

T
V1612
2016



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Incorporación de disipadores por fluencia a un
proyecto industrial existente.

Por

Roberto López Arancibia

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y título de Ingeniero Civil

Prof. Joaquín Valenzuela B.

Junio, 2016



Reg 104626

Agradecimientos

Agradezco a cada uno de las personas que formaron parte de este largo proceso universitario, en especial a mi familia y a mi pareja Romina, que sin su apoyo no habría retomado el desarrollo de este trabajo de título con las energías necesarias.

Agradezco la oportunidad de haber formado grandes amistades durante todos estos años, Dante, Sebastián, Hector, Diego, grandes amigos.

En especial dedico este trabajo de título y la culminación del proceso universitario, a quien se ha ido este 25 de marzo, y que ha dejado un gran vacío en mi corazón, sé que desde el cielo me estas mirando.

Contenido

Agradecimientos.....	2
Índice de figuras.....	5
Índice de tablas.....	7
Capítulo I.....	8
1. Introducción.....	8
1.1. Planteamiento del problema.....	8
1.2. Objetivos.....	10
1.3. Alcances.....	10
1.4. Metodología.....	11
Capítulo II.....	12
2. Antecedentes.....	12
2.1. Antecedentes del proyecto.....	12
2.2. Proyecto simplificado.....	19
2.3. Marcos arriostrados con dissipador T-Adas.....	21
2.3.1 Características del diseño.....	23
Capítulo III.....	25
3. Verificación del diseño de la fábrica existente.....	25
3.1. Solicitaciones.....	25
3.2. Modelo de análisis.....	31
3.3. Resultados del análisis según la norma NCh 2369. of 2003.....	34
3.4. Verificación de la estructura existente según el código AISC 360-10.....	39
Capítulo IV.....	66
4. Diseño de la estructura utilizando sistema T-Adas.....	66
4.1 Diseño del dispositivo.....	66
4.2 Resultados del análisis lineal elástico con el dispositivo Tadas.....	70
4.3 Verificación de los elementos según el código AISC 341-10.....	73
Capítulo V.....	95
5. Análisis Tiempo Historia.....	95
5.1. Modelo de análisis.....	95
5.2. Leyes constitutivas.....	97
Capítulo VI.....	103
6. Análisis de los resultados.....	103
6.1 Desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones de piso.....	103
6.1.1. Registro sísmico de Angol.....	103
6.1.2. Registro sísmico de Concepción.....	104

6.1.3.	Registro sísmico de Constitución.....	104
6.2	Desplazamiento máximo de piso.....	105
6.3	Esfuerzos máximos en los elementos.	107
	Ciclos de histéresis.....	111
6.4	Conclusiones.	114
	Bibliografía	115

