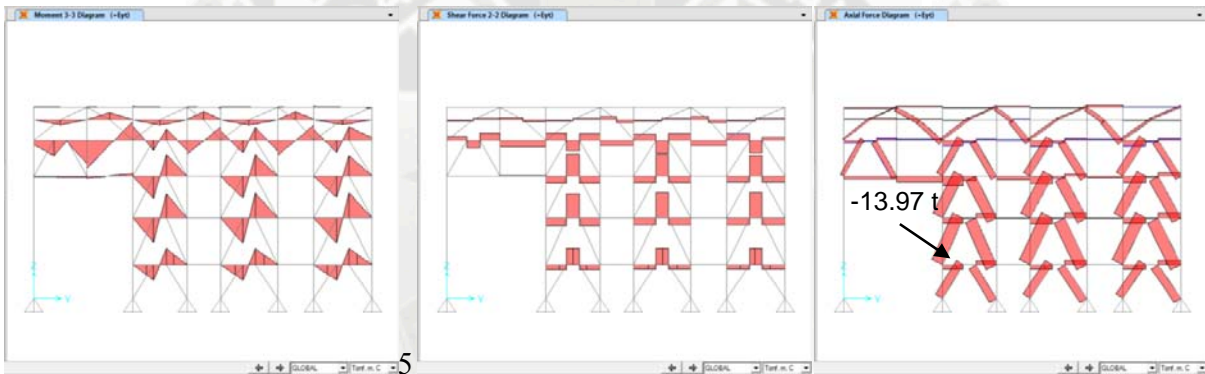


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ey (Carga de Sismo)

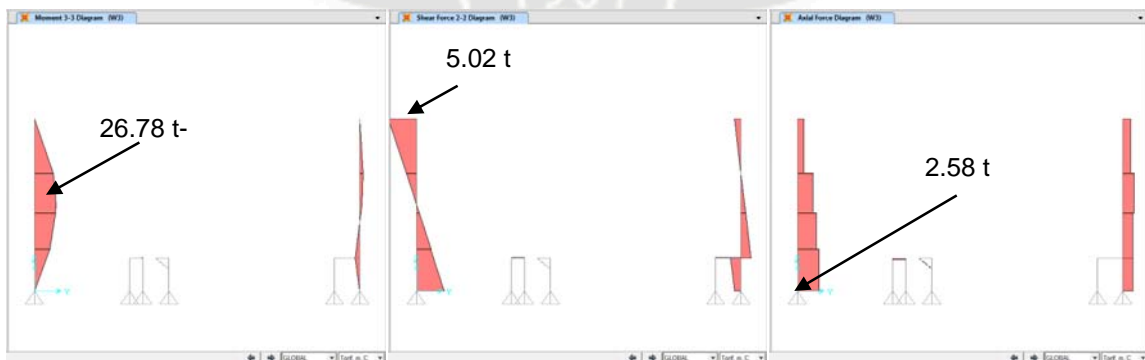


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- e) Eje "3"
- W3Y (Carga de Viento)

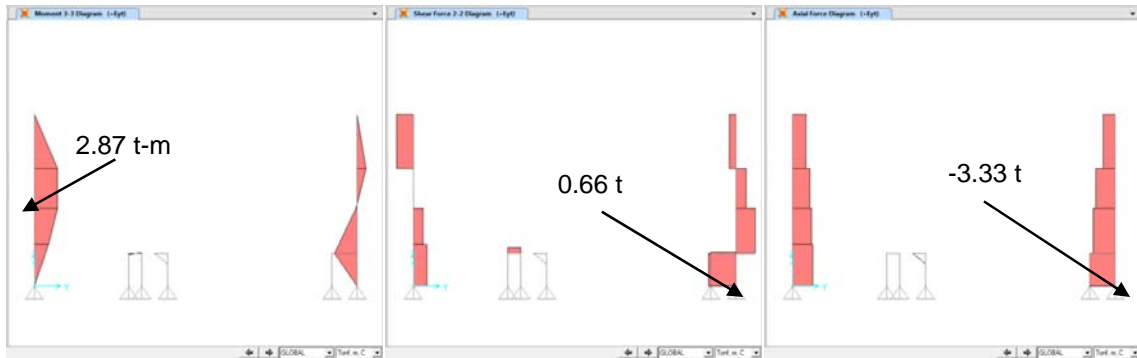


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ey (Carga de Sismo)

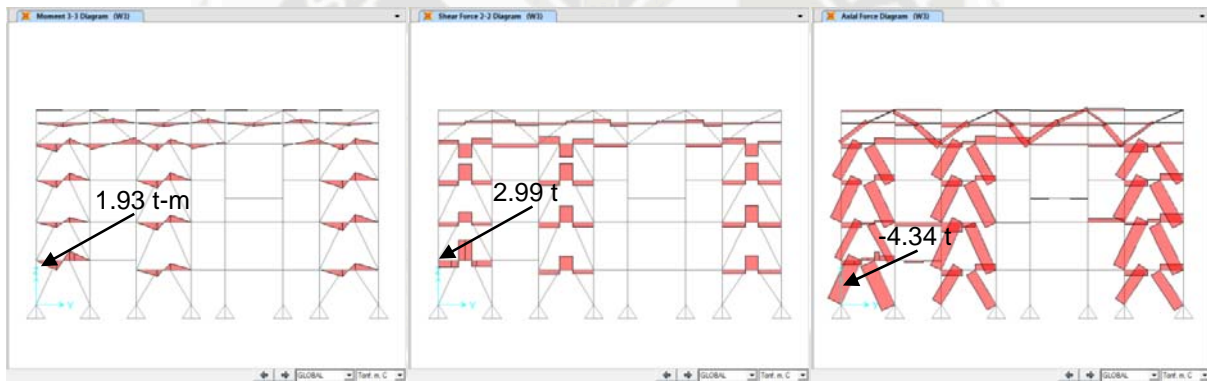


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- f) Eje "6"
- W3Y (Carga de Viento)

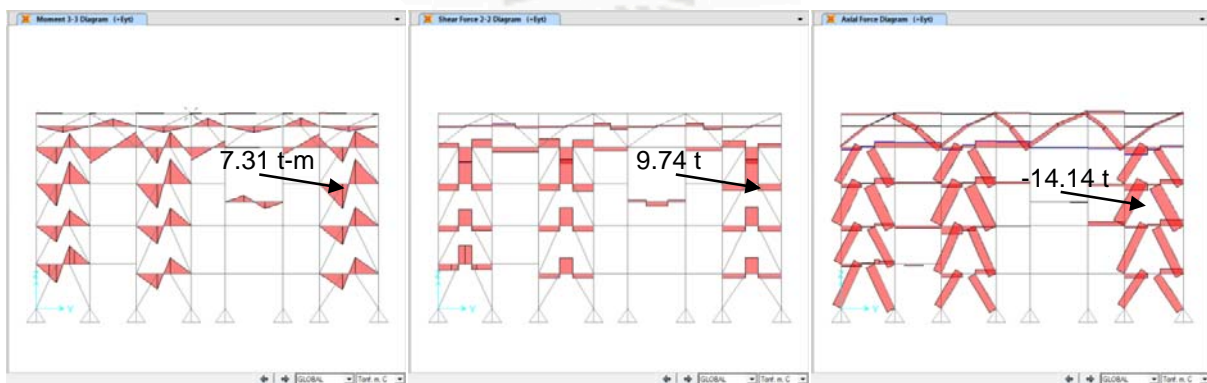


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ey (Carga de Sismo)



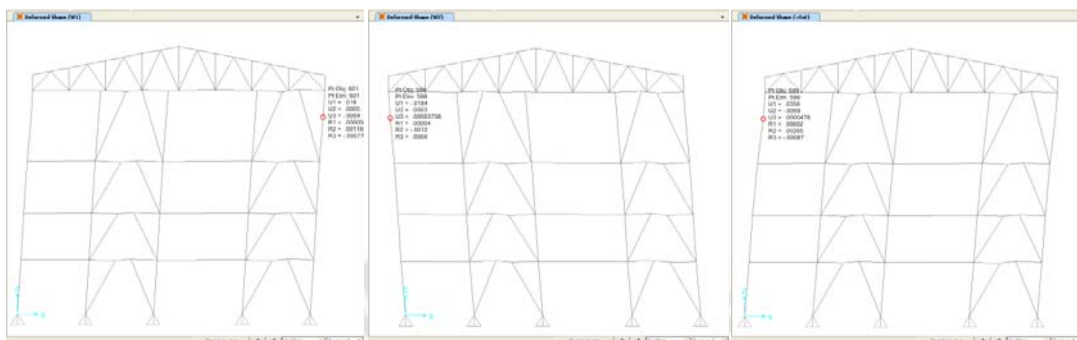
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

3.2.4. Verificación de Desplazamientos Laterales

a) Eje "A"



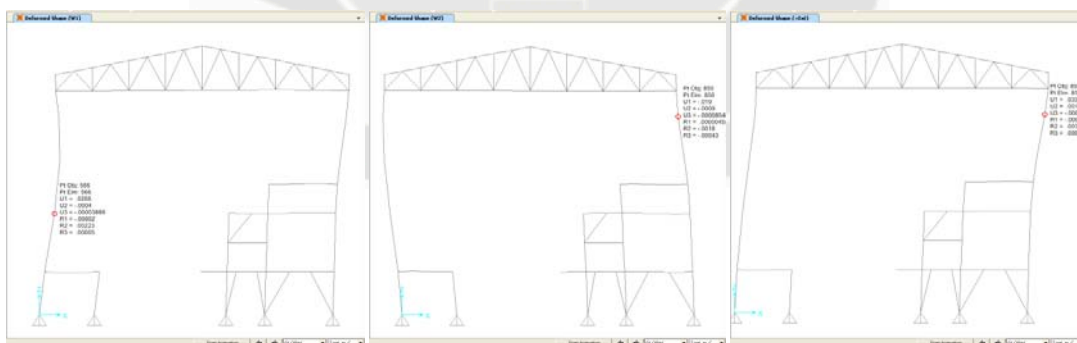
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta_o - \delta_i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta_o - \delta_i)/h$	$(\delta_o - \delta_i) \times C_d / h_i$	
W1	0.0048	4.3	0.11%	-	Ok!
W2	0.0050	4.3	0.12%	-	Ok!
EX	0.0112	4.3		0.83%	Ok!

b) Eje "F"



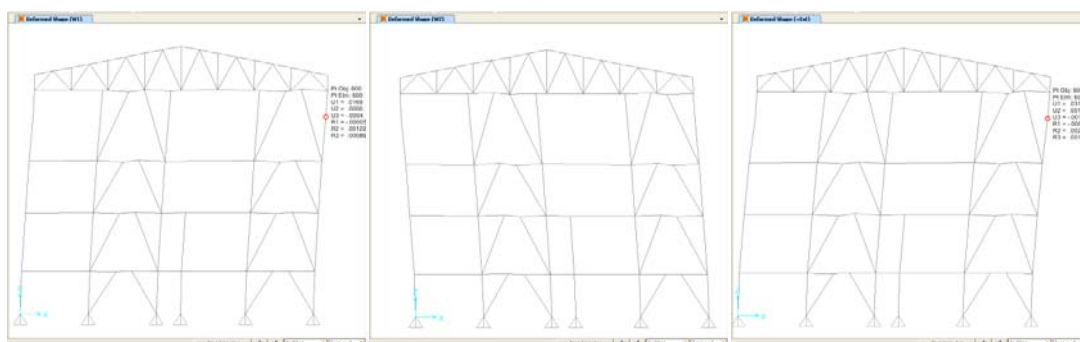
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta_o - \delta_i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta_o - \delta_i)/h$	$(\delta_o - \delta_i) \times C_d / h_i$	
W1	0.0130	5.6	0.23%	-	Ok!
W2	0.0080	4.3	0.19%	-	Ok!
EX	0.0162	4.3		0.98%	Ok!

c) Eje "J"



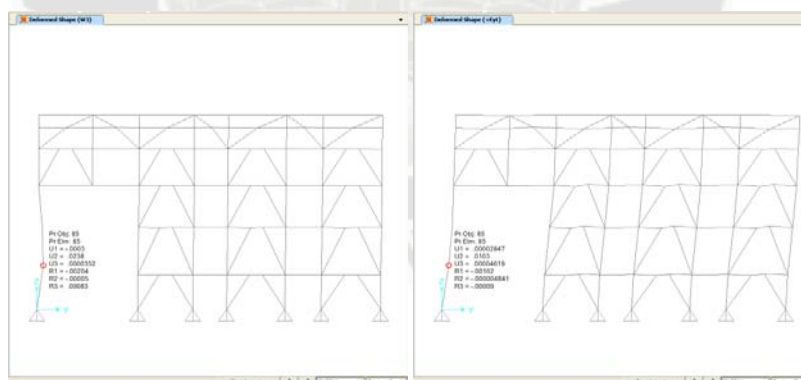
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	h_i (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times C_d / h_i$	
W1	0.0051	4.3	0.12%	-	Ok!
W2	0.0053	4.3	0.13%	-	Ok!
EX	0.0105	4.3		0.63%	Ok!

d) Eje "I"

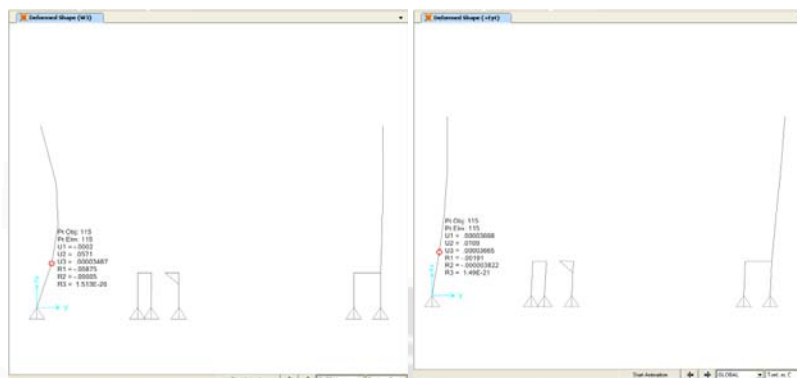


W3Y (Carga de Viento)

Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	h_i (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times C_d / h_i$	
W3	0.0238	5.2	0.46%	-	Ok!
EY	0.0102	5.2		0.63%	Ok!

e) Eje "3"

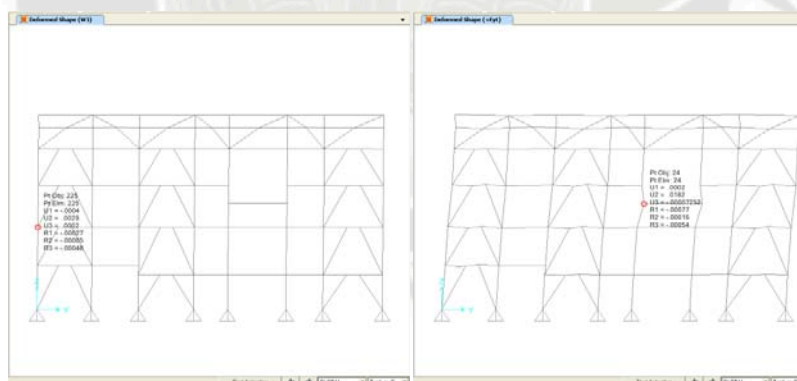


W3Y (Carga de Viento)

Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta_o - \delta_i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta_o - \delta_i)/h$	$(\delta_o - \delta_i) \times C_d / h_i$	
W3	0.0571	5.2	1.10%	-	Ok!
EY	0.0109	5.2		0.67%	Ok!

f) Eje "6"



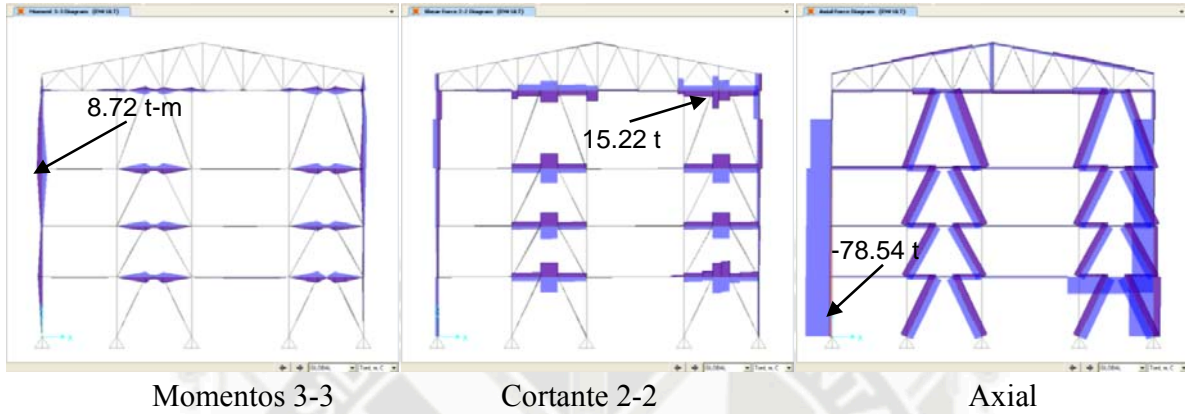
W3Y (Carga de Viento)

Ey (Carga de Sismo)

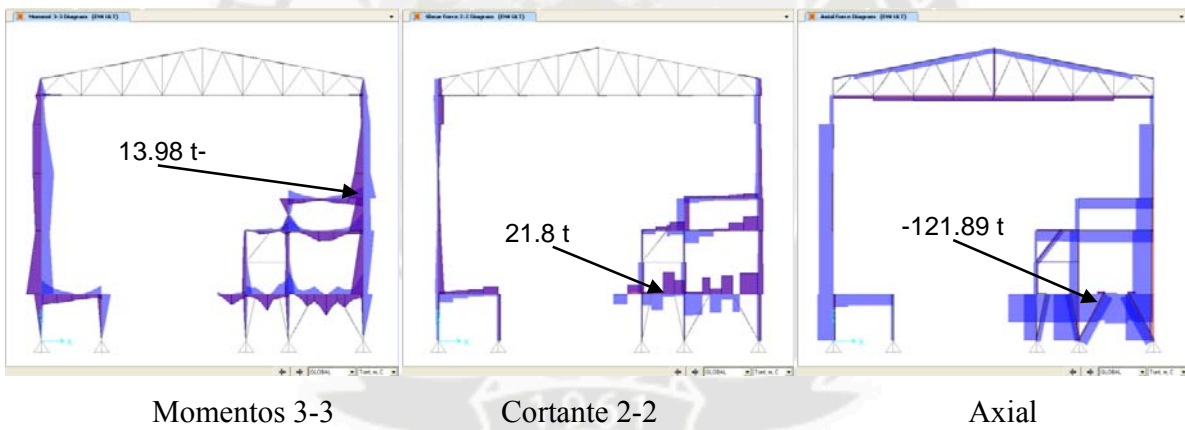
Carga	$(\delta_o - \delta_i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta_o - \delta_i)/h$	$(\delta_o - \delta_i) \times C_d / h_i$	
W3	0.0009	5.2	0.02%	-	Ok!
EY	0.0099	2.8		1.13%	Ok!

3.2.5. Envolventes de diseño

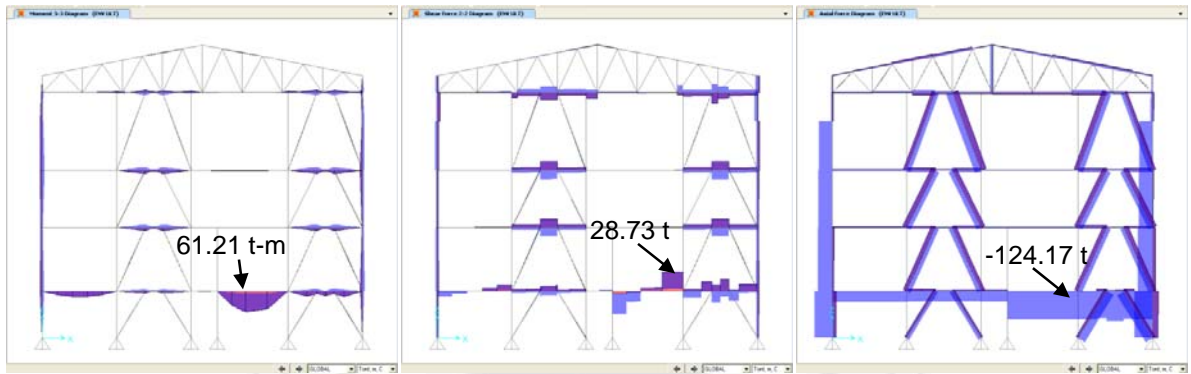
a) Eje "A"



b) Eje "F"



c) Eje "J"

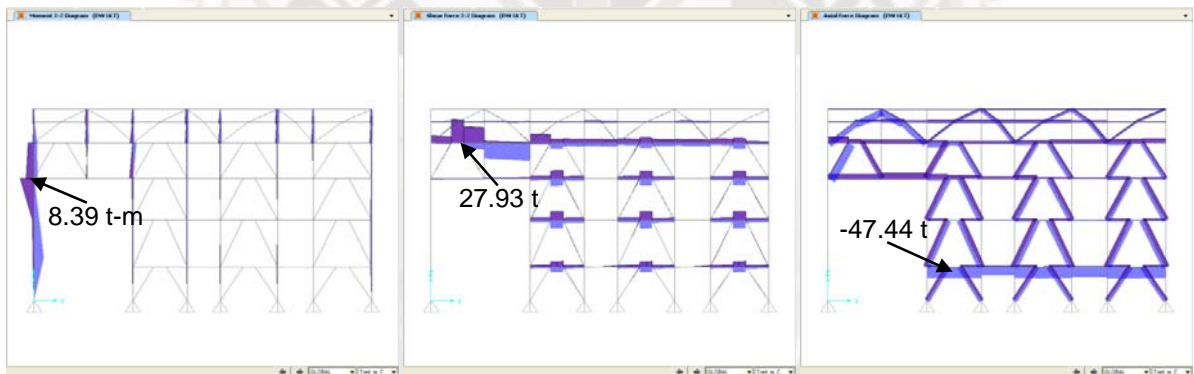


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

d) Eje "1"

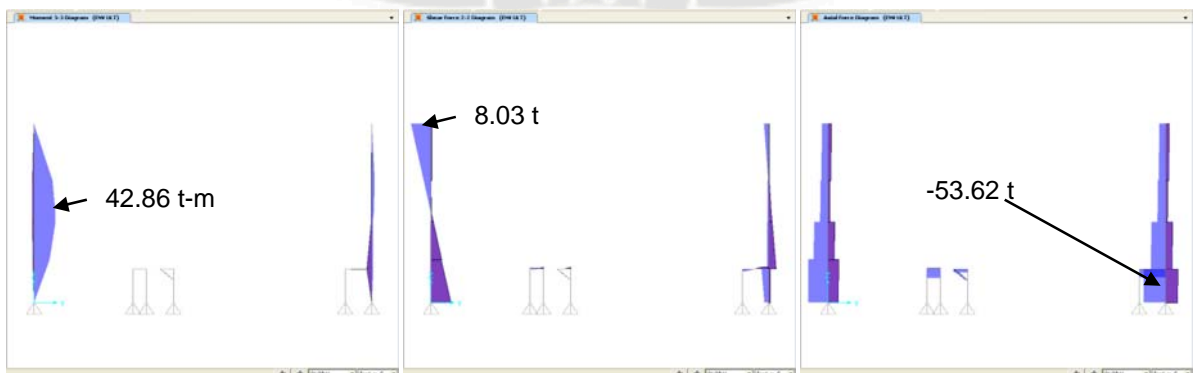


Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

e) Eje "3"

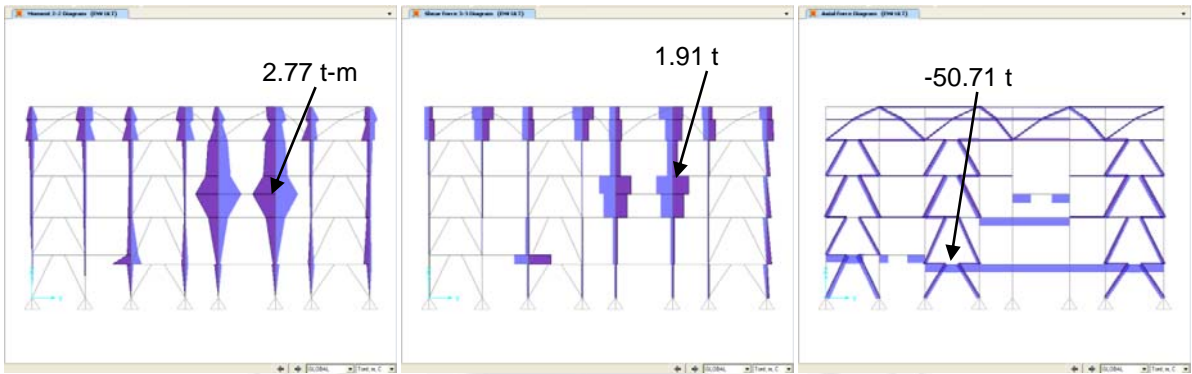


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

f) Eje "6"



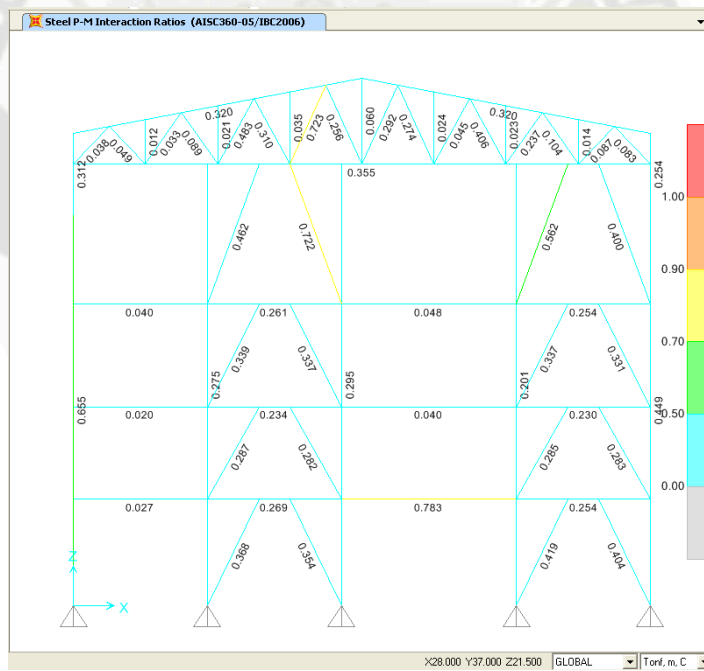
Momentos 2-2

Cortante 3-3

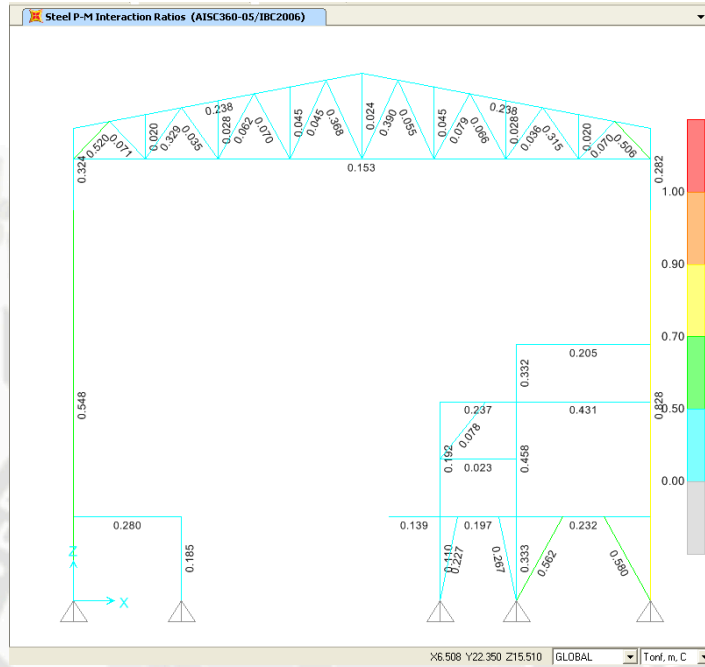
Axial

3.2.6. Ratios de Diseño

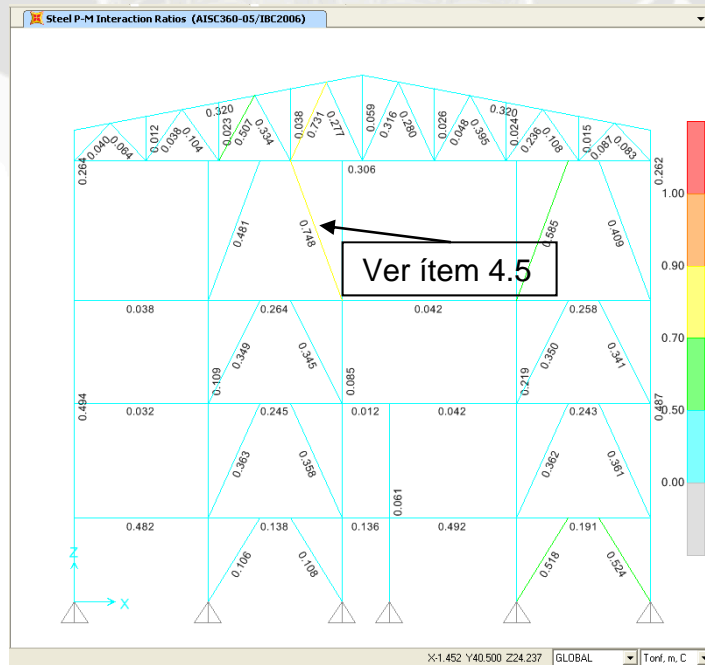
a) Eje "A"



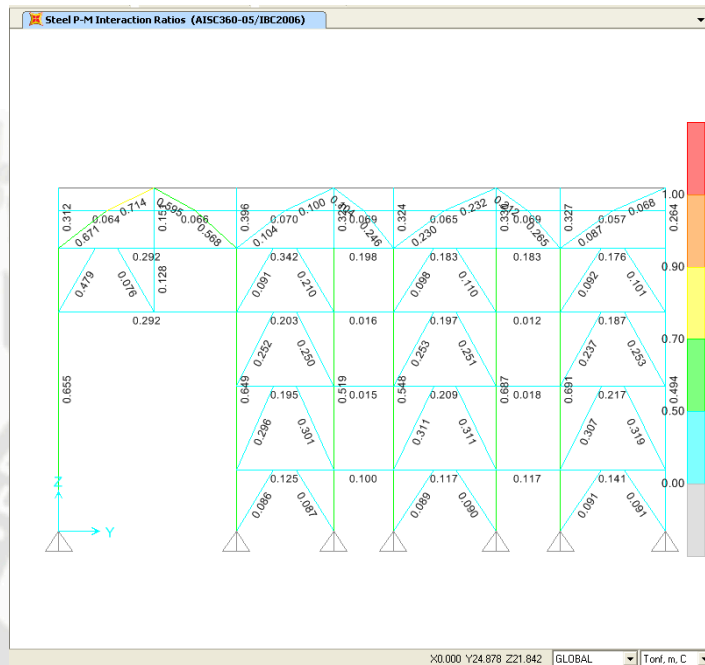
b) Eje "F"



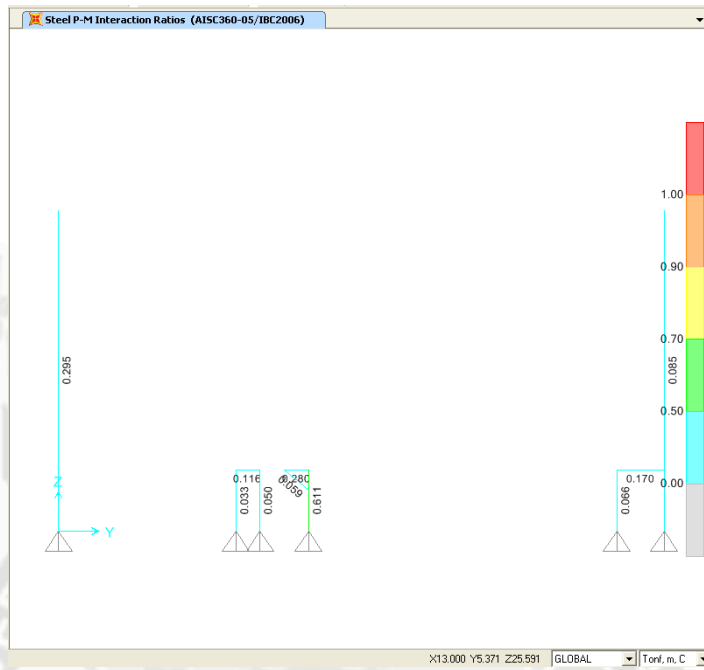
c) Eje "J"



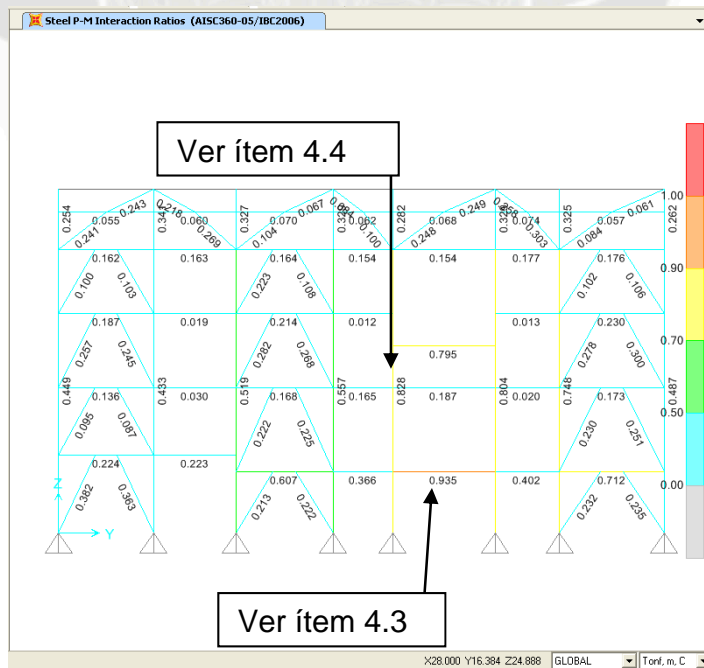
d) Eje "1"



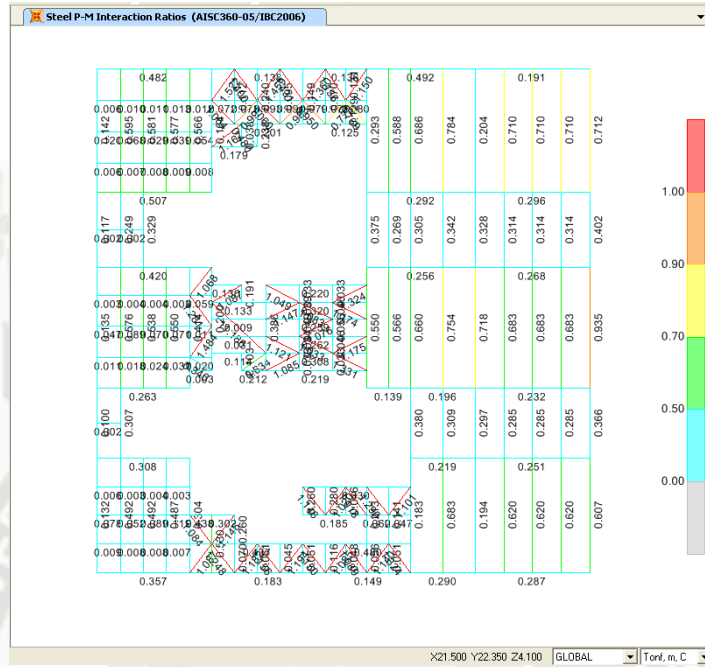
e) Eje "3"



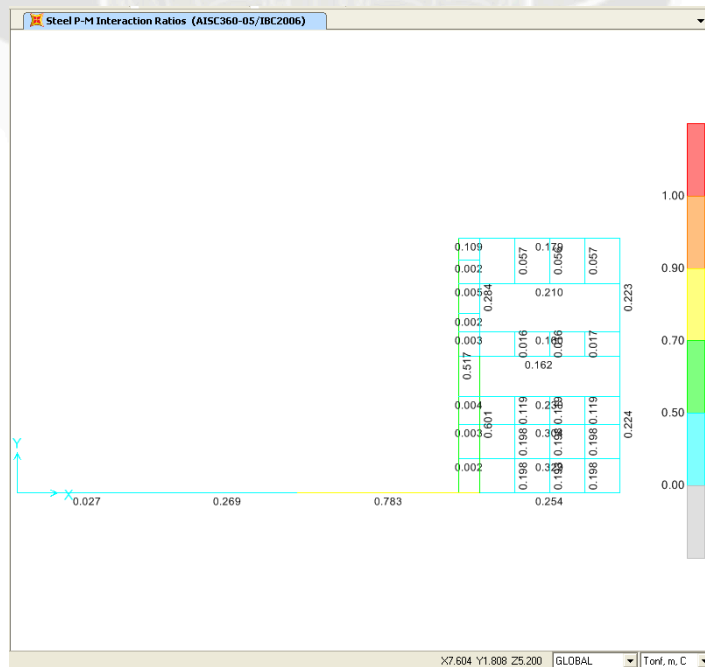
f) Eje "6"



g) Planta "4726.3"



h) Planta "4726.432"



3.3. Análisis Estructural de ALTERNATIVA N°2 (Pórtico ordinario arriostrado concéntricamente, riostras en "V" invertida).

3.3.1. Modelo e idealización de la Estructura

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada. Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo inducen, principalmente, esfuerzos axiales en las barras del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la cual permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño. El criterio fundamental de diseño se basaba en limitar la ocurrencia del pandeo global en las riostras comprimidas, con lo cual la estructura no tiene posibilidades de disipar energía en forma significativa. Los ensayos cíclicos mostraron que el sistema puede disipar energía luego del pandeo global de las riostras, siempre y cuando se controlen otros modos de falla frágil como el pandeo local y la fractura de las conexiones. Es decir que se comprobó experimentalmente que, mediante un diseño adecuado, se puede lograr una respuesta dúctil y estable, con buena capacidad de disipar energía. Para alcanzar este objetivo, es necesario considerar adecuadamente los siguientes aspectos:

- Configuración de las riostras.
- Diseño de todos los miembros del pórtico (riostras, Vigas y columnas).
- Detalles para conexiones y empalmes.

Las configuraciones estructurales de las riostras dispuestas en “V” o “V” invertida responden al rango elástico, las fuerzas axiales en las riostras son iguales en valor absoluto (ver Figura 4-10). Sin embargo, cuando la riostra comprimida pandea su capacidad resistente disminuye (hasta un cierto valor P_c), mientras que la fuerza axial en la riostra traccionada aumenta (hasta alcanzar un valor P_t). Se origina así una fuerza vertical en la viga, P_{un} , (ver Figura 4-11), como resultado del desbalance entre los esfuerzos axiales resistidos por las riostras:

$$P_{un} = (P_t - P_c) \operatorname{sen} \alpha$$

donde “ α ” representa el ángulo de inclinación de ambas riostras respecto de la horizontal.

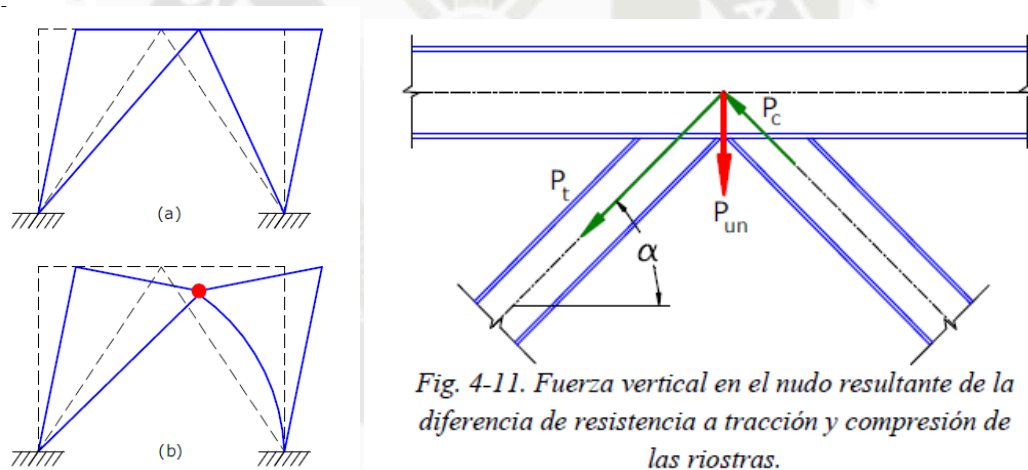


Fig. 4-11. Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de resistencia a tracción y compresión de las riostras.

De lo expuesto se deduce que la respuesta en rango inelástico depende no solo de la relación entre la resistencia a compresión y tracción de las riostras y de la resistencia pospandeo de la riostra comprimida, sino también de la resistencia flexional de la viga. Es por ello que se consideran usualmente dos casos: pórticos con viga fuerte o débil, de acuerdo a la resistencia relativa entre la viga y las riostras (Remennikov y Walpole, 1998). En el primer caso, la viga puede resistir

sin plastificarse los esfuerzos resultantes de la acción mientras que en el caso de vigas débiles se puede formar una rótula plástica en la viga, luego de que la riostra comprimida pandea, como se ilustra en la Figura 4-10(b). Cuando la dirección de la acción sísmica se invierte, la riostra que ha pandeado previamente no se puede enderezar completamente debido a la deflexión vertical de la viga. Si la riostra opuesta, anteriormente tensada pero ahora comprimida, también pandea, la resistencia lateral disminuye significativamente (porque depende del comportamiento post-pandeo de las riostras). De modo que la respuesta global de la estructura no es adecuada, por lo cual el uso de este tipo de arriostramientos con vigas débiles deben evitarse en el diseño sismo-resistente.

La presente estructura en estudio está formada por una combinación de pórticos arriostrados concéntricamente, los cuales soportarán un puente grúa con una capacidad de 25 t. El sistema estructural consta de un sistema dual.

En el Eje "X" tenemos pórticos rígidos típicos, el cual consta de dos 2 columnas en los extremos que soportan un tijeral armado; formando así un pórtico con una cumbrera a dos aguas; sin embargo el primer y el último pórtico en el Eje "X" están conformados por pórticos arriostrados concéntricamente con riostras en "V" invertida, es decir que estos pórticos asumirán principalmente las cargas debido en al sismo y viento en el Eje "X", esto debido a que la carga sísmica será transferida por el nivel inferior de los tijaerales que serán arriostrados horizontalmente y debido a que la rigidez de los pórticos de cierre, el primero y el último, la rigidez de estos será mucho mayor que los pórticos intermedios.

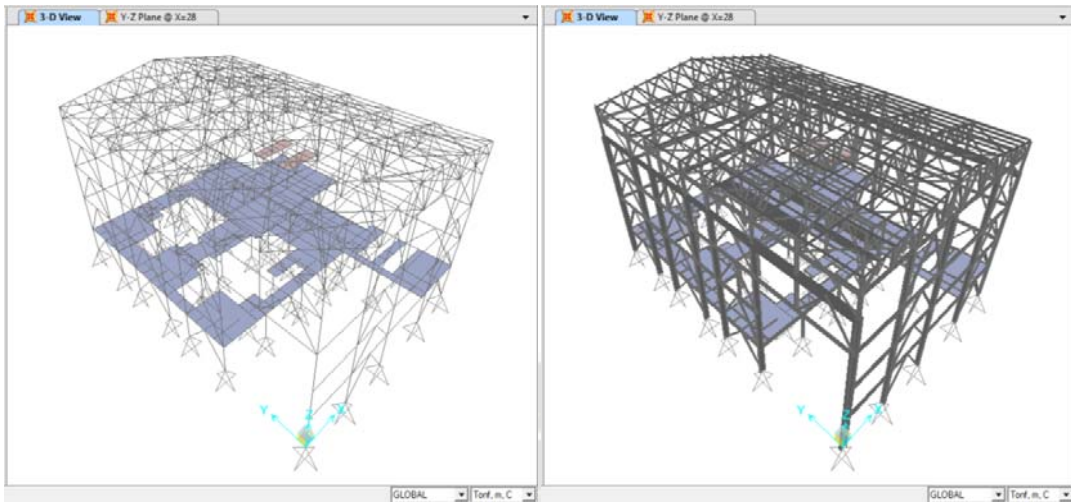
En el Eje "Y" se forman dos conjuntos de pórticos en los extremos estos están arriostrados concéntricamente con riostras en "V" invertidas, estos pórticos sirven para el soporte de la cobertura de cierre; en la parte superior de cada uno de estos dos conjuntos de pórticos

soportan una viga carrilera sobre la cual descansa el puente grúa (capacidad de 25 t) y le permite recorrer de lado a lado la estructura. Adicionalmente existen Plataformas con niveles intermedios. La primera Plataforma "4726.3" es el que tiene el área más grande, esta está soportada por columnas intermedias, además la mitad de esta plataforma está constituida por una losa colaborante que uniformizará los desplazamientos horizontales. Las demás Plataformas de son mucho más pequeñas y están en los niveles 4726.432, 4731.868, 4731.868 y 4736.868, estas están soportadas por las columnas del eje "6" y columnas intermedias dentro de la estructura.