Índice de figuras

Figura 1.1 – Marcos arriostrados excéntricamente	8
Figura 2.1 Planta de fundaciones	12
Figura 2.2 Planta primer nivel.....	13
Figura 2.3 Planta de techo	14
Figura 2.4 Elevación lateral eje 1 y eje 8.....	14
Figura 2.5 Elevación eje Z.....	15
Figura 2.6 Elevación eje Z'.....	15
Figura 2.7 Elevación eje A1,B1,B2.....	16
Figura 2.8 Elevación Eje A2	17
Figura 2.9 Elevación eje A1,B1,B2.....	17
Figura 2.10 Elevación eje C2	18
Figura 2.11 Elevación eje E1.....	18
Figura 2.12 Planta nivel 1 simplificada.....	19
Figura 2.13 Planta de techo simplificada.....	20
Figura 2.14 Elevación eje 1 y eje 8	20
Figura 2.15 Marcos arriostrados excéntricamente para distintas posiciones del enlace.....	21
Figura 2.16 Marco arriostrado excéntricamente con dissipador T-Adas.....	22
Figura 2.17 Dissipador por fluencia vista 3D.....	23
Figura 3.1 Esquema presiones de viento sentido transversal.....	27
Figura 3.2 Esquema global presiones de viento.....	28
Figura 3.3 Espectro elástico y de diseño.....	30
Figura 3.4 Vista 3D del modelo	31
Figura 3.5 Elevación transversal tipo del modelo.....	32
Figura 3.6 Elevación transversal tipo del modelo.....	32
Figura 3.7 Planta primer nivel del modelo.....	32
Figura 3.8 Elevación transversal primer modo de vibrar sentido "y".....	36
Figura 3.9 Elevación longitudinal segundo modo de vibrar sentido "x".....	36
Figura 3.10 Espectro de pseudo aceleración con modos de vibrar.....	37
Figura 3.11 Diagrama de momento debido a cargas estáticas.....	39
Figura 3.12 Diagrama de corte debido a cargas estáticas.....	40
Figura 3.13 Diagrama de esfuerzo Axial compresión.....	40
Figura 3.14 Diagrama de cuerpo libre unión viga diagonal columna.....	49
Figura 3.15 Diagrama de momento.....	57
Figura 3.16 Diagrama de esfuerzo axial.....	57
Figura 3.17 Diagrama de corte.....	58
Figura 4.1 Elevación eje 1 y 8 con elementos T-ADAS.....	66
Figura 4.2 Marco tipo con dissipador T-Adas como sistema restaurador.....	66
Figura 4.3 Espectro de pseudo aceleración y periodos asociados a la estructura con dissipadores.....	67
Figura 4.4 Dimensiones para una placa de acero del dispositivo.....	68
Figura 4.5 Modelo de una placa del dispositivo T-Adas.....	68
Figura 4.6 Elevación Eje8, modo de vibración 2, con mayor masa traslacional.....	70
Figura 4.7 Elevación transversal modo de vibrar 3	71
Figura 4.8 Elevación transversal modo de vibrar 4	71
Figura 4.9 Modelo de fuerzas que ejerce el dispositivo T-adas en la estructura.....	73
Figura 4.10 Cambio de longitud efectiva del elemento.....	75
Figura 4.11 Modelo de la Viga.....	80
Figura 4.12 Diagrama de esfuerzo axial debido al sismo elástico.....	87
Figura 4.13 Longitud no arriostrada lateralmente de la diagonal.....	89
Figura 4.14 Diagrama de cuerpo libre segundo nivel.....	91
Figura 4.15 Diagrama de cuerpo libre nudo y columna primer nivel	92

Figura 5.1 Masa tributaria del eje ojo y columna de arrastre.....	95
Figura 5.2 Modelo de análisis plano sistema T-Adas con columna de arrastre.....	95
Figura 5.3 Modelo de análisis plano sistema tradicional con columna de arrastre.....	96
Figura 5.4 Esquema ley constitutiva diagonal tradicional.....	97
Figura 5.5 Ciclos de histéresis para una diagonal tradicional.....	98
Figura 5.6 Ciclo de histéresis fuerza-deformacion (Tsai et al 1993).....	99
Figura 6.1 Esfuerzos de compresión sistema tradicional.....	107
Figura 6.2 Esfuerzos de compresión sistema T-Adas.....	107
Figura 6.3 Esfuerzos de compresión y tracción en diagonal primer nivel.....	107
Figura 6.4 Esfuerzo de corte en el link.....	108
Figura 6.5 Esfuerzos de compresión sistema tradicional.....	108
Figura 6.6 Esfuerzos de compresión sistema T-Adas.....	108
Figura 6.7 Esfuerzo de compresión y tracción diagonales primer nivel.....	108
Figura 6.8 Esfuerzo de corte en el link.....	109
Figura 6.9 Esfuerzos de compresión sistema tradicional.....	109
Figura 6.10 Esfuerzos de compresión sistema T-Adas.....	109
Figura 6.11 Esfuerzos de compresión y tracción diagonales primer nivel.....	109
Figura 6.12 Esfuerzo de corte en el link.....	110

Índice de tablas.

Tabla 3.1 Cargas consideradas en el peso propio	25
Tabla 3.2 Cargas de uso planta de techo.....	25
Tabla 3.3 Factor de importancia de la estructura.	26
Tabla 3.4 Factor de ajuste por altura y exposición, λ	27
Tabla 3.5 Presiones horizontales de viento en kg/m ²	28
Tabla 3.6 Presiones verticales de viento en Kg/m ²	28
Tabla 3.7 Presiones de viento simplificado para las distintas zonas en kg/m ²	28
Tabla 3.8 Parámetros de diseño	29
Tabla 3.9 Parámetros espectro de diseño.....	30
Tabla 3.10 Reacción en la base y carga sísmica.	34
Tabla 3.11 Periodos y masas equivalentes	36
Tabla 3.12 Máximos desplazamientos entre pisos Drift.	38
Tabla 3.13 Propiedades del acero.....	39
Tabla 3.14 Propiedades diagonal primer nivel	41
Tabla 3.15 Propiedades diagonal segundo nivel.	44
Tabla 3.16 Propiedades columna.....	47
Tabla 3.17 Propiedades Viga lateral de piso	49
Tabla 3.18 Datos perfil	59
Tabla 4.1 Periodos y masas equivalentes.....	70
Tabla 4.2 Desplazamientos relativos ente pisos.	72
Tabla 4.3 Propiedades diagonal primer nivel.	74
Tabla 4.4 Datos Viga lateral de piso.....	80
Tabla 4.5 Datos columna IN 300x200x10x8.....	91
Tabla 5.1 Parámetros a definir modelo No Lineal Direct Integration.	99
Tabla 6.1 Aceleraciones máximas según NCh 2369 of 2003.....	103
Tabla 6.2 Porcentaje de disminución de la aceleración	104
Tabla 6.3 Desplazamientos máximos por nivel.	105

Capítulo I

1. Introducción

1.1. Planteamiento del problema

Tradicionalmente en Chile las estructuras industriales de acero se utilizan como sistemas sismorresistentes con diagonales en X, en V y V invertida, todos con la finalidad de otorgar rigidez lateral y absorber la energía proveniente del sismo. Sin embargo existe una búsqueda continua de cómo mejorar el desempeño sísmico de las estructuras industriales de acero, con énfasis en la continuidad de operación de las actividades que allí se desarrollen. [1]

Hasta ya hace un tiempo se ha innovado con nuevos sistemas sismorresistentes con características muy interesantes en cuanto a su desempeño se refiere. Uno de ellos es el caso de los marcos arriostrados excéntricamente EBF "*Excentrically braced frames*" que, adecuadamente diseñados, se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable. Están formados por columnas, vigas y diagonales, más un elemento denominado enlace, el cual es el único encargado de disipar la energía proveniente del sismo y desarrollar ductilidad incurSIONANDO en el rango inelástico, el enlace puede variar tanto en su forma como en la ubicación en la estructura. [2]

Existen distintos tipos de marcos arriostrados, en los cuales la principal diferencia está dada por la ubicación del enlace. Particularmente en este trabajo de título se pone hincapié en la siguiente configuración estructural (Figura 1.1b) en donde el enlace se encuentra bajo la viga, como elemento totalmente independiente. Este tipo de enlace se denomina "*Triangular Added Damping and Stiffness*" (T-ADAS) .Una de las grandes ventajas de este tipo de marco arriostrado excéntricamente es el fácil reemplazo del enlace, ya que este es un elemento independiente que conecta las diagonales a la viga a diferencia de los primeros sistemas de este tipo donde el enlace era parte de la viga.(Figura 1.1 a).