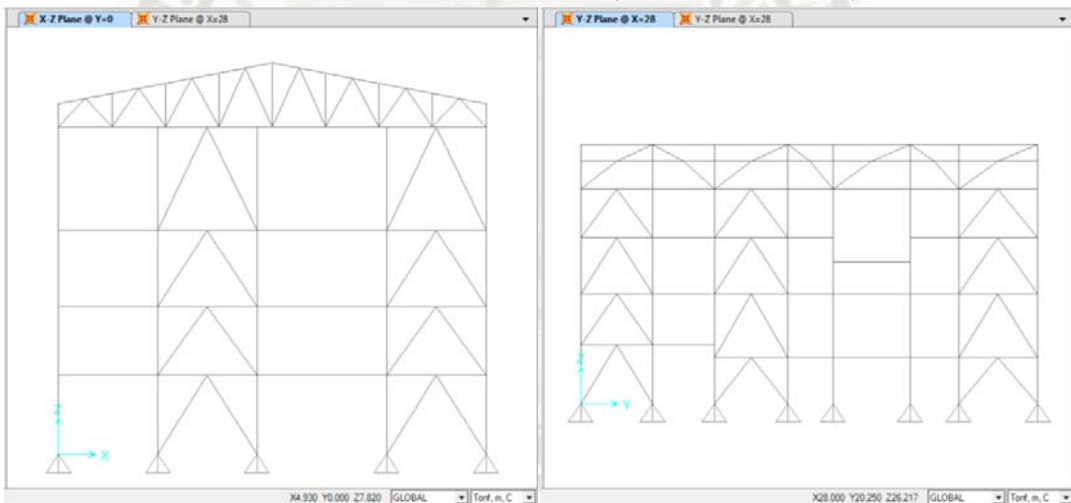
El sistema estructural sismo-resistente tanto para el Eje "X" como para el Eje "Y" será: pórtico común arriostrados concéntricamente (OCBF según el ASCE).

El sistema estructural soportará las cargas de gravedad, pero también soportarán las cargas horizontales como el sismo y el viento, además controlarán adecuadamente los desplazamientos.

Para el modelamiento de las columnas, vigas y arriostres utilizamos barras-frame y para la losa colaborante con Shell tipo think, para las plataformas con piso de parrilla metálica utilizaremos Shell tipo Membrane, simulando la longitud y espesor respectivamente. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales con las cuales se define las propiedades de la sección, cargas, etc.



MODELO ESTRUCTURAL 3D (SAP2000 V.15.1.0)



*PÓRTICO DE CIERRE EJE "XZ"
(SAP2000 V.15.1.0)*

*PÓRTICO DE CIERRE EJE "YZ"
(SAP2000 V.15.1.0)*

3.3.2. Análisis Por Cargas De Sismo

a) Análisis Modal

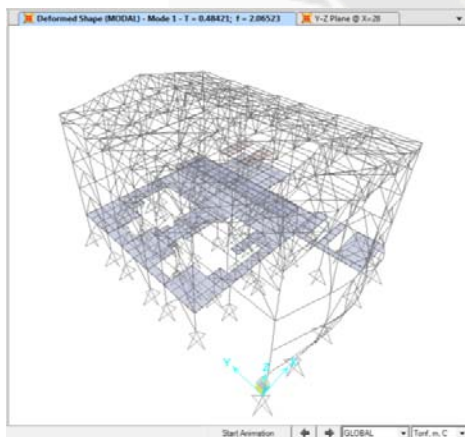
El análisis modal sirve para predecir el comportamiento dinámico de estructuras más o menos complejas, estudiando las formas vibratorias de la misma ante perturbaciones ondulatorias.

Para relacionar los modos de vibración con la excitación sísmica, realizamos un “espectro de respuesta”, que es el Análisis Espectral, que es sino una ampliación del análisis modal, usada para calcular la respuesta de una estructura ante excitaciones sísmicas.

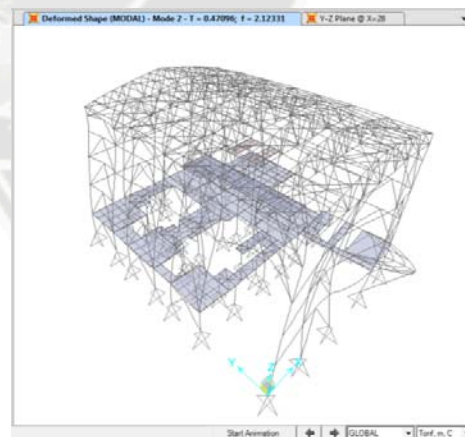
Los valores de los periodos obtenidos dependen de la rigidez de los elementos estructurales y de la masa de la estructura.

De la estructura modelada sacaremos los modos de vibración de la estructura

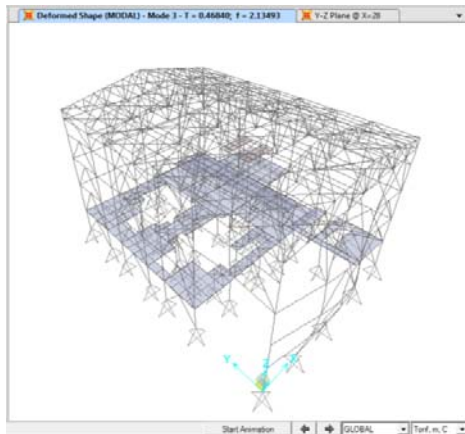
MODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA



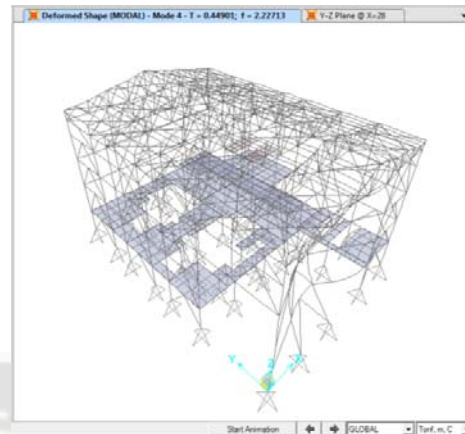
MODO 1 (t=0.48421 s)



MODO 2 (t=0.47096s)



MODO 3 ($t=0.46840s$)



MODO 4 ($t=0.44901s$)

b) Análisis Estático

Este método representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en la edificación.

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{(R/Ie)} \quad V = C_s W_{sismico}$$

El peso y el coeficiente sísmico de la edificación se calculara según lo indicado en el Ítem 5.3.3, Se tiene el mismo sistema estructural para ambos sentidos, Pórticos comunes Arriostrados Concéntricamente (OCBF).

	Peso (t)	% Peso	W _{sismico} (t)	Cs-x	Cs-y	Vx (t)	Vy (t)
DL	488.72	100%	485.33	0.26	0.26	126.19	126.19
DL8	5.00	100%	5.00	0.33	0.33	1.65	1.65
DL11	19.00	100%	19.00	0.33	0.33	6.27	6.27
CLd	25.36	100%	25.36	0.26	0.26	6.59	6.59
SL	45.45	100%	45.45	0.26	0.26	11.82	11.82
LL1	56.73	25%	14.18	0.26	0.26	3.69	3.69
LL2	253.21	25%	68.72	0.26	0.26	17.87	17.87
LL3	0.00	25%	0.00	0.26	0.26	0.00	0.00
LL4	675.21	50%	337.61	0.26	0.26	87.78	87.78
						261.85	261.85

Se supondrá que la fuerza será distribuida en función de la masa de cada elemento.

- Para efectos de torsión accidental :

Según la Norma ASCE 7-10 Item 12.8.4.2, las fuerzas en cada nivel se supondrán que actúan en el centro de masas, debiendo considerarse el efecto de excentricidades accidentales; la excentricidad accidental se considera como 0.05 veces la dimensión de la estructura en la dirección perpendicular de la acción de las fuerzas.

El programa calcula su centro de aplicación de las fuerzas lo cual nosotros designamos el nombre y su excentricidad para cada dirección.

c) Análisis Dinámico

Según la Norma ASCE 7-10 Item 12.6 el procedimiento analítico permitido para el análisis dinámico de la edificación puede efectuarse por Análisis Modal para un Espectro de Respuesta o por un análisis tiempo historia, nosotros consideramos el método de superposición espectral.

En el modelo realizado en el SAP2000 ha considerado las cargas lo cual el programa ubica su centro de masas de cada elemento de la estructura.

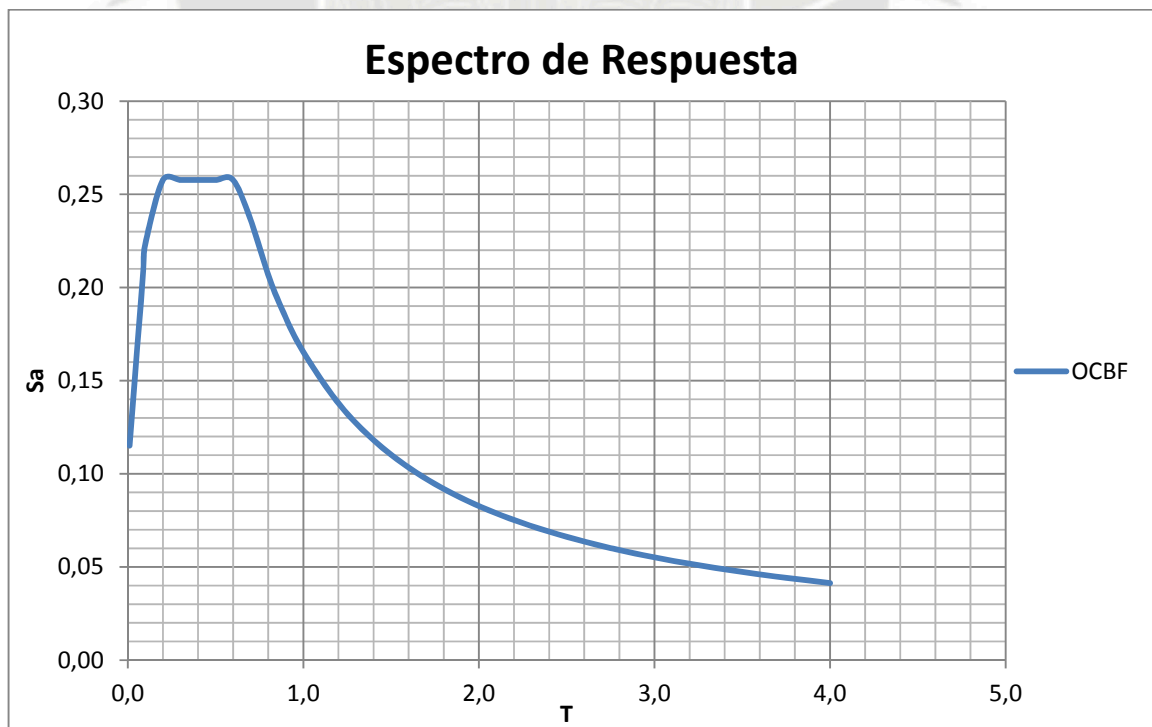
Cuando viene un sismo la edificación se mueve en diferentes dirección lo cual no podemos simular en el programa, asumiendo solo dos direcciones; generalmente se considera tres componentes principales del movimiento : dos desplazamientos horizontales, uno vertical y tres rotacionales sobre cada uno de los ejes de desplazamiento.

Las vibraciones del suelo, está relacionado con el peso propio de la estructura, la distribución de las cargas y las características de los elementos estructurales.

- Según el Item 2.5.3 obtenemos lo siguiente:

	Sa (ASCE)
T	OCBF
0.01	0.1151
0.02	0.1272
0.03	0.1392
0.04	0.1513
0.05	0.1633
0.06	0.1754
0.07	0.1874
0.08	0.1994
0.09	0.2115
0.1	0.2235
0.2	0.2577
0.3	0.2577
0.4	0.2577
0.5	0.2577
0.6	0.2577

	Sa (ASCE)
T	OCBF
0.7	0.2363
0.8	0.2067
0.9	0.1838
1	0.1654
1.2	0.1378
1.4	0.1181
1.6	0.1034
1.8	0.0919
2	0.0827
2.25	0.0735
2.5	0.0662
2.75	0.0601
3	0.0551
3.5	0.0473
4	0.0413



Al introducir el espectro de aceleración estamos colocándolo sin la multiplicación por la gravedad, por lo que al introducir los datos al programa se indicara dicha multiplicación.

- Fuerzas Cortantes basal debido al análisis sísmico espectral en XX e YY :

$$V_{ex} = 249.82 \text{ t}$$

$$V_{ey} = 269.66 \text{ t}$$

Las fuerzas cortantes horizontales originadas por el sismo en la base de la estructura se llaman “ Fuerza cortante basal ”.

Comparación de las fuerzas cortantes en la base de la estructura, calculada mediante el análisis dinámico y análisis estático

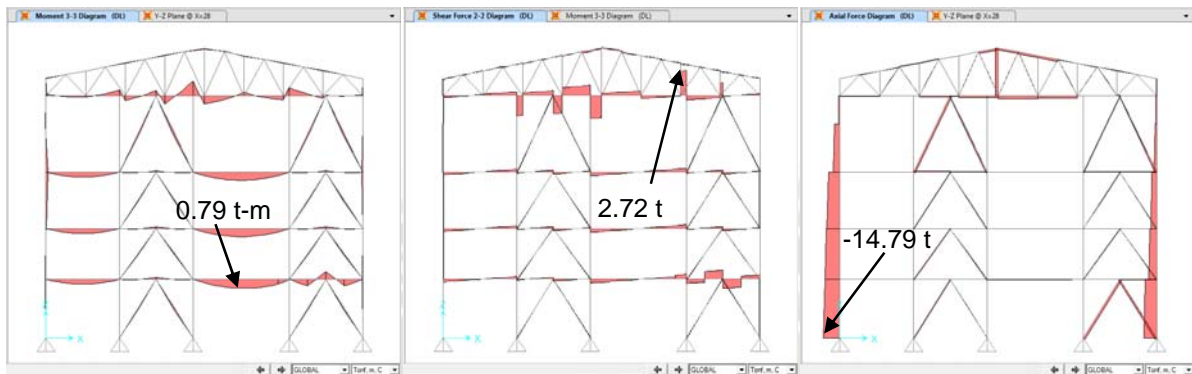
EJE	EXCITACIÓN SISMICA	FUERZA BASAL DINAMICA	FUERZA BASAL ESTATICA	85 % DE LA FUERZA	(ASCE 12.9.4.2)
X	Sx	249.82	261.85	222.57	Si cumple
Y	Sy	269.66	261.85	222.57	Si cumple

El ASCE nos indica que las fuerzas cortantes resultado del análisis dinámico no podrán ser menores al 85 % de la fuerza estática equivalente para estructuras irregulares. Por lo tanto no es necesario escalar las fuerzas.

3.3.3. Diagramas de Momento, Corte y Axial.

a) Eje "A"

- DL (Carga Muerta)

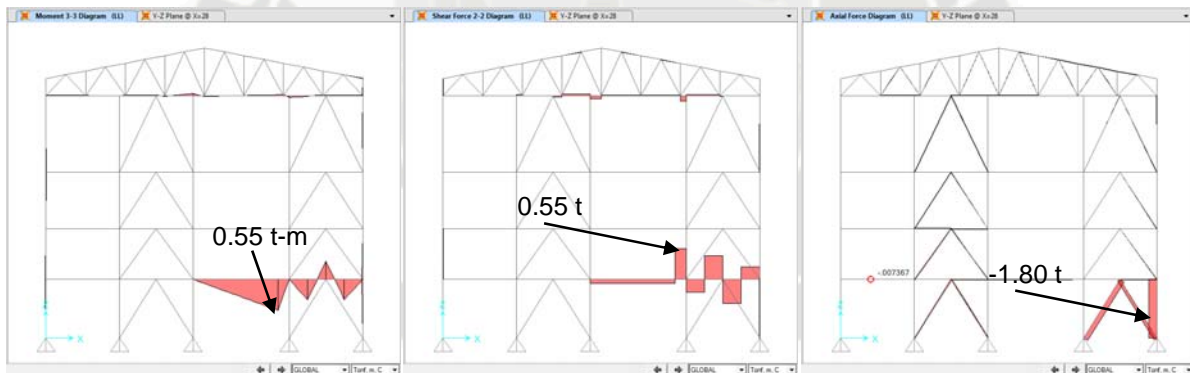


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL (Carga Viva)

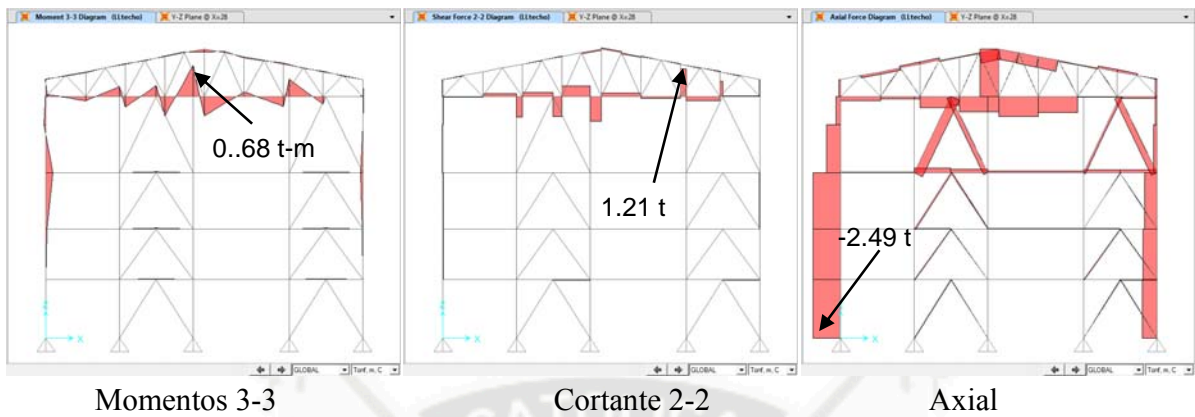


Momentos 3-3

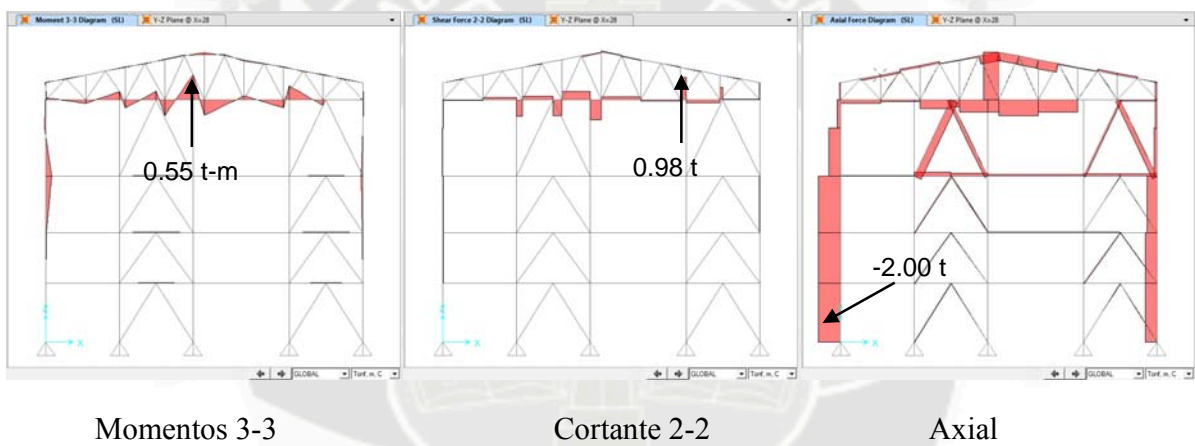
Cortante 2-2

Axial

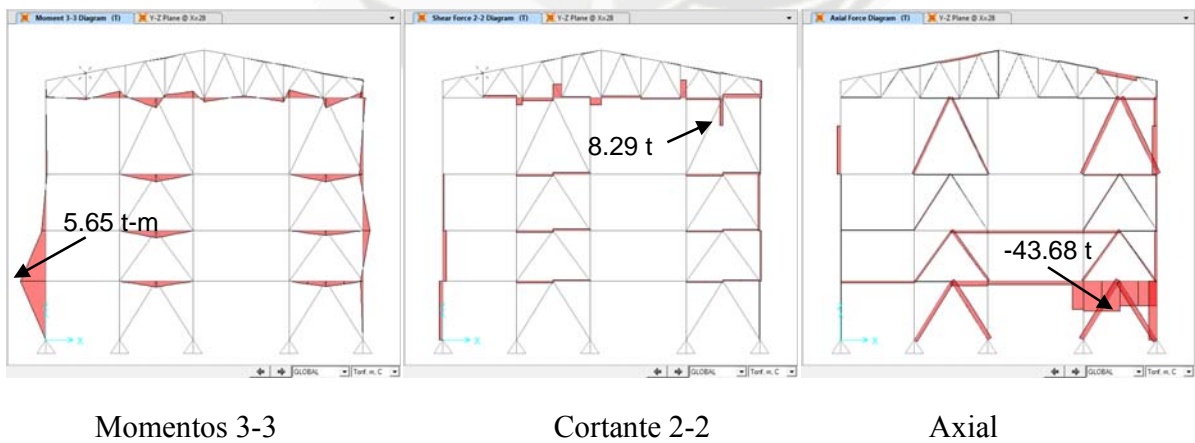
- LL techo



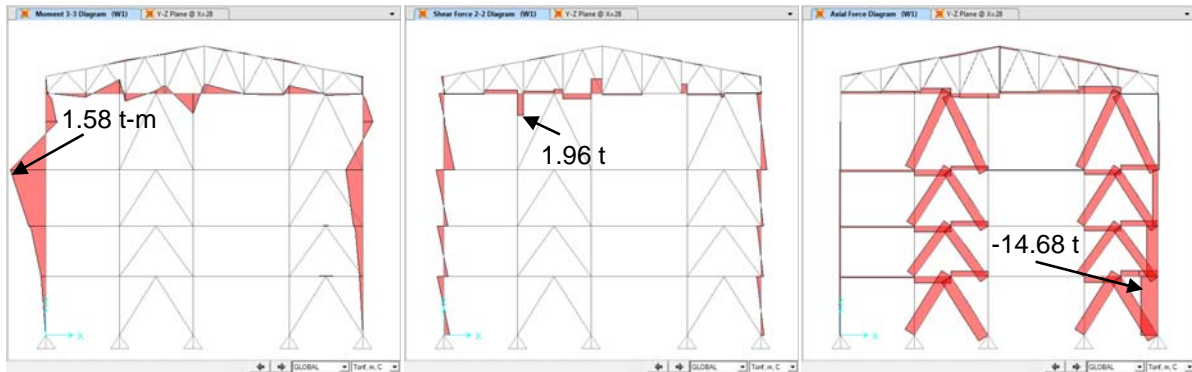
- SL (Carga de Nieve)



- T (Carga por Temperatura)



- W1X (Carga de Viento)

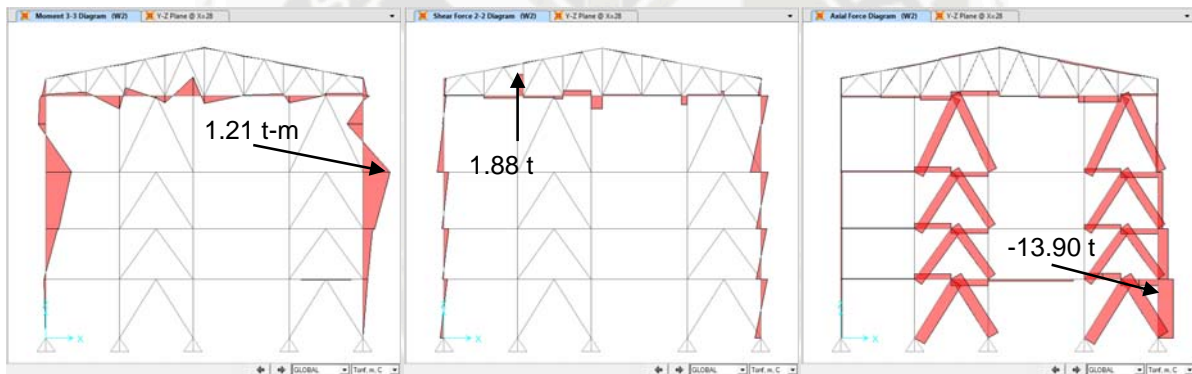


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)

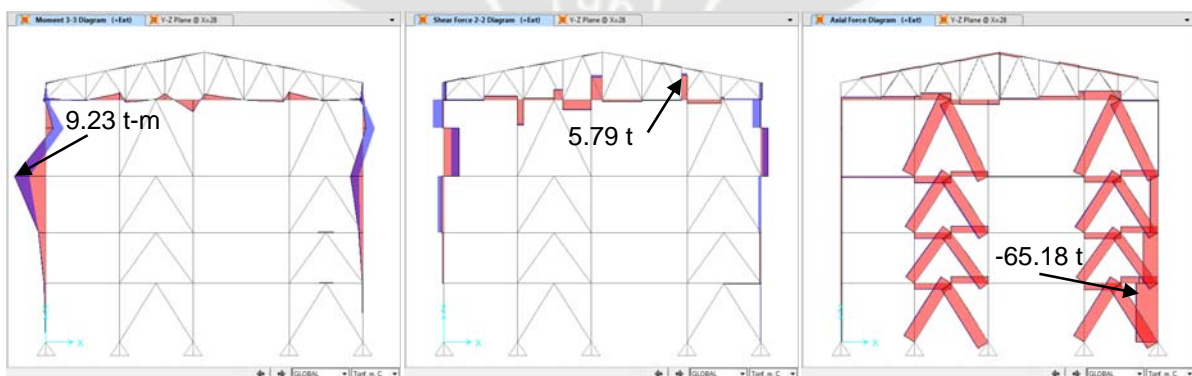


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



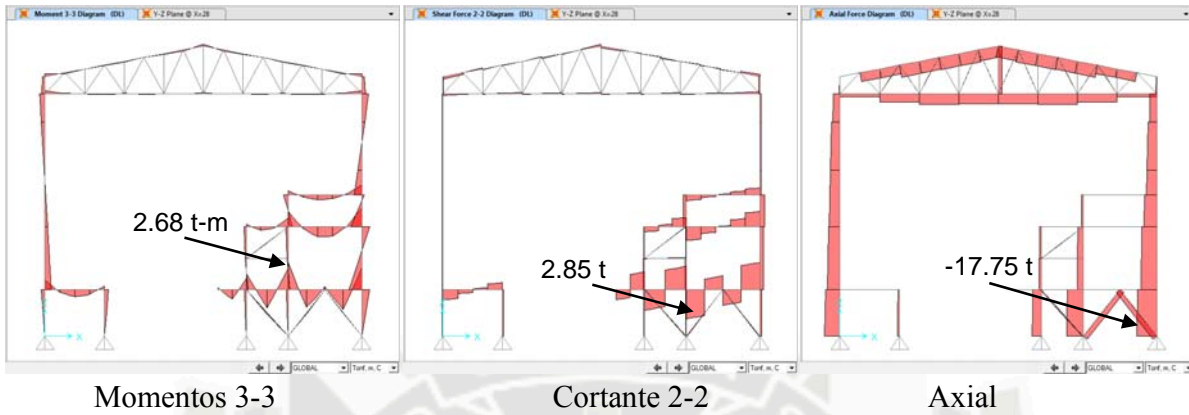
Momentos 3-3

Cortante 2-2

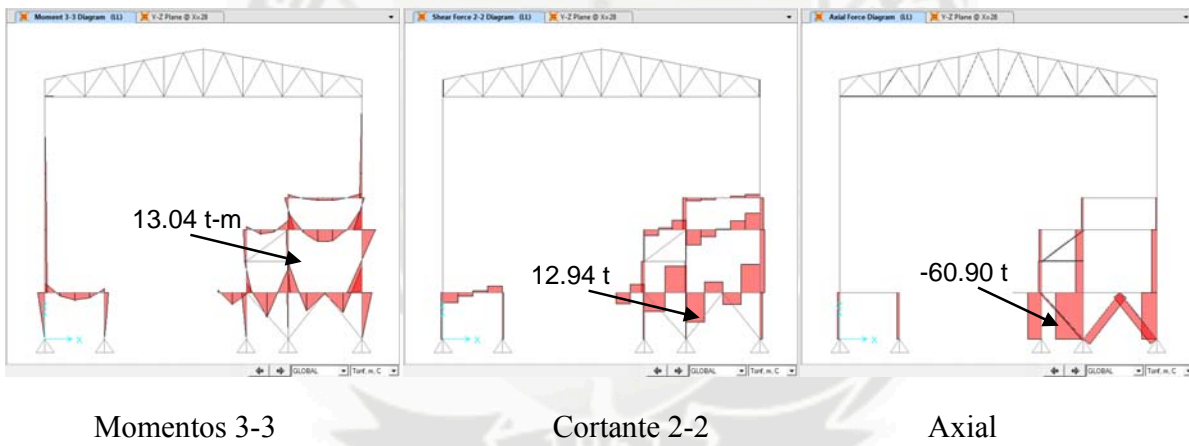
Axial

- b) Eje "F"

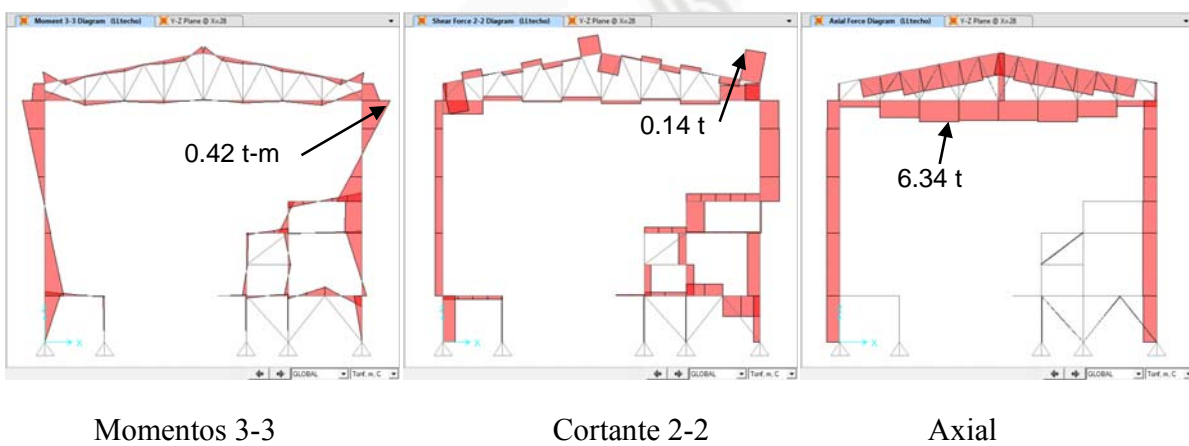
- DL (Carga Muerta)



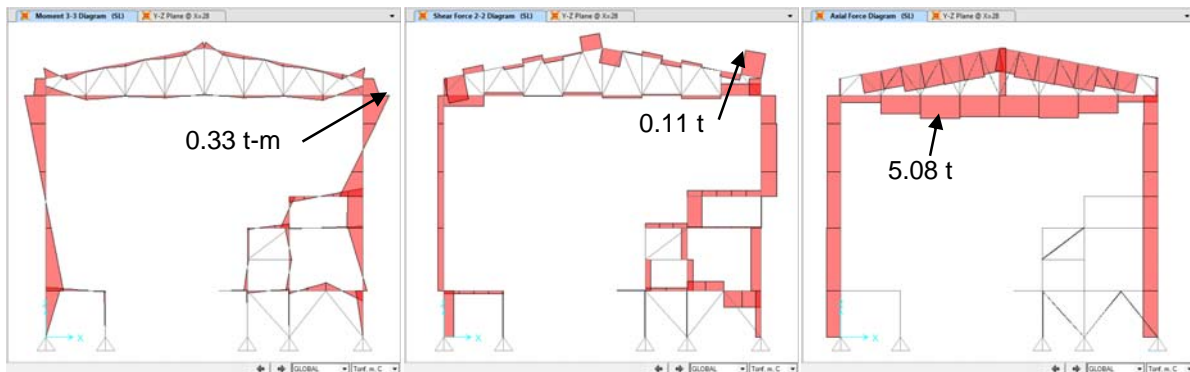
- LL (Carga Viva)



- LL techo



- SL(Carga de Nieve)



Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- T (Carga por Temperatura)

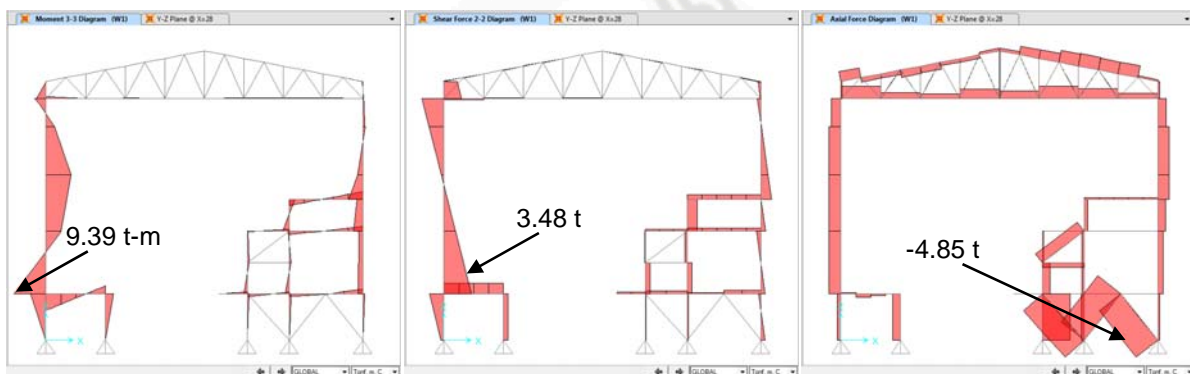


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W1X (Carga de Viento)

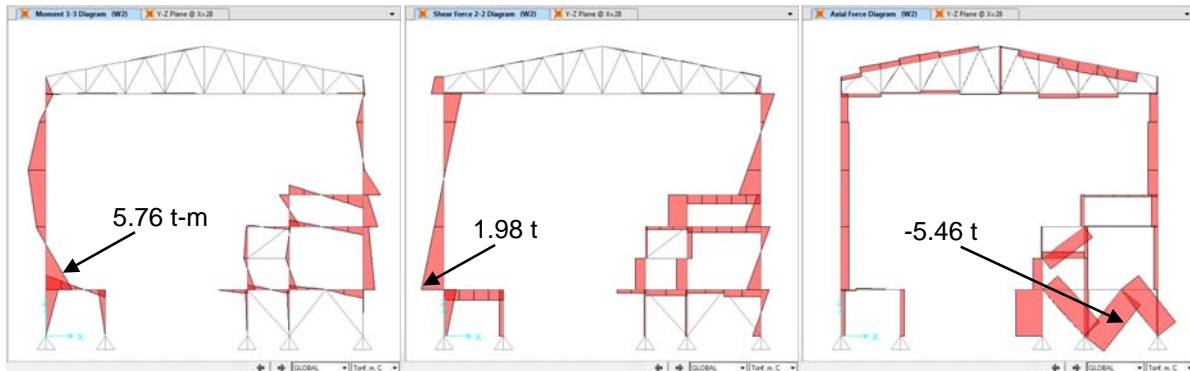


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)

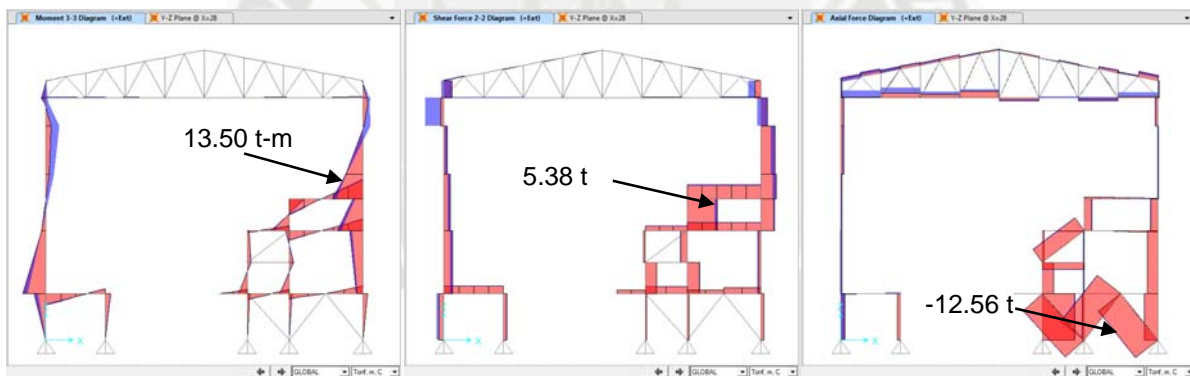


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



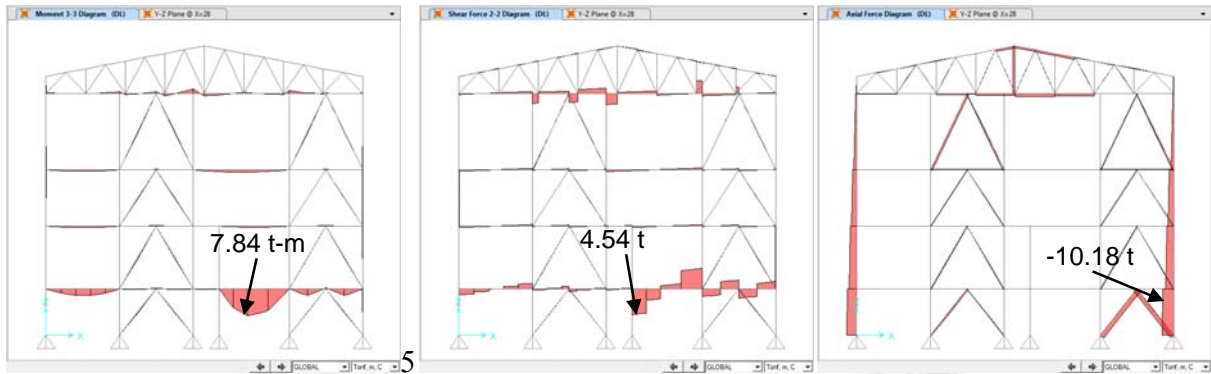
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

c) Eje "J"

- DL (Carga Muerta)

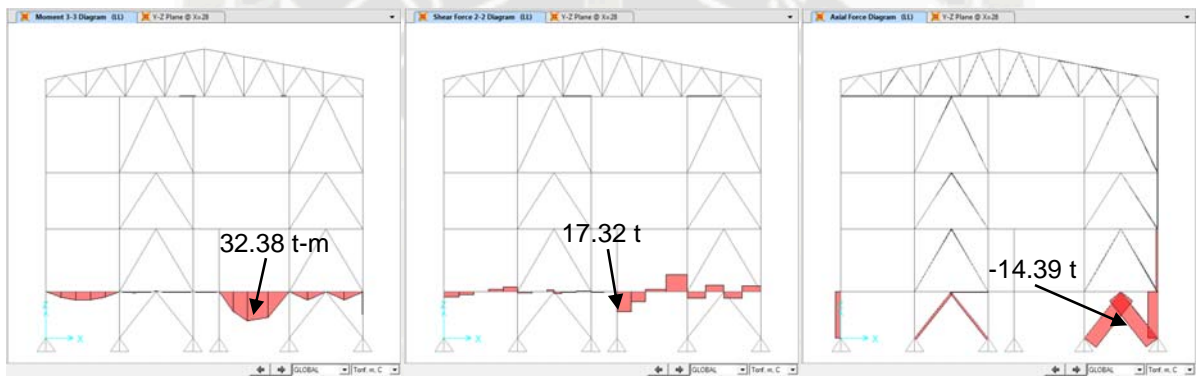


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL (Carga Viva)

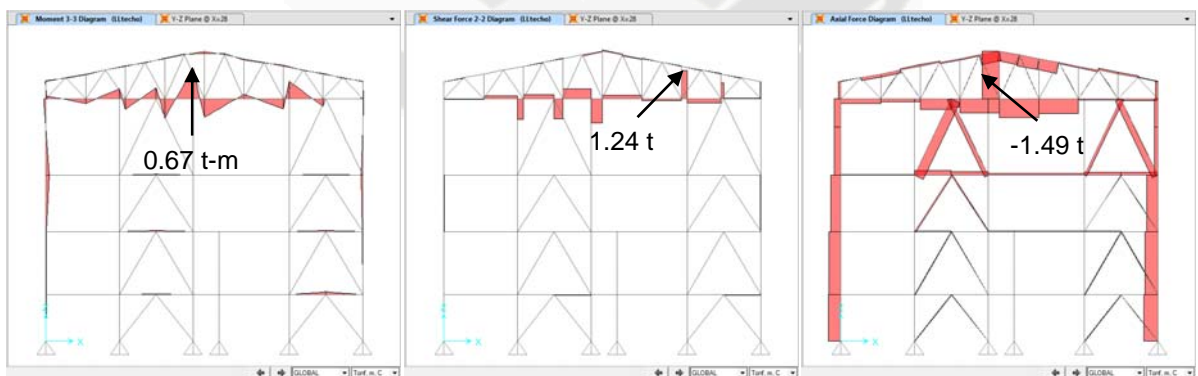


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo

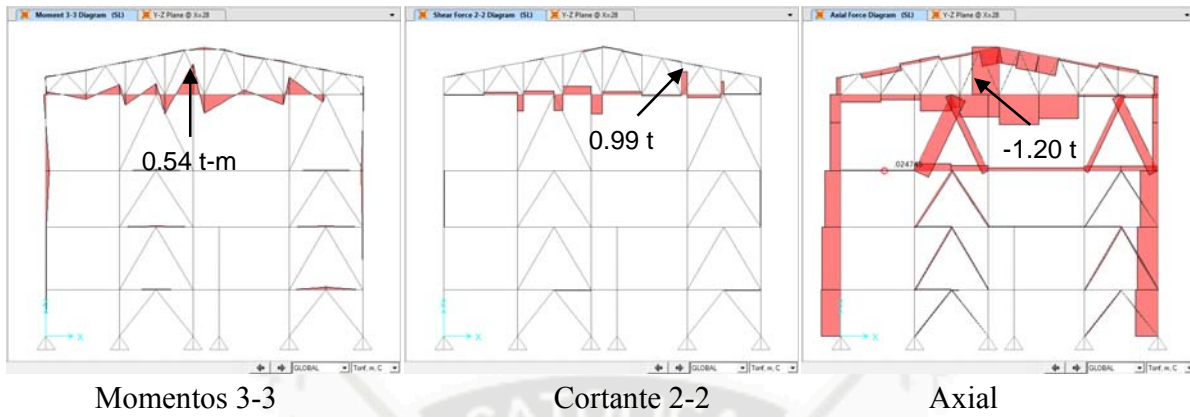


Momentos 3-3

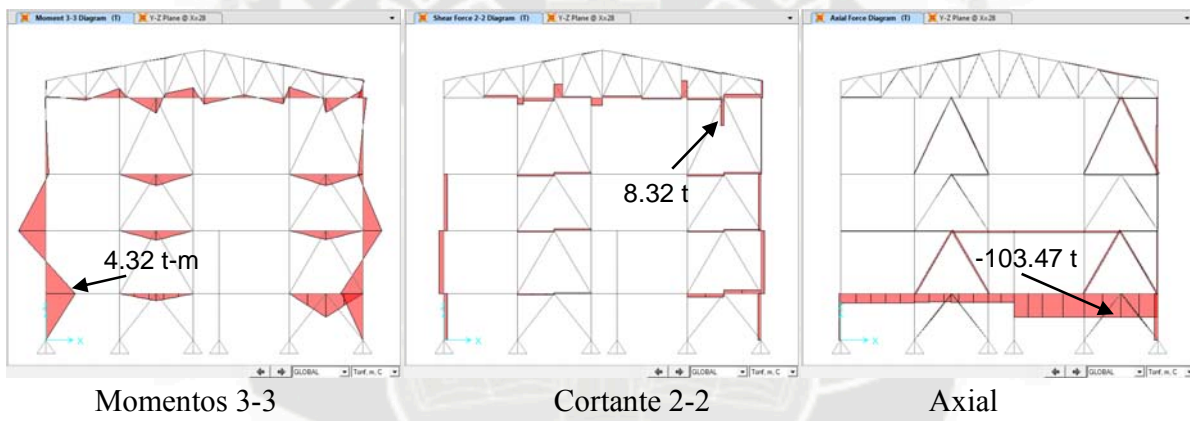
Cortante 2-2

Axial

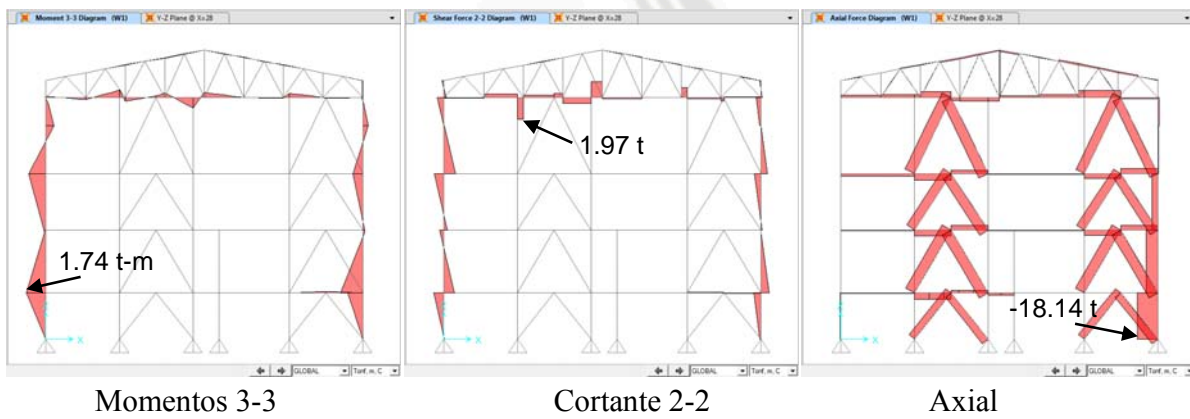
- SL (Carga de Nieve)