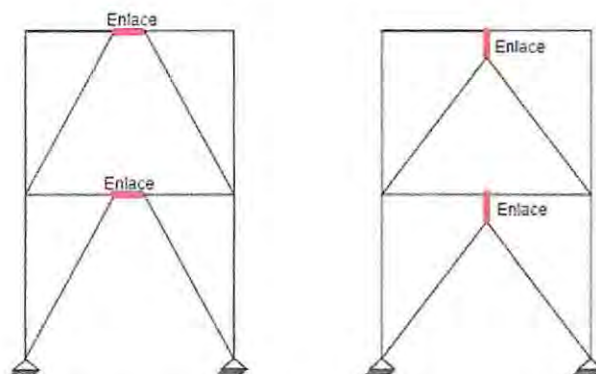


Figura 1.1 – Marcos arriostrados excéntricamente

a) Enlace parte de la viga

b) Enlace independiente

La norma que rige el diseño sismo resistente para estructuras industriales de acero en Chile en la actualidad es la Nch 2369 of 2003 " Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales".El capítulo 8 de la norma contiene disposiciones especiales para el diseño sísmico de estructuras metálicas, basados en el AISC 341 del año 1999 " Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" en donde no se encuentra información referente a nuevos sistemas de marcos arriostrados excéntricamente. Por consiguiente la Nch 2369 of 2003 no posee detalles sobre el diseño sísmico de este tipo de marco arriostrado por lo que se debe utilizar el código AISC 341 - 10 para su diseño, por lo mismo solo hay un par de proyectos con estas características en Chile.

En este trabajo se muestran las ventajas y desventajas que este sistema puede tener en una industria existente cuyo sistema sismorresistente actual son las diagonales tradicionales en X.

1.2. Objetivos

- Dimensionar un disipador por fluencia tipo T-ADAS a través de un procedimiento claro.
- Realizar el diseño por capacidad según las disposiciones del código AISC 341-10 para marcos arriostrados excéntricamente.
- Rediseñar una fábrica existente que posee sistema tradicional con diagonales en X, reemplazando estas por un sistema de marcos arriostrados excéntricamente.
- Comparar el desempeño sísmico de la fábrica existente diseñada con diagonales en X con respecto a la misma pero con el sistema de diagonales excéntricas y disipadores T-ADAS.

1.3. Alcances

- El sistema de marcos arriostrados excéntricamente con dispositivos T-ADAS se aplica a una fábrica existente de dos niveles con 725 m² en planta.
- Se consideran las solicitaciones sísmicas de la NCh 2369 of 2003.
- Se aplican 3 registros chilenos consistente con el espectro de respuesta (zona 3, suelo 3).
- Las solicitaciones de viento son de acuerdo a la NCh 432-2010.
- Las cargas de uso son de acuerdo a los planos originales de carga.
- Para el diseño del marco arriostrado excéntricamente "EBF" se considera el código AISC 341-10.
- El análisis no lineal tiempo historia se realiza en el sentido longitudinal solamente ya que es el que posee las diagonales en X.
- No se considera el diseño de fundaciones

1.4. Metodología

- Recopilación de información bibliográfica y de ensayos que muestren el comportamiento inelástico en el dispositivo T-ADAS de los marcos arriostrados excéntricamente, con énfasis en el comportamiento histérico de estos y las propiedades para el diseño.
- Recopilación de planos de detalles de carga de la industria existente.
- Verificar que la estructura existente cumpla con la norma de diseño sísmico NCh 2369 y NCh 432-10.
- Realizar un segundo análisis según la NCh 2369, para diseñar la estructura utilizando el nuevo sistema de marcos arriostrados excéntricamente "EBF".
- Diseñar la nueva estructura, por capacidad, de acuerdo al código AISC 341-10.
- Realizar un análisis en el tiempo de ambos sistemas considerando para el caso de los marcos arriostrados excéntricamente el comportamiento inelástico del enlace (T-ADAS) y para el caso de la estructura original existente el comportamiento inelástico en diagonales.

Capítulo II

2. Antecedentes

2.1. Antecedentes del proyecto

En el presente trabajo de título se utiliza el proyecto de una industria de alimentos, el cual se encuentra en proceso de construcción, ubicado en la quinta región de Valparaíso.

La estructura diseñada corresponde a 5 naves industriales, dilatadas entre sí, siendo esta la etapa número 5, con una superficie aproximada de 725 m² por nivel (2 niveles).

Longitudinalmente está compuesta por marcos arriostrados con diagonales en X, transversalmente conformada por marcos a momento y la cubierta de techo de dos aguas conformada por diagonales.

A continuación se dan a conocer las distintas vistas de la estructura, que están dadas por los planos proporcionados por la oficina de cálculo, que entregó la completa información del proyecto para la realización de este trabajo de título.

Unidades expresadas en metros.

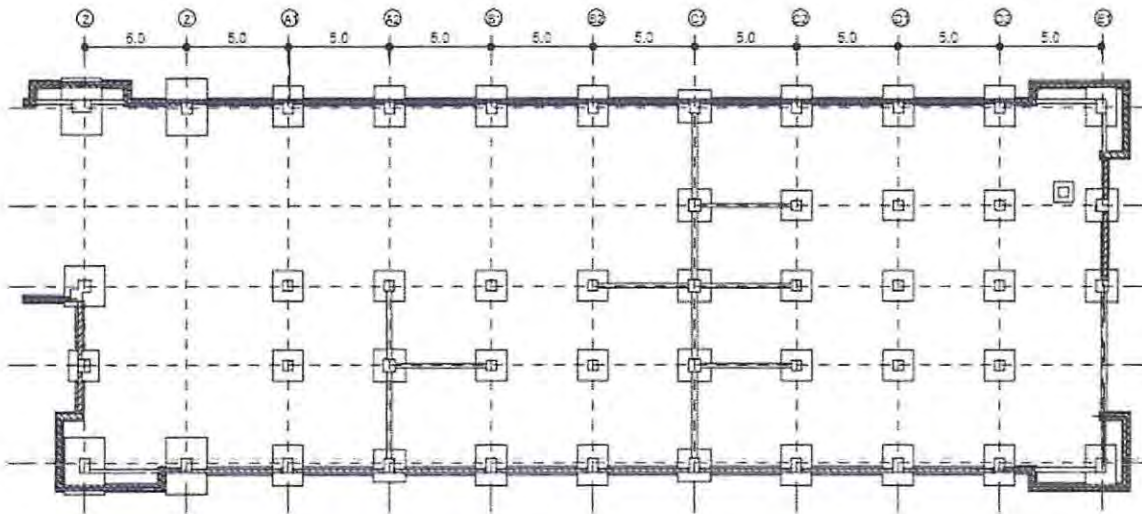


Figura 2.1 Planta de fundaciones.

La planta de fundaciones de la Figura 2.1 nos permite visualizar la distribución de columnas que conforman el atillo de la planta de primer nivel que a continuación se muestra en la Figura 2.2.

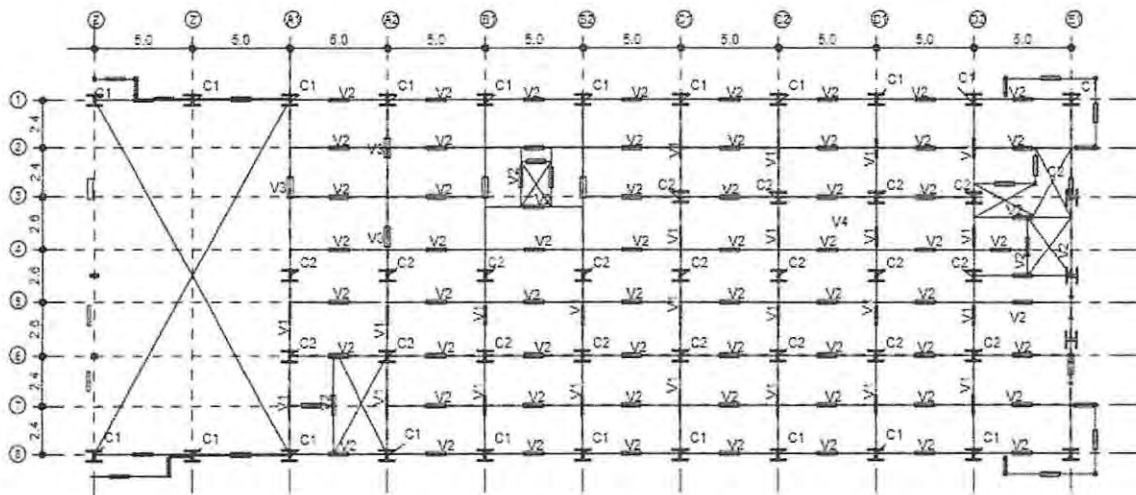


Figura 2.2 Planta primer nivel

Estructuración planta primer nivel

V1= Vigas principales: IN 400 x 100 x 12 x 5.