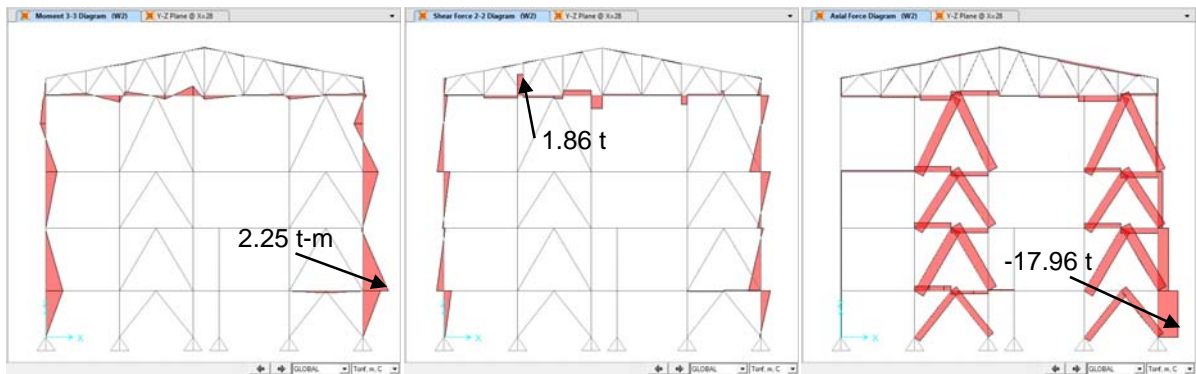
- T (Carga por Temperatura)



- W1X (Carga de Viento)



- W2X (Carga de Viento)

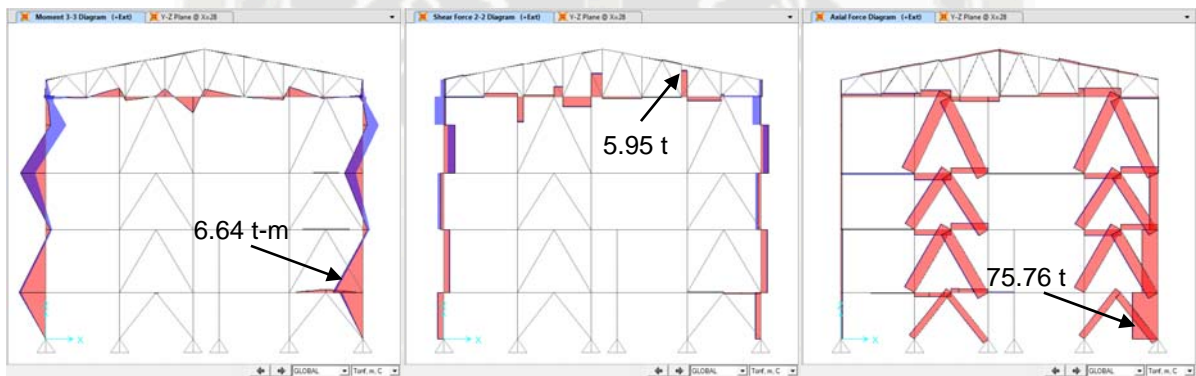


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



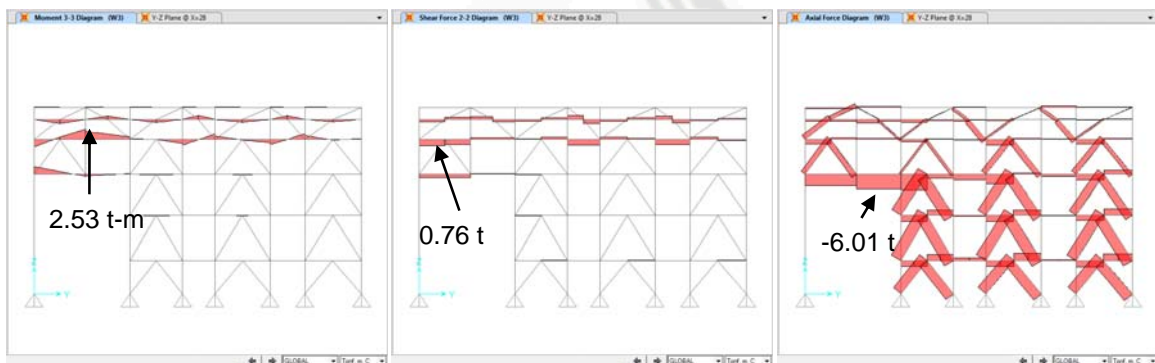
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- d) Eje "1"

- W3Y (Carga de Viento)

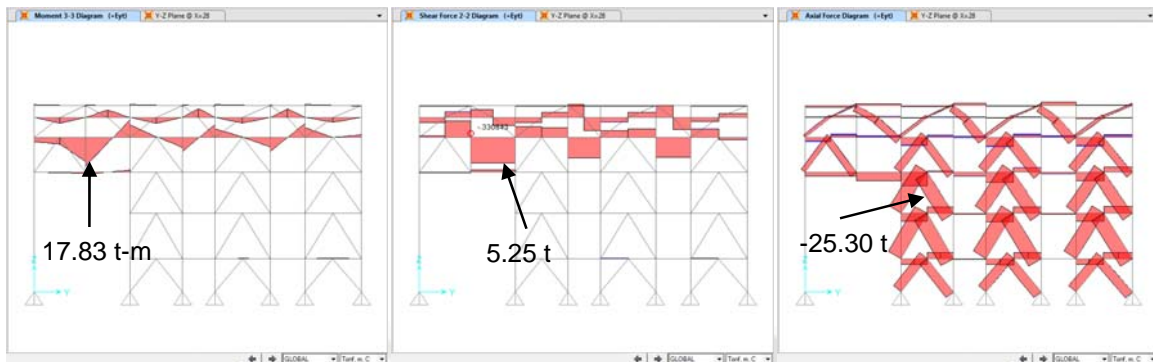


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ey (Carga de Sismo)



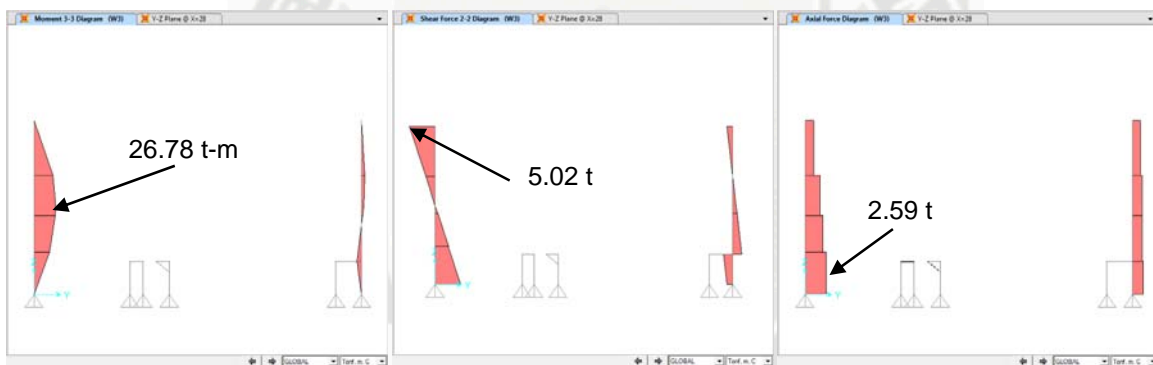
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- e) Eje "3"

- W3Y (Carga de Viento)



Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ey (Carga de Sismo)



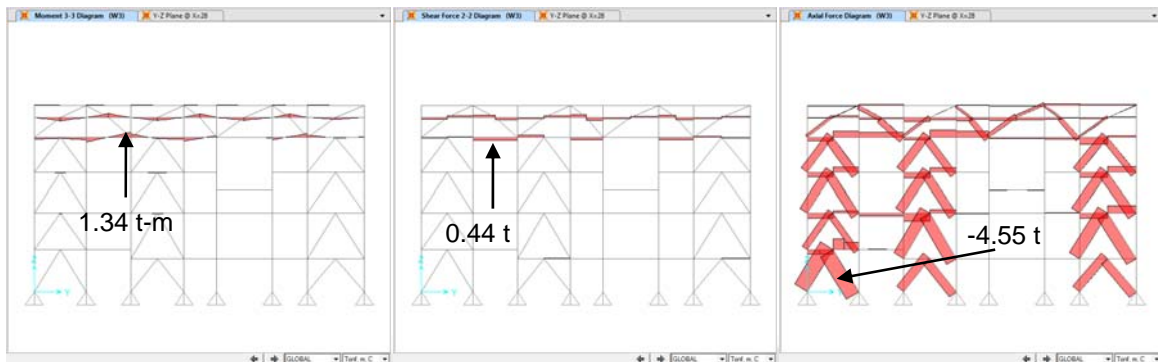
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- f) Eje "6"

- W3Y (Carga de Viento)

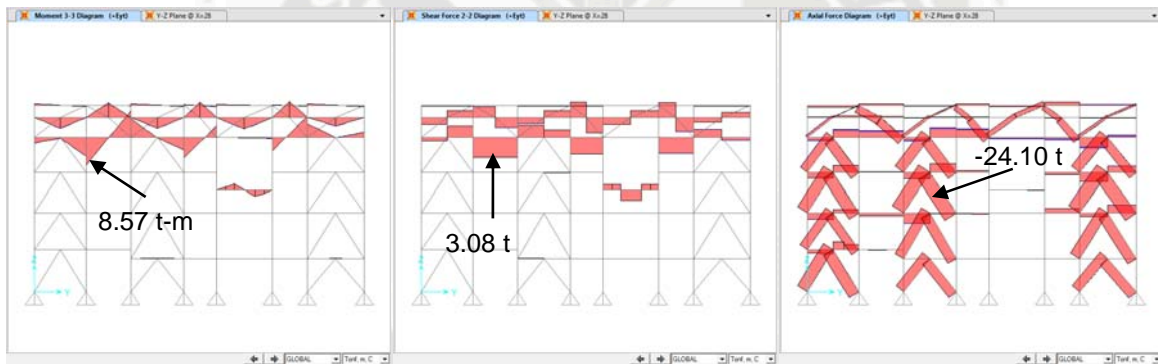


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ey (Carga de Sismo)



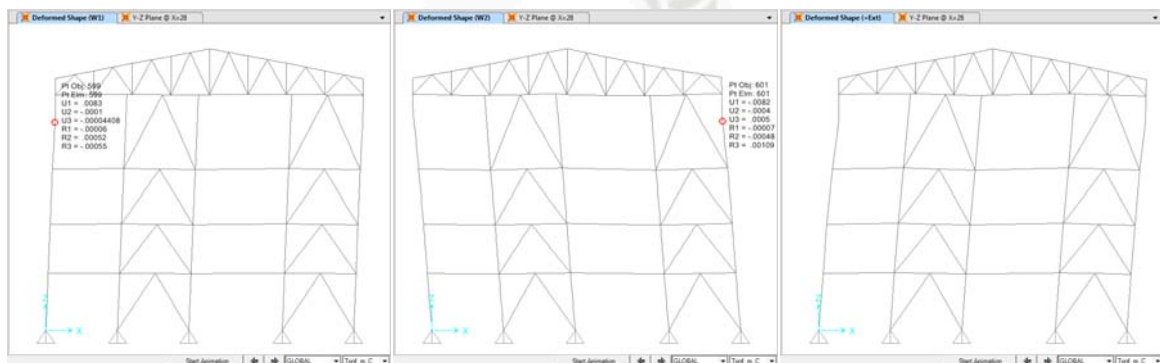
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

3.3.4. Verificación de Desplazamientos Laterales

- Eje "A"



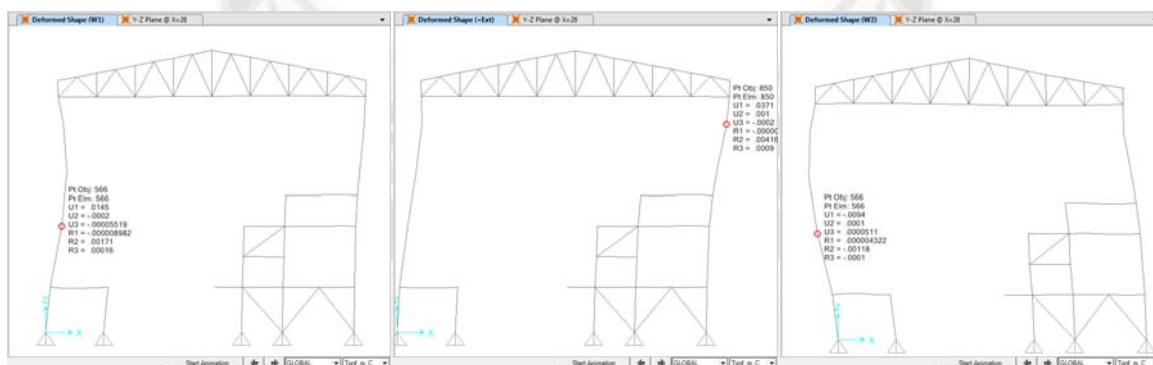
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times Cd/hi$	
W1	0.0023	4.3	0.05%	-	Ok!
W2	0.0023	4.3	0.05%	-	Ok!
EX	0.0115	4.3		0.70%	Ok!

b) Eje "F"



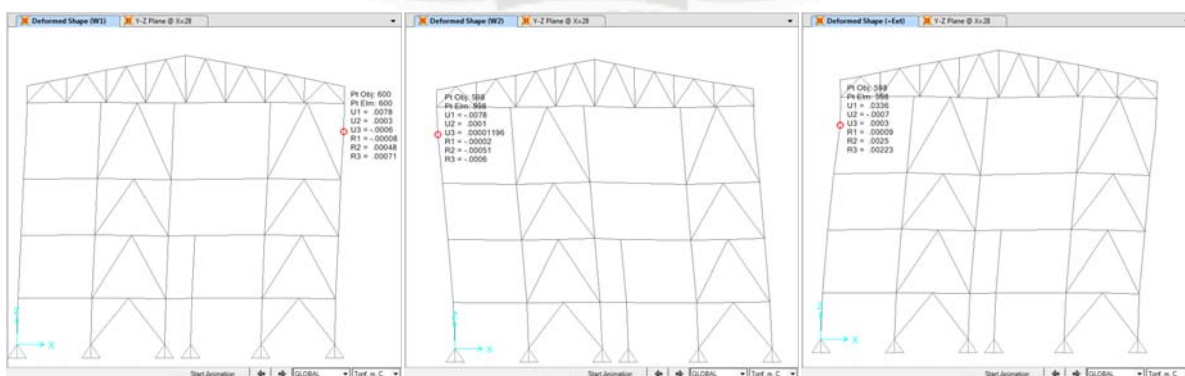
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times Cd/hi$	
W1	0.0105	5.6	0.19%	-	Ok!
W2	0.0039	4.3	0.09%	-	Ok!
EX	0.0180	4.3		1.09%	Ok!

c) Eje "J"



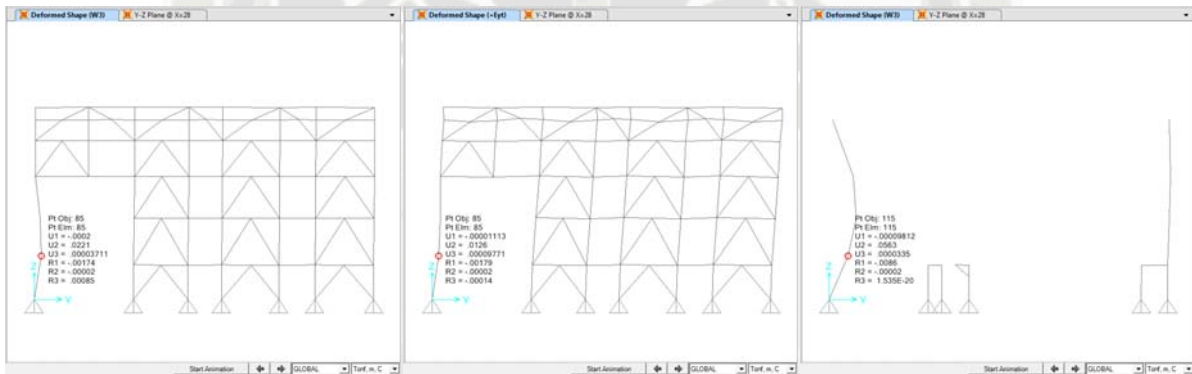
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o-\delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o-\delta i)/h$	$(\delta o-\delta i) \times Cd/hi$	
W1	0.0025	4.3	0.06%	-	Ok!
W2	0.0024	4.3	0.06%	-	Ok!
EX	0.0115	4.3		0.70%	Ok!

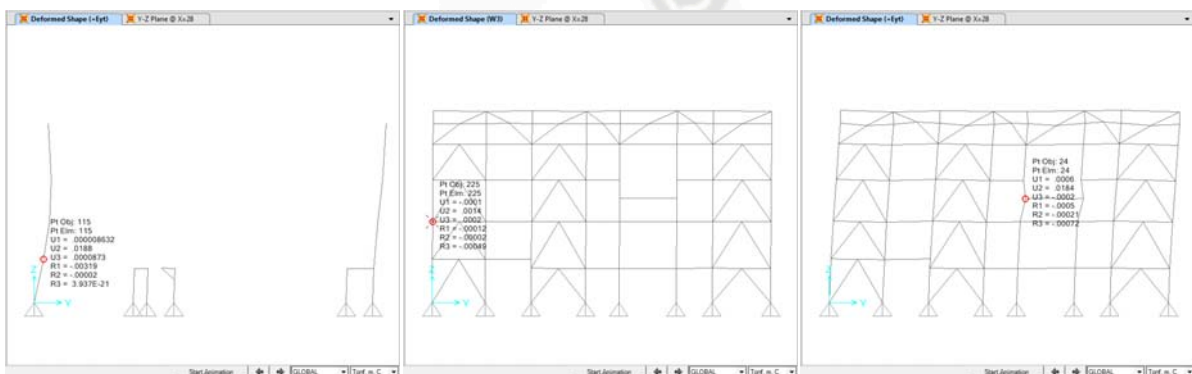
d) Eje "1"



W3Y (Carga de Viento) Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o-\delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o-\delta i)/h$	$(\delta o-\delta i) \times Cd/hi$	
W3	0.0221	5.2	0.43%	-	Ok!
EY	0.0126	5.2		0.78%	Ok!

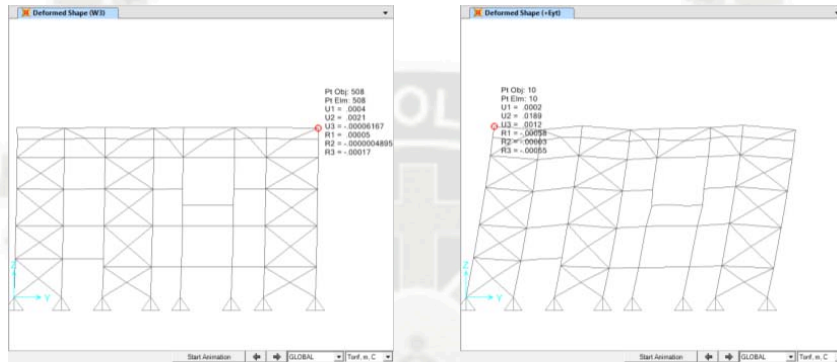
e) Eje "3"



W3Y (Carga de Viento) Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times Cd/hi$	
W3	0.0563	5.2	1.08%	-	Ok!
EY	0.0188	5.2		1.16%	Ok!

f) Eje "6"



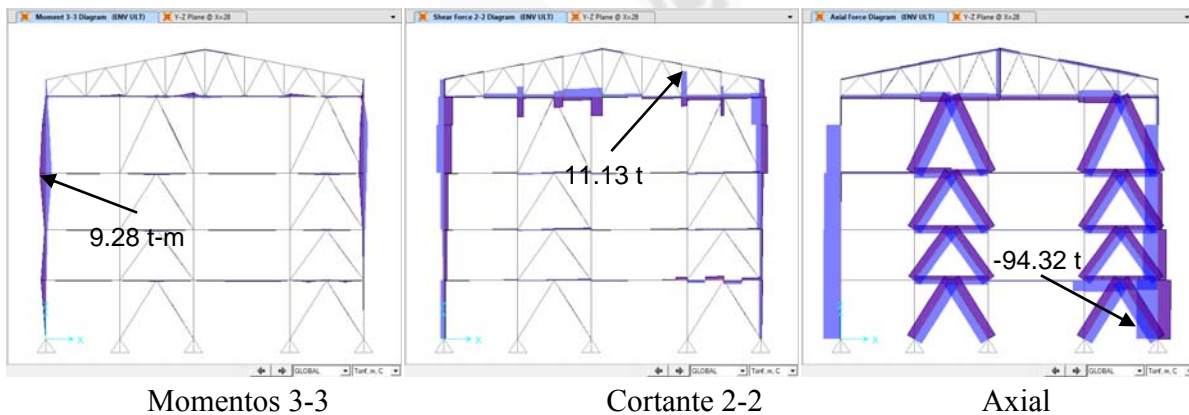
W3Y (Carga de Viento)

Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times Cd/hi$	
W3	0.0006	2.5	0.02%	-	Ok!
EY	0.0111	2.8		1.27%	Ok!

3.3.5. Envoltentes de diseño

a) Eje "A"

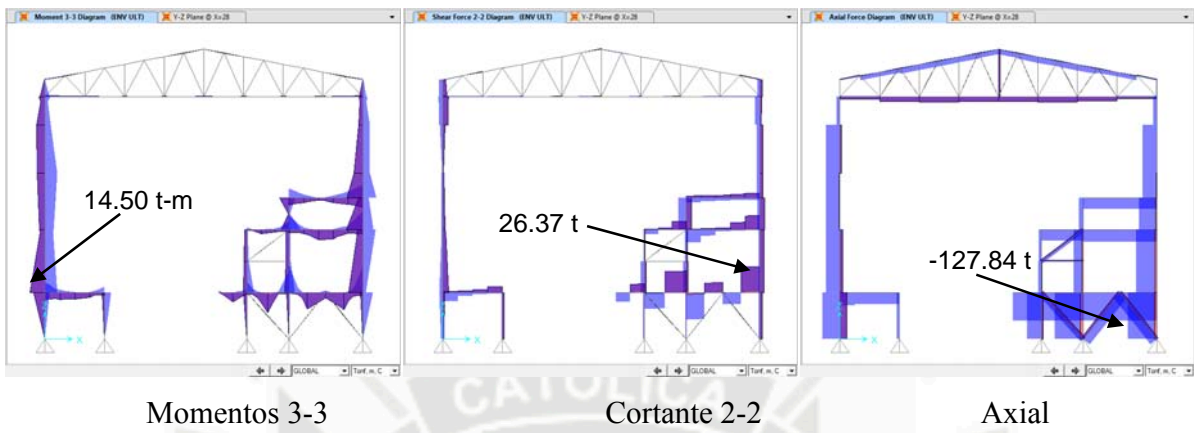


Momentos 3-3

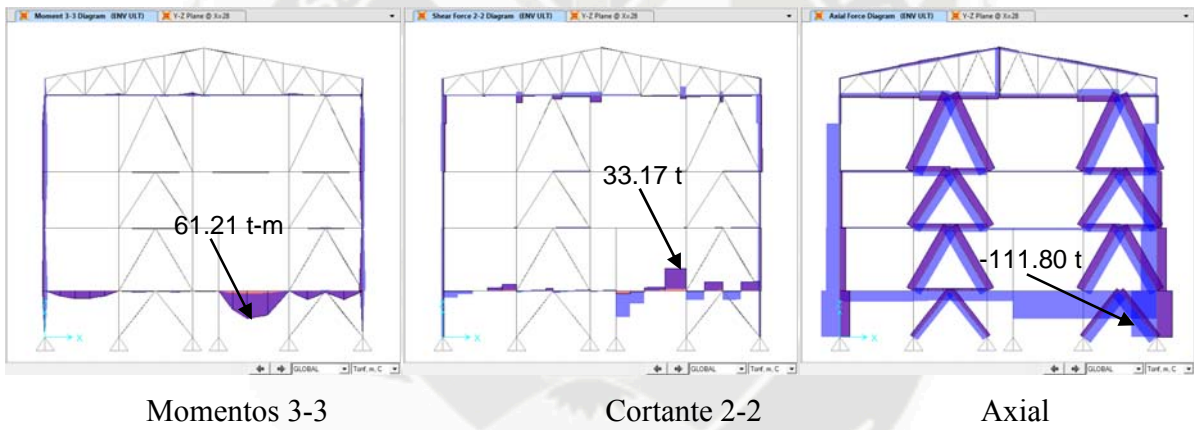
Cortante 2-2

Axial

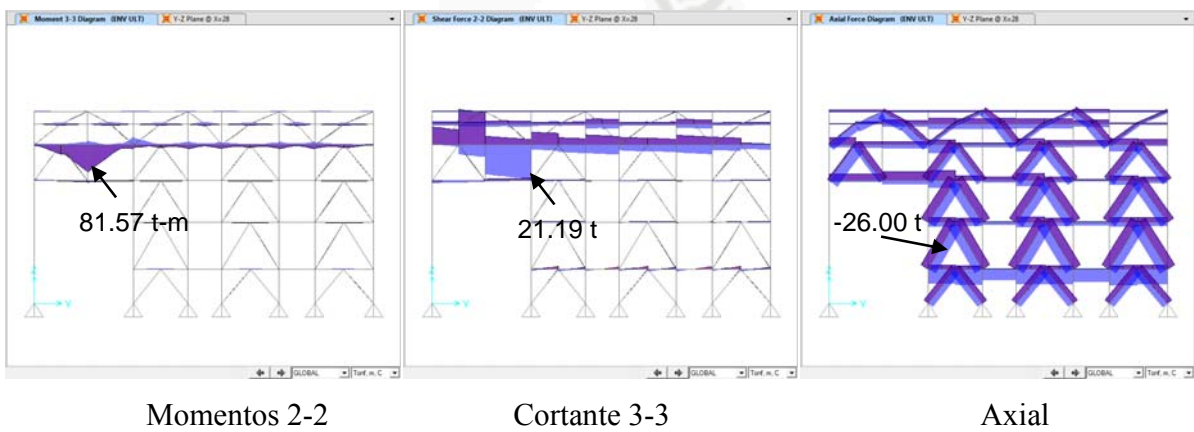
b) Eje "F"



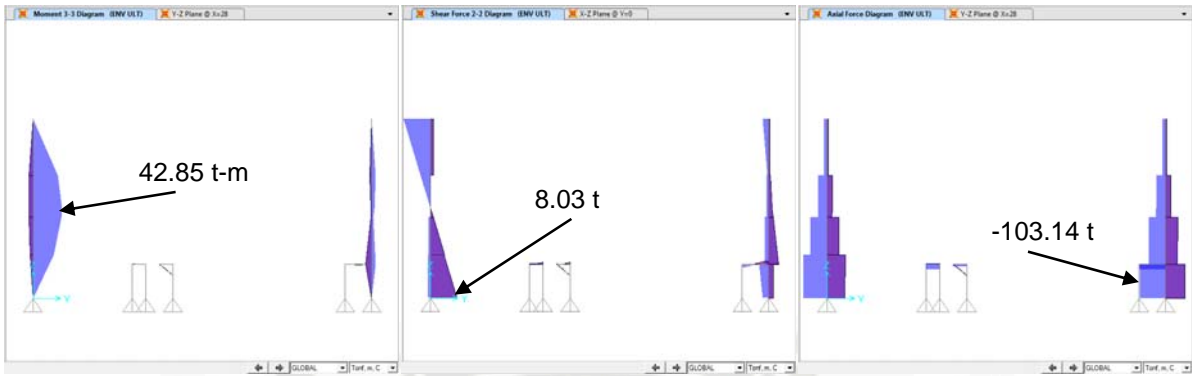
c) Eje "J"



d) Eje "I"



e) Eje "3"

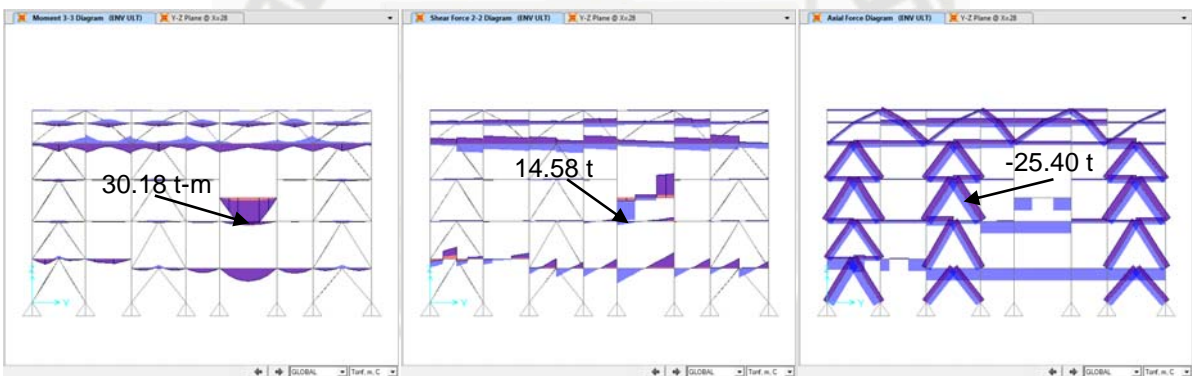


Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

f) Eje "6"



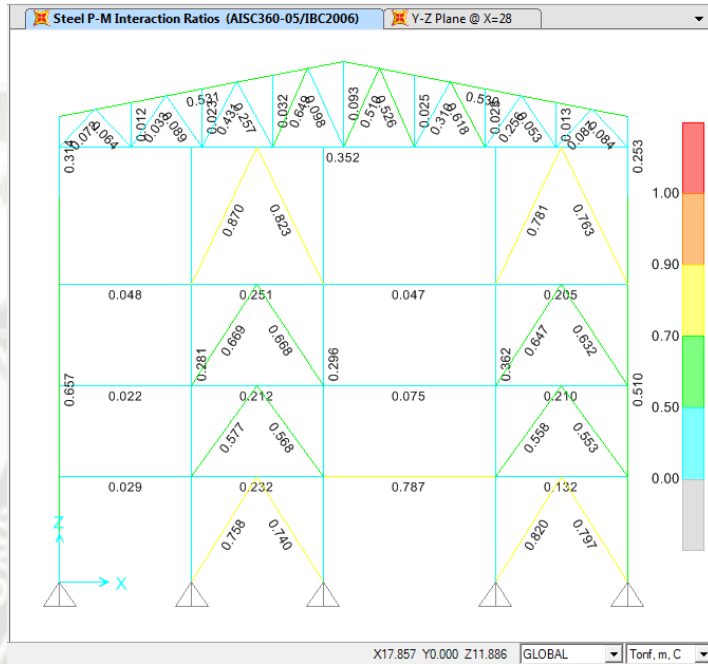
Momentos 2-2

Cortante 3-3

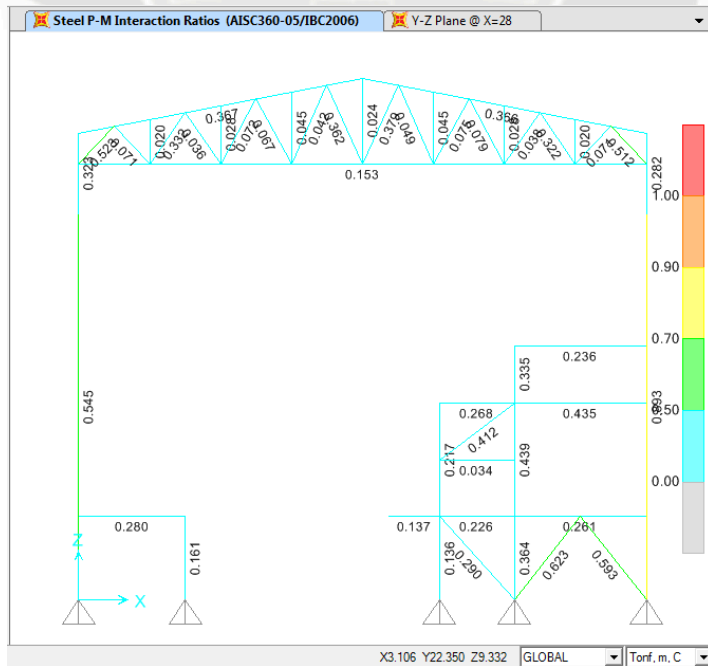
Axial

3.3.6. Ratios de Diseño

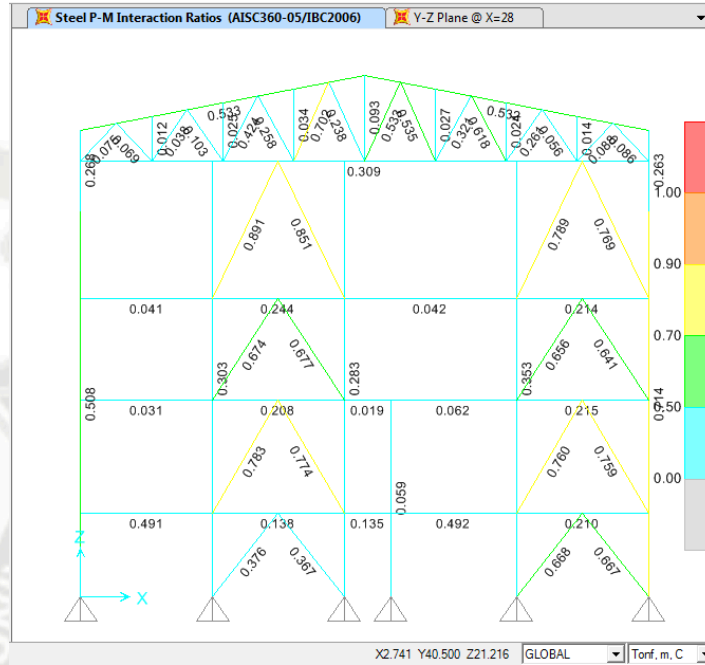
a) Eje "A"



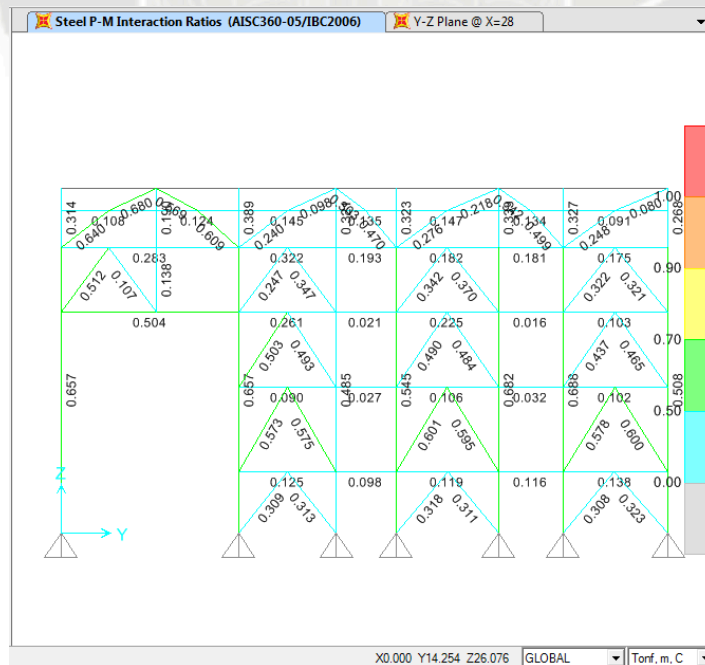
b) Eje "F"



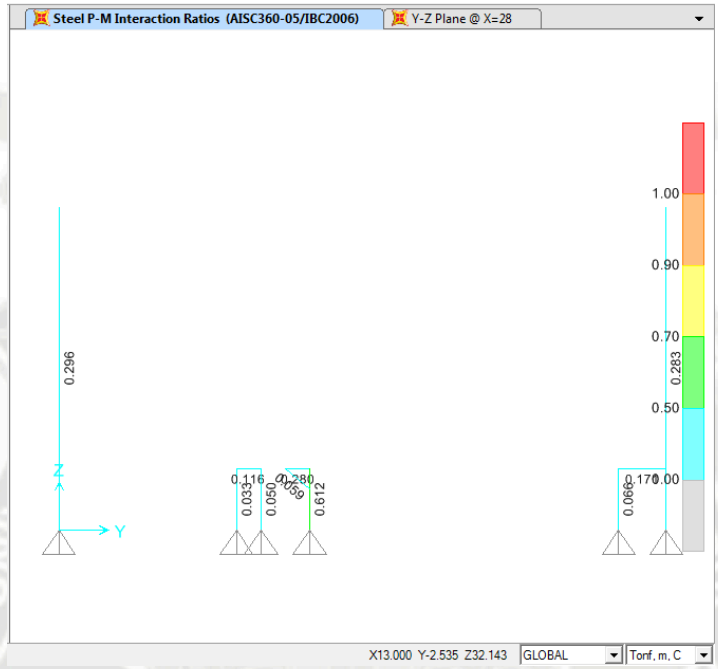
c) Eje "J"



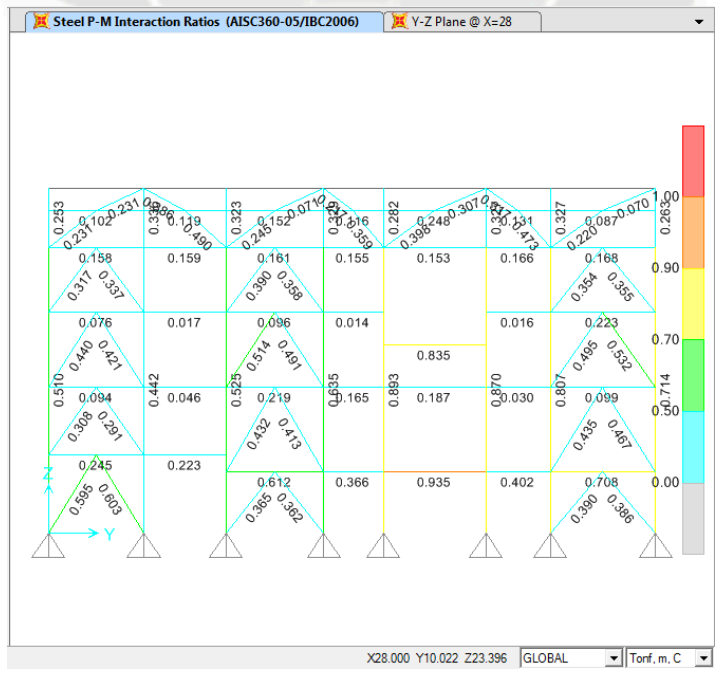
d) Eje "I"

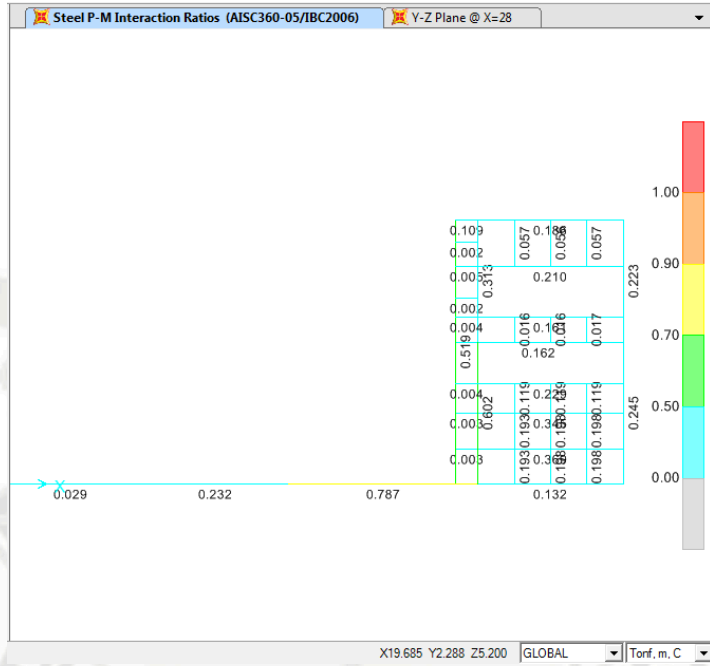


e) Eje "3"

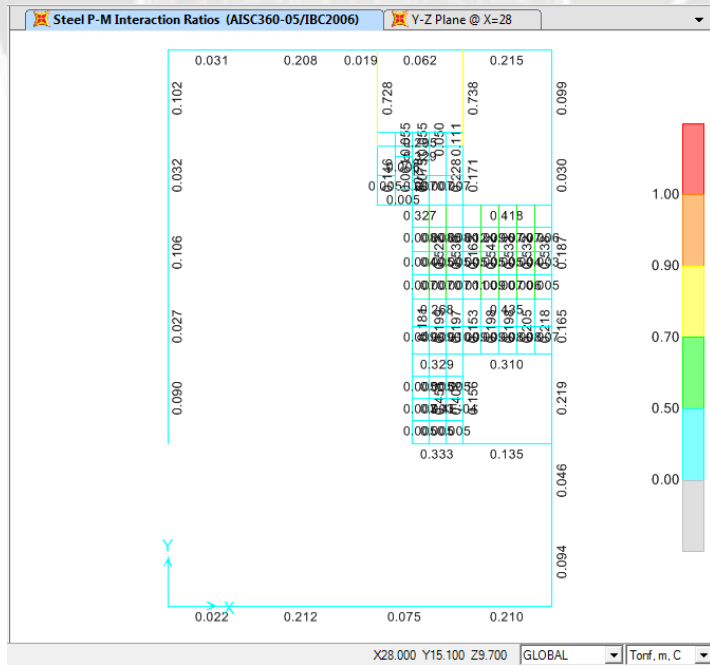


f) Eje "6"





i) Planta "4731.868"



j) Planta "4736.868"



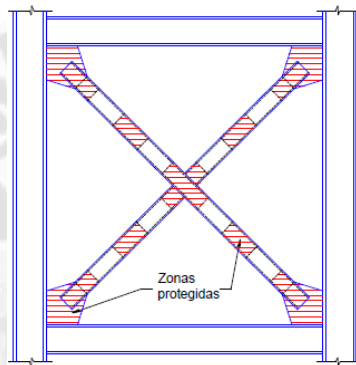
k) Planta "4745.868"



3.4. Análisis Estructural de ALTERNATIVA N°3 (Pórtico ordinario arriostrado concéntricamente, riostras en "X").

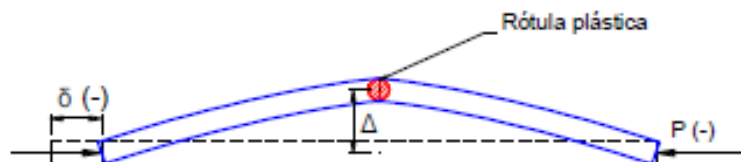
3.4.1. Modelo e idealización de la Estructura

El sistema estructural de esta alternativa es similar a lo descrito en el ítem 3.4.1, con la diferencia del arreglo de los arriostres. Los arriostres coinciden con la conexión viga columna.



La rigidez de la estructura está directamente relacionada con el comportamiento de los arriostres, ya que estos son los únicos que le brindarán la resistencia lateral a la estructura. A la vez los arriostres son componentes estructurales seleccionados para disipar energía, mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Es por ello que resulta de interés estudiar su comportamiento bajo carga axial cíclica, analizando la respuesta en términos de carga axial, P , desplazamiento axial, δ , y el desplazamiento

Transversal en el centro de la riostra, Δ (que se produce como consecuencia del pandeo flexional), como se ilustra en la Figura.



En general, mientras mayor es la esbeltez más significativa es la caída de resistencia, en términos relativos.