V3=Vigas principales: IN 500 x 300 x 16 x 8

V2= Vigas secundarias: IN 300 x 200 x 6 x 5.

C1= Columna lateral: IN 300 x 200 x 10 x 8.

C2= Columna interior: IN 150 x 200 x 8 x 6.

La planta de primer nivel posee una losa con placa colaborante con un espesor de 16 centímetros.

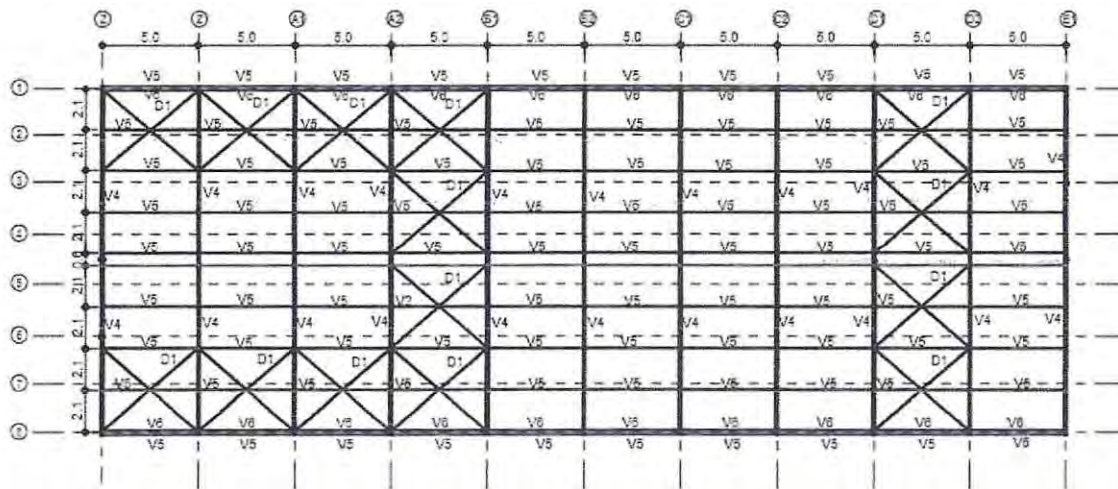


Figura 2.3 Planta de techo

Estructuración de techo:

V4 = Viga principal marco a momento: Perfil tubest 500 x 150 x 4 x 3.

V5= Viga secundaria: Perfil rectangular 150 x 50 x 3.

V6= Viga lateral marco arriostrado: Perfil cuadrado 150 x 3.

D1= Diagonal: Perfil cuadrado 75 x 3

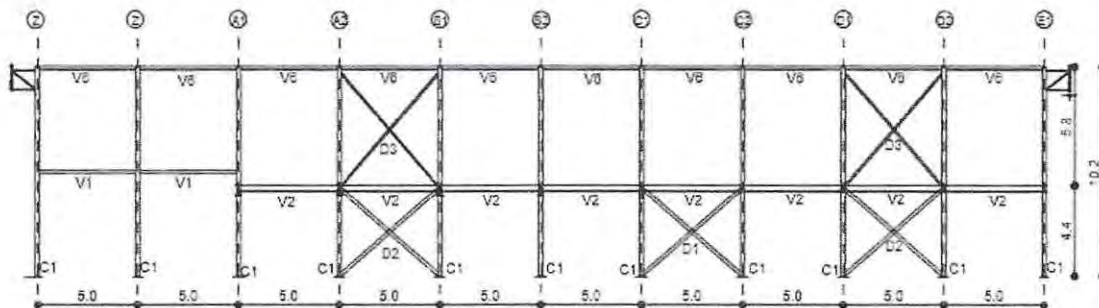


Figura 2.4 Elevación lateral eje 1 y eje 8

Estructuración marcos arriostrados.

C1 = Columna lateral: Perfil IN 300 x 200 x 10 x 8

D2 = Diagonales primero nivel: Perfil cuadrado 150 x 5

D3 = Diagonales segundo nivel: Perfil cuadrado 100 x 3

V6: Perfil cuadrado 150 x 3

V2 = Viga primer nivel: Perfil IN 400 x 100 x 12 x 5

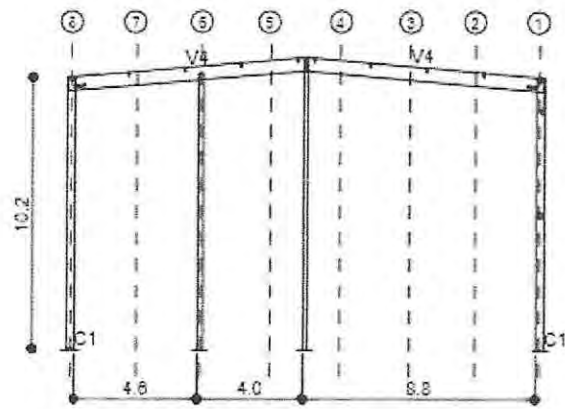


Figura 2.5 Elevación eje Z

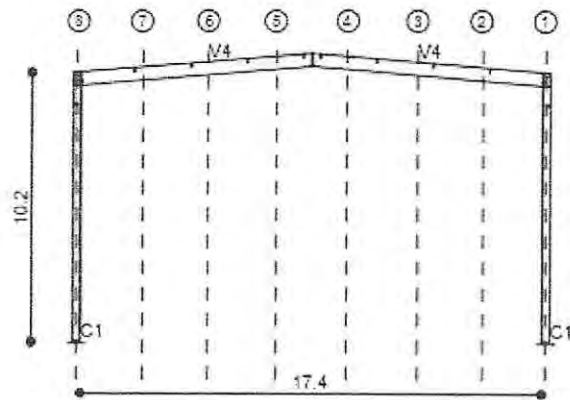


Figura 2.6 Elevación eje Z'

Estructuración eje Z y Z'.

C1 = Columna lateral: Perfil IN 300 x 200 x 10 x 8

V4 = Viga principal marco a momento: Perfil tubest 500 x 150 x 4 x 3

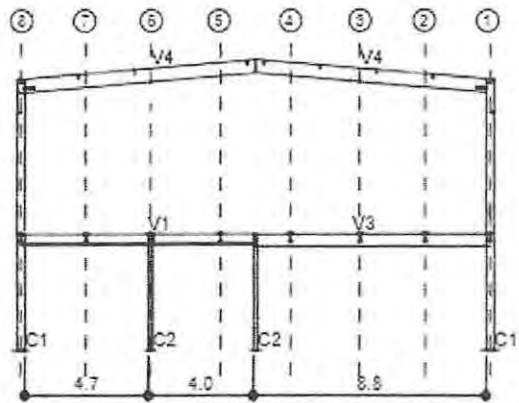


Figura 2.7 Elevación eje A1,B1,B2

Estructuración eje A1,B1,B2

C1 = Columna lateral: Perfil IN 300 x 200 x 10 x 8

C2= Columna interior: Perfil IN 150 x 200 x 8 x 6.

V1= Vigas principales: Perfil IN 300 x 200 x 6 x 5.

V3= Vigas principales: Perfil IN 500 x 300 x 16 x 8.