La presente estructura en estudio está formada por una combinación de pórticos arriostrados concéntricamente, los cuales soportarán un puente grúa con una capacidad de 25 t. El sistema estructural consta de un sistema dual.

En el Eje "X" tenemos pórticos rígidos típicos, el cual consta de dos 2 columnas en los extremos que soportan un tijeral armado; formando así un pórtico con una cumbrera a dos aguas; sin embargo el primer y el último pórtico en el Eje "X" están conformados por pórticos arriostrados concéntricamente con riostras en "X", es decir que estos pórticos asumirán principalmente las cargas debido en al sismo y viento en el Eje "X", esto debido a que la carga sísmica será transferida por el nivel inferior de los tijerales que serán arriostrados horizontalmente y debido a que la rigidez de los pórticos de cierre, el primero y el último, la rigidez de estos será mucho mayor que los pórticos intermedios.

En el Eje "Y" se forman dos conjuntos de pórticos en los extremos, estos están arriostrados concéntricamente con riostras en "X", estos pórticos sirven para el soporte de la cobertura de cierre; en la parte superior de cada uno de estos dos conjuntos de pórticos soportan una viga carrilera sobre la cual descansa el puente grúa (capacidad de 25 t) y le permite recorrer de lado a lado la estructura.

Adicionalmente existen Plataformas con niveles intermedios. La primera Plataforma "4726.3" es el que tiene el área más grande, esta está soportada por columnas intermedias, además la mitad de esta plataforma está constituida por una losa colaborante que uniformizará los desplazamientos horizontales. Las demás Plataformas de son mucho más pequeñas y están en los niveles 4726.432,

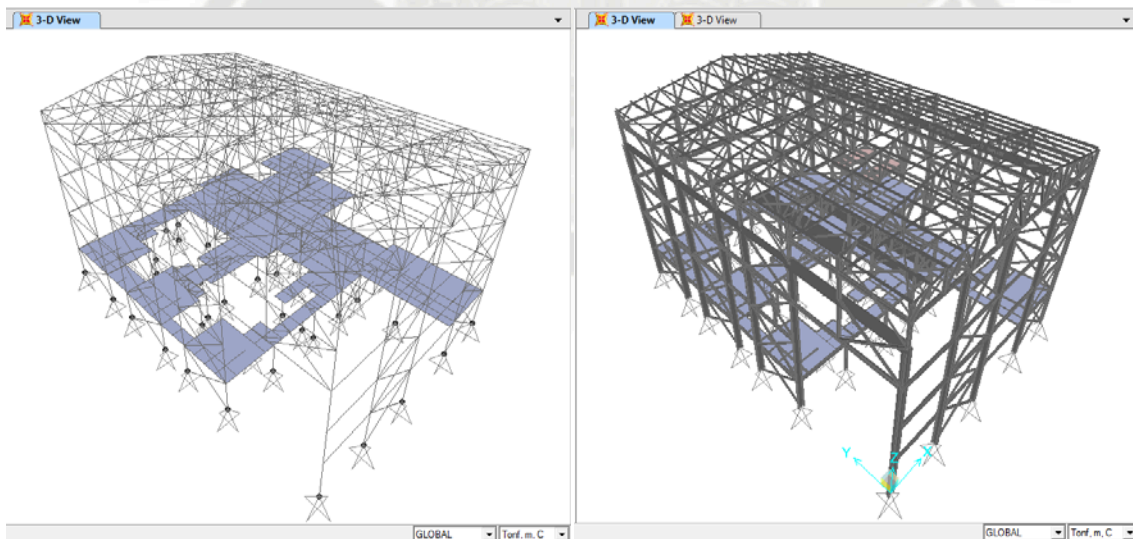
4731.868, 4731.868 y 4736.868, estas están soportadas por las columnas del eje "6" y columnas intermedias dentro de la estructura.

El sistema estructural sismo resistente tanto para el Eje "X" como para el Eje "Y" será: pórtico común arriostrados concéntricamente (OCBF según el ASCE).

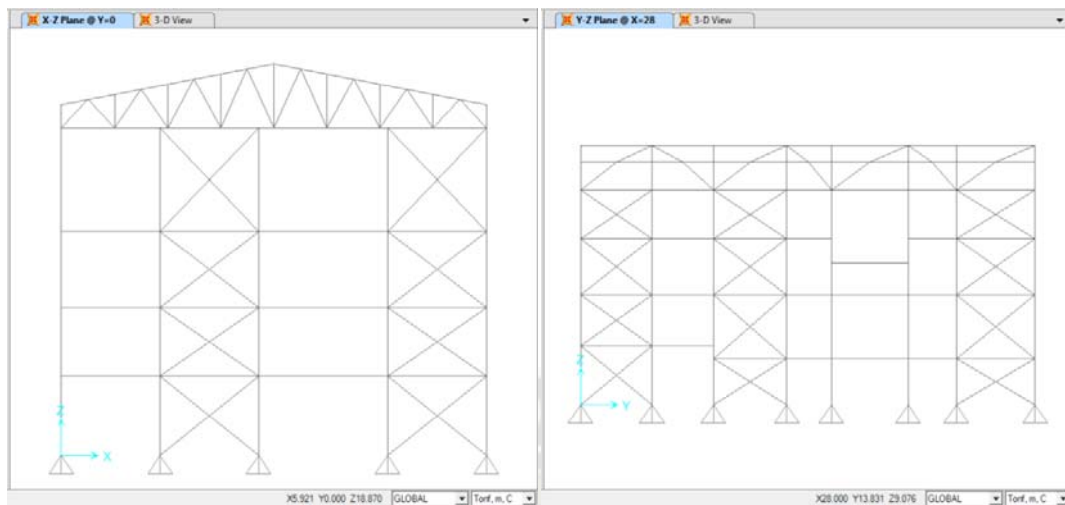
El sistema estructural soportará las cargas de gravedad, pero también soportarán las cargas horizontales como el sismo y el viento, además controlarán adecuadamente los desplazamientos.

Para el modelamiento de las columnas, vigas y arriostres utilizamos barras-frame y para la losa colaborante con Shell tipo think, para las plataformas con piso de parrilla metálica utilizaremos Shell tipo Membrane, simulando la longitud y espesor respectivamente. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales con las cuales se define las propiedades de la sección, cargas, etc.

Los elementos a modelar pueden ser cargados por peso propio, cargas puntuales y distribuidas.



MODELO ESTRUCTURAL 3D (SAP2000 V.15.1.0)



PÓRTICO DE CIERRE EJE "XZ"
(SAP2000 V.15.1.0)

PÓRTICO DE CIERRE EJE "YZ"
(SAP2000 V.15.1.0)

3.4.2. Análisis Por Cargas De Sismo

a) Análisis Modal

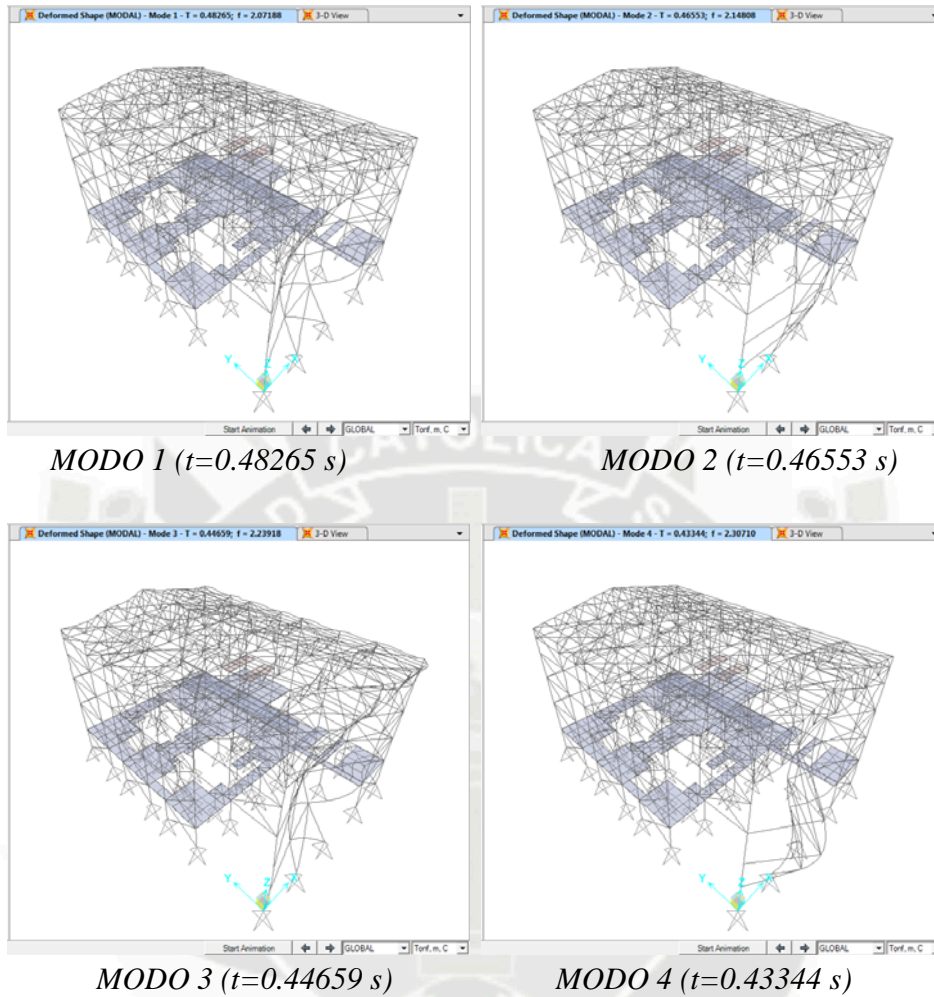
El análisis modal sirve para predecir el comportamiento dinámico de estructuras más o menos complejas, estudiando las formas vibratorias de la misma ante perturbaciones ondulatorias.

Para relacionar los modos de vibración con la excitación sísmica se realiza mediante el “espectros de respuesta”, que es el Análisis Espectral, que es sino una ampliación del análisis modal, usada para calcular la respuesta de una estructura ante excitaciones sísmicas.

Los valores de los periodos obtenidos dependen de la rigidez de los elementos estructurales y de la masa de la estructura.

De la estructura modelada sacaremos los modos de vibración de la estructura

MODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA



b) Análisis Estático

Este método representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en la edificación.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R / I_e)} \quad V = C_s W_{s\acute{m}ico}$$

El peso y el coeficiente sísmico de la edificación se calculara según lo indicado en el Ítem 5.3.3, Se tiene el mismo sistema estructural para ambos sentidos, Pórticos comunes Arriostrados Concéntricamente (OCBF).

	Peso (t)	% Peso	W sísmico (t)	Cs-x	Cs-y	Vx (t)	Vy (t)
DL	503.69	100%	485.33	0.26	0.26	126.19	126.19
DL8	5.00	100%	5.00	0.33	0.33	1.65	1.65
DL11	19.00	100%	19.00	0.33	0.33	6.27	6.27
CLd	25.36	100%	25.36	0.26	0.26	6.59	6.59
SL	45.45	100%	45.45	0.26	0.26	11.82	11.82
LL1	56.73	25%	14.18	0.26	0.26	3.69	3.69
LL2	253.21	25%	68.72	0.26	0.26	17.87	17.87
LL3	0.00	25%	0.00	0.26	0.26	0.00	0.00
LL4	675.21	50%	337.61	0.26	0.26	87.78	87.78
						261.85	261.85

Se supondrá que la fuerza será distribuida en función de la masa de cada elemento.

- Para efectos de torsión accidental :

Según la Norma ASCE 7-10 Item 12.8.4.2, las fuerzas en cada nivel se supondrán que actúan en el centro de masas, debiendo considerarse el efecto de excentricidades accidentales; la excentricidad accidental se considera como 0.05 veces la dimensión de la estructura en la dirección perpendicular de la acción de las fuerzas.

El programa calcula su centro de aplicación de las fuerzas lo cual nosotros designamos el nombre y su excentricidad para cada dirección.

c) Análisis Dinámico

Según la Norma ASCE 7-10 Item 12.6 el procedimiento analítico permitido para el análisis dinámico de la edificación puede efectuarse por un Análisis Modal para un Espectro de Respuesta o por un análisis tiempo historia, nosotros consideramos el método de superposición espectral.

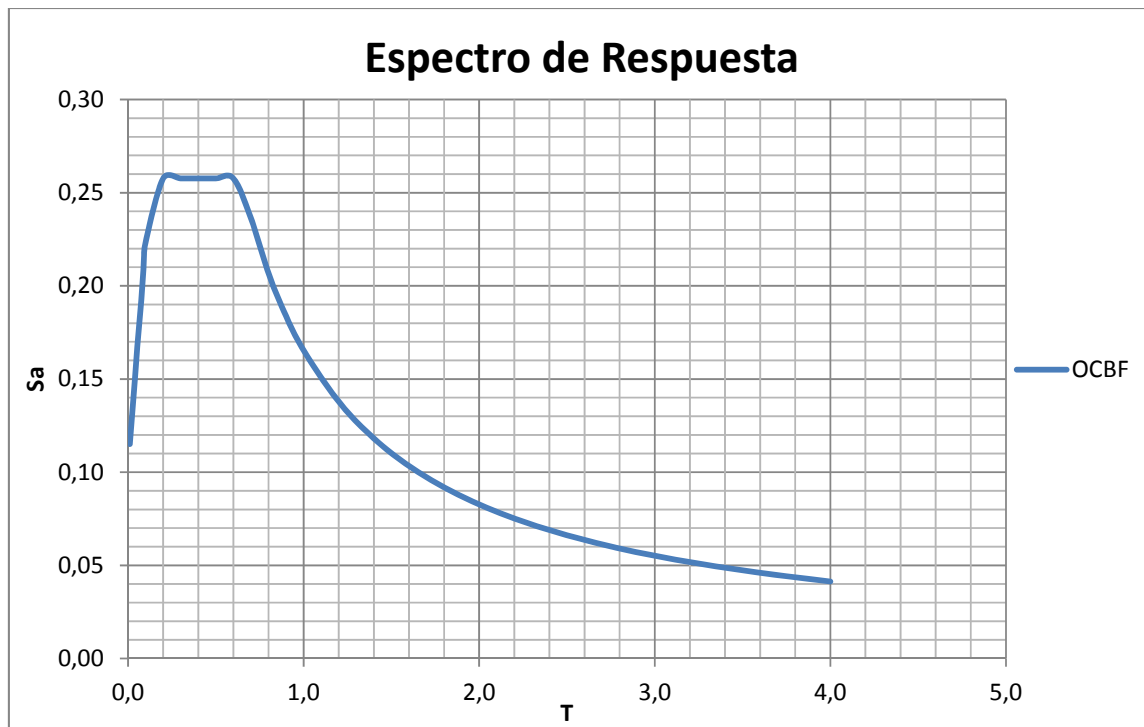
En el modelo realizado en SAP2000 ha considerado las cargas, el programa ubica su centro de masas de cada elemento de la estructura.

Cuando viene un sismo la edificación se mueve en diferentes direcciones lo cual no podemos simular en el programa, asumiendo solo dos direcciones; generalmente se considera tres componentes principales del movimiento : dos desplazamientos horizontales, uno vertical y tres rotacionales sobre cada uno de los ejes de desplazamiento.

Las vibraciones del suelo, está relacionado con el peso propio de la estructura, la distribución de las cargas y las características de los elementos estructurales.

- Según el Item 2.5.3 obtenemos lo siguiente:

Sa (ASCE)		Sa (ASCE)	
T	OCBF	T	OCBF
0.01	0.1151	0.7	0.2363
0.02	0.1272	0.8	0.2067
0.03	0.1392	0.9	0.1838
0.04	0.1513	1	0.1654
0.05	0.1633	1.2	0.1378
0.06	0.1754	1.4	0.1181
0.07	0.1874	1.6	0.1034
0.08	0.1994	1.8	0.0919
0.09	0.2115	2	0.0827
0.1	0.2235	2.25	0.0735
0.2	0.2577	2.5	0.0662
0.3	0.2577	2.75	0.0601
0.4	0.2577	3	0.0551
0.5	0.2577	3.5	0.0473
0.6	0.2577	4	0.0413



Al introducir el espectro de aceleración estamos colocándolo sin la multiplicación por la gravedad, por lo que al introducir los datos al programa se indicara dicha multiplicación.

- Fuerzas Cortantes basal debido al análisis sísmico espectral en XX e YY :

$$V_{ex} = 235.05 \text{ t}$$

$$V_{ey} = 251.16 \text{ t}$$

Las fuerzas cortantes horizontales originadas por el sismo en la base de la estructura se llaman “ Fuerza cortante basal ”.

- **Comparación de las fuerzas cortantes en la base de la estructura, calculada mediante el análisis dinámico y análisis estático**

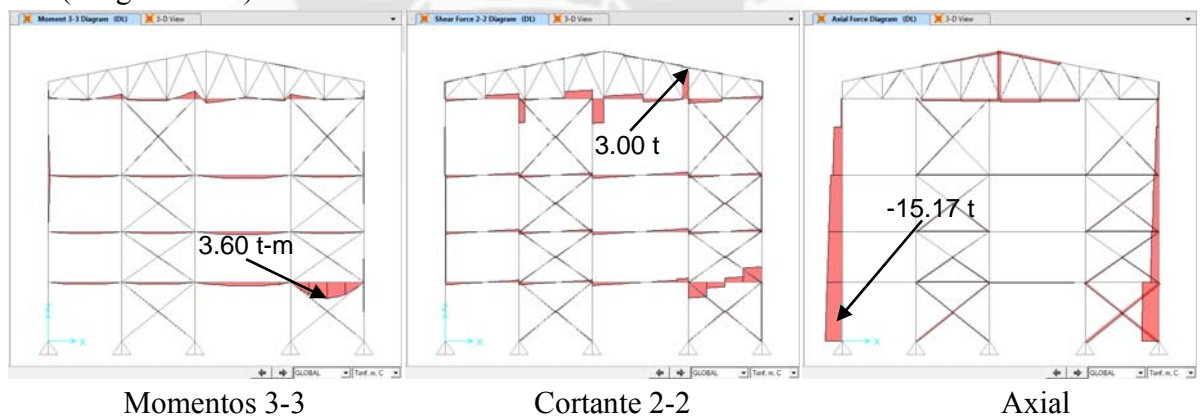
EJE	EXCITACIÓN SISMICA	FUERZA BASAL DINAMICA	FUERZA BASAL ESTATICA	85 % DE LA FUERZA	(ASCE 12.9.4.2)
X	Sx	235.05	261.85	222.57	Si cumple
Y	Sy	251.16	261.85	222.57	Si cumple

El ASCE nos indica que las fuerzas cortantes resultado del análisis dinámico no podrán ser menores al 85 % de la fuerza estática equivalente para estructuras irregulares. Por lo tanto no es necesario escalar las fuerzas.

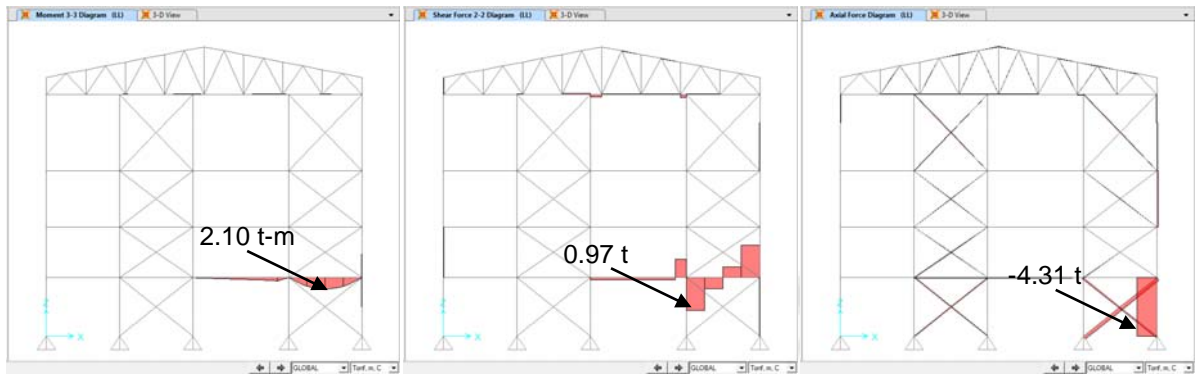
3.4.3. Diagramas de Momento, Corte y Axial.

g) Eje "A"

- DL (Carga Muerta)



- LL (Carga Viva)

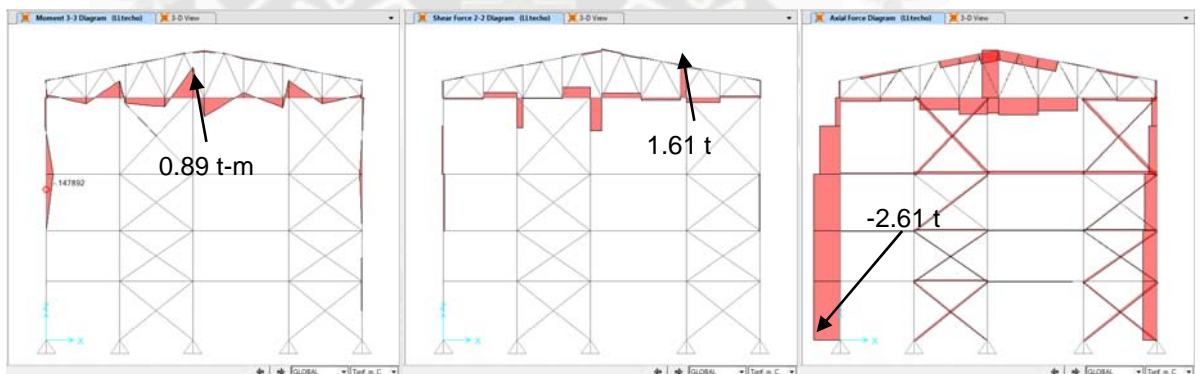


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo

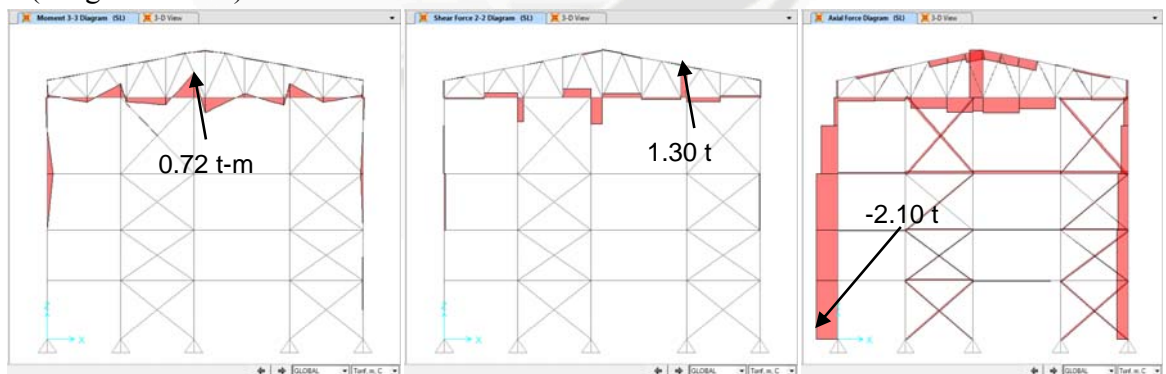


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- SL(Carga de Nieve)

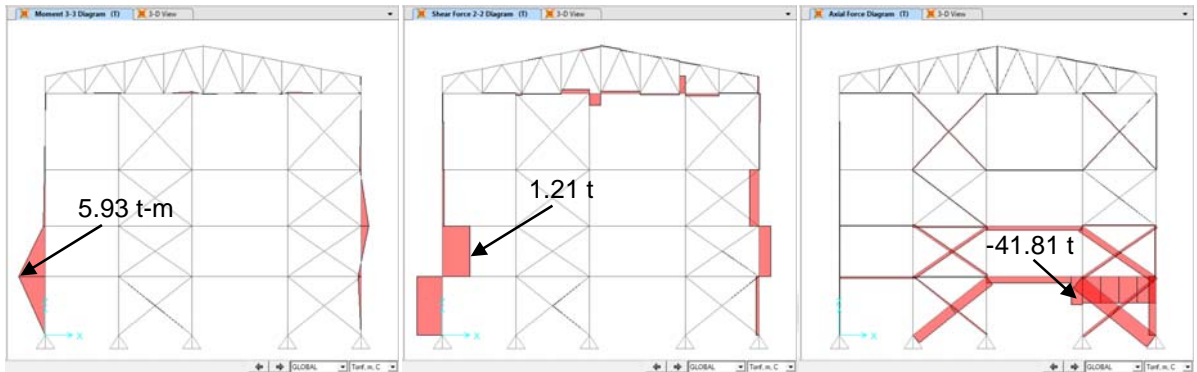


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- T (Carga por Temperatura)

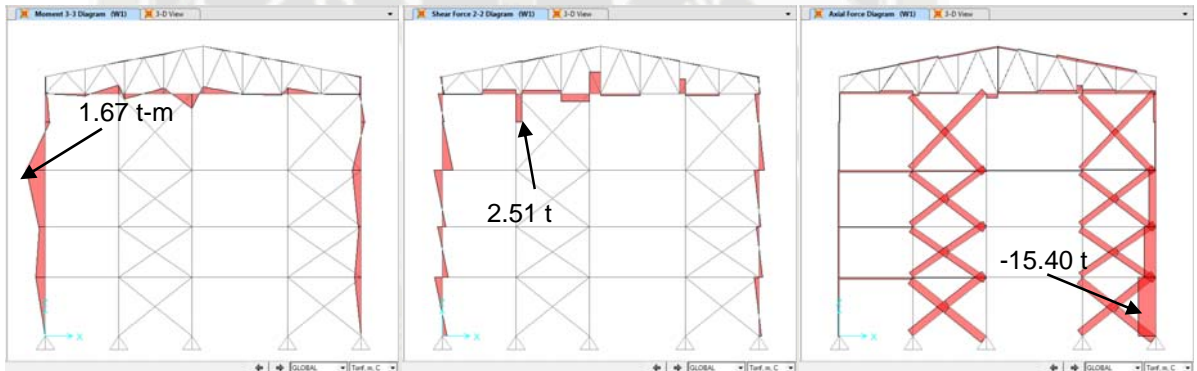


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W1X (Carga de Viento)

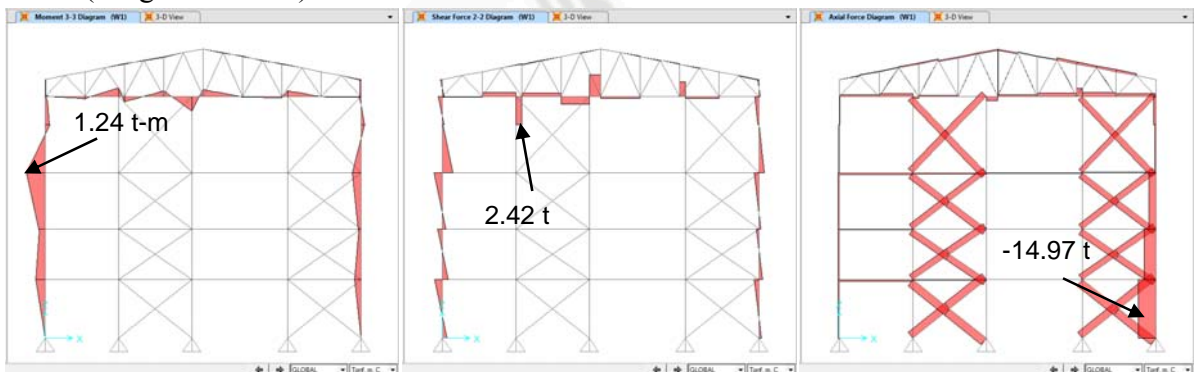


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)

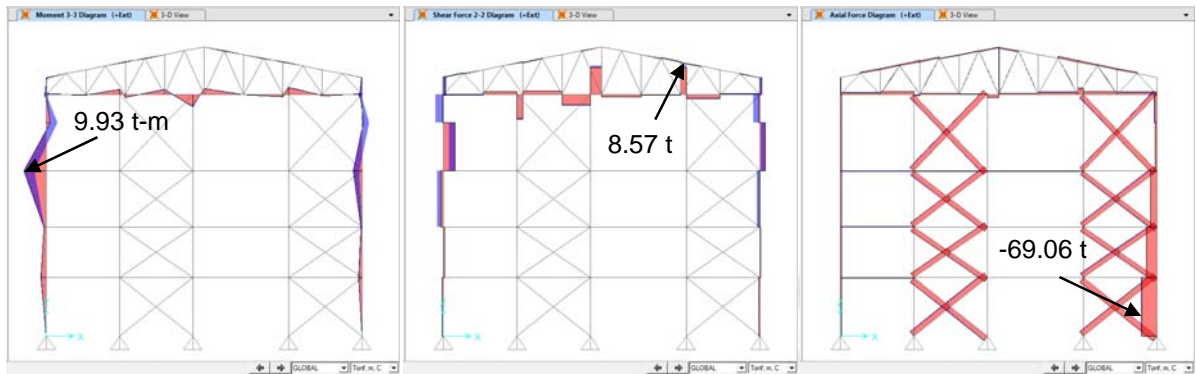


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)

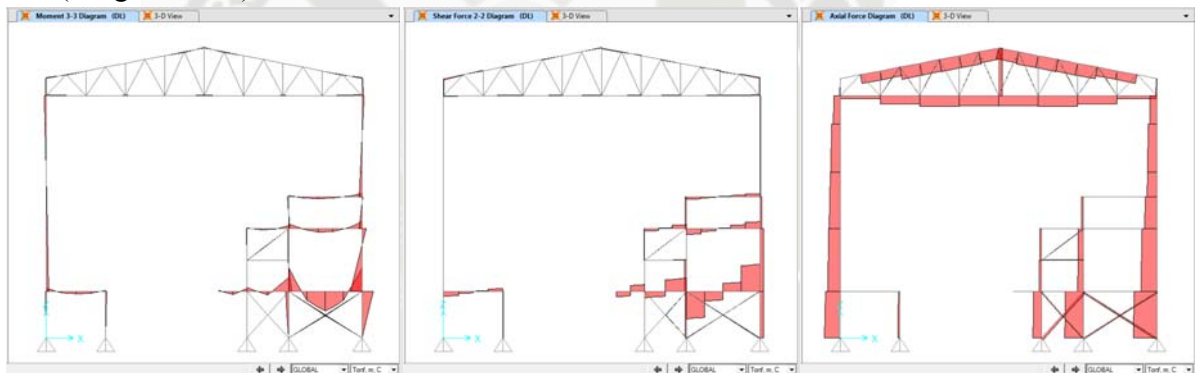


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- h) Eje "F"
- DL (Carga Muerta)

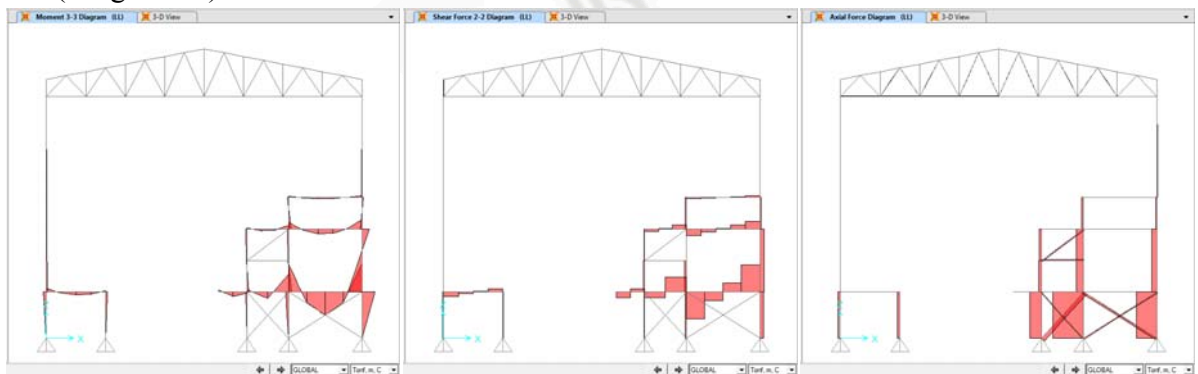


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL (Carga Viva)

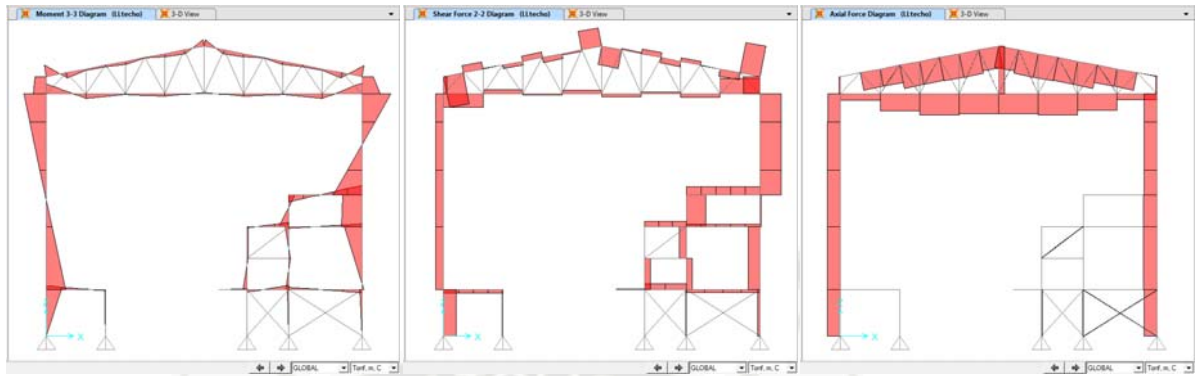


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo

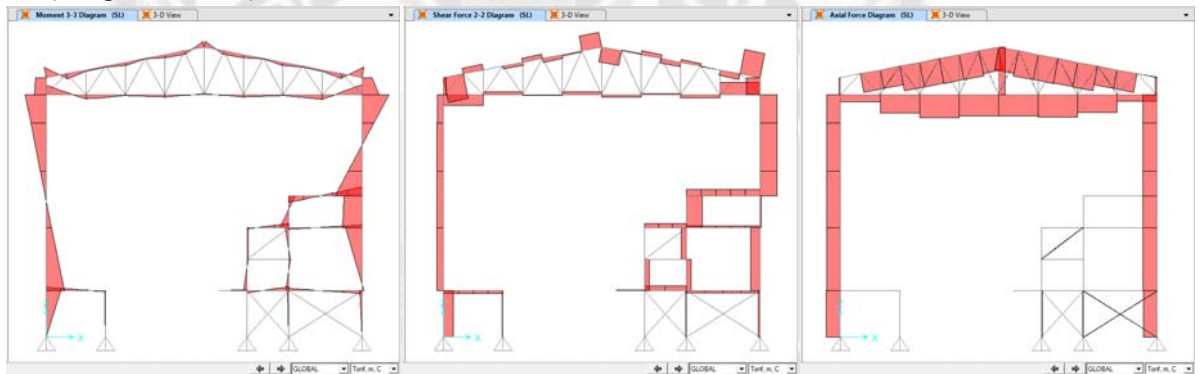


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- SL(Carga de Nieve)

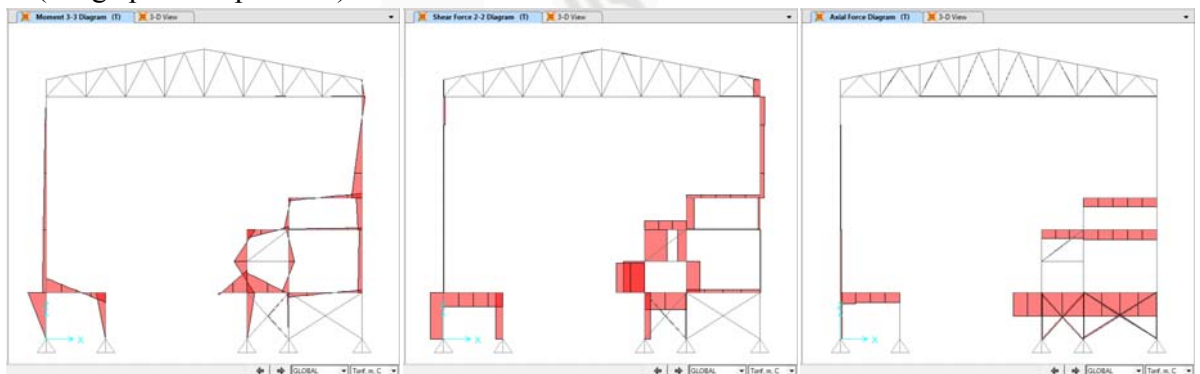


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- T (Carga por Temperatura)

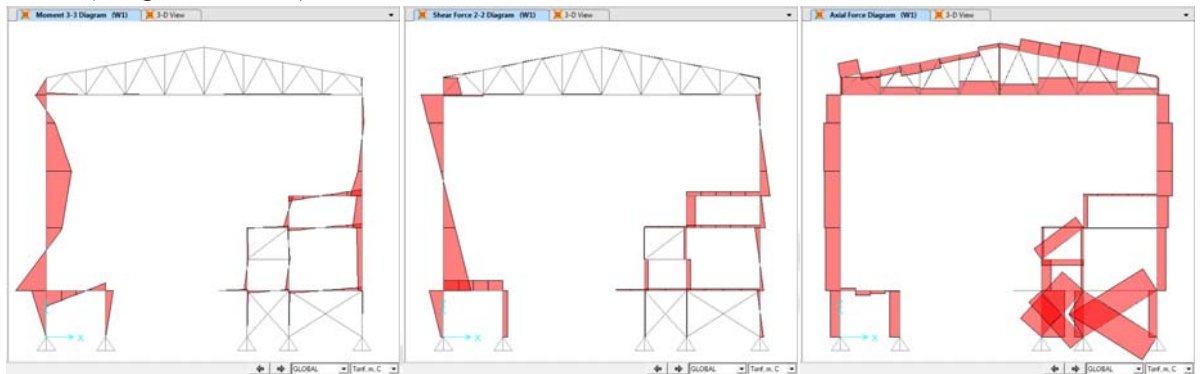


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W1X (Carga de Viento)

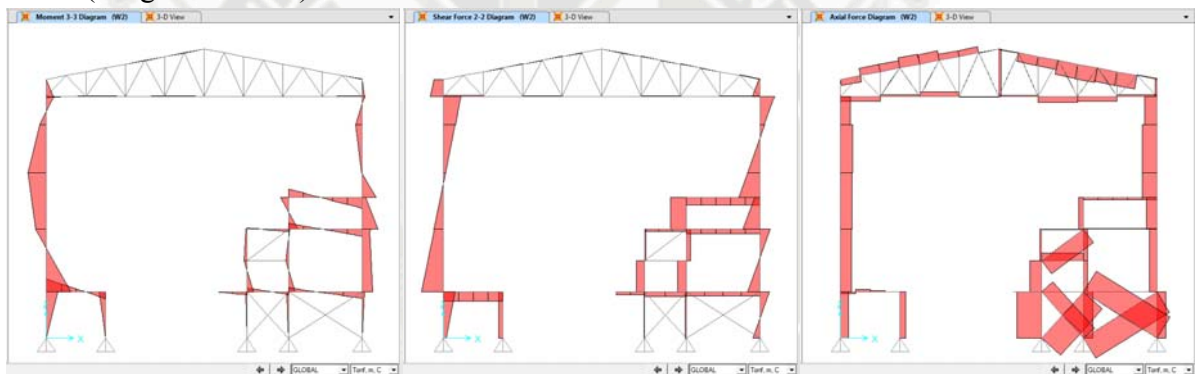


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)

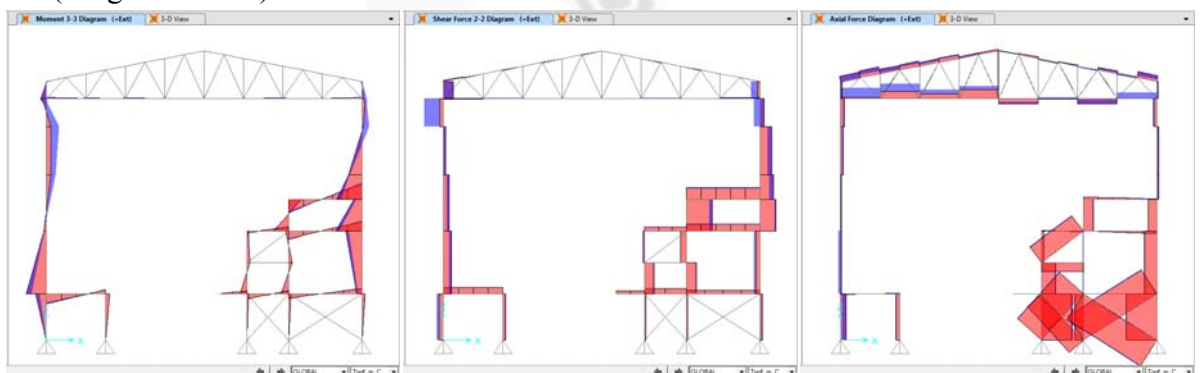


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



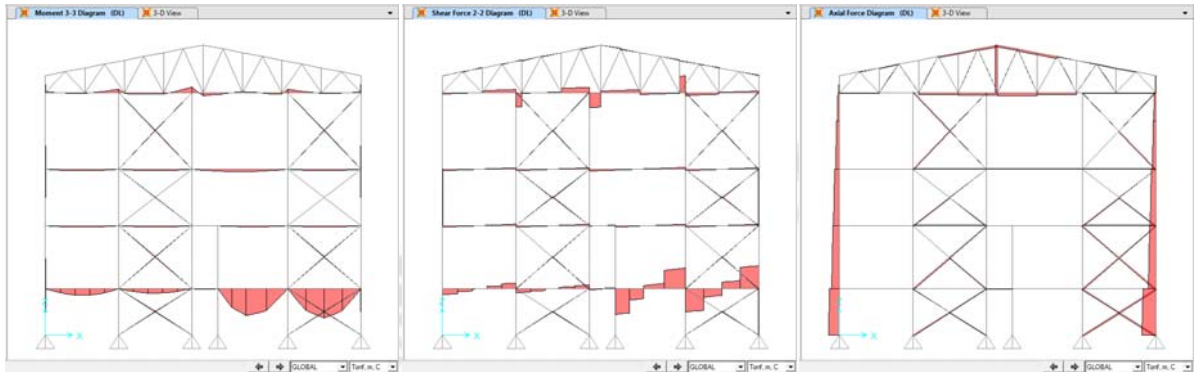
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

i) Eje "J"

- DL (Carga Muerta)

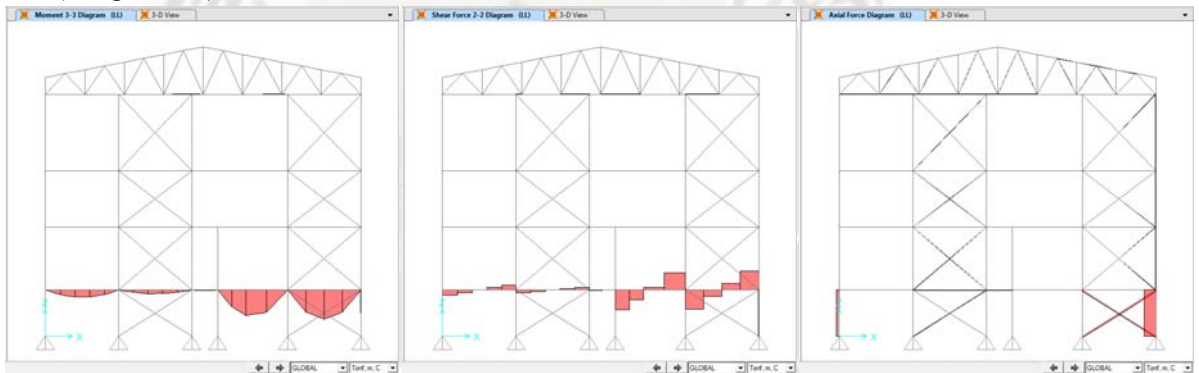


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL (Carga Viva)

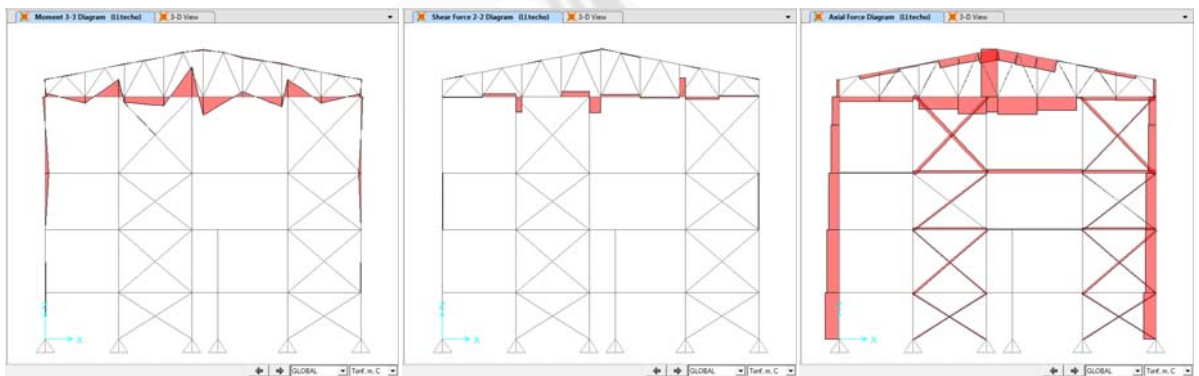


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- LL techo

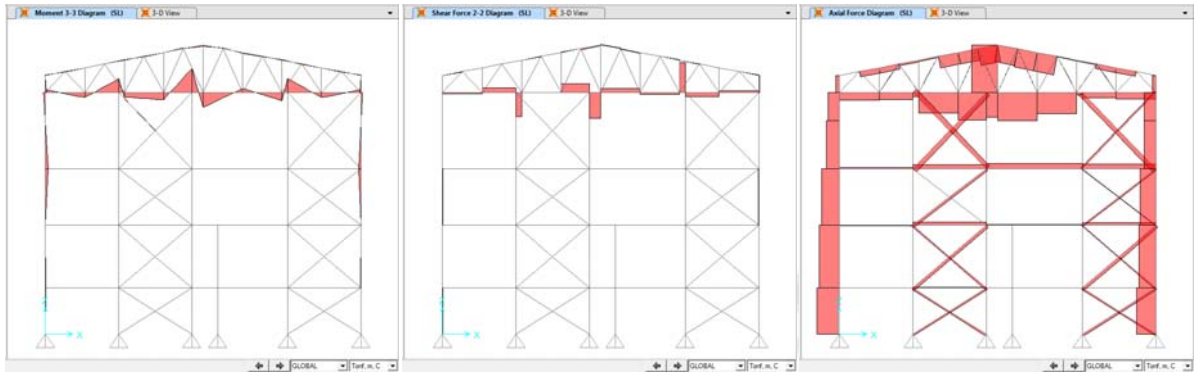


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- SL (Carga de Nieve)

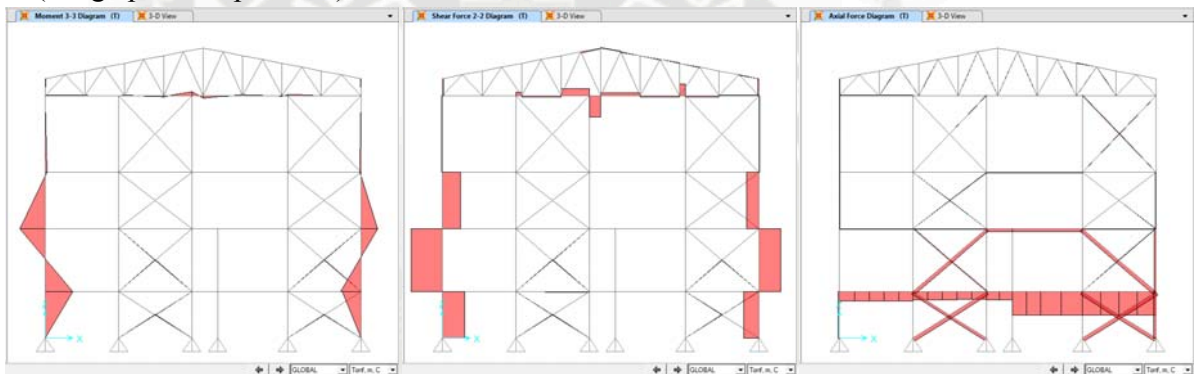


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- T (Carga por Temperatura)

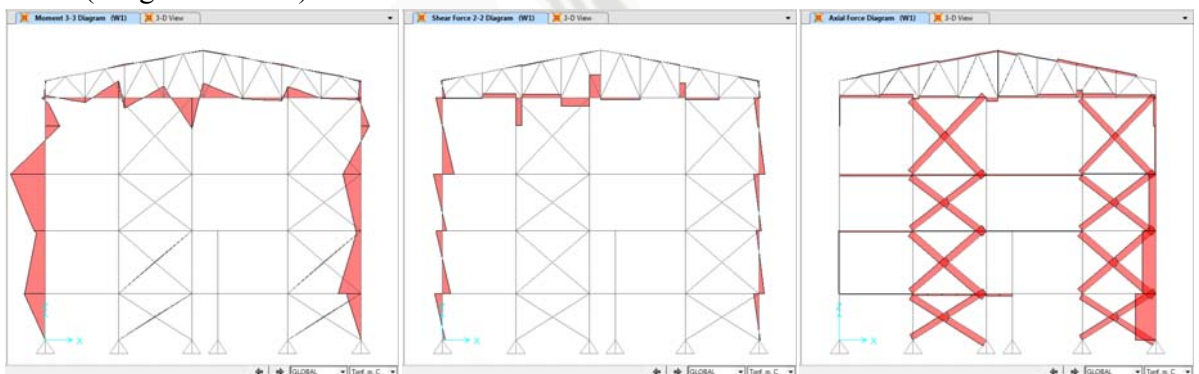


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W1X (Carga de Viento)

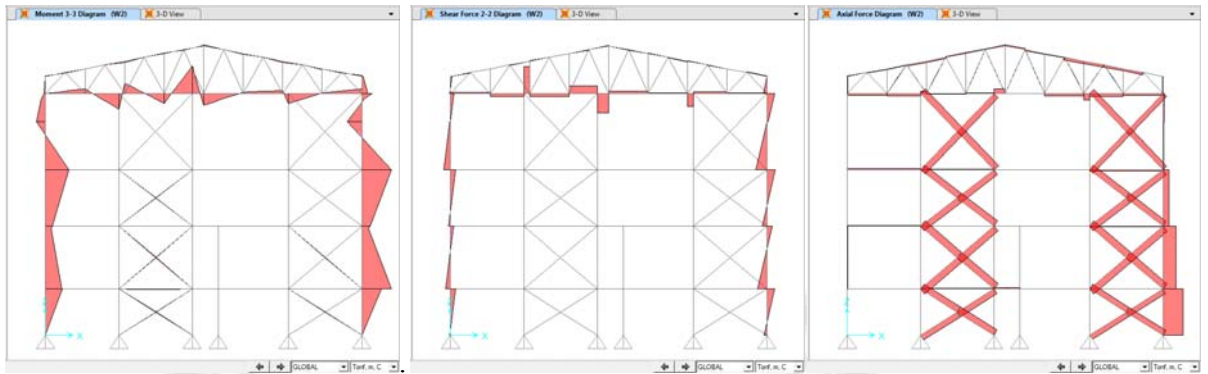


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- W2X (Carga de Viento)

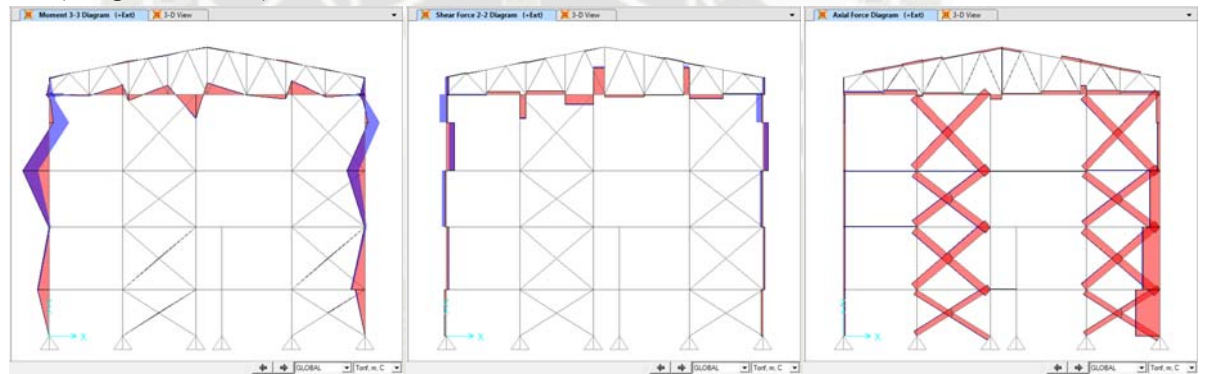


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- Ex (Carga de Sismo)



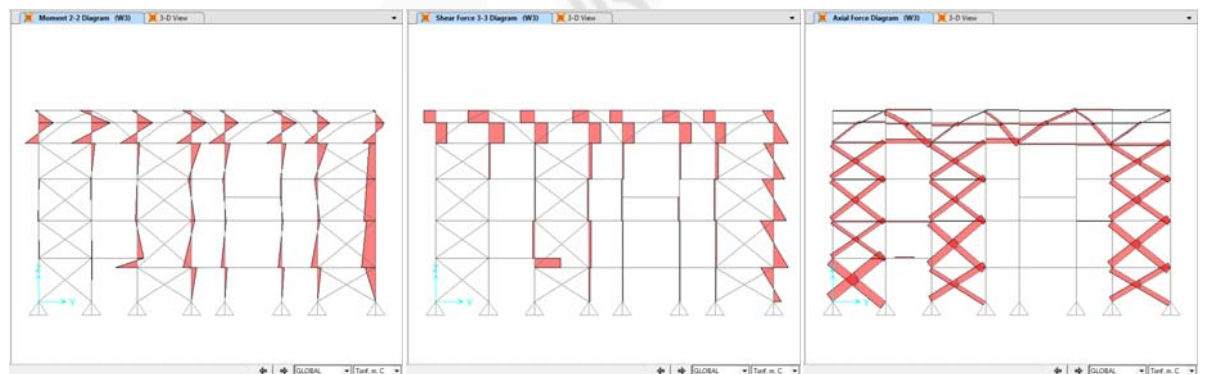
Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

- j) Eje "1"

- W3Y (Carga de Viento)

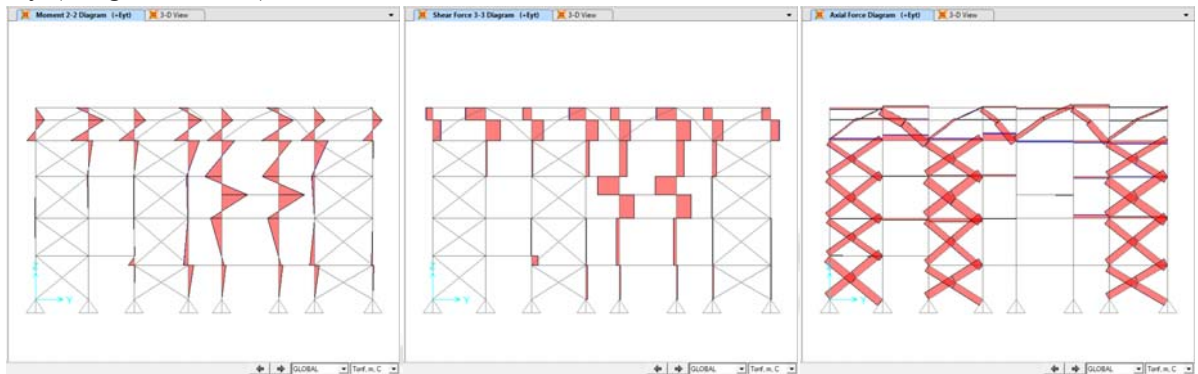


Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

- Ey (Carga de Sismo)



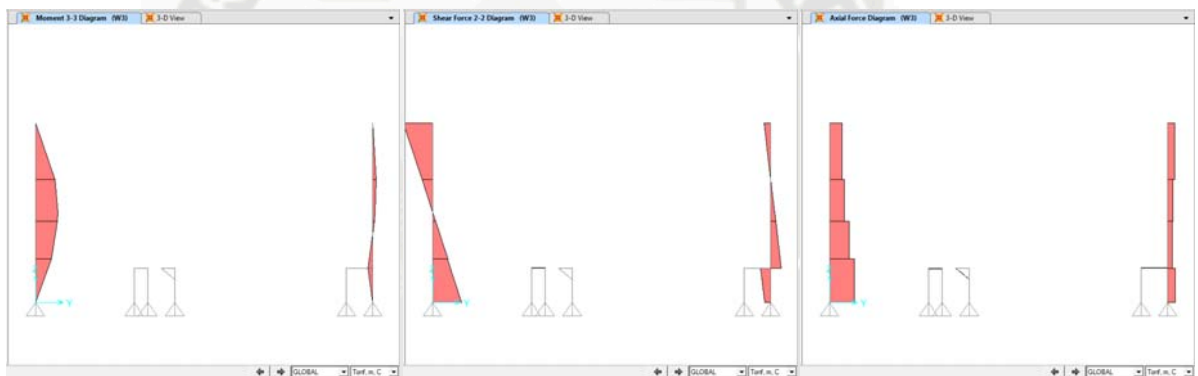
Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

- k) Eje "3"

- W3Y (Carga de Viento)

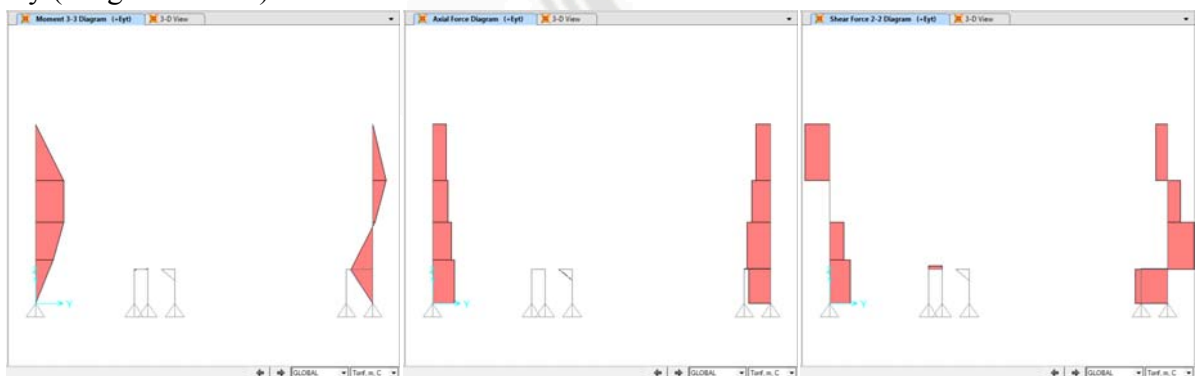


Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

- Ey (Carga de Sismo)

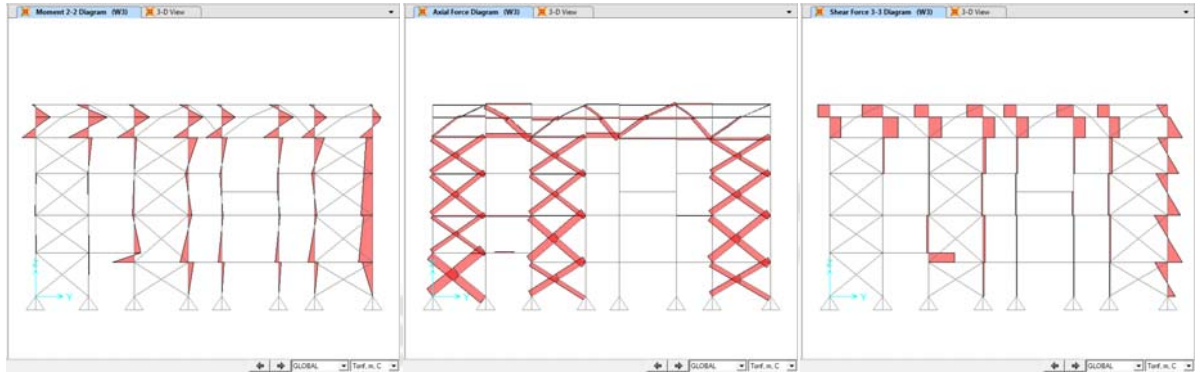


Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

- l) Eje "6"
- W3Y (Carga de Viento)

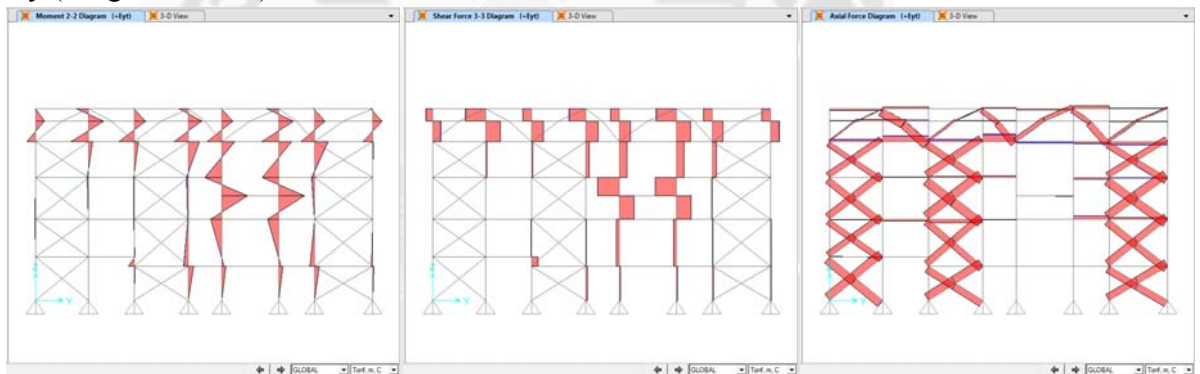


Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

- Ey (Carga de Sismo)



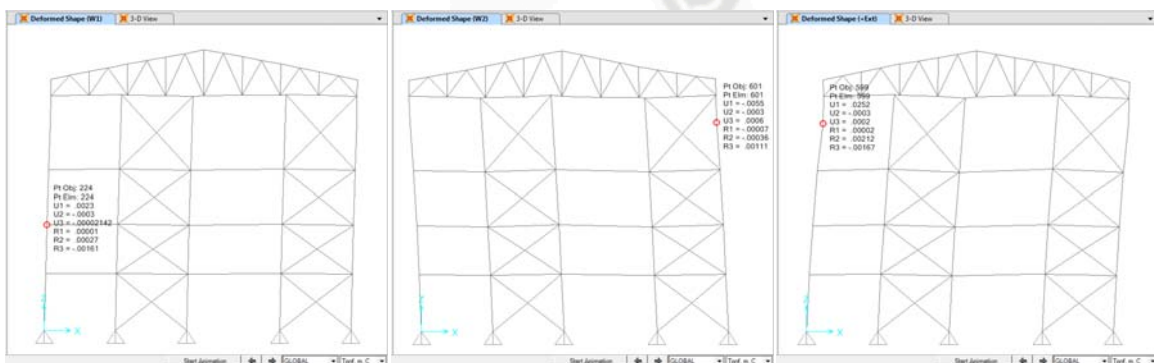
Momentos 2-2

Cortante 3-3

Axial

3.4.4. Verificación de Desplazamientos Laterales

- a) Eje "A"



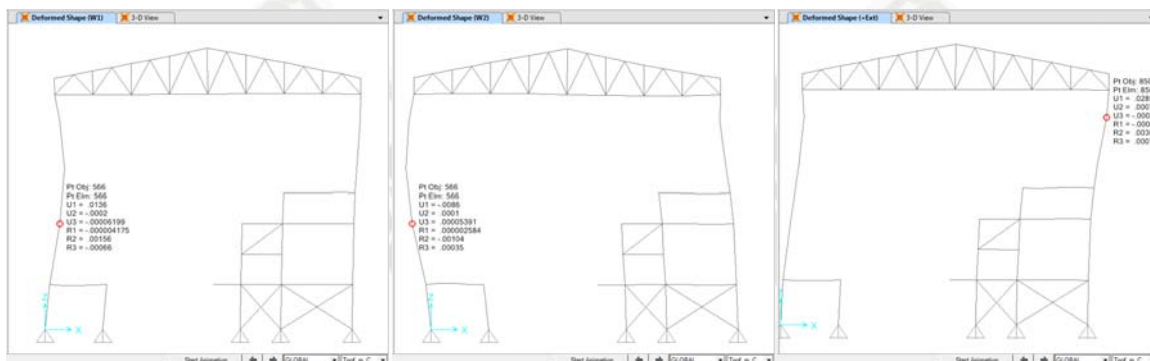
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o-\delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o-\delta i)/h$	$(\delta o-\delta i) \times C_d / h_i$	
W1	0.0011	4.3	0.03%	-	Ok!
W2	0.0016	4.3	0.04%	-	Ok!
EX	0.0072	4.3		0.44%	Ok!

b) Eje "F"



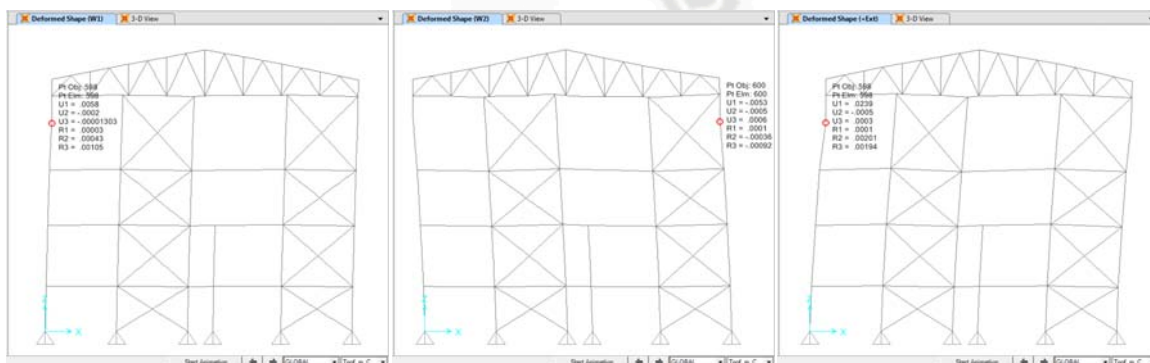
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o-\delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o-\delta i)/h$	$(\delta o-\delta i) \times C_d / h_i$	
W1	0.0098	4.5	0.22%	-	Ok!
W2	0.0062	4.5	0.14%	-	Ok!
EX	0.0135	4.3		0.82%	Ok!

c) Eje "J"



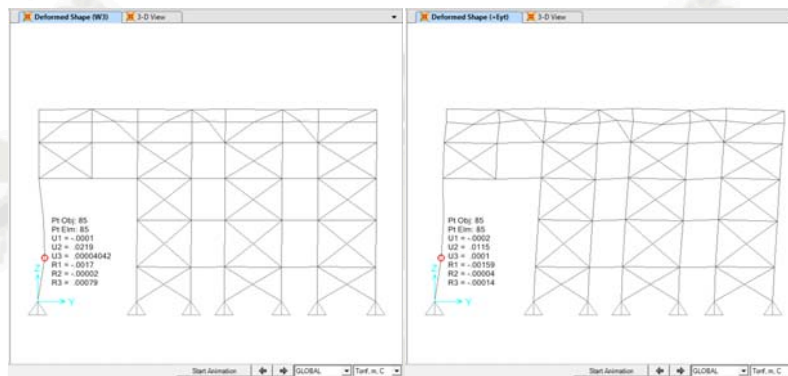
W1X (Carga de Viento)

W2X (Carga de Viento)

Ex (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times C_d / h_i$	
W1	0.0020	4.3	0.05%	-	Ok!
W2	0.0018	4.3	0.04%	-	Ok!
EX	0.0092	4.3		0.56%	Ok!

d) Eje "1"

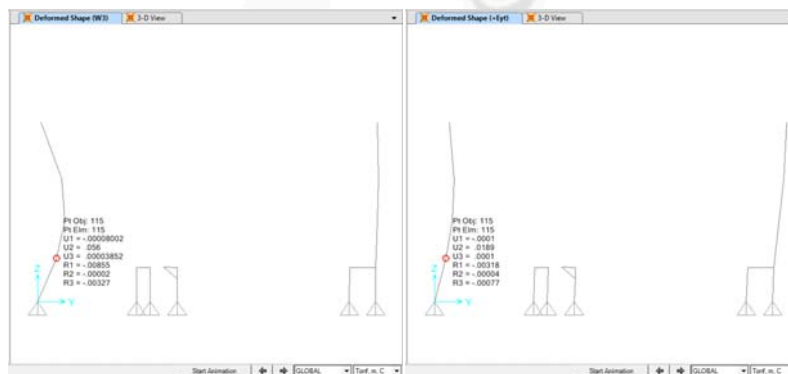


W3Y (Carga de Viento)

Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times C_d / h_i$	
W3	0.0219	5.2	0.42%	-	Ok!
EY	0.0115	5.2		0.71%	Ok!

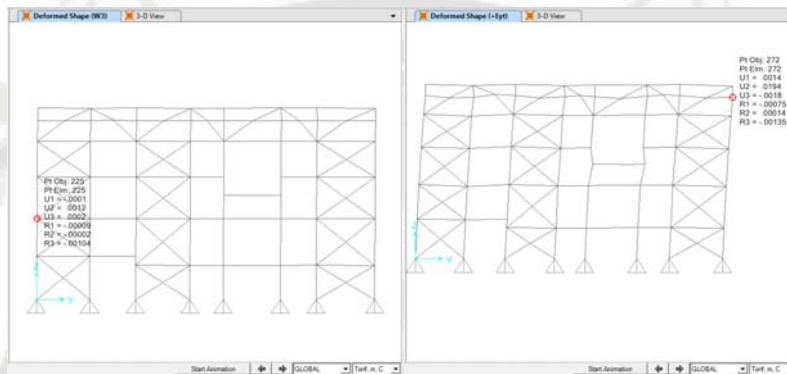
e) Eje "3"



W3Y (Carga de Viento) Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times Cd/hi$	
W3	0.0560	5.2	1.08%	-	Ok!
EY	0.0189	5.2		1.16%	Ok!

f) Eje "6"

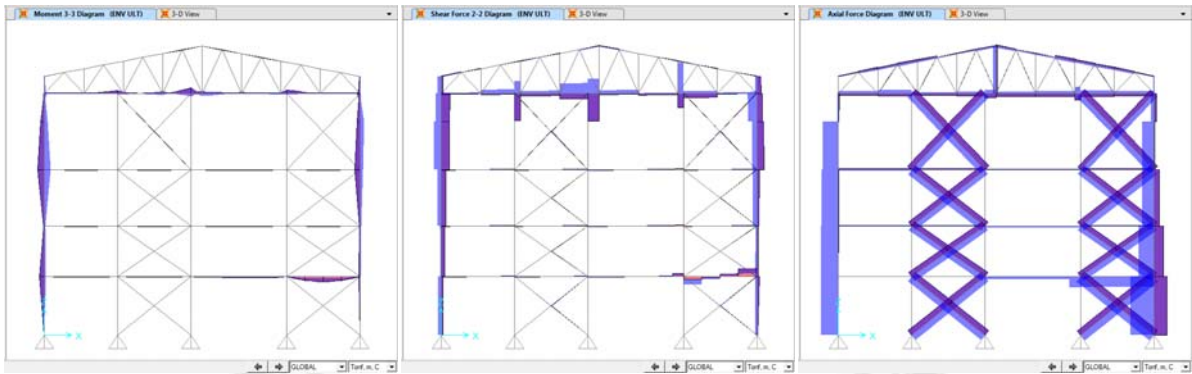


W3Y (Carga de Viento) Ey (Carga de Sismo)

Carga	$(\delta o - \delta i)$ (m)	hi (m)	W	E	< 1.5%
			$(\delta o - \delta i)/h$	$(\delta o - \delta i) \times Cd/hi$	
W3	0.0005	4.5	0.01%	-	Ok!
EY	0.0085	2.2		1.24%	Ok!

3.4.5. Envoltentes de diseño

a) Eje "A"

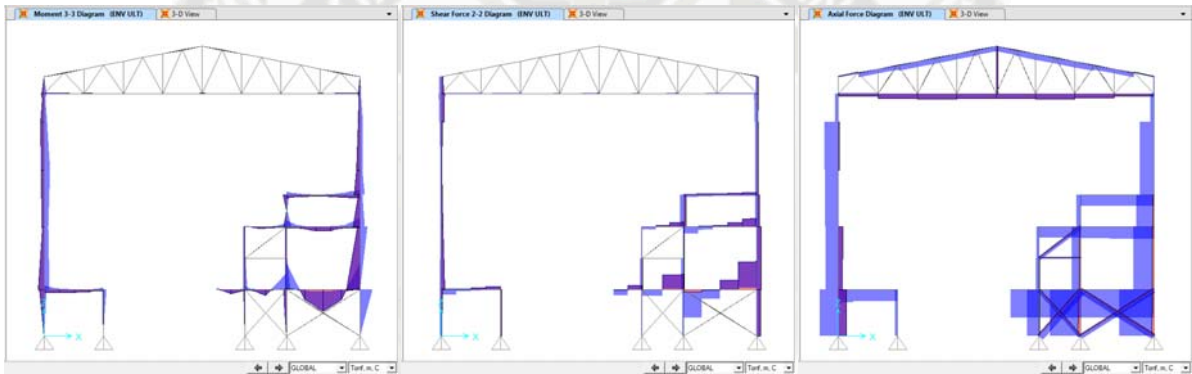


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

b) Eje "F"

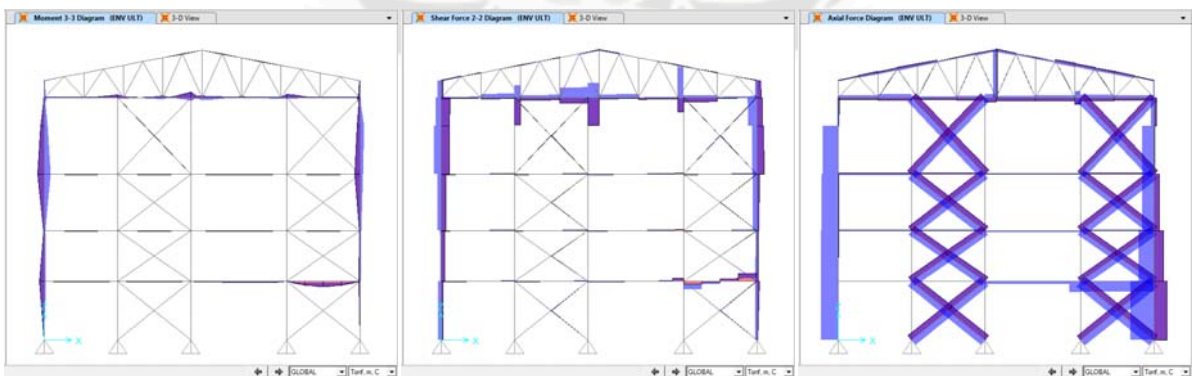


Momentos 3-3

Cortante 2-2

Axial

c) Eje "J"

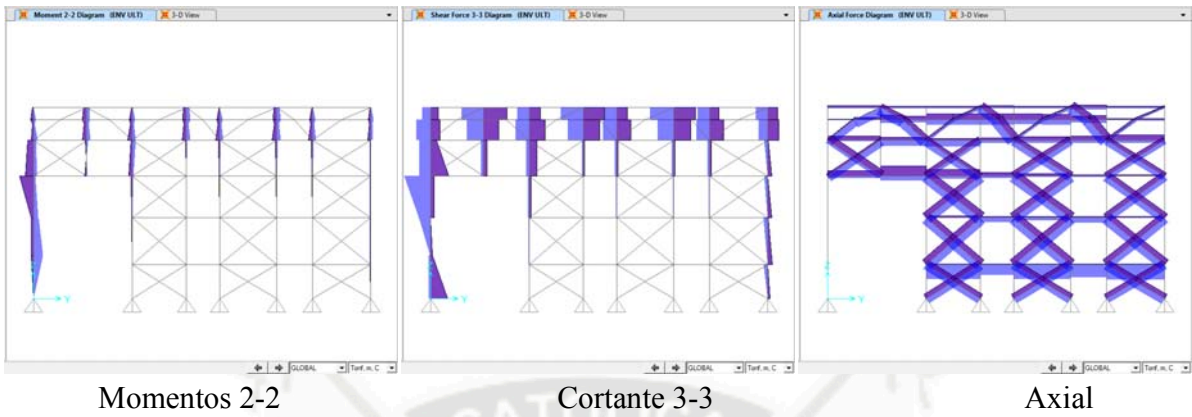


Momentos 3-3

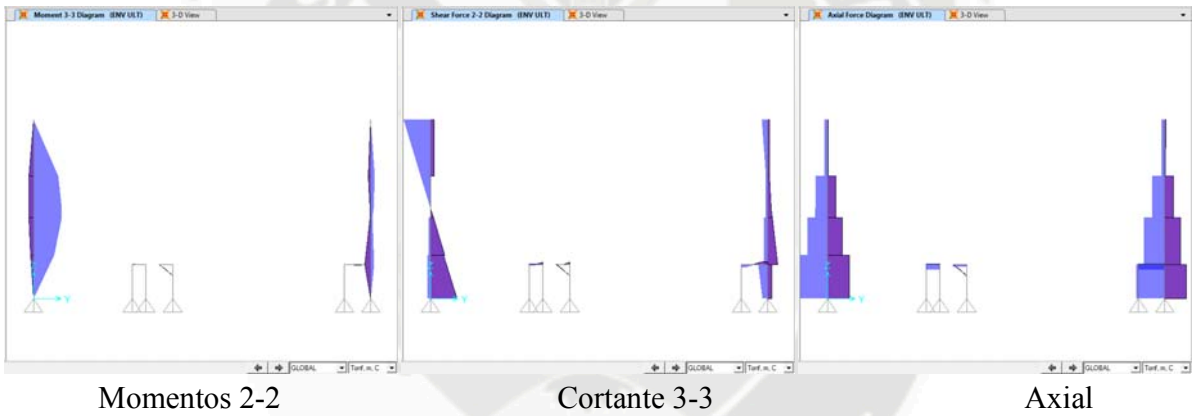
Cortante 2-2

Axial

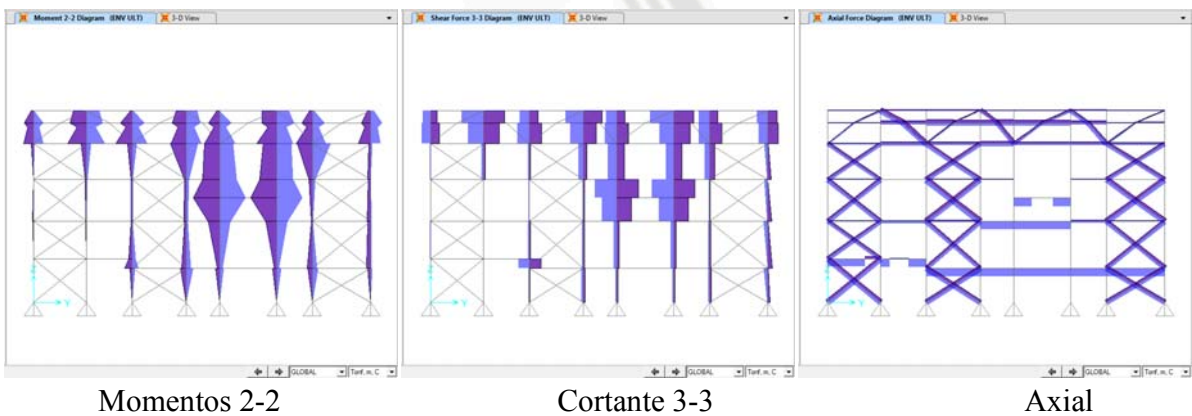
d) Eje "I"



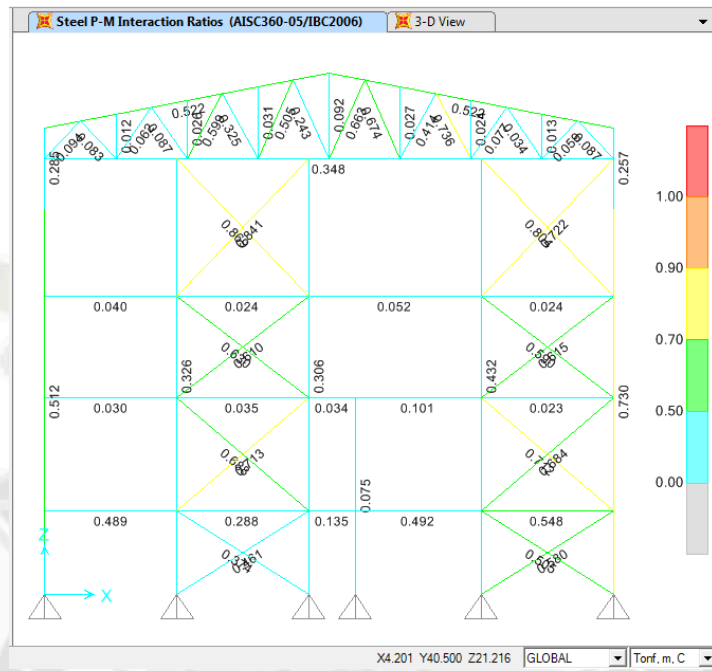
e) Eje "3"



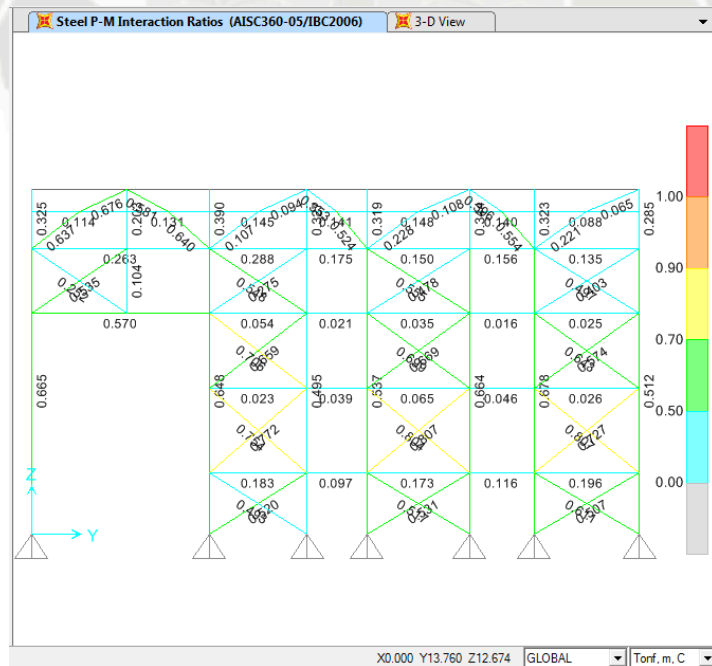
f) Eje "6"



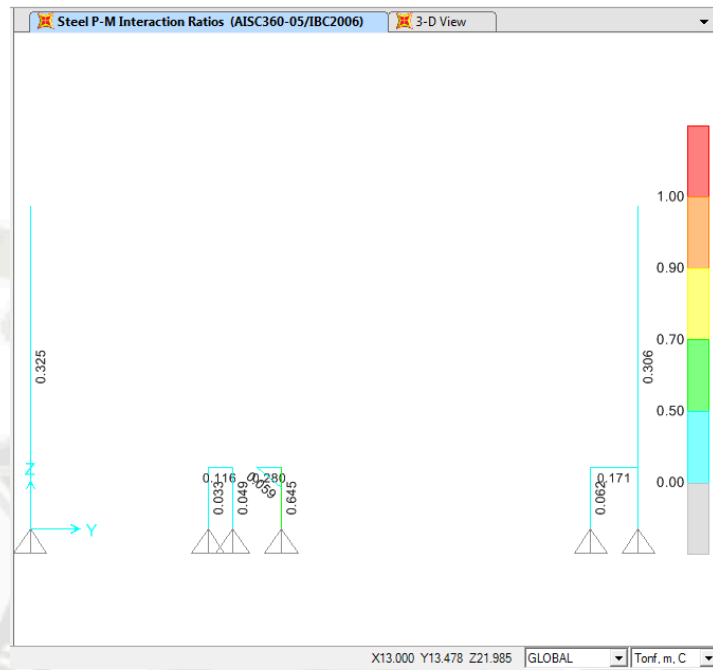
3.4.6. Ratios de Diseño



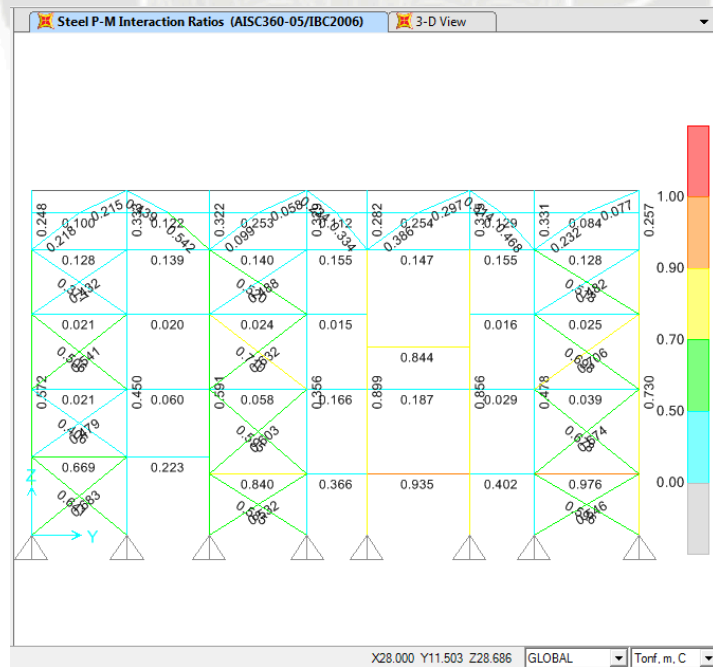
d) Eje "1"



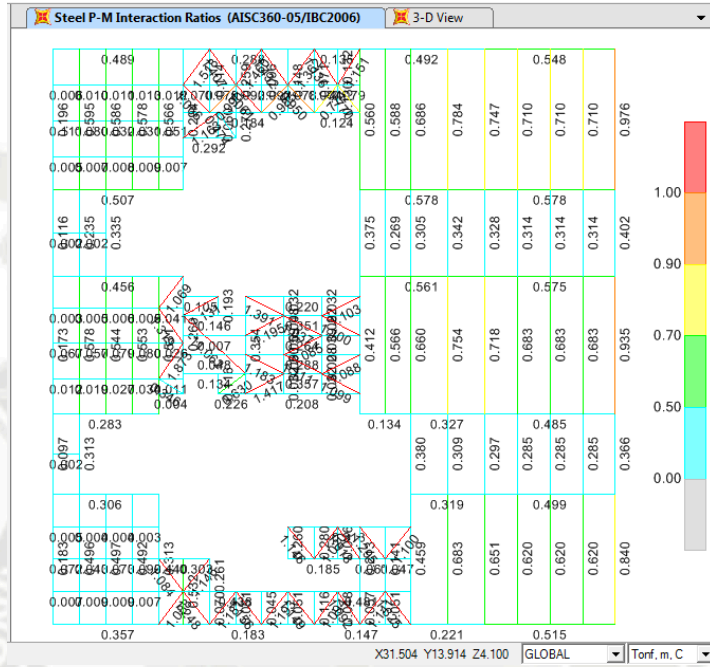
e) Eje "3"



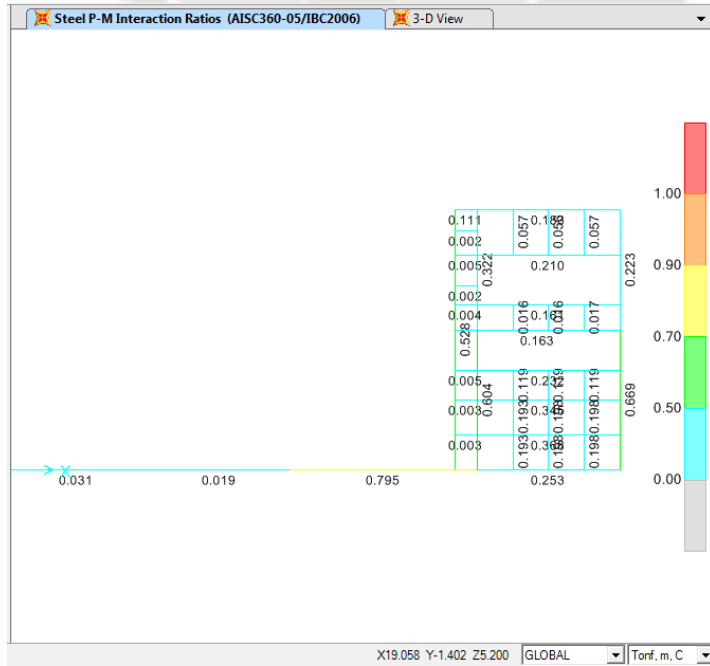
f) Eje "6"



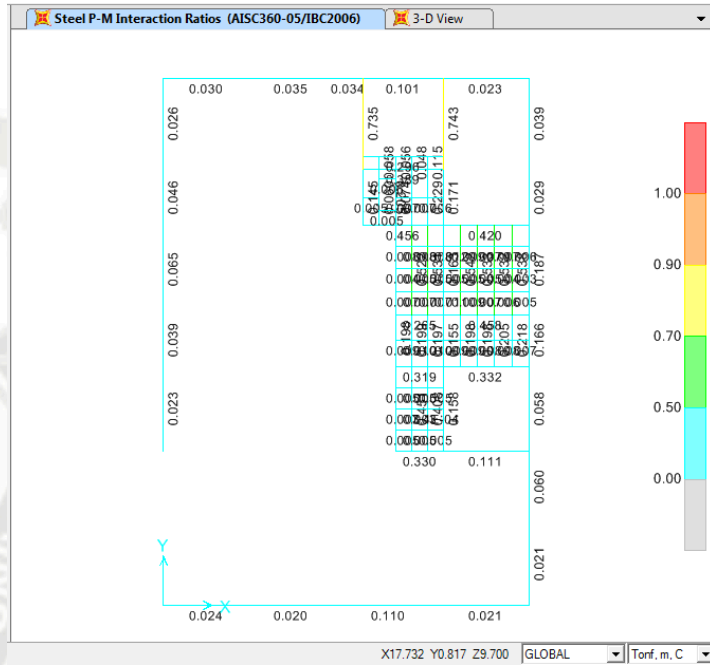
g) Planta "4726.3"



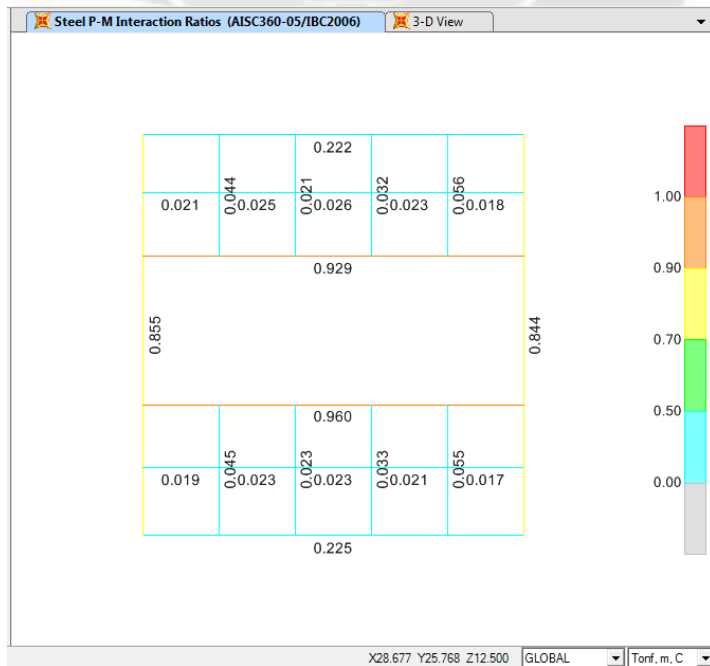
h) Planta "4726.432"



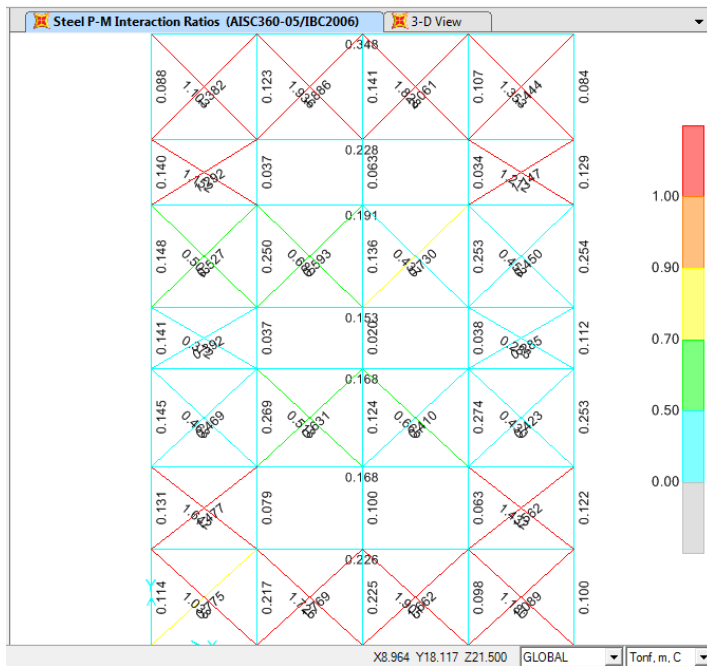
i) Planta "4731.868"



j) Planta "4736.868"



k) Planta "4745.868"



3.5. Función objetivo: Peso mínimo, selección de la mejor alternativa

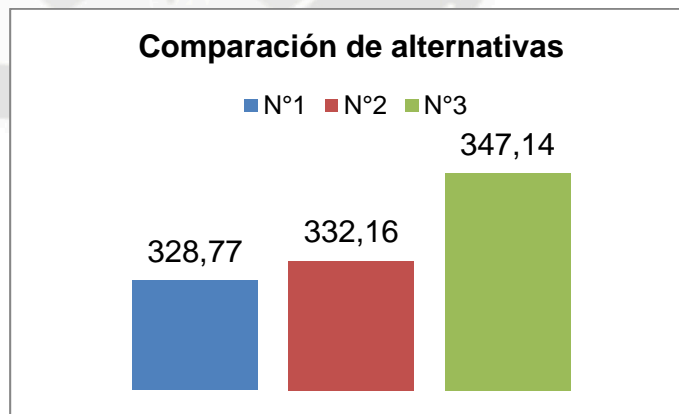
Elegiremos la mejor alternativa en función de la que sea la más liviana,

ALTERNATIVA PESO (t)

N°1 328.77

N°2 332.16

N°3 347.14



La alternativa más adecuada según nuestros requerimientos es la N°1, al ser más liviana, esto representa un menor tiempo y costos como proyecto, por tal motivo esta alternativa es la que se detallará en el diseño y se representará en los planos.

4. CAPITULO IV:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA MEJOR ALTERNATIVA ESTRUCTURAL

(Alternativa N°1)

4.1. Consideraciones Generales.

El método de diseño LRFD se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición aplicable a toda la estructura o a uno de sus componentes, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado. Los estados límites se dividen en dos grupos:

- Estados límites de servicio: son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción.
- Estados límites de resistencia (o últimos): son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso.

Siempre debe cumplirse la siguiente condición:

$$R_u \leq \Phi R_n$$

R_u : Resistencia requerida (demanda).

R_n : Resistencia de nominal (suministro).

Φ : Factor de resistencia para un estado limite particular.

El objetivo del diseño estructural de un sistema es la optimización del sistema, buscando la mejor solución posible.

El Diseño de los elementos estructurales como correas, vigas, columnas y arriostres se realizará en el programa SAP 2000.

COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga se definen según las indicaciones del AISC. Para el caso de los elementos estructurales como para el diseño de las conexiones se determino usar el método de la rotura (LRFD). A continuación se presentan las combinaciones consideradas. Para una mejor comprensión y simplificación de las expresiones se decidió agrupar estados de carga que presentan características comunes. Para el diseño de las estructuras de las cimentaciones de concreto armado se efectuaran por el método de resistencia. Se empleara el método de los esfuerzos admisibles y cargas de servicio para la verificación de las deformaciones y presiones en el terreno por las cimentaciones.

$$DL = DL1 + DL2 + DL3 + DL4 + DL5 + DL6 + DL7 + DL8 + DL12 + CLd$$

$$LL_{\text{techo}} = LL1$$

$$LL = LL2 + LL3 + LL4$$

$$CL1 = CLvs + CLi + CLss + CLis$$

$$CL2 = CLvs + CLi$$

$$CL3 = CLvs + CLi + CLss$$

$$CL4 = CLvs + CLi + CLbs$$

$$EX = EX1 + EX2$$

$$EY = EY1 + EY2$$

Combinaciones según LRFD

- 1.- U D1 : 1.4 (DL+DL10)
- 2.- U D2.1 : 1.2 (DL+DL11) +1.2T+1.6LL +0.5LLtecho
- 3.- U D2.2 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6LLtecho + LL
- 4.- U D2.3 : 1.2 (DL+DL11) +1.2T+1.6LL +0.5SL
- 5.- U D2.4 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6SL + LL
- 6.- U D3.1 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6LLtecho + 0.8W1
- 7.- U D3.2 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6LLtecho + 0.8W2
- 8.- U D3.3 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6LLtecho + 0.8W3
- 9.- U D3.4 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6W1 +LL +0.5LLtecho
- 10.- U D3.5 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6W2 +LL +0.5LLtecho
- 11.- U D3.6 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6W3 +LL +0.5LLtecho
- 12.- U D3.7 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6SL + 0.8W1
- 13.- U D3.8 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6SL + 0.8W2
- 14.- U D3.9 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6SL + 0.8W3
- 15.- U D3.10 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6W1 +LL +0.5SL
- 16.- U D3.11 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6W2 +LL +0.5SL
- 17.- U D3.12 : 1.2 (DL+DL11) + 1.6W3 +LL +0.5SL
- 18.- U D4.1 : 1.2 (DL+DL11) + EX + LL
- 19.- U D4.2 : 1.2 (DL+DL11) - EX + LL
- 20.- U D4.3 : 1.2 (DL+DL11) +EY + LL
- 21.- U D4.4 : 1.2 (DL+DL11) - EY + LL
- 22.- U D5.1 : 0.9 (DL+DL9) + 1.6W1
- 23.- U D5.2 : 0.9 (DL+DL9) + 1.6W2
- 24.- U D5.3 : 0.9 (DL+DL9) + 1.6W3
- 25.- U D5.4 : 0.9 (DL+DL9) +WEX

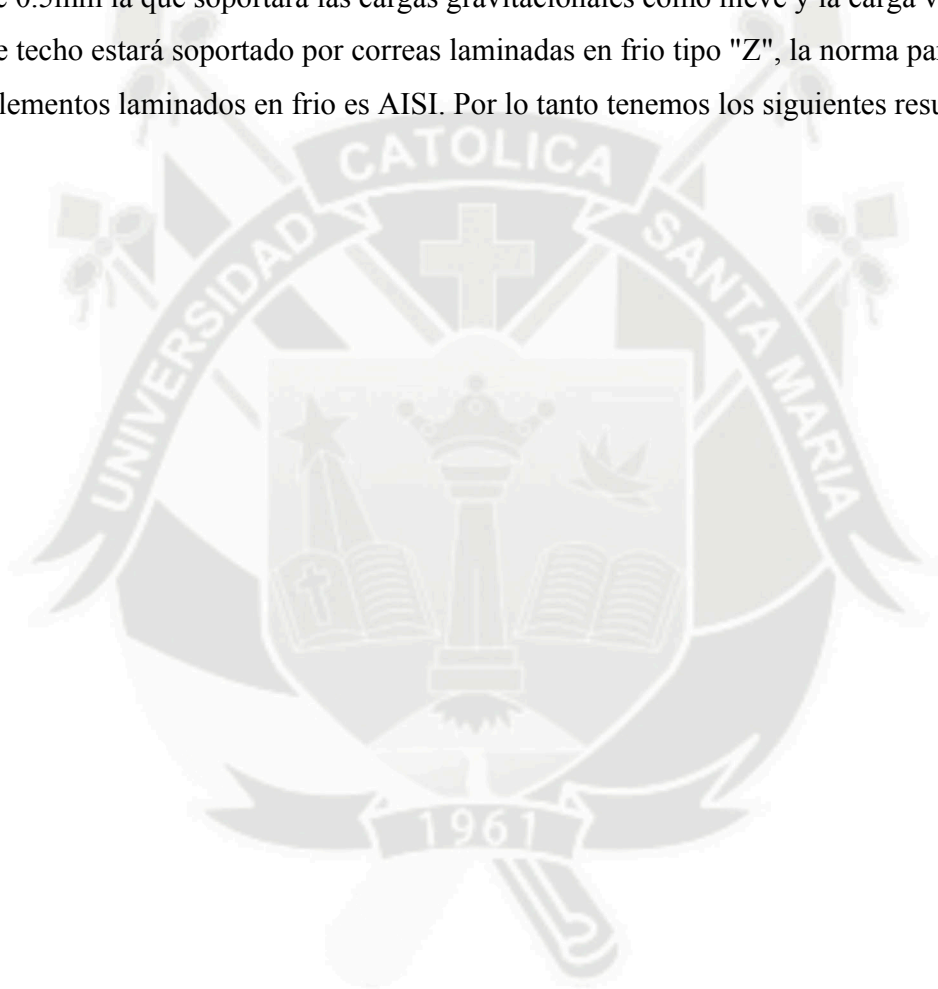
- 26.- U D5.5 : 0.9 (DL+DL9) -WEX
- 27.- U D5.6 : 0.9 (DL+DL9) +WEY
- 28.- U D5.7 : 0.9 (DL+DL9) -WEY

Combinaciones para puente grúa según (Technical Report N°13).

- 29.- U D6.1 : 1.2 (DL + DL11) + 1.6LL + 0.5LLtecho + 1.2CL1
- 30.- U D6.2 : 1.2 (DL + DL11) + 0.5LL + 1.6LLtecho + 1.2CL1
- 31.- U D6.3 : 1.2 (DL + DL11) + 1.6LL + 0.5SL + 1.2CL1
- 32.- U D6.4 : 1.2 (DL + DL11) + 0.5LL + 1.6SL + 1.2CL1
- 33.- U D7.1 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6LLtecho + 1.2CL2 + 0.8W1
- 34.- U D7.2 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6LLtecho + 1.2CL2 + 0.8W2
- 35.- U D7.3 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6LLtecho + 1.2CL2 + 0.8W3
- 36.- U D7.4 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6SL + 1.2CL2 + 0.8W1
- 37.- U D7.5 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6SL + 1.2CL2 + 0.8W2
- 38.- U D7.6 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6SL + 1.2CL2 + 0.8W3
- 39.- U D8.1 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6LLtecho + 1.2CL3 + 0.4W1
- 40.- U D8.2 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6LLtecho + 1.2CL3 + 0.4W2
- 41.- U D8.3 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6LLtecho + 1.2CL3 + 0.4W3
- 42.- U D8.4 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6SL + 1.2CL3 + 0.4W1
- 43.- U D8.5 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6SL + 1.2CL3 + 0.4W2
- 44.- U D8.6 : 1.2 (DL + DL11) + 1.0LL + 1.6SL + 1.2CL3 + 0.4W3
- 45.- U D9.1 : 1.2 (DL + DL11) +EX
- 46.- U D9.2 : 1.2 (DL + DL11) -EX
- 47.- U D9.3 : 1.2 (DL + DL11) +EY
- 48.- U D9.4 : 1.2 (DL + DL11) -EY

4.2. Diseño del Techo.

Tal como se determino preliminarmente, el techo tendrá una cobertura Metálica TR7 con un espesor de 0.5mm la que soportará las cargas gravitacionales como nieve y la carga viva sobre el techo, este techo estará soportado por correas laminadas en frio tipo "Z", la norma para el diseño de estos elementos laminados en frio es AISI. Por lo tanto tenemos los siguientes resultados.



AISI-LRFD96 COLD-FORMED STEEL SECTION CHECK							Units: Tonf, m, C
File							
Combo	: U4.1						
Units	: Tonf, m, C						
Frame	: 46	Design Sect:	: Z12"X3"X4.5mm				
X Mid	: 3.575	Design Type:	: Beam				
Y Mid	: 0.000	Frame Type:	: Braced				
Z Mid	: 3.000	Sect Class:	: Slender				
Length	: 7.150	Major Axis:	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3.813	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.002	SMajor	: 1.742E-04	AUMajor	: 0.001	rMajor	: 0.113
IMajor	: 2.655E-05	SMInor	: 2.287E-05	AUMInor	: 5.238E-04	rMinor	: 0.029
IMInor	: 1.743E-06	E	: 20740553.971				
Ixy	: 4.723E-06	Fy	: 25310.507				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
3.813	0.000	1.564	0.287	0.058	0.011	0.000	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (C5.1.2-2)	Total Ratio	Pu Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0.923	= 0.000	+ 0.394	+ 0.529	1.000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Pu Force	Pn Capacity	Pn0 Capacity	Tn Capacity	Phit Factor	Phic Factor	
Axial	0.000	36.417	40.696	53.032	0.950	0.850	
MOMENT DESIGN							
	Mu Moment	Mn Capacity	Mn(Yield) Capacity	Mn(LTB) Capacity	Mnt Capacity		
Major Moment	1.564	4.175	4.175	4.175	4.410		
Minor Moment	0.287	0.572	0.572	0.572	0.579		
	Cm	Alpha	K	L	CTF	Cb	
Major Moment	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Minor Moment	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
	Phib Factor	Phiby Factor					
Major Moment	0.950	0.950					
Minor Moment	0.950	0.950					
SHEAR DESIGN							
	Uu Force	Un Capacity	PhiU Factor	Un Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	0.058	21.699	0.000	0.003	OK	0.000	
Minor Shear	0.011	7.955	0.900	0.001	OK	0.000	

4.3. Diseño de Vigas.

W14x53, Diseño de viga mas esforzada (ver Ítem 3.3.6 f)

Steel Stress Check Data AISC360-05/IBC2006							
File							
AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : Tonf, m, C							
Frame : 375	X Mid: 28.000	Combo: UD2.3	Design Type: Beam				
Length: 6.850	Y Mid: 25.775	Shape: W14X53	Frame Type: Eccentrically Braced				
Loc : 3.425	Z Mid: 4.100	Class: Compact	Princl Rot: 0.000 degrees				
Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		Reduction: Tau-b Fixed				
D/C Limit=0.950	2nd Order: General 2nd Order		EA factor=0.800 EI factor=0.800				
AlphaPr/Py=0.143	AlphaPr/Pe=0.492	Tau_b=1.000					
PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiTV=0.900	PhiTF=0.750				
PhiS=0.900	PhiS-RI=1.000	PhiST=0.900					
A=0.010	I33=2.252E-04	r33=0.150	S33=0.001	Av3=0.006			
J=0.000	I22=2.402E-05	r22=0.049	S22=2.346E-04	Au2=0.003			
E=20389019.16	fy=35153.481	Ry=1.100	z33=0.001	Cw=0.000			
RLLF=1.000	Fu=45699.526	z22=3.605E-04					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo UD2.3)							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
3.425	-50.707	15.806	0.000	0.000	0.000	0.000	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.3a,H1-1a)							
D/C Ratio:	0.935 = 0.624 + 0.311 + 0.000						
	= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3a,H1-1a)							
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm	
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
LTB	Lltb	Kltb	Cb				
	1.000	1.000	1.140				
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-50.707	81.296	318.422				
	Mu	phi*Mn	phi*Mn				
Major Moment	Moment	Capacity	No LTB				
Minor Moment	0.000	31.670	45.158				
		11.406					
SHEAR CHECK							
	Uu	phi*Un	Stress	Status			
Major Shear	Force	Capacity	Ratio	Check			
Minor Shear	0.000	70.085	0.000	OK			
		130.298	0.000	OK			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	UMajor	UMajor					
Major (U2)	Left	Right					
	9.230	9.230					

4.4. Diseño de Columnas.

W27x84, Diseño de viga mas esforzada (ver Ítem 3.3.6 f)

Steel Stress Check Data AISC360-05/IBC2006						
File						
AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : Tonf, m, C						
Frame : 741	X Mid: 28.000	Combo: UD10.1	Design Type: Column			
Length: 19.000	Y Mid: 22.350	Shape: W27X84	Frame Type: Eccentrically Braced			
Loc : 4.100	Z Mid: 9.500	Class: Compact	Princpl Rot: 0.000 degrees			
Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		Reduction: Tau-b Fixed			
D/C Limit=0.950	2nd Order: General 2nd Order		EA Factor=0.800 EI Factor=0.800			
AlphaPr/Py=0.214	AlphaPr/Pe=0.425	Tau_b=1.000				
PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiTV=0.900	PhiTF=0.750			
PhiS=0.900	PhiS-RI=1.000	PhiST=0.900				
A=0.016	I33=0.001	r33=0.272	S33=0.003	Av3=0.007		
J=1.170E-06	I22=4.412E-05	r22=0.053	S22=3.474E-04	Av2=0.008		
E=20389019.16	fy=35153.481	Ry=1.100	z33=0.004	Cw=4.833E-06		
RLLF=1.000	Fu=45699.526		z22=5.441E-04			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo UD10.1)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu
4.100	-120.457	-6.371	0.073	1.554	-0.018	0.000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)						
D/C Ratio: 0.828 = 0.694 + 0.131 + 0.004						
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.342	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	0.295	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
LTB	LItb	KItb	Cb			
	0.295	2.007	1.397			
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity			
	-120.457	173.570	506.209			
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB			
	-6.371	43.314	126.503			
Minor Moment	0.073	17.213				
SHEAR CHECK						
Major Shear	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check		
	1.554	167.131	0.009	OK		
Minor Shear	0.018	156.762	0.000	OK		

4.5. Diseño de Arriostres.

TS6x6x1/4(tubo cuadrado), Diseño de viga mas esforzada (ver Ítem 3.3.6 c)

Steel Stress Check Data AISC360-05/IBC2006						
File						
AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : Tonf, m, C						
Frame : 5	X Mid: 11.750	Combo: UD4.1	Design Type: Brace			
Length: 7.245	Y Mid: 40.500	Shape: TS6X6X1/4	Frame Type: Eccentrically Braced			
Loc : 3.622	Z Mid: 18.100	Class: Compact	Princl Rot: 0.000 degrees			
Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		Reduction: Tau-b Fixed			
D/C Limit=0.950	2nd Order: General 2nd Order		EA Factor=0.800 EI Factor=0.800			
AlphaPr/Py=0.241	AlphaPr/Pe=0.581	Tau_b=1.000				
PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiY=0.900	PhiTF=0.750			
PhiS=0.900	PhiS-RI=1.000	PhiST=0.900				
A=0.004	I33=1.261E-05	r33=0.059	S33=1.655E-04	Av3=0.002		
J=2.019E-05	I22=1.261E-05	r22=0.059	S22=1.655E-04	Av2=0.002		
E=20389019.16	fy=32341.203	Ry=1.100	z33=1.950E-04			
RLLF=1.000	Fu=40778.038		z22=1.950E-04			
HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo UD4.1)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu
3.622	-28.092	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)						
D/C Ratio:	0.749 = 0.736 + 0.013 + 0.000					
	= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)					
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cn
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
LTB	Lltb	Kltb	Cb			
	1.000	1.000	1.316			
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity			
	-28.092	38.163	104.973			
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB			
	0.085	5.676	5.676			
Minor Moment	0.000	5.676				
Torsion	Tu Moment	Tn Capacity	phi*Tn Capacity			
	0.000	5.238	4.714			
SHEAR CHECK						
Major Shear	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check		
	0.000	29.576	0.000	OK		
Minor Shear	0.000	29.576	0.000	OK		

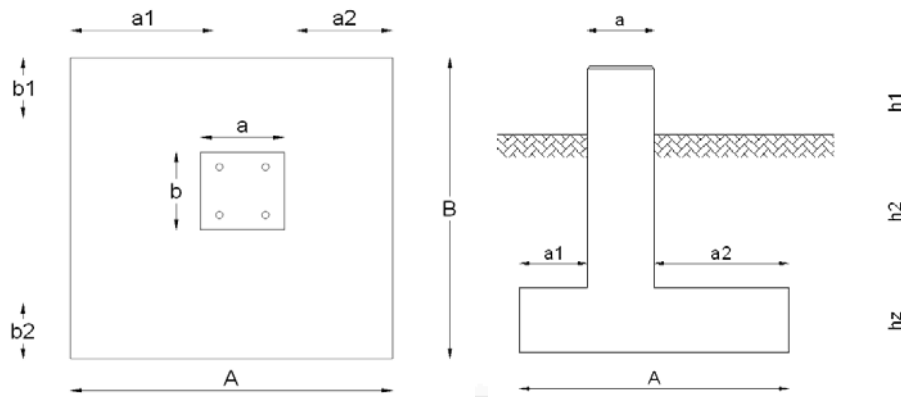
4.6. Diseño de Cimentación.

La Cimentación es una parte importante de las estructuras ya que transmiten las cargas (presión) de la estructura al terreno, la presión transmitida debe ser menor que la capacidad portante admisible ($q_{adm}=3.0 \text{ kg/cm}^2$).

Para la capacidad admisible del terreno se podrá considerar un incremento del 30%, para estados de cargas temporales, tales como sismo y viento.

En el diseño de las cimentaciones de la estructura se considero diferente tipos de cimentaciones, tales como: zapatas aisladas y zapatas combinadas.

Se realizara el ejemplo de diseño de la zapata aislada de la columna W27x84, la cual se escogerá la más desfavorable, obteniendo lo siguiente:



Características Geometricas

$a =$	0.80	m	Dimensión del pedestal en X
$b =$	0.50	m	Dimensión del pedestal en Y
$a1 =$	1.40	m	Ver Sketch
$a2 =$	1.40	m	Ver Sketch
$b1 =$	1.55	m	Ver Sketch
$b2 =$	1.55	m	Ver Sketch
$A =$	3.60	m	Ver Sketch
$B =$	3.60	m	Ver Sketch
$hz =$	0.75	m	Altura de zapata
$hgrount =$	0.025	m	Altura de grout
$h1 =$	2.35	m	Ver Sketch
$h2 =$	0.75	m	Ver Sketch
$Df =$	1.50	m	$Df = hz + h2$

Características Geometricas de la Zapata

$Iy =$	14.00	m ⁴	Momento de Inercia de la zapata para la dirección X.
$Ix =$	14.00	m ⁴	Momento de Inercia de la zapata para la dirección Y.
$cx =$	1.80	m	Centro de Gravedad de la zapata respecto a X.
$cy =$	1.80	m	Centro de Gravedad de la zapata respecto a Y.
Área =	12.96	m ²	Área de la Zapata
$xc =$	0.00	m	Dist. x-x del centro del pedestal al centroide de la zapata
$yc =$	0.00	m	Dist. y-y del centro del pedestal al centroide de la zapata

Cargas de peso propio de la cimentación.

$\gamma_c =$	2.40	t/m ³	Peso Especifico Concreto
$\gamma_s =$	1.85	t/m ³	Peso Especifico Suelo
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resist. Compres. Zapata
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resist. Compres. Pedestal
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
P ped =	3.00	t	Peso del pedestal.
P zap =	23.33	t	Peso de la cimentación.
P rell =	17.43	t	Peso del relleno sobre la cimentación.
P cim =	43.76	t	Peso total de la cimentación

Cargas en la base de los pedestales.

	FX (t)	FY (t)	FZ (t)	MX (t-m)	MY (t-m)
T	1.83	-0.18	7.31	0.00	0.00
SL	0.01	0.00	0.69	0.00	0.00
W1	-4.55	-0.08	23.99	0.00	0.00
W2	4.52	0.15	-23.59	0.00	0.00
W3	-0.26	-1.97	8.11	0.00	0.00
EX	-6.12	0.46	40.66	0.00	0.00
EY	0.62	-5.33	26.75	0.00	0.00
DL	-1.84	-0.25	24.57	0.00	0.00
LL	-7.66	-2.47	24.52	0.00	0.00
CL1	0.44	0.01	33.78	0.00	0.00
CL2	0.04	0.02	28.16	0.00	0.00
CL3	0.59	0.18	31.92	0.00	0.00
CL4	0.50	0.38	33.97	0.00	0.00

Resumen de cargas en la base de la cimentación.

	FX (Tn)	FY (Tn)	FZ (Tn)	MX (Tn-m)	MY (Tn-m)
T	1.83	-0.18	7.31	0.13	1.37
SL	0.01	0.00	0.69	0.00	0.01
W1	-4.55	-0.08	23.99	0.06	-3.41
W2	4.52	0.15	-23.59	-0.11	3.39
W3	-0.26	-1.97	8.11	1.48	-0.20
EX	-6.12	0.46	40.66	-0.34	-4.59
EY	0.62	-5.33	26.75	4.00	0.47
DL	-1.84	-0.25	68.33	0.19	-1.38
LL	-7.66	-2.47	24.52	1.86	-5.74
CL1	0.44	0.01	33.78	0.00	0.33
CL2	0.04	0.02	28.16	-0.01	0.03
CL3	0.59	0.18	31.92	-0.14	0.44
CL4	0.50	0.38	33.97	-0.28	0.37

Combinaciones de carga de servicio ASCE-7

SL 1.1 = D	SL 8.5 = 0.6D+0.6Wy3
SL 2.1 = D+L	SL 8.6 = 0.6D-0.6Wy3
SL 3.1 = D+S	SL 9.1 = 0.6D+0.7Ex
SL 4.1 = D+0.75L+0.75S	SL 9.2 = 0.6D-0.7Ex
SL 5.1 = D+0.7Ex	SL 9.3 = 0.6D+0.7Ey
SL 5.2 = D-0.7Ex	SL 9.4 = 0.6D-0.7Ey
SL 5.3 = D+0.7Ey	SL 10.1 = D+CL 1
SL 5.4 = D-0.7Ey	SL 10.2 = D+CL 2
SL 6.1 = D+0.75(0.6Wx1)+0.75L+0.75S	SL 10.3 = D+CL 3
SL 6.2 = D-0.75(0.6Wx1)+0.75L+0.75S	SL 10.4 = D+CL 4
SL 6.3 = D+0.75(0.6Wx2)+0.75L+0.75S	SL 11.1 = (1+0.14SDs)D+0.7Ex
SL 6.4 = D-0.75(0.6Wx2)+0.75L+0.75S	SL 11.2 = (1+0.14SDs)D-0.7Ex
SL 6.5 = D+0.75(0.6Wy3)+0.75L+0.75S	SL 11.3 = (1+0.14SDs)D+0.7Ey
SL 6.6 = D-0.75(0.6Wy3)+0.75L+0.75S	SL 11.4 = (1+0.14SDs)D-0.7Ey
SL 7.1 = D+0.75(0.7Ex)+0.75L+0.75S	SL 12.1 = (1+0.1SDs)+0.75(0.7Ex)+0.75L+0.75S
SL 7.2 = D-0.75(0.7Ex)+0.75L+0.75S	SL 12.2 = (1+0.1SDs)-0.75(0.7Ex)+0.75L+0.75S
SL 7.3 = D+0.75(0.7Ey)+0.75L+0.75S	SL 12.3 = (1+0.1SDs)+0.75(0.7Ey)+0.75L+0.75S
SL 7.4 = D-0.75(0.7Ey)+0.75L+0.75S	SL 12.4 = (1+0.1SDs)-0.75(0.7Ey)+0.75L+0.75S
SL 8.1 = 0.6D+0.6Wx1	SL 13.1 = (0.6-0.14SDs)D+0.7Ex
SL 8.2 = 0.6D-0.6Wx1	SL 13.2 = (0.6-0.14SDs)D-0.7Ex
SL 8.3 = 0.6D+0.6Wx2	SL 13.3 = (0.6-0.14SDs)D+0.7Ey

$$SL\ 8.4 = 0.6D-0.6Wx2$$

$$SL\ 13.4 = (0.6-0.14SDs)D-0.7Ey$$

	FXs (Tn)	FYs (Tn)	FZs (Tn)	MXs (Tn-m)	MYs (Tn-m)
SL 1.1	-1.84	-0.25	68.33	0.19	-1.38
SL 2.1	-9.50	-2.72	92.85	2.04	-7.12
SL 3.1	-1.83	-0.25	69.02	0.19	-1.37
SL 4.1	-7.58	-2.10	87.23	1.58	-5.68
SL 5.1	-6.13	0.07	96.79	-0.05	-4.60
SL 5.2	2.44	-0.57	39.87	0.43	1.83
SL 5.3	-1.41	-3.98	87.05	2.99	-1.05
SL 5.4	-2.28	3.48	49.60	-2.61	-1.71
	FXs (Tn)	FYs (Tn)	FZs (Tn)	MXs (Tn-m)	MYs (Tn-m)
SL 6.1	-9.62	-2.14	98.03	1.60	-7.22
SL 6.2	-5.53	-2.07	76.44	1.55	-4.15
SL 6.3	-5.54	-2.04	76.62	1.53	-4.16
SL 6.4	-9.61	-2.17	97.85	1.63	-7.21
SL 6.5	-7.70	-2.99	90.88	2.24	-5.77
SL 6.6	-7.46	-1.22	83.59	0.91	-5.59
SL 7.1	-10.79	-1.86	108.58	1.40	-8.09
SL 7.2	-4.36	-2.34	65.89	1.76	-3.27
SL 7.3	-7.25	-4.90	101.28	3.68	-5.44
SL 7.4	-7.90	0.70	73.19	-0.52	-5.93
SL 8.1	-3.84	-0.20	55.39	0.15	-2.88
SL 8.2	1.62	-0.10	26.60	0.08	1.22
SL 8.3	1.61	-0.06	26.84	0.05	1.21
SL 8.4	-3.82	-0.24	55.15	0.18	-2.86
SL 8.5	-1.26	-1.33	45.86	1.00	-0.95
SL 8.6	-0.95	1.03	36.13	-0.77	-0.71
SL 9.1	-5.39	0.17	69.46	-0.13	-4.04
SL 9.2	3.18	-0.47	12.54	0.35	2.39
SL 9.3	-0.67	-3.88	59.72	2.91	-0.50
SL 9.4	-1.54	3.58	22.27	-2.69	-1.16
SL 10.1	-1.40	-0.24	102.11	0.18	-1.05
SL 10.2	-1.80	-0.23	96.49	0.17	-1.35
SL 10.3	-1.26	-0.07	100.25	0.05	-0.94
SL 10.4	-1.35	0.13	102.29	-0.09	-1.01
SL 11.1	-6.32	0.04	103.77	-0.03	-4.74
SL 11.2	2.26	-0.59	46.85	0.45	1.69
SL 11.3	-1.60	-4.01	94.03	3.01	-1.20
SL 11.4	-2.47	3.46	56.58	-2.59	-1.85
SL 12.1	-10.93	-1.88	113.57	1.41	-8.19
SL 12.2	-4.50	-2.36	70.88	1.77	-3.37
SL 12.3	-7.38	-4.92	106.27	3.69	-5.54

SL 12.4	-8.04	0.68	78.18	-0.51	-6.03
SL 13.1	-5.20	0.19	62.47	-0.15	-3.90
SL 13.2	3.37	-0.44	5.55	0.33	2.53
SL 13.3	-0.48	-3.86	52.74	2.89	-0.36
SL 13.4	-1.35	3.61	15.29	-2.71	-1.02

Combinaciones para el diseño de la cimentación

UL 1.1 =	1.4D	UL 6.6 =	0.9D-Wy
UL 2.1 =	1.2D+1.6L+0.5S	UL 7.1 =	0.9D+Ex
UL 3.1 =	1.2D+1.6S+L	UL 7.2 =	0.9D-Ex
UL 4.1 =	1.2D+Wx1+L+0.5S	UL 7.3 =	0.9D+Ey
UL 4.2 =	1.2D-Wx1+L+0.5S	UL 7.4 =	0.9D-Ey
UL 4.3 =	1.2D+Wx2+L+0.5S	UL 8.1 =	1.2D+CL1
UL 4.4 =	1.2D-Wx2+L+0.5S	UL 8.2 =	1.2D+CL2
UL 4.5 =	1.2D+Wy+L+0.5S	UL 8.3 =	1.2D+CL3
UL 4.6 =	1.2D-Wy+L+0.5S	UL 8.4 =	1.2D+CL4
UL 5.1 =	1.2D+Ex+L+0.7S	UL 9.1 =	(1.2+0.2SDs)D+Ex+L+0.7S
UL 5.2 =	1.2D-Ex+L+0.7S	UL 9.2 =	(1.2+0.2SDs)D-Ex+L+0.7S
UL 5.3 =	1.2D+Ey+L+0.7S	UL 9.3 =	(1.2+0.2SDs)D+Ey+L+0.7S
UL 5.4 =	1.2D-Ey+L+0.7S	UL 9.4 =	(1.2+0.2SDs)D-Ey+L+0.7S
UL 6.1 =	0.9D+Wx1	UL 10.1 =	(0.9-0.2SDs)D+Ex
UL 6.2 =	0.9D-Wx1	UL 10.2 =	(0.9-0.2SDs)D-Ex
UL 6.3 =	0.9D+Wx2	UL 10.3 =	(0.9-0.2SDs)D+Ey
UL 6.4 =	0.9D-Wx2	UL 10.4 =	(0.9-0.2SDs)D-Ey

$$UL\ 6.5 = 0.9D + W_y$$

	FXu (Tn)	FYu (Tn)	FZu (Tn)	MXu (Tn-m)	MYu (Tn-m)
UL 1.1	-2.58	-0.35	95.66	0.26	-1.94
UL 2.1	-14.45	-4.26	121.57	3.19	-10.84
UL 3.1	-9.85	-2.77	107.62	2.08	-7.39
UL 4.1	-14.41	-2.85	130.85	2.14	-10.81
UL 4.2	-5.31	-2.70	82.87	2.02	-3.98
UL 4.3	-5.34	-2.63	83.27	1.97	-4.00
UL 4.4	-14.39	-2.92	130.44	2.19	-10.79
UL 4.5	-10.13	-4.74	114.96	3.56	-7.59
UL 4.6	-9.60	-0.80	98.75	0.60	-7.20
UL 5.1	-15.99	-2.32	147.51	1.74	-11.99
UL 5.2	-3.74	-3.23	66.20	2.42	-2.80
UL 5.3	-9.24	-8.11	133.61	6.08	-6.93
UL 5.4	-10.48	2.56	80.11	-1.92	-7.86
UL 6.1	-6.21	-0.30	85.48	0.23	-4.66
UL 6.2	2.89	-0.15	37.50	0.11	2.17
UL 6.3	2.86	-0.08	37.90	0.06	2.15
UL 6.4	-6.18	-0.37	85.08	0.28	-4.64
UL 6.5	-1.92	-2.20	69.60	1.65	-1.44
UL 6.6	-1.40	1.74	53.39	-1.31	-1.05

	FXu (Tn)	FYu (Tn)	FZu (Tn)	MXu (Tn-m)	MYu (Tn-m)
UL 7.1	-7.78	0.23	102.15	-0.17	-5.84
UL 7.2	4.47	-0.68	20.84	0.51	3.35
UL 7.3	-1.04	-5.56	88.24	4.17	-0.78
UL 7.4	-2.28	5.11	34.74	-3.83	-1.71
UL 8.1	-1.40	-0.24	102.11	0.18	-1.05
UL 8.2	-1.80	-0.23	96.49	0.17	-1.35
UL 8.3	-1.26	-0.07	100.25	0.05	-0.94
UL 8.4	-1.35	0.13	102.29	-0.09	-1.01
UL 9.1	-16.25	-2.35	157.63	1.77	-12.19
UL 9.2	-4.00	-3.26	76.31	2.45	-3.00
UL 9.3	-9.51	-8.14	143.72	6.11	-7.13
UL 9.4	-10.75	2.52	90.22	-1.89	-8.06
UL 10.1	-7.51	0.27	92.17	-0.20	-5.64
UL 10.2	4.73	-0.64	10.86	0.48	3.55
UL 10.3	-0.77	-5.52	78.27	4.14	-0.57
UL 10.4	-2.01	5.14	24.77	-3.86	-1.51

Verificación de la cimentación

$$q_{ij} = FZ \frac{FZ}{Ax B} \pm \frac{FZ x e_x x c_x}{I_y} \pm \frac{FZ x e_y x c_y}{I_x}$$

$$FDS = \frac{\mu FZ}{FX \text{ ó } Fy}$$

$$e_{x_{max}} = \frac{A}{3} - \frac{FZ}{7.5 x q_{adm} x B}$$

$$e_{y_{max}} = \frac{B}{3} - \frac{FZ}{7.5 x q_{adm} x A}$$

	ex	ey	ex max	ey max	Verif.	q11	q12	q13	q14	C3(fintel)	q5	qmax	qsad	Verif. Pres.
SL 1.1	- 0.02	0.00	1.12	1.12	OK	5.07	5.12	5.43	5.47	1.03	5.44	5.47	30.00	OK
SL 2.1	- 0.08	- 0.02	1.09	1.09	OK	5.99	6.51	7.82	8.34	1.14	8.16	8.34	30.00	OK
SL 3.1	- 0.02	0.00	1.11	1.11	OK	5.12	5.17	5.48	5.53	1.03	5.49	5.53	30.00	OK
SL 4.1	- 0.07	- 0.02	1.09	1.09	OK	5.80	6.20	7.26	7.66	1.12	7.51	7.66	30.00	OK
SL 5.1	- 0.05	0.00	1.10	1.10	OK	6.88	6.87	8.07	8.05	1.07	7.97	8.07	36.00	OK
SL 5.2	0.05	- 0.01	1.16	1.16	OK	3.26	3.37	2.79	2.90	1.08	3.32	3.37	36.00	OK
SL 5.3	- 0.01	- 0.03	1.11	1.11	OK	6.20	6.97	6.47	7.24	1.06	7.15	7.24	36.00	OK
SL 5.4	- 0.03	0.05	1.15	1.15	OK	3.94	3.27	4.38	3.71	1.12	4.29	4.38	36.00	OK
SL 6.1	- 0.07	- 0.02	1.10	1.10	OK	6.43	6.84	8.29	8.70	1.13	8.51	8.70	36.00	OK
SL 6.2	- 0.05	- 0.02	1.12	1.12	OK	5.17	5.56	6.23	6.63	1.10	6.51	6.63	36.00	OK
SL 6.3	- 0.05	- 0.02	1.12	1.12	OK	5.18	5.57	6.25	6.64	1.10	6.52	6.64	36.00	OK
SL 6.4	- 0.07	- 0.02	1.10	1.10	OK	6.41	6.83	8.27	8.69	1.13	8.50	8.69	36.00	OK
SL 6.5	- 0.06	- 0.02	1.11	1.11	OK	5.98	6.56	7.47	8.04	1.12	7.87	8.04	36.00	OK
SL 6.6	- 0.07	- 0.01	1.11	1.11	OK	5.61	5.85	7.05	7.29	1.11	7.15	7.29	36.00	OK
SL 7.1	- 0.07	- 0.01	1.09	1.09	OK	7.16	7.52	9.24	9.60	1.12	9.40	9.60	36.00	OK
SL 7.2	- 0.05	- 0.03	1.13	1.13	OK	4.44	4.89	5.28	5.73	1.11	5.62	5.73	36.00	OK
SL 7.3	- 0.05	- 0.04	1.10	1.10	OK	6.64	7.59	8.04	8.99	1.13	8.79	8.99	36.00	OK
SL 7.4	- 0.08	0.01	1.12	1.12	OK	4.95	4.82	6.48	6.34	1.12	6.35	6.48	36.00	OK
SL 8.1	- 0.05	0.00	1.14	1.14	OK	3.89	3.92	4.62	4.66	1.08	4.60	4.66	36.00	OK
SL 8.2	0.05	0.00	1.17	1.17	OK	2.20	2.22	1.89	1.91	1.07	2.19	2.22	36.00	OK
SL 8.3	0.04	0.00	1.17	1.17	OK	2.22	2.23	1.91	1.92	1.06	2.21	2.23	36.00	OK

SL 8.4	- 0.05	0.00	1.14	1.14	OK	3.86	3.91	4.60	4.65	1.08	4.58	4.65	36.00	OK
SL 8.5	- 0.02	- 0.02	1.15	1.15	OK	3.29	3.55	3.53	3.79	1.06	3.75	3.79	36.00	OK
SL 8.6	- 0.02	0.02	1.16	1.16	OK	2.80	2.60	2.98	2.78	1.06	2.95	2.98	36.00	OK
SL 9.1	- 0.06	0.00	1.13	1.13	OK	4.86	4.82	5.90	5.86	1.08	5.81	5.90	36.00	OK
SL 9.2	0.19	- 0.03	1.19	1.19	OK	1.23	1.32	0.62	0.71	1.38	1.34	1.34	36.00	OK
SL 9.3	- 0.01	- 0.05	1.14	1.14	OK	4.17	4.92	4.30	5.05	1.08	4.97	5.05	36.00	OK
SL 9.4	- 0.05	0.12	1.18	1.18	OK	1.92	1.22	2.21	1.52	1.29	2.21	2.21	36.00	OK
SL 10.1	- 0.01	0.00	1.09	1.09	OK	7.72	7.77	7.99	8.04	1.02	8.01	8.04	36.00	OK
SL 10.2	- 0.01	0.00	1.10	1.10	OK	7.25	7.29	7.60	7.64	1.02	7.61	7.64	36.00	OK
SL 10.3	- 0.01	0.00	1.10	1.10	OK	7.61	7.62	7.85	7.86	1.01	7.84	7.86	36.00	OK
SL 10.4	- 0.01	0.00	1.09	1.09	OK	7.78	7.75	8.03	8.01	1.01	8.01	8.03	36.00	OK
SL 11.1	- 0.05	0.00	1.09	1.09	OK	7.40	7.39	8.62	8.61	1.06	8.52	8.62	36.00	OK
SL 11.2	0.04	- 0.01	1.15	1.15	OK	3.78	3.89	3.34	3.45	1.06	3.84	3.89	36.00	OK
SL 11.3	- 0.01	- 0.03	1.10	1.10	OK	6.72	7.49	7.02	7.80	1.06	7.71	7.80	36.00	OK
SL 11.4	- 0.03	0.05	1.14	1.14	OK	4.46	3.79	4.94	4.27	1.11	4.84	4.94	36.00	OK
SL 12.1	- 0.07	- 0.01	1.08	1.08	OK	7.53	7.89	9.64	10.00	1.12	9.79	10.00	36.00	OK
SL 12.2	- 0.05	- 0.02	1.13	1.13	OK	4.81	5.26	5.67	6.13	1.10	6.02	6.13	36.00	OK
SL 12.3	- 0.05	- 0.03	1.09	1.09	OK	7.01	7.96	8.44	9.39	1.12	9.19	9.39	36.00	OK
SL 12.4	- 0.08	0.01	1.12	1.12	OK	5.32	5.19	6.87	6.74	1.12	6.74	6.87	36.00	OK
SL 13.1	- 0.06	0.00	1.14	1.14	OK	4.34	4.30	5.34	5.30	1.09	5.25	5.34	36.00	OK
SL 13.2	0.46	- 0.06	1.19	1.19	OK	0.71	0.80	0.06	0.15	1.84	0.79	0.80	36.00	OK
SL 13.3	- 0.01	- 0.05	1.15	1.15	OK	3.65	4.40	3.74	4.49	1.09	4.42	4.49	36.00	OK
SL 13.4	- 0.07	0.18	1.18	1.18	OK	1.40	0.70	1.66	0.96	1.43	1.69	1.69	36.00	OK

DESLIZAMIENTO EN X-X

	Fdes	FSD	FSD req	Verif. FSD
SL 1.1	1.84	16.2	1.50	OK
SL 2.1	9.50	4.2	1.50	OK
SL 3.1	1.83	16.4	1.50	OK
SL 4.1	7.58	4.9	1.25	OK
SL 5.1	6.13	6.7	1.25	OK
SL 5.2	2.44	7.5	1.25	OK
SL 5.3	1.41	26.5	1.25	OK
SL 5.4	2.28	9.8	1.25	OK
SL 6.1	9.62	4.3	1.25	OK
SL 6.2	5.53	6.0	1.25	OK
SL 6.3	5.54	6.0	1.25	OK
SL 6.4	9.61	4.3	1.25	OK
SL 6.5	7.70	5.0	1.25	OK
SL 6.6	7.46	4.8	1.25	OK
SL 7.1	10.79	4.3	1.25	OK
SL 7.2	4.36	6.6	1.25	OK
SL 7.3	7.25	5.9	1.25	OK
SL 7.4	7.90	4.0	1.25	OK
SL 8.1	3.84	6.4	1.25	OK
SL 8.2	1.62	8.1	1.25	OK
SL 8.3	1.61	8.2	1.25	OK
SL 8.4	3.82	6.4	1.25	OK
SL 8.5	1.26	16.5	1.25	OK
SL 8.6	0.95	17.9	1.25	OK
SL 9.1	5.39	5.6	1.25	OK
SL 9.2	3.18	2.4	1.25	OK
SL 9.3	0.67	39.4	1.25	OK
SL 9.4	1.54	7.4	1.25	OK
SL 10.1	1.40	31.0	1.25	OK
SL 10.2	1.80	22.8	1.25	OK
SL 10.3	1.26	33.9	1.25	OK
SL 10.4	1.35	32.2	1.25	OK
SL 11.1	6.32	7.0	1.25	OK
SL 11.2	2.26	9.4	1.25	OK
SL 11.3	1.60	25.1	1.25	OK
SL 11.4	2.47	10.2	1.25	OK
SL 12.1	10.93	4.4	1.25	OK
SL 12.2	4.50	6.9	1.25	OK
SL 12.3	7.38	6.1	1.25	OK
SL 12.4	8.04	4.2	1.25	OK
SL 13.1	5.20	5.3	1.25	OK
SL 13.2	3.37	1.4	1.25	OK
SL 13.3	0.48	49.0	1.25	OK
SL 13.4	1.35	6.4	1.25	OK

DESLIZAMIENTO Y-Y

	Fdes	FSD	FSD req	Verif. FSD
SL 1.1	0.25	119.2	1.50	OK
SL 2.1	2.72	14.5	1.50	OK
SL 3.1	0.25	121.6	1.50	OK
SL 4.1	2.10	17.8	1.25	OK
SL 5.1	0.07	601.2	1.25	OK
SL 5.2	0.57	32.4	1.25	OK
SL 5.3	3.98	9.4	1.25	OK
SL 5.4	3.48	6.4	1.25	OK
SL 6.1	2.14	19.5	1.25	OK
SL 6.2	2.07	16.0	1.25	OK
SL 6.3	2.04	16.3	1.25	OK
SL 6.4	2.17	19.2	1.25	OK
SL 6.5	2.99	13.0	1.25	OK
SL 6.6	1.22	29.5	1.25	OK
SL 7.1	1.86	24.6	1.25	OK
SL 7.2	2.34	12.3	1.25	OK
SL 7.3	4.90	8.8	1.25	OK
SL 7.4	0.70	45.6	1.25	OK
SL 8.1	0.20	125.8	1.25	OK
SL 8.2	0.10	125.8	1.25	OK
SL 8.3	0.06	215.4	1.25	OK
SL 8.4	0.24	102.8	1.25	OK
SL 8.5	1.33	15.6	1.25	OK
SL 8.6	1.03	16.4	1.25	OK
SL 9.1	0.17	179.5	1.25	OK
SL 9.2	0.47	16.0	1.25	OK
SL 9.3	3.88	6.8	1.25	OK
SL 9.4	3.58	3.2	1.25	OK
SL 10.1	0.24	177.4	1.25	OK
SL 10.2	0.23	176.7	1.25	OK
SL 10.3	0.07	633.9	1.25	OK
SL 10.4	0.13	346.2	1.25	OK
SL 11.1	0.04	1024.1	1.25	OK
SL 11.2	0.59	35.7	1.25	OK
SL 11.3	4.01	10.0	1.25	OK
SL 11.4	3.46	7.3	1.25	OK
SL 12.1	1.88	25.5	1.25	OK
SL 12.2	2.36	13.1	1.25	OK
SL 12.3	4.92	9.1	1.25	OK
SL 12.4	0.68	49.8	1.25	OK
SL 13.1	0.19	141.5	1.25	OK
SL 13.2	0.44	10.6	1.25	OK
SL 13.3	3.86	6.1	1.25	OK
SL 13.4	3.61	2.4	1.25	OK

VOLTEO EN X-X

	Mvol x	FSVx	FSVx req	Verif. FSVx
SL 1.1	0.19	655.14	1.50	OK
SL 2.1	2.04	81.79	1.50	OK
SL 3.1	0.19	669.26	1.50	OK
SL 4.1	1.58	99.52	1.25	OK
SL 5.1	0.05	3388.54	1.25	OK
SL 5.2	0.43	168.11	1.25	OK
SL 5.3	2.99	52.44	1.25	OK
SL 5.4	2.61	34.17	1.25	OK
SL 6.1	1.60	110.04	1.25	OK
SL 6.2	1.55	88.65	1.25	OK
SL 6.3	1.53	90.26	1.25	OK
SL 6.4	1.63	108.20	1.25	OK
SL 6.5	2.24	72.94	1.25	OK
SL 6.6	0.91	164.80	1.25	OK
SL 7.1	1.40	139.75	1.25	OK
SL 7.2	1.76	67.50	1.25	OK
SL 7.3	3.68	49.57	1.25	OK
SL 7.4	0.52	252.23	1.25	OK
SL 8.1	0.15	678.38	1.25	OK
SL 8.2	0.08	611.52	1.25	OK
SL 8.3	0.05	1048.53	1.25	OK
SL 8.4	0.18	553.98	1.25	OK
SL 8.5	1.00	82.62	1.25	OK
SL 8.6	0.77	84.05	1.25	OK
SL 9.1	0.13	988.27	1.25	OK
SL 9.2	0.35	64.14	1.25	OK
SL 9.3	2.91	36.91	1.25	OK
SL 9.4	2.69	14.92	1.25	OK
SL 10.1	0.18	1003.12	1.25	OK
SL 10.2	0.17	995.58	1.25	OK
SL 10.3	0.05	3580.18	1.25	OK
SL 10.4	0.09	1957.74	1.25	OK
SL 11.1	0.03	5795.84	1.25	OK
SL 11.2	0.45	189.06	1.25	OK
SL 11.3	3.01	56.29	1.25	OK
SL 11.4	2.59	39.27	1.25	OK
SL 12.1	1.41	144.76	1.25	OK
SL 12.2	1.77	72.04	1.25	OK
SL 12.3	3.69	51.81	1.25	OK

VOLTEO EN Y-Y

	Mvol y	FSVy	FSVy req	Verif. FSVy
SL 1.1	1.38	89.0	1.50	OK
SL 2.1	7.12	23.5	1.50	OK
SL 3.1	1.37	90.4	1.50	OK
SL 4.1	5.68	27.6	1.25	OK
SL 5.1	4.60	37.9	1.25	OK
SL 5.2	1.83	39.1	1.25	OK
SL 5.3	1.05	148.5	1.25	OK
SL 5.4	1.71	52.2	1.25	OK
SL 6.1	7.22	24.4	1.25	OK
SL 6.2	4.15	33.2	1.25	OK
SL 6.3	4.16	33.2	1.25	OK
SL 6.4	7.21	24.4	1.25	OK
SL 6.5	5.77	28.3	1.25	OK
SL 6.6	5.59	26.9	1.25	OK
SL 7.1	8.09	24.1	1.25	OK
SL 7.2	3.27	36.3	1.25	OK
SL 7.3	5.44	33.5	1.25	OK
SL 7.4	5.93	22.2	1.25	OK
SL 8.1	2.88	34.7	1.25	OK
SL 8.2	1.22	39.3	1.25	OK
SL 8.3	1.21	40.1	1.25	OK
SL 8.4	2.86	34.7	1.25	OK
SL 8.5	0.95	87.1	1.25	OK
SL 8.6	0.71	91.5	1.25	OK
SL 9.1	4.04	30.9	1.25	OK
SL 9.2	2.39	9.5	1.25	OK
SL 9.3	0.50	214.1	1.25	OK
SL 9.4	1.16	34.7	1.25	OK
SL 10.1	1.05	175.2	1.25	OK
SL 10.2	1.35	128.6	1.25	OK
SL 10.3	0.94	191.6	1.25	OK
SL 10.4	1.01	182.4	1.25	OK
SL 11.1	4.74	39.4	1.25	OK
SL 11.2	1.69	49.8	1.25	OK
SL 11.3	1.20	141.5	1.25	OK
SL 11.4	1.85	55.0	1.25	OK
SL 12.1	8.19	24.9	1.25	OK
SL 12.2	3.37	37.8	1.25	OK
SL 12.3	5.54	34.5	1.25	OK

SL 12.4	0.51	276.68	1.25	OK
SL 13.1	0.15	771.85	1.25	OK
SL 13.2	0.33	30.05	1.25	OK
SL 13.3	2.89	32.81	1.25	OK
SL 13.4	2.71	10.17	1.25	OK

SL 12.4	6.03	23.3	1.25	OK
SL 13.1	3.90	28.8	1.25	OK
SL 13.2	2.53	4.0	1.25	OK
SL 13.3	0.36	263.1	1.25	OK
SL 13.4	1.02	27.1	1.25	OK

Diseño de la zapata

F.A. : Factor de amplificación por carga ultima, proporción de la combinación ultima con la de servicio.

	F.A	qmax	qu max
UL 1.1	1.40	5.47	7.66
UL 2.1	1.30	8.34	10.84
UL 3.1	1.15	5.53	6.36
UL 4.1	1.11	8.70	9.68
UL 4.2	1.19	6.63	7.90
UL 4.3	1.19	6.64	7.91
UL 4.4	1.11	8.69	9.67
UL 4.5	1.13	8.04	9.10
UL 4.6	1.16	7.29	8.42
UL 5.1	1.10	9.60	10.55
UL 5.2	1.25	5.73	7.17
UL 5.3	1.11	8.99	9.98
UL 5.4	1.20	6.48	7.77
UL 6.1	0.93	4.66	4.32
UL 6.2	0.85	2.22	1.88
UL 6.3	0.85	2.23	1.89
UL 6.4	0.93	4.65	4.30
UL 6.5	0.91	3.79	3.45
UL 6.6	0.89	2.98	2.64
UL 7.1	0.94	5.90	5.53
UL 7.2	0.75	1.34	1.01
UL 7.3	0.93	5.05	4.68
UL 7.4	0.84	2.21	1.85
UL 8.1	1.00	8.04	8.04
UL 8.2	1.00	7.64	7.64
UL 8.3	1.00	7.86	7.86

UL 8.4	1.00	8.03	8.03
UL 9.1	1.17	10.00	11.74
UL 9.2	1.44	6.13	8.85
UL 9.3	1.19	9.39	11.22
UL 9.4	1.35	6.87	9.28
UL 10.1	0.85	5.34	4.52
UL 10.2	0.39	0.80	0.31
UL 10.3	0.82	4.49	3.69
UL 10.4	0.60	1.69	1.01

$$q_{\max} = 11.74 \text{ t} \quad q_u = q_{\max} - 1.2 \cdot P_{\text{cim}} / \text{Area}_{\text{zap}} \quad q_u = 7.2 \text{ tn/m}^2$$

$$d_{\text{zap}} = 0.75 - 0.1 = 0.65 \text{ m}$$

$$V_{\text{ux}} = (a_1 - d_{\text{zap}}) \cdot (B) \cdot q_u \quad V_{\text{ux}} = 19.44 \text{ t} \quad V_{\text{uy}} = (b_1 - d_{\text{zap}}) \cdot (A) \cdot q_u \quad V_{\text{uy}} = 23.33 \text{ t}$$

$$\phi V_{\text{nx}} = \phi \times 0.53 \times B \times d_{\text{zap}} \times \sqrt{f'c} \quad \phi V_{\text{ny}} = \phi \times 0.53 \times A \times d_{\text{zap}} \times \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{\text{nx}} = 155.64 \text{ t} \quad > \quad 19.44 \text{ t} \dots \text{OK}$$

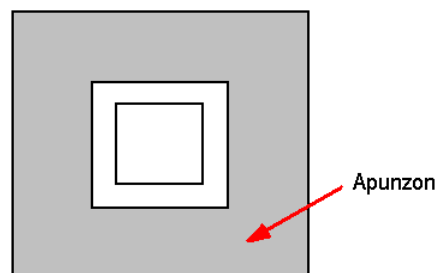
$$\phi V_{\text{ny}} = 155.64 \text{ t} \quad > \quad 23.33 \text{ t} \dots \text{OK}$$

Corte por punzonamiento

$$\phi V_{\text{c1}} = \phi \times 0.27 \times \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d_{\text{zap}}$$

$$\phi V_{\text{c2}} = \phi \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha_s d_{\text{zap}}}{\beta_c} + 2 \right) \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d_{\text{zap}}$$

$$\phi V_{\text{c3}} = \phi \times 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d_{\text{zap}}$$



$$A_{\text{punzo}} = 11.29 \text{ m}^2 \quad \text{Área de punzonamiento}$$

$$V_{\text{upunzo}} = 81.31 \text{ Cortante por punzonamiento}$$

$$b_0 = 5.20 \text{ m} \quad \text{Perímetro crítico.}$$

$$\beta_c = 1.60 \quad \text{Relación lado largo lado corto}$$

$$\alpha_s = 40.00 \text{ Parámetro de borde}$$

$$\phi Vc1 = 515.39 \text{ t OK}$$

$$\phi Vc2 = 801.71 \text{ t OK}$$

$$\phi Vc3 = 466.61 \text{ t OK}$$

Refuerzo por flexión en la zapata

		DIRECCION EN EL EJE X		DIRECCION EN EL EJE Y	
Momento	My +	25.4016	t-m	31.14	t-m
Cuantía del refuerzo en tracción	ρ_y	0.00044		5E-04	
Área de refuerzo calculada	AsxCal	10.3797	cm ²	12.73	cm ²
Área de refuerzo mínima	Asmin	28.08	cm ²	28.08	cm ²
Máximo espaciamiento del refuerzo en flexión	smax	0.45	m	0.45	m
Refuerzo inferior y superior	As. Inf.	5/8@0.20	m	5/8@0.20	m
Área de refuerzo colocado	As. Inf.	35.63	cm ²	35.63	cm ²
As. Inf. > AsxCal		OK		OK	
Área de refuerzo total colocado	As. Tot.	35.63	cm ²		cm ²
As. Tot. > Asmin	As. Tot.	OK		OK	

4.7. Diseño de Losas Colaborante.

Para el diseño de la losa colaborante, usaremos un concreto $f'c$ 310 kg/cm² debido a la naturaleza de la plataforma de operaciones en el que se manejan muchas herramientas pesadas, y esta resistencia le dará un mayor tiempo de vida útil al piso, además la losa colaborante será soportada por vigas W14x26 espaciadas a cada 1.55 m perpendicular a las costillas del panel de la losa colaborante, la losa y la viga estarán unidos por conectores de corte comúnmente llamados STUD. La luz libre a cubrir es 7.00 m.

Metrado de Cargas

Carga muerta

Losa de concreto	=	400	kg/m ²
Ins. Eléctricas	=	5.0	kg/m ²
Chute Alimentador	=	<u>500</u>	<u>kg/m²</u>
		905	kg/m ²

Carga Viva

S/C Liners	=	2000	kg/m ²
------------	---	------	-------------------

	Carga distribuida t/m ²	Cargas de Servicio t/m	FA	Carga Amplificada t/m
CM	0.905	1.403	1.2	1.68
CM (W14x26)		0.039	1.2	0.05
CV	2.000	3.100	1.6	4.96
		4.54		6.69

Cálculo del momento Flector

$$M_u = 6.69(7)^2/8 = 40.98 \text{ t-m} = 27.48 \text{ kip-ft}$$

$$M_{LL} = 4.540(7)^2/8 = 17.79 \text{ t-m} = 18.65 \text{ kip-ft}$$

Cálculo de propiedades y diseño

$$Y_{con} = 12.5 + 7.5 = 20 \text{ cm} = 7.87 \text{ in}$$

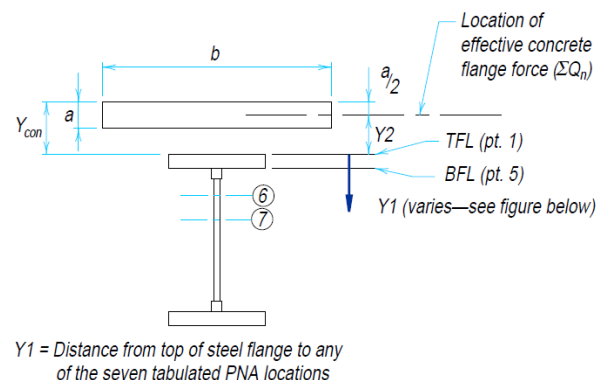
$$a/2 = 3.81 \text{ cm} = 1.5 \text{ in}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$W14x26 \text{ (} A = 7.69 \text{ in}^2, S_a = 35.3 \text{ in}^3, I_x = 245 \text{ in}^4 \text{)}$$

$$\Sigma Q_n = A_s \cdot f_y = 7.69(50) = 384.5 \text{ kips} = 174.4 \text{ t}$$



El ancho efectivo del ala de concreto es:



$$b \leq \begin{cases} 2 \times L/8 = 2 \times 7/8 = 2.875 \text{ m} = 113.19 \text{ in} \\ 1.55 \text{ m} = 61.02 \text{ in (Gobierna)} \end{cases}$$

$$a_{req} = \frac{\sum Q_n}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{174.4(1000)}{0.85(310)(155)} = 4.27 \text{ cm} = 1.68 \text{ in}$$

$$Y_2 = 20 - 4.27 = 15.73 \text{ cm} = 6.19 \text{ in}$$

Por interpolación de la tabla 3-19 del manual AISC.

$$\Phi M_n = 347 + (0.19 / 0.5) (362 - 347) = 352 \text{ kip-ft} > 27.48 \text{ kip-ft} \dots \text{OK}$$

Cálculo de conectores de corte requeridos

El cálculo está gobernado por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Fac. de Reducc.} &= \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} = \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1 \\ &= \frac{0.85}{\sqrt{2}} = \left(\frac{6.3}{2.95} \right) \left(\frac{6}{2.95} - 1 \right) = 1.3 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

N_r = Numero de pernos a conectores.

w_r = Ancho promedio de la costilla.

h_r = Altura nominal de la costilla.(in)

H_s = Long. del conector después del soldado.

El numero conectores de corte requeridos es:

Del manual AISC tabla 3-21, para un perno de $\frac{3}{4}$ "

$$Q_n = 26.1 \text{ kips}$$

$$2(\sum Q_n) / Q_n = 2(384.5) / 26.1 = 29.46 \rightarrow 30 \text{ Pernos de corte.}$$

Chequeo de Deflexiones

Por interpolación de la tabla 3-20 del manual AISC.

$$I_{LB} = 764 + (0.19 / 0.5) (812 - 764) = 782.24 \text{ in}^4$$

$$\Delta_{LL} = \frac{M_{LL}L^2}{C_1 I_{LB}} = \frac{18.65(22.96^2)}{161(782.24)} = 0.078 \text{ in}$$

$$\frac{L}{360} = 0.765 \text{ in} > 0.078 \text{ in} \dots OK$$

Chequeo por cortante

$$V_u = 6.69 (2.2) / 2 = 7.36 \text{ kips}$$

$$\Phi V_n = \Phi 0.6 F_{yw} A_w$$

$$= (0.9) (0.6) (50) (13.875 \times 0.255) = 95.5 \text{ kips} > 7.36 \text{ kips} \dots OK$$

4.8. Diseño de cimentación de maquinarias.

Realizaremos el diseño para los molinos SAG y molinos de BOLAS, en esta tesis solo mostraremos el diseño del molino de BOLAS (más grande), el diseño del Molino de bolas se realizó siguiendo el mismo procedimiento.

Información del molino de bolas

Marca: METSO

Medidas: 18'-0" DIA X 27.5' F/F (27'EGL)

Frecuencias de operación:

Molino: 13.88 RPM

Frecuencia Crítica: 18.51 RPM

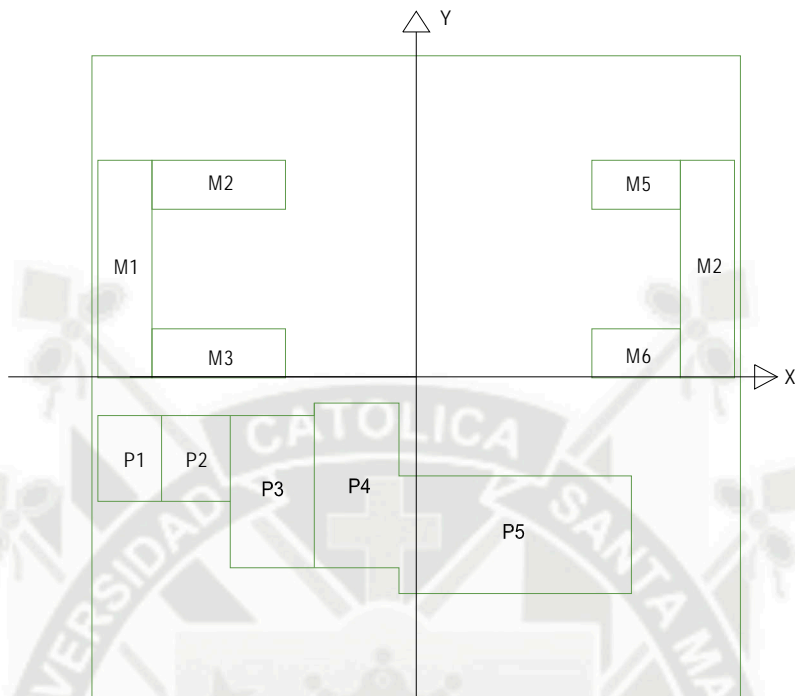
Motor: 900RPM

Parámetros del suelo

$q_{adm} = 30.0 \text{ t/m}^2$ Cond. Estática

$q_{adm} = 37.5 \text{ t/m}^2$ Cond. Sismo

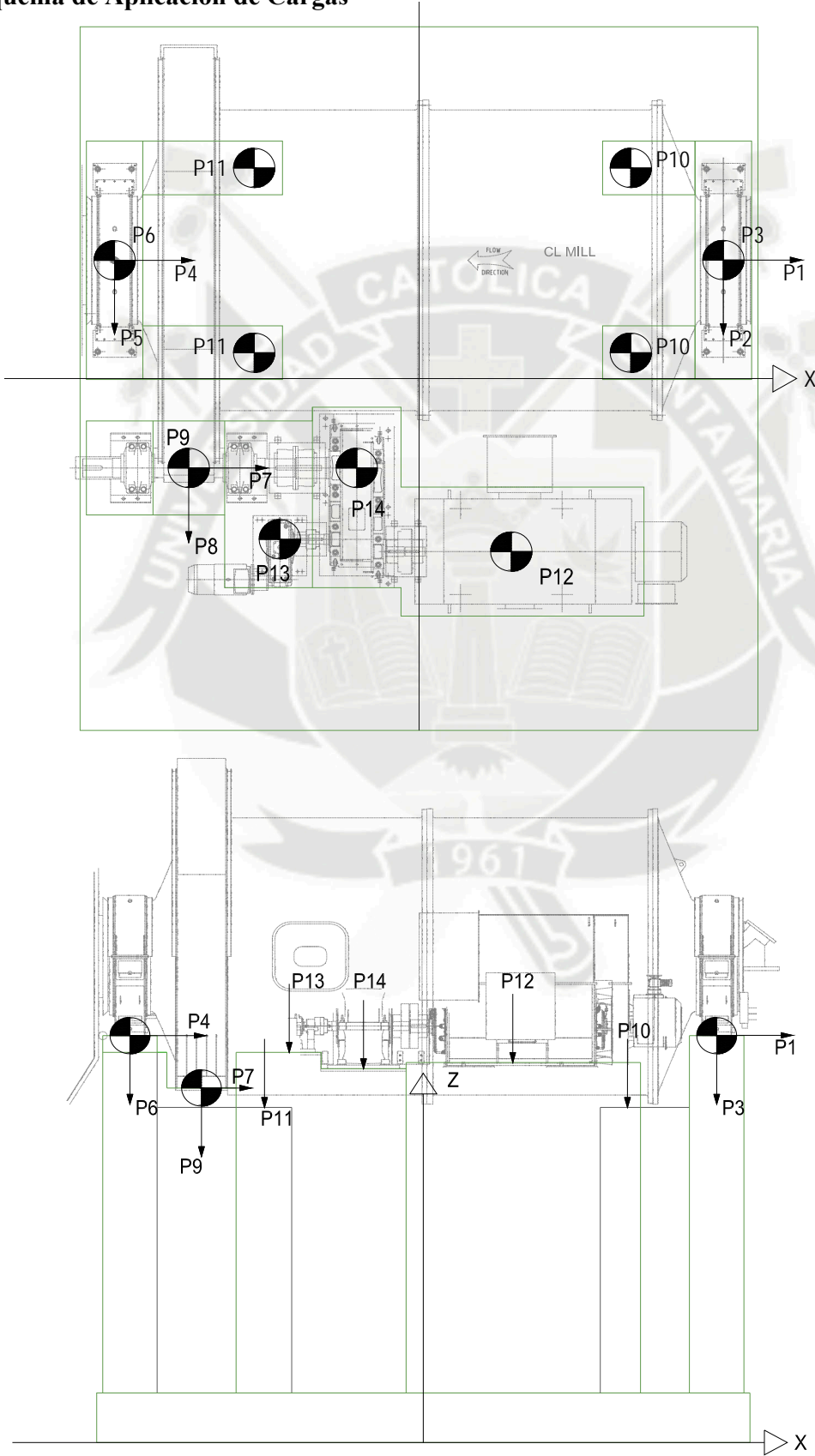
Esquema de la cimentación



Cargas del equipo

LOAD NO.	FOUNDATION LOADS	STATIC LOAD	START-UP LOAD	STEADY STATE LOAD	INCHING LOAD	
					NORMAL ROTATION	REVERSE ROTATION
					kN	kN
P1	MILL FREE BRG, AXIAL LOAD	67	0	0	0	0
P2	MILL FREE BRG, LATERAL LOAD	0	251	275	-23	-20
P3	MILL FREE BRG, VERTICAL LOAD	2,292	2,156	2,224	2,224	2,339
P4	MILL FREE BRG, AXIAL LOAD	-67	-172	-86	-86	86
P5	MILL FREE BRG, LATERAL LOAD	0	344	321	23	-467
P6	MILL FREE BRG, VERTICAL LOAD	2,338	1,202	1,770	1,770	2,699
P7	PINION, AXIAL LOAD	0	172	86	86	-86
P8	PINION, LATERAL LOAD	0	0	0	0	487
P9	PINION, VERTICAL LOAD	88	1,359	723	723	-321
P10	FREE END JACKING, VERTICAL LOAD	1,461	-	-	-	-
P11	FIXED END JACKING, VERTICAL LOAD	1,571	-	-	-	-
P12	MILL MOTOR, VERTICAL LOAD	131	-	-	-	-
P13	INCHING DRIVE, VERTICAL LOAD	25	-	-	-	-
P14	REDUCER, VERTICAL LOAD	98	-	-	-	-

Esquema de Aplicación de Cargas



Pesos de la cimentación (incluye muros de concreto)

MEDIDAS DE LA LOSA DE BASE: 13.1 X 12 X 1.5 MTS													
	Dimension (X)		Dimension (Y)		Altura (H)		Z	X	Y	Peso (W)		Mto Y	Mto X
	m	ft	m	ft	m	ft	m	m	m	ton	lb.	ton-m	ton-m
BASE													
Losa de Cimentación	12.00 0	39.37 0	13.10 0	42.97 9	1.50 0	4.921		0.000	0.000	565.9 2	1246519.8	0.0	0.00
Relleno Estructural	12.00 0	39.37 0	13.10 0	42.97 9	1.00 0	3.281		0.000	0.000	188.2 0	414538.0	0.0	0.00
Total Base										754	1,661,058	0	0
MILL FREE BRG													
M1	1.000	3.281	8.850	29.03 5	6.72 0	22.04 7	5.86 0	- 5.390	2.200	142.7 3	314389.4	769.3	314.01
M2	2.450	8.038	1.000	3.281	5.27 0	17.29 0	5.13 5	- 3.650	3.920	30.99	68254.6	113.1	121.47
M3	2.450	8.038	1.000	3.281	5.27 0	17.29 0	5.13 5	- 3.650	0.480	30.99	68254.6	113.1	14.87
M4	1.000	3.281	8.850	29.03 5	6.72 0	22.04 7	5.86 0	- 5.390	2.200	142.7 3	314389.4	769.3	314.01
M5	1.650	5.413	1.000	3.281	5.27 0	17.29 0	5.13 5	- 4.070	3.920	20.87	45967.4	-84.9	81.81
M6	1.650	5.413	1.000	3.281	5.27 0	17.29 0	5.13 5	- 4.070	0.480	20.87	45967.4	-84.9	10.02

PINION / MOTOR / REDUCTOR														
P1	1.180	3.871	1.750	5.741	6.38 0	20.93 2	5.69 0	- 5.300	- 1.660	31.62	69646.0	167.6	-52.49	
P2	1.270	4.167	1.750	5.741	5.66 0	18.57 0	5.33 0	- 4.080	- 1.660	30.19	66498.8	123.2	-50.12	
P3	1.550	5.085	3.890	12.76 2	6.38 0	20.93 2	5.69 0	- 2.660	- 2.210	92.32	203356.2	245.6	204.04	
P4	1.570	5.151	3.890	12.76 2	6.05 0	19.84 9	5.52 5	- 1.100	- 2.210	88.68	195326.0	97.5	195.98	
P5	4.300	14.10 8	2.400	7.874	6.18 0	20.27 6	5.59 0	- 1.830	- 3.220	153.0 7	337150.3	280.1	492.87	
Total Base										785.1	1,729,200. 1	410.1	-139.3	

Cargas sobre la cimentación

Equipo (Static Load)												
		X	Y	Z	Fuerza (X)		Fuerza (Y)		Fuerza (Z)		Mto Y	Mto X
		m	m	m	ton	lb.	ton	lb.	ton	lb.	ton-m	ton-m
MOLINO												
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P1	5.390	2.200	9.2 2	6.700	14757.71		0.0		0.0	-61.8	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P2	5.390	2.200	9.2 2		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P3	5.390	2.200	9.2 2		0.00		0.0	229.2 0	504845. 8	- 1,235.4	- 504.24
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P4	- 5.390	- 2.200	9.2 2	- 6.700	- 14757.71		0.0		0.0	61.8	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P5	- 5.390	- 2.200	9.2 2		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P6	- 5.390	- 2.200	9.2 2		0.00		0.0	233.8 0	514978. 0	- 1,260.2	- 514.36
MOTOR / REDUCTOR / PINION												
PINION AXIAL LOAD	P7	- 4.080	- 1.660	8.1 6		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
PINION LATERAL LOAD	P8	- 4.080	- 1.660	8.1 6		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
PINION VERTICAL LOAD	P9	- 4.080	- 1.660	8.1 6		0.00		0.0	8.80	19383.3	35.9	14.61
MILL MOTOR VERTICAL LOAD	P1 2	- 1.630	- 3.220	8.6 8		0.00		0.0	13.10	28854.6	-21.4	42.18
INCHING DRIVE VERTICAL LOAD	P1 3	- 2.460	- 2.990	8.1 6		0.00		0.0	2.50	5506.6	6.2	7.48
REDUCER VERTICAL LOAD	P1 4	- 1.100	- 2.150	8.8 8		0.00		0.0	9.80	21585.9	10.8	21.07

Total Equipo					0.00	0.00	0.00	0.00	497.20	1,095154	56.28	-933.27
JACKING LOADS												
FREE END JACKING VERTICAL LOAD (*)	P10	3.750	3.920	7.77					146.10	321806.2	-547.9	572.71
FIXED END JACKING VERTICAL LOAD (*)	P11	-2.920	3.920	7.77					157.10	346035.2	458.7	615.83
FREE END JACKING VERTICAL LOAD (*)	P10	3.750	0.480	7.77					146.10	321806.2	-547.9	70.13
FIXED END JACKING VERTICAL LOAD (*)	P11	-2.920	0.480	7.77					157.10	346035.2	458.7	75.41

(*)Estas cargas no se aplican para la verificación de la estabilidad de la cimentación (Cargas provenientes de gatos hidráulicos para levantar el molino vacío)

Equipo (Start up)												
		X	Y	Z	Fuerza (X)		Fuerza (Y)		Fuerza (Z)		Mto Y	Mto X
		m	m	m	ton	lb.	ton	lb.	ton	lb.	ton-m	ton-m
MOLINO												
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P1	5.39	2.20	9.22		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P2	5.39	2.20	9.22		0.00	25.10	55286.3		0.0	0.0	-231.42
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P3	5.39	2.20	9.22		0.00			215.60	474889.9	1,162.1	-474.32
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P4	-5.39	2.20	9.22	17.200	37885.46		0.0		0.0	158.6	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P5	-5.39	2.20	9.22		0.00	34.40	75770.9		0.0	0.0	-317.17
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P6	-5.39	2.20	9.22		0.00			120.20	264757.7	647.9	-264.44

MOTOR / REDUCTOR / PINION												
PINION AXIAL LOAD	P	-	-	8.1	17.20	37885.4						
	7	4.08	1.66	6	0	6			0.0		0.0	-140.4
PINION LATERAL LOAD	P	-	-	8.1								
	8	4.08	1.66	6		0.00			0.0		0.0	0.0
PINION VERTICAL LOAD	P	-	-	8.1						135.9	299339.	
	9	4.08	1.66	6		0.00			0.0	0	2	554.5
Total Equipo					0.00	0.00	59.50		131,057.27	471.70	1,038,986	58.50
												1,061.76

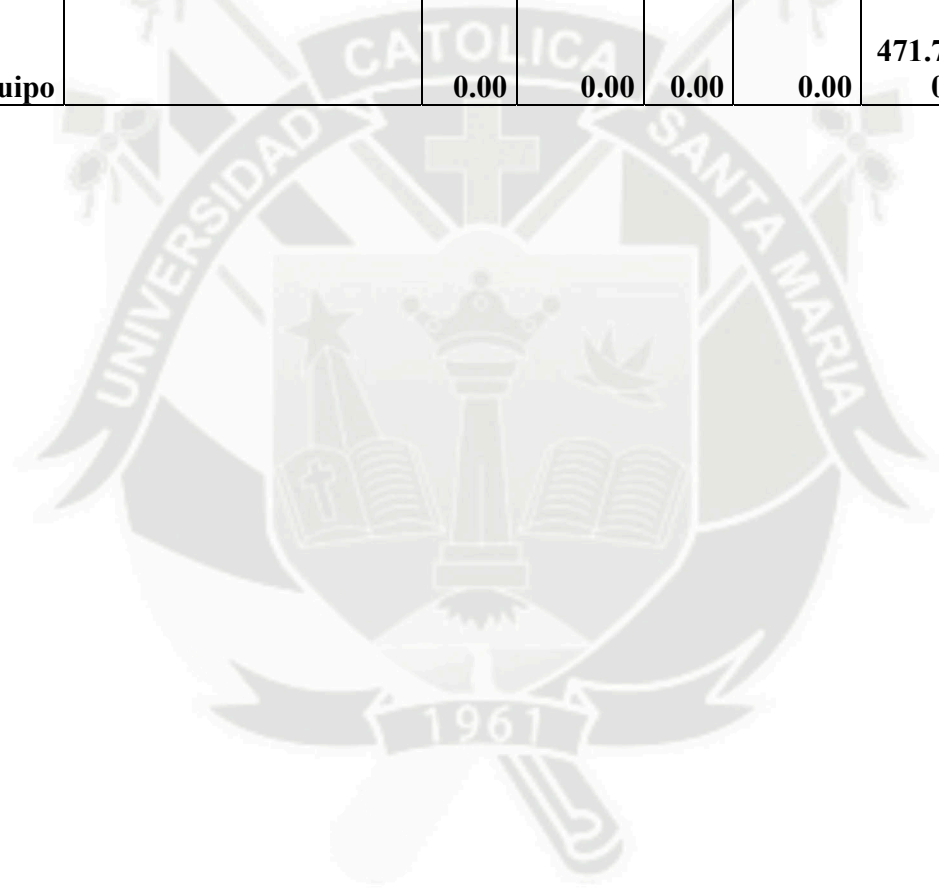
Equipo (Steady State)												
		X	Y	Z	Fuerza (X)		Fuerza (Y)		Fuerza (Z)		Mto Y	Mto X
		m	m	m	ton	lb.	ton	lb.	ton	lb.	ton-m	ton-m
MOLINO												
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P	5.39	2.20	9.2		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
	1			2								
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P	5.39	2.20	9.2		0.00	27.50	60572.7		0.0	0.0	-253.55
	2			2								
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P	5.39	2.20	9.2		0.00			222.4	489867.	1,198.	-
	3			2					0	8	7	-489.28
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P	-		9.2		18942.7						
	4	5.39	2.20	2	-8.600	3		0.0		0.0	79.3	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P	-		9.2								
	5	5.39	2.20	2		0.00	32.10	70704.8		0.0	0.0	-295.96
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P	-		9.2					177.0	389867.		
	6	5.39	2.20	2		0.00			0	8	954.0	-389.40
MOTOR / REDUCTOR / PINION												

PINION AXIAL LOAD	P7	-	-	8.1		18942.7								
		4.08	1.66	6	8.600	3			0.0		0.0	-70.2	0.00	
PINION LATERAL LOAD	P8	-	-	8.1										
		4.08	1.66	6		0.00			0.0		0.0	0.0	0.00	
PINION VERTICAL LOAD	P9	-	-	8.1							159251.			
		4.08	1.66	6		0.00			0.0	72.30	1	295.0	120.02	
Total Equipo									131,277.	471.7	1,038,9			
					0.00	0.00	59.60		53	0	86	59.39	1,308.1	-
													7	
Equipo (Inching Load / Normal Rotation)														
				X	Y	Z	Fuerza (X)		Fuerza (Y)		Fuerza (Z)		Mto Y	Mto X
				m	m	m	ton	lb.	ton	lb.	ton	lb.	ton-m	ton-m
MOLINO														
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P1	5.39	2.20	9.2										
				2					0.00		0.0		0.0	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P2	5.39	2.20	9.2										
				2					0.00	-2.30	-5066.1		0.0	21.21
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P3	5.39	2.20	9.2										
				2					0.00		0.0	222.4	1,198.	-
											0	489867.8	7	-489.28
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P4	-	-	9.2										
		5.39	2.20	2	8.600	-	18942.7						0.0	79.3
														0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P5	-	-	9.2										
		5.39	2.20	2					0.00	2.30	5066.1		0.0	-21.21
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P6	-	-	9.2										
		5.39	2.20	2					0.00		0.0	177.0	389867.8	954.0
											0			-389.40
MOTOR / REDUCTOR / PINION														
PINION AXIAL LOAD	P7	-	-	8.1										
		4.08	1.66	6	8.600		18942.7						0.0	-70.2
							3						0.0	0.00

PINION LATERAL LOAD	P8	-	-	8.1									
		4.08	1.66	6		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00	
PINION VERTICAL LOAD	P9	-	-	8.1									
		4.08	1.66	6		0.00		0.0	72.30	159251.1	295.0	120.02	
Total Equipo						0.00	0.00	0.00	0.00	471.70	1,038,986	59.39	-758.66

Equipo (Inching Load / Reverse Rotation)												
		X	Y	Z	Fuerza (X)		Fuerza (Y)		Fuerza (Z)		Mto Y	Mto X
		m	m	m	ton	lb.	ton	lb.	ton	lb.	ton-m	ton-m
MOLINO												
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P1	5.39	2.20	9.2		0.00		0.0		0.0	0.0	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P2	5.39	2.20	9.2		0.00	-2.00	-4405.3		0.0	0.0	18.44
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P3	5.39	2.20	9.2		0.00		0.0	233.90	515198.2	1,260.7	-514.58
MILL FREE BRG AXIAL LOAD	P4	-	5.39	9.2	8.600	18942.73		0.0		0.0	-79.3	0.00
MILL FREE BRG LATERAL LOAD	P5	-	5.39	9.2		0.00	46.70	-102863.4		0.0	0.0	430.57
MILL FREE BRG VERTICAL LOAD	P6	-	5.39	9.2		0.00		0.0	269.90	594493.4	1,454.8	-593.78
MOTOR / REDUCTOR / PINION												
PINION AXIAL LOAD	P7	-	4.08	8.1	8.600	-18942.73		0.0		0.0	70.2	0.00

PINION LATERAL LOAD	P8	-	-	8.1				107268.					
		4.08	1.66	6		0.00	48.70	7		0.0	0.0	-397.39	
PINION VERTICAL LOAD	P9	-	-	8.1									
		4.08	1.66	6		0.00		0.0	32.10	-70704.8	-131.0	-53.29	
Total Equipo						0.00	0.00	0.00	0.00	471.70	1,038,986	53.96	-1,110.02



Carga Sísmica

Según el ASCE-7 y los criterios de diseños estructurales se tiene:

Para una clase "C".

$$F_a = 1.00 \quad \text{y} \quad S_s = 1.00$$

$$F_v = 1.30 \quad \text{y} \quad S_1 = 0.50$$

Por lo tanto:

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1.00 \times 1.00 = 1.00$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1.30 \times 0.50 = 0.65$$

Valores externos de diseño:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0.67$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0.43$$

R = 2.50 Turbines, pumps, compressors (Tabla 13.6-1 ASCE 7-10)

I_e = 1.25 Factor de importancia (Categoria III)

Ω_D = 2.00 System Overstrength Factor ASCE-7 Table 12.2-1

a_p = 1.00 Component amplification factor (Tabla 13. 6-1 ASCE 7-10)

$$F_p = \frac{0.4 \cdot a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right)$$

$$F_p = 0.13 W_p$$

$$F_{pmin} = 0.3 S_{DS} \cdot I_p W_p$$

$$F_{pmin} = 0.25 W_p (\text{Coef. a utilizar})$$

Cargas Sísmicas

				SISMO EN XX					SISMO EN YY				
	X	Y	Z	Fue rza (X)	Fue rza (Y)	Fue rza (Z)	Mto Y	M to X	Fue rza (X)	Fue rza (Y)	Fue rza (Z)	M to Y	Mto X
	m	m	m	ton	ton	ton	ton- m	ton- m	ton	ton	ton	ton- m	ton- m
MOLINO													
P3	5.3 9	2.2 0	9. 22	57.3 00			- 528.3	0. 00		57.3 0		0. 0	- 3,283 .29
P6	- 5.3 9	2.2 0	9. 22	58.4 50			- 538.9	0. 00		58.4 5		0. 0	- 3,416 .40
MOTOR / REDUCTOR / PINION													
P9	- 4.0 8	- 1.6 6	8. 16	2.20 0			-18.0	0. 00		2.20		0. 0	-4.84
P12	1.6 3	- 3.2 2	8. 68	3.27 5			-28.4	0. 00		3.28		0. 0	- 10.73
P13	- 2.4 6	- 2.9 9	8. 16	0.62 5			-5.1	0. 00		0.63		0. 0	-0.39
P14	- 1.1 0	- 2.1 5	8. 88	2.45 0			-21.8	0. 00		2.45		0. 0	-6.00
Total Equipo				124. 30	0.00	0.00	- 1,140 .45	0. 00	0.00	124. 30	0.00	0. 00	- 6,721 .65

Resumen de fuerzas en la cimentación

	Simb.	Fuerza (ton)			Momento (ton-m)	
		X	Y	Z	Mto Y	Mto X
BASE	D1	0.00	0.00	1539.18	410.11	-139.30
Equipo (Static Load)	D2	0.00	0.00	497.20	56.28	-933.27
Equipo (Start up)	SU	0.00	59.50	471.70	58.50	-1061.76
Equipo (Steady State)	SS	0.00	59.60	471.70	59.39	-1308.17
Equipo (Inching Load / Normal Rotation)	ILNR	0.00	0.00	471.70	59.39	-758.66
Equipo (Inching Load / Reverse Rotation)	ILRR	0.00	0.00	471.70	53.96	-1110.02
Sismo XX	EX	124.30	0.00	0.00	-1140.45	0.00
Sismo YY	EY	0.00	124.30	0.00	0.00	-6721.65

Combinación de cargas

CL 1 = D1 + D2	CL 6 = 0.6D1 + ILNR + 0.7Ex
CL 2 = D1 + SU	CL 7 = 0.6D1 + ILNR - 0.7Ex
CL 3 = D1 + SS	CL 8 = 0.6D1 + ILNR + 0.7Ey
CL 4 = D1 + ILNR	CL 9 = 0.6D1 + ILNR - 0.7Ey
CL 5 = D1 + ILRR	

Cargas combinadas y Excentricidades

	Fuerza (ton)			Momento (ton-m)		(m)				
	X	Y	Z	Mto Y	Mto X	ex	ey	ex máx	ey máx	
CL1	0.0	0.0	2036.4	466.4	-1072.6	0.21	-0.51	3.31	3.61	OK
CL2	0.0	59.5	2010.9	468.6	-1201.1	0.22	-0.58	3.32	3.62	OK
CL3	0.0	59.6	2010.9	469.5	-1447.5	0.22	-0.70	3.32	3.62	OK
CL4	0.0	0.0	2010.9	469.5	-898.0	0.22	-0.43	3.32	3.62	OK
CL5	0.0	0.0	2010.9	464.1	-1249.3	0.21	-0.61	3.32	3.62	OK
CL6	87.0	0.0	1395.2	-492.9	-842.2	-0.33	-0.58	3.62	3.95	OK
CL7	-87.0	0.0	1395.2	1103.8	-842.2	0.77	-0.58	3.62	3.95	OK
CL8	0.0	87.0	1395.2	305.5	-5547.4	0.19	-3.95	3.62	3.95	OK
CL9	0.0	-87.0	1395.2	305.5	3862.9	0.19	2.75	3.62	3.95	OK

Verificación de presiones

	(ton/m ²)				C3 fintel	(ton/m ²)			
	P1	P2	P3	P4		P5	Pmáx	q _{adm}	
CL1	-1.66	-4.40	4.40	1.66	1.09	14.10	14.10	30.00	OK
CL2	-2.03	-4.78	4.78	2.03	1.09	13.94	13.94	30.00	OK
CL3	-2.74	-5.50	5.50	2.74	1.09	13.94	13.94	30.00	OK
CL4	-1.14	-3.90	3.90	1.14	1.09	13.94	13.94	30.00	OK
CL5	-2.18	-4.91	4.91	2.18	1.09	13.93	13.93	30.00	OK
CL6	-3.81	-0.90	0.90	3.81	1.00	8.88	8.88	37.50	OK
CL7	1.04	-5.76	5.76	-1.04	1.42	12.59	12.59	37.50	OK
CL8	-15.07	-16.79	17.07	15.35	1.08	9.59	17.07	37.50	OK
CL9	11.88	10.16	-10.44	-12.16	2.47	21.89	21.89	37.50	OK

Verificación de estabilidad

$\mu = 0.50$ Coeficiente de Rozamiento Suelo - Concreto.

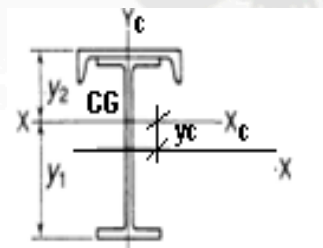
Deslizamiento y volteo

	(ton)		F.S.	F.S. mín	
	Fdes	Fres			
CL1	0.00	1018.19		1.50	OK
CL2	0.00	1005.44		1.50	OK
CL3	0.00	1005.44		1.50	OK
CL4	0.00	1005.44		1.50	OK
CL5	0.00	1005.44		1.50	OK
CL6	16.27	697.60	42.88	1.25	OK
CL7	16.27	697.60	42.88	1.25	OK
CL8	22.21	697.60	31.41	1.25	OK
CL9	22.21	697.60	31.41	1.25	OK

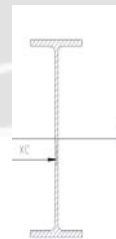
	Mto Y-Y (ton/m ²)					Mto X-X (ton/m ²)				
	Mto des	Mto res	F.S.	F.S. mín		Mto des	Mto res	F.S.	F.S. mín	
CL1	466.38	12218.26	26.20	1.50	OK	-1072.56	13338.27	12.44	1.50	OK
CL2	468.61	12065.26	25.75	1.50	OK	-1201.05	13171.25	10.97	1.50	OK
CL3	469.50	12065.26	25.70	1.50	OK	-1447.47	13171.25	9.10	1.50	OK
CL4	469.50	12065.26	25.70	1.50	OK	-897.96	13171.25	14.67	1.50	OK
CL5	464.07	12065.26	26.00	1.50	OK	-1249.32	13171.25	10.54	1.50	OK
CL6	-492.86	8371.24	16.99	1.25	OK	-842.24	9138.60	10.85	1.25	OK
CL7	1103.77	8371.24	7.58	1.25	OK	-842.24	9138.60	10.85	1.25	OK
CL8	305.46	8371.24	27.41	1.25	OK	-5547.40	9138.60	1.65	1.25	OK
CL9	305.46	8371.24	27.41	1.25	OK	3862.92	9138.60	2.37	1.25	OK

4.9. Diseño de viga carrilera

En nuestro caso tenemos 2 vigas carrileras distintas, esto debido que tenemos un pórtico discontinuo para el ingreso a la estructura, entre los ejes "A" y "D", debido a esto la luz máx es de 7 m para todos los pórticos menos para el pórtico sin columna que tiene una luz de 11.85 m. Para la viga con la luz de 7 m utilizaremos una viga carrilera compuesta de una viga "W" más un canal "C", para la viga con una luz de 11.85 m utilizaremos una viga "W" más grande esto debido a que el canal comercial más grande tiene un peralte de 15 in y esta viga requiere una viga "W" con un ancho de ala mayor a 15 in.



Viga carrilera 1

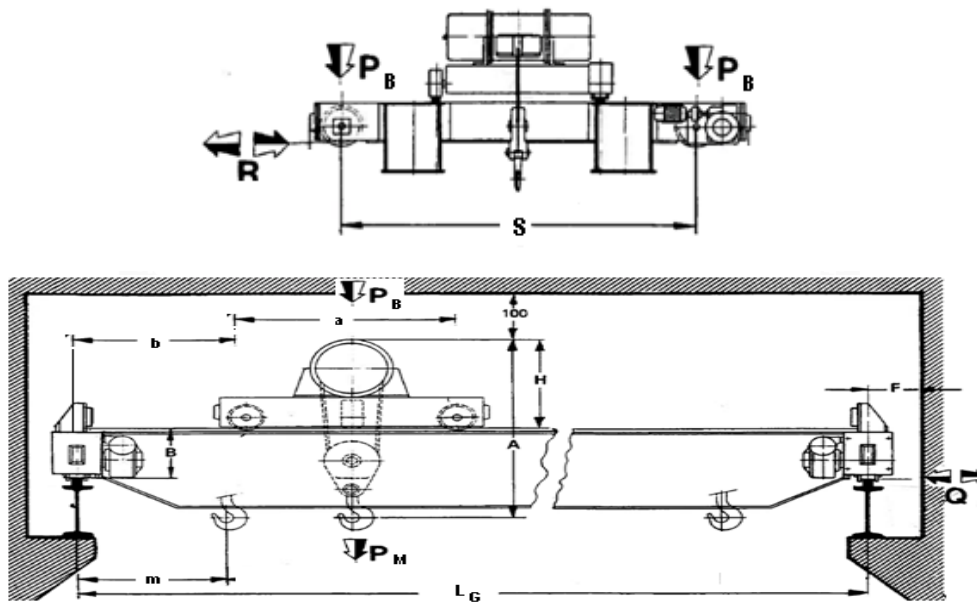


Viga carrilera 2

En esta tesis mostraremos el diseño de la viga con la luz más grande (viga carrilera 2).

Datos geométricos

Puente grúa de 4 ruedas y birrail.



Capacidad de carga del puente grúa	W1	= 25.0 t	= 55.13 kips
Peso combinado del Trolley y Hoist	W2	= 3.76 t	= 8.29 kips
Peso Propio de la Viga Puente	W3	= 21.6 t	= 47.63 kips

$$P = \frac{(W1 + W2 + \frac{W3}{2})}{2}$$

Carga de análisis en la viga carrilera	P	= 19.78 t	= 43.61 kips
Separación entre ruedas	S	= 4.25 m	= 167.32 in
Separación en pórticos (luz de la viga)	L	= 11.85 m	= 466.54 in

Cálculo de cargas factoradas según ASCE7-02

Peso del puente: Factor = 1.2

Peso del Trolley, hoist y carga viva: Factor = 1.6

$$P_{fac} = P_{puente}(1.2) + P_{trolley+carga\ viva}(1.6)$$

$$P_{fac} = (1.2) + P_{trolley+carga\ viva}(1.6)$$

$$P_{puente} = 25/4 = 6.25\ t = 13.78\ kips/rueda$$

$$P_{Trolley + carga\ viva} = 19.78 - 6.25 = 13.53\ t = 29.83\ kips$$

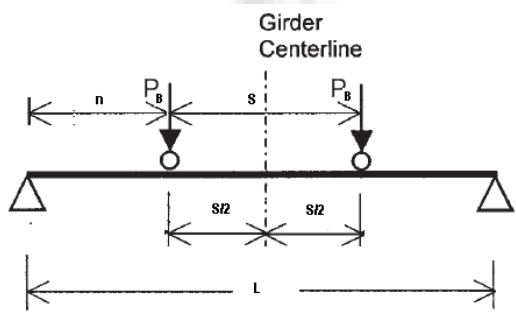
Para la carga vertical

$$P_{\text{fac}} = 6.25 (1.2) + 13.53 (1.6) = 29.15 \text{ t} = 64.27 \text{ kips/rueda}$$

Para la carga horizontal

$$P_{\text{fac}} = (3.76 + 25)(1.6)(0.20)/4 = 2.30 \text{ t} = 5.07 \text{ kips/rueda}$$

Cálculo de por deflexión



$$\delta = \frac{P.n}{24 * EI} (3.L^2 - 4.n^2)$$

$$n = \frac{L}{2} - \frac{s}{2}$$

$$n = \frac{11.85}{2} - \frac{4.25}{2} = 3.8 \text{ m} = 149.61 \text{ in}$$

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{P(149.61)}{24(29000)I} (3(466.54)^2 + 4(149.61)^2) = \frac{121.11(P)}{I}$$

De las cargas nominales

$$\text{Máx Carga vertical / rueda} = 43.61 \text{ kips}$$

$$\text{Máx Carga horizontal / rueda} = 0.20(55.13+8.29)/4 = 3.17 \text{ kips}$$

Usando el criterio L/1000 para la deflexión vertical

$$(\Delta)_{\text{adm}} = 466.54/1000 = 0.466 \text{ in}$$

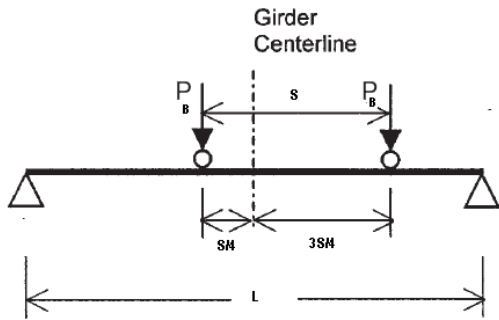
$$I_{x-x \text{ req}} = 121.11(43.61)/0.466 = 11,323 \text{ in}^4$$

Usando el criterio L/400 para la deflexión horizontal

$$(\Delta)_{\text{adm}} = 466.54/400 = 1.166 \text{ in}$$

$$I_{y-y \text{ req}} (\text{para el tope del ala}) = 121.11(3.17)/1.166 = 329 \text{ in}^4$$

Cálculo de M_x y M_y , Amplificados en condición última.



$$M = \frac{P}{2L} \left(L - \frac{S}{2} \right)^2$$

$$M = \frac{P}{2(466.54)} \left(466.54 - \frac{167.32}{2} \right)^2 \frac{1}{12} = 13.09(P)$$

Peso la viga mas el riel = 0.320 kips-ft

$$M_{ux} = 13.09(64.27)(1.25) + 0.320 \left(\frac{466.54}{12} \right)^2 (1.2)/8 = 1,124.17 \text{ kip-ft}$$

$$M_{uy} = 13.09(5.07) = 66.37 \text{ kip-ft}$$

Evaluemos una viga W30x261

$$A_s = 76.9 \text{ in}^2$$

$$d = 31.6 \text{ in} \quad t_w = 0.93 \text{ in}$$

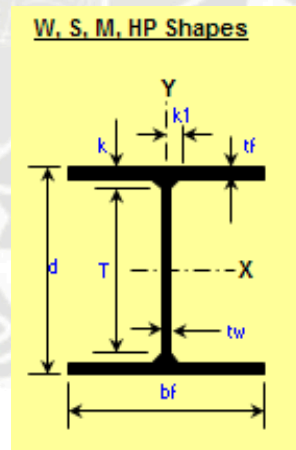
$$b_f = 15.2 \text{ in} \quad t_f = 1.65 \text{ in}$$

$$W = 261 \text{ kip/ft}$$

$$S_x = 829 \text{ in}^3 \quad S_y = 127 \text{ in}^3$$

$$I_x = 13,100 \text{ in}^4 \quad I_y = 959 \text{ in}^4$$

$$r_y = 13.1 \text{ in} \quad r_x = 3.53 \text{ in}$$



Clasificación del perfil

$$\lambda = b_f/2t_f = 4.59, \quad \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 9.15, \quad \lambda < \lambda_p, \text{ alas compactas.}$$

$$\lambda = h/t_w = 28.7, \quad \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 90.55, \quad \lambda < \lambda_p, \text{ alma compacta.}$$

Chequeo de flexión sobre el eje x-x

Para $L_b \leq L_p$, $M_n = M_p = F_y(Z)$

Para $L_p < L_b \leq L_r$

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

Para $L_b \geq L_r$, $M_n = M_{cr}$

De la tabla 3-2 del manual AISC 13th

$$\begin{aligned} L_p &= 12.5 \text{ ft} & \phi_b M_{px} &= 3540 \text{ kip-ft} & \phi_v V_{nx} &= 882 \text{ kip} \\ L_r &= 43.4 \text{ ft} & \phi_b M_{rx} &= 2180 \text{ kip-ft} \\ L_b &= 466.54/12 = 38.87 \text{ ft}, & L_p &< L_b \leq L_r \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 1 \left[3540 - (3540 - 2180) \left(\frac{38.87 - 12.5}{43.4 - 12.5} \right) \right] = 2379 \text{ kip-ft}$$

Chequeo de flexión sobre el eje y-y

Para el chequeo en este eje se asume que solo trabaja el ala superior del perfil esto por la ubicación de la carga, la cual se encuentra sobre ala superior del perfil.

$$\begin{aligned} I_y &= 1.65(15.2^3)/12 = 482.87 \text{ in}^4 \\ S_y &= 482.87/(15.2/2) = 63.54 \text{ in}^3 \\ Z_y &= 1.65(15.2^2)/4 = 95.3 \text{ in}^3 \end{aligned}$$

Fluencia

$$\frac{L_b d}{t^2} = \frac{24 \left(\frac{15.2}{2} \right)}{1.65^2} = 67, \quad \frac{0.08E}{F_y} = \frac{0.08(29000)}{50} = 46.4, \quad \frac{1.9E}{F_y} = \frac{1.9(29000)}{50} = 1102$$
$$M_p = F_y Z_y = \frac{50(95.3)}{12} = 397 \text{ kip-ft}$$

Pandeo lateral-torsional

$$\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$$

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p$$

$$M_n = 1 \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{24 \left(\frac{15.2}{2} \right)}{1.65^2} \right) \frac{50}{29000} \right] 50(63.54)/12 = 395 \text{ kip-ft}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 395 = 355 \text{ kip-ft}$$

Para garantizar un L_b de 24 in colocaremos cartelas cada 60 cm.

Chequeo de la flexión biaxial en la parte superior del ala

La ecuación H1-1b de la especificación AISC 360-05:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$
$$\frac{1,124.17}{2,379} + \frac{66.37}{395} = 0.64 \leq 1.0 \dots OK$$

Chequeo del pandeo lateral del alma

$$\frac{\frac{h}{L}}{\frac{t_w}{b_f}} = \frac{28.7}{24} = 1.19 > 2.3, \text{ el estado limite del pandeo lateral no aplica.}$$

4.10. Diseño del enlace de conexión para el pórtico arriostrado excéntricamente.

Verificaremos la viga W14x53:

$$d = 13.9 \text{ in} \quad t_w = 0.37 \text{ in} \quad A_g = 15.6 \text{ in}^2$$

$$t_f = 0.66 \text{ in} \quad b_f = 8.06 \text{ in} \quad Z_x = 87.1 \text{ in}^3$$

Cálculo de cargas

Las cargas fueron calculadas por el programa Sap 2000 mediante el modelo descrito en los capítulos anteriores.

	kips	kips	kip-ft
Carga	Axial (P)	Cortante (V)	Momento (M)
DL (C. Muerta)	1	0.34	-1.01
LL (C. Viva)	-0.01	-0.02	-0.05
SL (C. Nieve)	0.53	-0.11	-0.39
E (C. Sísmica)	-3.77	27.76	68.41

la combinación última : $(1.2+0.2 S_{DS}) DL + \rho Q_E + LL + 0.2 SL$

$$S_{DS} = 0.67 \quad \rho = 1.0$$

	kips	kips	kip-ft
Carga	Axial (P)	Cortante (V)	Momento (M)
Comb. Última	5.20	-27.35	-69.89

Chequeo de esbeltez del enlace

De la provisión sísmica AISC 341 Secc. 15.2a, tabla I-8-1

Ratio espesor - ancho de las alas

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 6.11, \quad \lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 7.22$$

Como $\lambda_f \leq \lambda_{ps}$, las alas cumplen con el requerimiento de pandeo local.

Ratio espesor - ancho del alma

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 30.9, \quad C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{0.9 F_y A_g} = \frac{5.20}{0.9(50)15.6} = 0.0074$$

Como $C_a < 1.25$, entonces:

$$\lambda_{ps} = 3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a) = 3.14 \sqrt{\frac{29000}{50}} (1 - 1.54(0.0074)) = 74.75$$

Como $\lambda_w \leq \lambda_{ps}$, el alma cumple con el requerimiento de pandeo local.

Cálculo del esfuerzo por cortante del enlace

$$0.15 P_y = 0.15 F_y A_g = 0.15(50)15.6 = 117 \text{ kips}$$

Para $P_u < 0.15 P_y$:

$$V_p = 0.6 F_{yw} A_w$$

donde:

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w = [13.9 - 2(0.66)]0.37 = 4.66 \text{ in}^2$$

$$V_p = 0.6(50)4.66 = 140 \text{ kips}$$

$$M_p = F_y Z_x = 50(87.1) = 4,355 \text{ kip-in}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{2(4355)}{59.06} = 147.48 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = \phi V_p \leq \phi \frac{2M_p}{e}$$

$$\phi V_n = 0.9(140) = 126 \text{ kips} > 27.35 \text{ kips} \dots OK$$

Chequeo del ángulo de rotación del enlace

$$\frac{V_p e}{M_p} = \frac{140(59.06)}{4355} = 1.90$$

$$\gamma_p(\text{máx}) = 0.08 - \frac{1.9 - 1.6}{2.6 - 1.9} (0.08 - 0.02) = 0.026 \text{ rad}$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p, \quad \theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$$

Del análisis de la estructura:

$$\delta_{xe} = 0.2691 \text{ in}$$

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} = \frac{4(0.2691)}{1.25} = 0.8611 \text{ in}$$

$$\theta_p = \frac{0.8611}{5/0.0254} = 0.0044 \text{ rad}, \quad \gamma_p = \frac{6.5/0.0254}{59.06} 0.0044 = 0.0191 \text{ rad}$$

$$\gamma_p < 0.026 \dots \text{OK}$$

El perfil W14X53 es adecuado para resistir las cargas aplicadas en el enlace.

Chequeo del arriostramiento lateral del enlace.

$$R_u = \frac{0.06 R_y F_y Z}{h_o} = \frac{0.06(1.1)(50)(87.1)}{13.9 - 0.66} = 21.71 \text{ kips}$$

El arriostramiento de las alas superior e inferior con un esfuerzo de diseño mayor a 21.71 kips se proporcionará a cada segmento del enlace.

Chequeo de rigidizadores del enlace.

Ancho del rigidizador según la especificación AISC 341 15.3

$$w_{min} = \frac{b_f - 2t_w}{2} = \frac{8.06 - 2(0.37)}{2} = 3.66 \text{ in} = 93 \text{ mm}$$

El espesor mínimo requerido es:

$$t_{min} = 0.75t_w \geq \frac{3}{8} \text{ in}, \quad 0.75(0.37) = 0.28 \text{ in}, \quad t_{min} = \frac{3}{8} \text{ in}$$

El rigidizador extremo será de 95 mm x 3/8", la cartela estará en cada lado del alma y en cada extremo del enlace.

El capítulo 15.3 de la provisión sísmica AISC 341, indica que para:

$1.6 M_p/V_p < e < 2.6 M_p/V_p$, el espacimiento "a" será el menor de estos valores:

$$a = 30t_w - d/5, \text{ para } \gamma_p = 0.08, a = 30(0.37) - 13.9/5 = 8.32 \text{ in}$$

$$a = 52t_w - d/5, \text{ para } \gamma_p = 0.02, a = 52(0.37) - 13.9/5 = 16.46 \text{ in}$$

$$a = 1.5b_f, a = 1.5(8.06) = 12.09 \text{ in}$$

$$\text{para } \gamma_p = 0.026, a = \frac{0.026-0.02}{0.08-0.02} (16.46 - 8.32) + 8.32 = 9.13 \text{ in} = 210 \text{ mm}$$

Con un peralte menor a 25 in solo se requerirá rigidizadores a un lado del alma, el ancho del rigidizador será:

$$w_{min} = \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{8.06}{2} - 0.37 = 3.66 \text{ in} = 93 \text{ mm}$$

El espesor mínimo del rigidizador será:

$$t_{min} = t_w \geq 3/8", t_w = 0.37 = 3/8"$$

El rigidizador interno será de 95 mm x 3/8", la cartela estará en una lado del alma y espaciados a 200 mm.

Chequeo de la soldadura de los rigidizadores

Las provisiones sísmicas del AISC 341, requieren que los esfuerzos de la soldadura de conexión entre el alma del enlace y los rigidizadores sea $F_y A_{st}$, y la soldadura de conexión entre las alas del enlace y los rigidizadores sea $F_y A_{st}/4$.

Para un espesor de 3/8" del rigidizador se tiene un area del rigidizador:

$$A_{st} = 3/8 * (95/25.4) = 1.40 \text{ in}^2$$

Asumiendo una longitud sin soldar de 2 3/8" en los extremos del alma, utilizando una soldadura con electrodos E70, $F_{EXX} = 70 \text{ ksi}$

$$D = \frac{F_y A_{st}}{2 \left(1.392 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right) [d - 2t_f - 2(2 \ 3/8")]} = \frac{36(1.4)}{2 \left(1.392 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right) [13.9 - 2(0.66) - 2(2 \ 3/8")]}$$

$$D = 2.31 \text{ dieciseisavos}$$

Revisando la tabla J2.4 de la especificación AISC 360, recomienda que para espesores del material a soldar entre 1/4" - 1/2", el tamaño mínimo de filete de soldadura es 3/16"

La soldadura será de 3/16" en ambos lados de la cartela para conectar el rigidizador con el alma del enlace.

Asumiendo una longitud sin soldar de 3/4" en los extremos de la mitad del ala, utilizando una soldadura con electrodos E70, $F_{EXX} = 70$ ksi.

$$D = \frac{F_y A_{st}}{4(2) \left(1.392 \frac{\text{kips}}{\text{in}}\right) [3.74 - 3/4"]} = \frac{36(1.4)}{4(2) \left(1.392 \frac{\text{kips}}{\text{in}}\right) [3.74 - 3/4"]}$$

D = 1.51 dieciseisavos

Revisando la tabla J2.4 de la especificación AISC 360, recomienda que para espesores del material a soldar entre 1/4" - 1/2", el tamaño mínimo de filete de soldadura es 3/16". La soldadura mínima será de 3/16" en ambos lados de la cartela para conectar el rigidizador con las alas del enlace.

5. CAPITULO V: COSTOS Y PRESUPUESTOS – ESTIMADO DE TIEMPO DE MONTAJE PARA LA MEJOR ALTERNATIVA ESTRUCTURAL

5.1. Análisis de Costos Unitarios de la Estructura.

Ver el Apéndice

Consideraciones para el análisis de costos unitarios.

- Los precios están referenciados para un etapa de ingeniería de Detalle, estos podrán ser más precisos en la etapa constructiva.
- Los precios están calculados para un proyecto de difícil acceso, la ciudad más cercana es Arequipa.
- Se asume que la planta industrial tendrán una planta de concreto para todas las estructuras del proyecto immaculada, por lo que todas las obras de concreto se estimarán para un concreto premezclado.
- Se considerará un 11% de utilidad.

5.2. Presupuesto de la Estructura.

ITEM	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	DESPERDICIO	TOTAL	PU (US\$)	CD (US\$)
1	PRELIMINARES						
1.1	Obras preliminares	glb	1	0	1	\$2,132.33	\$2,132.33
1.2	Trazo y limpieza	m ²	1134	0	1134	\$1.08	\$1,224.72
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
2.1	Excavación localizada	m ³	1448	0.1	1593	\$14.43	\$22,986.99
2.2	Relleno localizado	m ³	682	0.1	751	\$21.31	\$16,003.81
2.3	Eliminación de Material	m ³	957.5	0.1	1054	\$20.11	\$21,195.94
3	OBRAS DE CONCRETO						
3.1	Concreto Simple						
3.11	Solado para cimentaciones e=50mm	m ²	556.7	0.05	584.6	\$10.31	\$6,027.23
3.2	Concreto Armado						
3.21	Zapatas						
3.211	Concreto premescalado fc 280	m ³	659.6	0.05	692.6	\$361.78	\$250,568.83
3.212	Encofrado	m ²	401	0.1	442	\$11.74	\$5,189.08
3.213	Acero de refuerzo fy 4200	kg	61238	0.1	67362	\$4.52	\$304,476.24
3.22	Pedestales						
3.221	Concreto premescalado fc 280	m ³	34.7	0.05	36.5	\$371.97	\$13,576.91
3.222	Encofrado	m ²	246	0.1	271	\$25.81	\$6,994.51
3.223	Acero de refuerzo fy 4200	kg	5422	0.1	5965	\$4.52	\$26,961.80
3.224	Perno de anclaje Diam 5/8" x310 mm	und	172	0.03	178	\$52.90	\$9,416.20

3.23	Muros de perimetrales						
3.231	Concreto premescalado fc 280 kg/cm ²	m ³	69	0.05	72.5	\$371.97	\$26,967.83
3.232	Encofrado	m ²	690	0.1	759	\$25.81	\$19,589.79
3.233	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm ²	kg	5643	0.1	6208	\$4.52	\$28,060.16
3.24	Muros de soporte para molino SAG						
3.241	Concreto premescalado fc 280 kg/cm ²	m ³	209.5	0.05	220	\$371.97	\$81,833.40
3.242	Encofrado	m ²	544	0.1	599	\$25.81	\$15,460.19
3.243	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm ²	kg	32215	0.1	35437	\$4.52	\$160,175.24
3.25	Muros de soporte para molino de BOLAS						
3.251	Concreto premescalado fc 280 kg/cm ²	m ³	267.3	0.05	280.7	\$371.97	\$104,411.98
3.252	Encofrado	m ²	564	0.1	621	\$25.81	\$16,028.01
3.253	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm ²	kg	41103	0.1	45214	\$4.52	\$204,367.28
3.26	Losa de piso						
3.261	Concreto premescalado fc 280 kg/cm ²	m ³	220	0.05	231	\$361.78	\$83,571.18
3.262	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm ²	kg	11778	0.1	12956	\$4.52	\$58,561.12
3.27	Losa colaborante						
3.271	Concreto premescalado fc 310 kg/cm ²	m ³	54.9	0.05	57.7	\$392.82	\$22,665.71
3.272	Placa colaborante AD-730	m ²	585	0.1	644	\$189.68	\$122,153.92
3.273	Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm ²	kg	1196	0.1	1316	\$4.52	\$5,948.32
4	ESTRUCTURAS METÁLICAS						
4.1	Acero estructural, liviano W < 20 lb/pie						
4.11	Fabricación en taller	kg	57095	0.1	62805	\$6.89	\$432,726.45
4.12	Montaje de estructuras	kg	57095	0.1	62805	\$1.10	\$69,085.50
4.2	Acero estructural, mediano 20 < W < 40 lb/pie						

4.21	Fabricación en taller	kg	36701	0.1	4037 2	\$5.80	\$234,157.6 0
4.22	Montaje de estructuras	kg	36701	0.1	4037 2	\$0.74	\$29,875.28
4.3	Acero estructural, pesado 40 < W < 60 lb/pie						
4.31	Fabricación en taller	kg	80466	0.1	8851 3	\$5.48	\$485,051.2 4
4.32	Montaje de estructuras	kg	80466	0.1	8851 3	\$0.63	\$55,763.19
4.4	Acero estructural, muy pesado W > 60 lb/pie						
4.41	Fabricación en taller	kg	154512	0.1	1699 64	\$4.93	\$837,922.5 2
4.42	Montaje de estructuras	kg	154512	0.1	1699 64	\$0.44	\$74,784.16
4.5	Conexiones estructurales	kg	49317	0.1	5424 9	\$7.99	\$433,449.5 1
4.6	Grout cementicio para PL base	Lt	214	0.05	225	\$3.46	\$778.50
4.7	Regilla metálica, Graiting 1 1/4"-3/16"	kg	585	0.1	644	\$7.50	\$4,830.00
5	OTROS						
5.1	Cobertura metálica TR-4 e=0.5 mm	m ²	4195	0.1	4615	\$70.77	\$326,603.5 5
5.2	Cumbrera para techo	ml	42	0.1	47	\$28.61	\$1,344.67
							\$4,622,920 .88

Gastos Generales

Sueldos

		SUELDO	MESES	TOTAL
Residente		\$7,339.00	9	\$66,051.00
Asistente de residente		\$1,476.00	9	\$13,284.00
Calidad	Ing	\$4,469.00	9	\$40,221.00
	ing	\$2,952.00	7	\$20,664.00
	Asistente	\$1,476.00	9	\$13,284.00
Oficina técnica	Ing	\$4,469.00	9	\$40,221.00
	ing	\$2,952.00	7	\$20,664.00
	Asistente	\$1,476.00	9	\$13,284.00
Logística	Ing	\$4,469.00	9	\$40,221.00
	ing	\$2,952.00	7	\$20,664.00
	Asistente	\$1,476.00	9	\$13,284.00
Producción	Ing	\$4,469.00	9	\$40,221.00
	ing	\$2,952.00	7	\$20,664.00
	Asistente	\$1,476.00	9	\$13,284.00
Control Documentario		\$984.00	9	\$8,856.00
				\$384,867.00

Varios

	ALQUILER	CANTIDAD	MESES	TOTAL
Oficina	\$300.00	3	9	\$8,100.00
Biaticos	\$300.00	15	9	\$40,500.00
				\$48,600.00

Ingeniería de Detalle

	PRECIO /H	HORAS	TOTAL
Jefe de proyecto	\$140.00	32	\$4,480.00
Jefe de Disciplina	\$70.00	68	\$4,760.00
Ingenieros de Diseño	\$40.00	330	\$13,200.00
Ingenieros Junior	\$20.00	160	\$3,200.00
Proyectistas	\$25.00	825	\$20,625.00
			\$46,265.00

Calculo de horas

	ENTREGABLES	HORAS POR ENTREGABLE					TOTAL DE HORAS				
		JP	JD	ID	IJ	P	JP	J D	ID	IJ	P
Planos	25	1	2	5	2	33	25	50	125	50	825
Memoria de Cálculo	2	1	4	60	10		2	8	120	20	0
Memoria Descriptiva	1	1	2	15	20		1	2	15	20	0
Especificación Técnica	1	1	2	30	5		1	2	30	5	0
CD	1	1	2	30	5		1	2	30	5	0
MTO	1	1	2	5	30		1	2	5	30	0
ETC	1	1	2	5	30		1	2	5	30	0
							32	68	330	160	825

Resumen de gastos generales

SUELDOS	\$384,867.00
VARIOS	\$48,600.00
INGENIERÍA DE DETALLE	\$46,265.00
	\$479,732.00

RESUMEN TOTAL

COSTO DIRECTO, CD	\$4,622,920.88
UTILIDAD, UT = 11%CD	\$508,521.30
GASTOS GENERALES, GG	\$479,732.00
IGV 18%(CD+GG)	\$1,010,011.35
COSTO TOTAL = CD + UT +GG + IGV	\$6,621,185.52

5.3. Cronograma de Construcción (diagrama de Gant).

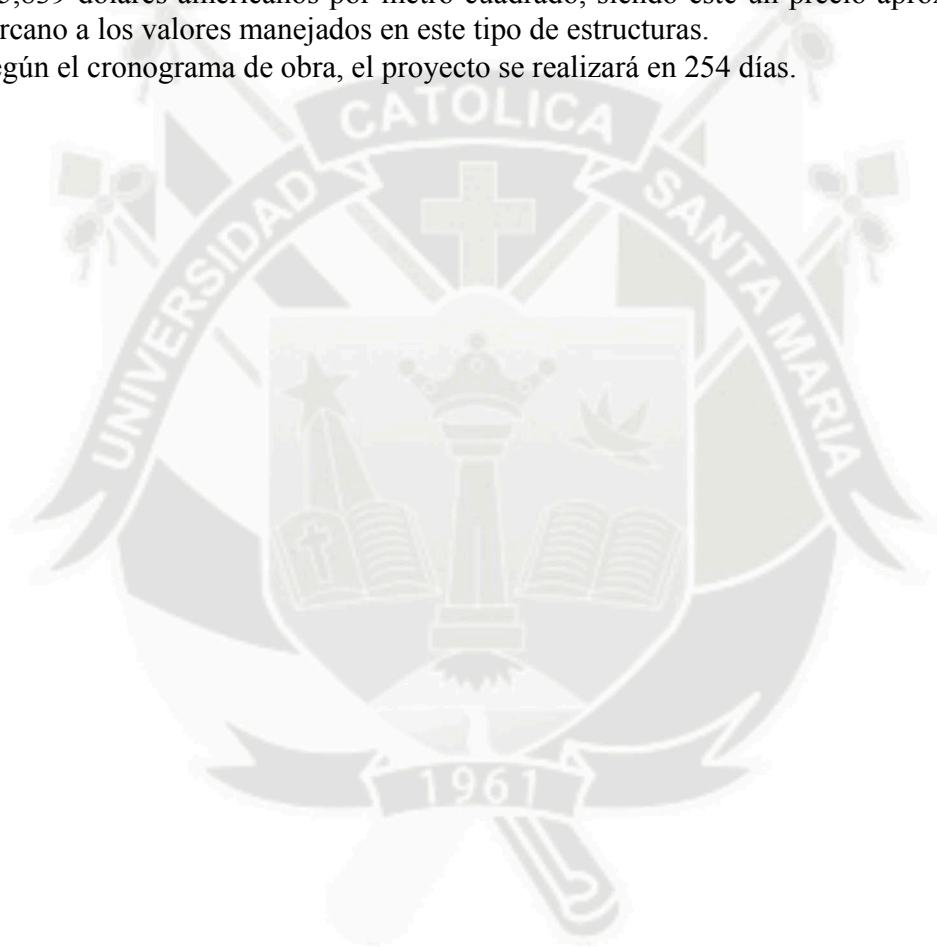
Ver el Anexo 1.



CONCLUSIONES

- La minería es una industria cada vez más grande, esto debido a la gran demanda de materias primas de los mercados internacionales. El Perú posee una gran reserva de mineral como Oro, Plata, Cobre, Zinc etc., en los últimos años el Perú ha hecho de la minería su principal recurso económico generando también una gran demanda de especialistas, esto incluye a los ingenieros civiles, por lo que surge una necesidad de formar ingenieros con una gran capacidad técnica.
- El proyecto de la Nave industrial solo es una parte de un gran proyecto para una planta de procesamiento mineral, que incluye tanto a otras estructuras, equipos mecánicos, equipos eléctricos, etc. Sin embargo en esta tesis nos enfocamos solo en analizar el edificio industrial para los molinos SAG y de BOLAS.
- En los últimos años la demanda de acero estructural he generado que podamos contar con una mayor variedad de aceros estructurales. Siendo así utilizaremos para nuestros perfiles W y WT Aceros ASTM A992 GR50 siendo este el acero ideal para estructuras con solicitaciones sísmicas, para el caso de tubos estructurales usaremos perfiles con acero ASTM A500 GR B, para los ángulos, planchas y demás utilizaremos acero ASTM A36.
- La norma técnica peruana de construcción para el caso de las estructuras Metálicas, es una adaptación de una norma americana pasada, y debido a que no se actualizó, esta ha quedado limitada para los requerimientos de estructuras como esta.
- Debido a la limitación de la norma Peruana, nos vemos en la necesidad de buscar normas más actualizadas en el diseño de estructuras de acero. En este caso hemos utilizado el ASCE 7-10 que es una norma más completa y que abarca en gran mayoría las características de nuestra estructura, explícitamente en cuanto al sismo en estructuras metálicas.
- Evaluamos 3 sistemas estructurales: Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF), Pórticos arriostrados concéntricamente con riostras en "V" invertida, Pórticos arriostrados concéntricamente con riostras en "X". De estos sistemas estructurales se busca que tengan una adecuada la estabilidad, resistencia y rigidez lateral.
- La estructura se ubica en el departamento de Ayacucho, por lo que la norma sísmica la ubica en una Zona 3 con un $Z=0.4$.
- El tipo de perfil para el suelo es S1(suelo rígido) esté fue una de las suposiciones iniciales en este proyecto de tesis, lo que incluye una capacidad portante de 3.0 kg/cm^2 .
- A pesar de parecer una estructura regular en su perímetro, esta no lo es debido a las plataformas intermedias y carga de equipos que posee, por lo tanto se le aplicará un Análisis sísmico espectral.
- Según el RNE E.030 se catalogo el Uso de la estructura tipo B con $U=1.30$ (edificación Importante), por tratarse de una estructura importante por su uso y cuya falla ocasionaría perdidas de cuantía mayor.
- Para el caso del ASCE 7-10 el parámetro des sitio de la estructura es "Clase C" (Suelo Rígido).
- Según el ASCE 7-10 el uso es 1.25 , estructura que brida facilidades al procesamiento y manufacturación del mineral.

- Al realizar el análisis de la estructura vimos que la carga lateral predominante es el sismo.
- Por la naturaleza geométrica de la estructura esta tiende a abrirse en su parte alta, para poder rigidizar esta zona se colocó una plataforma horizontal arriostrada horizontalmente. Esto para poder uniformizar los desplazamientos laterales.
- De las 3 alternativas evaluadas la más óptima fue el sistema estructural EBF por ser la más liviana. Sobre este sistema es que se realizó el diseño.
- Se realizó los planos y presupuestos del proyecto con el sistema estructural EBF, teniendo un costo total de \$ 6,621,185.52 dólares americanos. Con este monto tenemos un costo de \$ 5,839 dólares americanos por metro cuadrado, siendo este un precio aproximado muy cercano a los valores manejados en este tipo de estructuras.
- Según el cronograma de obra, el proyecto se realizará en 254 días.



RECOMENDACIONES

- Se recomienda respetar en lo posible el arreglo mecánico, no olvidando la importancia de la seguridad estructural, así teniendo un buen comportamiento de la edificación ante acciones sísmicas.
- Del análisis tridimensional de la estructura es necesario observar a detalle la interacción de los elementos estructurales, para así realizar un buen diseño.
- Se recomienda respetar los parámetros del AISC en cuanto a la selección de los perfiles estructurales, estos brinda límites en cuanto a las relaciones ancho espesor. Adicionalmente si se diseña una estructura con un R mayor que 3 , como es nuestra estructura, adicionalmente se debe respetar los límites de esbeltez para elementos sísmicamente compactos.
- Se recomienda que para proyectos como este en los que se incluyen grandes plantas industriales se haga un Estudio de Riesgo Sísmico para poder tener un mayor rango de certeza en cuanto a los parámetros sísmicos relacionados con el sitio.
- Se recomienda revisar el funcionamiento y los requerimientos de los equipos mecánicos.
- Durante la etapa del diseño se sabe que la parte estructural no es la única que disciplina implicada en este tipo de proyectos , y generalmente siempre los problemas en diseño vienen siendo dados por la mala coordinación entre los especialistas, por lo que se recomienda una comunicación fluida entre los especialistas.
- Verificar los desplazamientos generados por los acciones sísmicas, ya que la excesiva deformación puede generar daños en los elementos estructurales.
- Se estandarizó el diseño de los elementos estructurales, esto para facilitar y agilizar el proceso constructivo.
- Se recomienda que se tenga en cuenta las solicitudes constructivas durante el diseño de la estructura, tanto para la fabricación como para el montaje.
- Se recomienda que cuando se fabriquen todas las piezas en taller se cumplan con todos requerimientos establecidos en el AISC como tolerancias dimensionales, soldadura, pintura y protección , como también la previa elaboración de un plan de montaje, para evitar problemas de discrepancias a la hora de armar la estructura.
- Se recomienda que tanto para la fabricación como para el montaje lo hagan personas técnicamente calificadas ya que de ellos dependerá que se cumpla con la calidad del proyecto. También para evitar los posibles accidentes que se puedan ocasionar, teniendo en cuenta que durante la fabricación se trabaja con elementos calientes (soldaduras y cortes) y durante el montaje se realizarán trabajos en altura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

SRIRAMULU VINACOTA, *Estructuras de acero comportamiento y LRDF*.

LUIS F. ZAPATA BAGLIETO, *Diseño Estructural en Acero*.

ROGER L. BROKENBROUGH - FREDERICK S. MERRIT, *Structural Steel Designer's Handbook*.

LUIS ANDRADE DE MATTOS DIAS, *Estructuras de Acero*.

FRANCISCO JAVIER CRISAFULLI, *Diseño Sismo Resistente de Construcciones de Acero*. ALACERO (Asociación Latinoamericana del Acero)

MC CORMAC, *Diseño de estructuras de acero*
Alfa Omega, 2a edición.

ASCE 7-10 "American Society of Civil Engineers."
Minimum design Loads for Buildings and Other Structures.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – *Cargas*.
Reglamento nacional de edificaciones.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – *Diseño Sismorresistente*.
Reglamento nacional de edificaciones.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – *Concreto Armado*.
Reglamento nacional de edificaciones.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.090 – *Estructuras Metálicas*.
Reglamento nacional de edificaciones.

AISC (13th) – "American Institute of Steel Construction."
Specification for Structural Steel Buildings.

AISC (360-05) – "American Institute of Steel Construction."
Specification for Structural Steel Buildings.

AISC (327-05) – "American Institute of Steel Construction."
Seismic Design manual.

AISC (341-05) – "American Institute of Steel Construction."
Seismic Provisions for Structural Buildings.

AISC (Design Guide 07) – “*American Institute of Steel Construction.*”
Industrial Buildings - Roofs to Achor Rods (Second Edition).

AISE – *Technical Report No 13*
Guide for the Design and Constructions of Mill Buildings.

AWS (D1.1) – “*American Welding Society.*”
Structural Welding Code.

ACI (318-11) – “*American Concrete Institute.*”
Building Code Requeriments for Structural Concrete.

SAP2000 Advanced Version 14.2.4. Computers and Structures Inc.
Copyright 1976-2010

SAFE Standard Version 8.1.1. Computers and Structures Inc.
Copyright 1978-2007

APÉNDICE

Análisis de precio unitario.

ANEXOS

ANEXO 1- CRONOGRAMA DE OBRA

ANEXO 2- PLANO DE NIDO DE CICLONES Y PLANO DE PUENTE GRÚA

ANEXO 3- PLANOS DE DISEÑO