V4 = Viga principal marco a momento: Perfil tubest 500 x 150 x 4 x 3

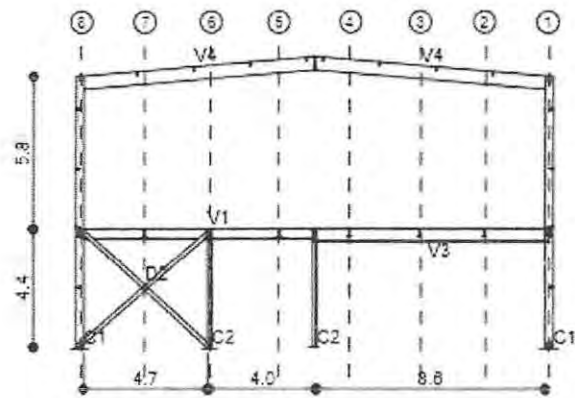


Figura 2.8 Elevación Eje A2

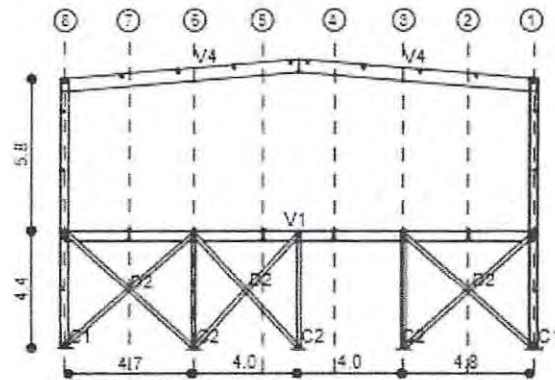


Figura 2.9 Elevación eje A1,B1,B2

Estructuración eje A2 y C1

C1 = Columna lateral: Perfil IN 300 x 200 x 10 x 8

C2= Columna interior: Perfil IN 150 x 200 x 8 x 6.

V1= Vigas principales: Perfil IN 300 x 200 x 6 x 5.

V3= Vigas principales: Perfil IN 500 x 300 x 16 x 8.

V4 = Viga principal marco a momento: Perfil tubest 500 x 150 x 4 x 3

D2 = Diagonales primero nivel: Perfil cuadrado 150 x 5

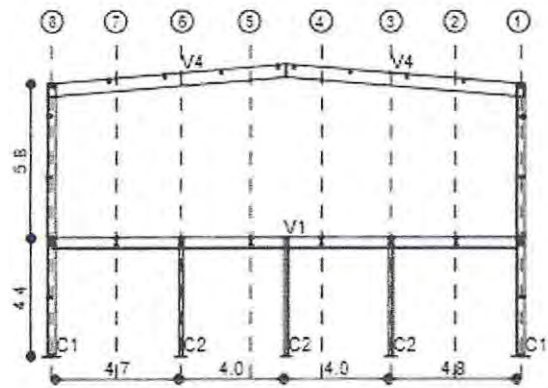


Figura 2.10 Elevación eje C2

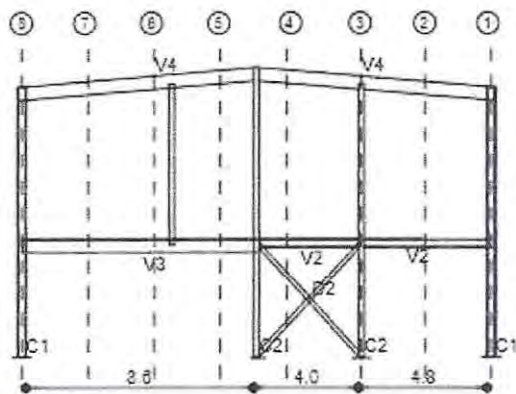


Figura 2.11 Elevación eje E1

Estructuración eje C2 y E1.

C1 = Columna lateral: Perfil IN 300 x 200 x 10 x 8

C2= Columna interior: Perfil IN 150 x 200 x 8 x 6.

V1= Vigas principales: Perfil IN 300 x 200 x 6 x 5.

V3= Vigas principales: Perfil IN 500 x 300 x 16 x 8.

V4 = Viga principal marco a momento: Perfil tubest 500 x 150 x 4 x 3

D2 = Diagonales primero nivel: Perfil cuadrado 150 x 5

2.2. Proyecto simplificado

Por motivos de un mejor entendimiento y simplificación del proyecto existente, se realizan modificaciones que no afectan los resultados del análisis estructural, como por ejemplo son las escaleras y vanos que se generan en la losa del primer nivel. También se ignora el espacio de doble altura entre los ejes Z y A1. En las siguientes figuras se ilustran tales modificaciones, con una forma regular para un análisis más simple, enfocado en el comportamiento estructural y no en particularidades del proyecto.

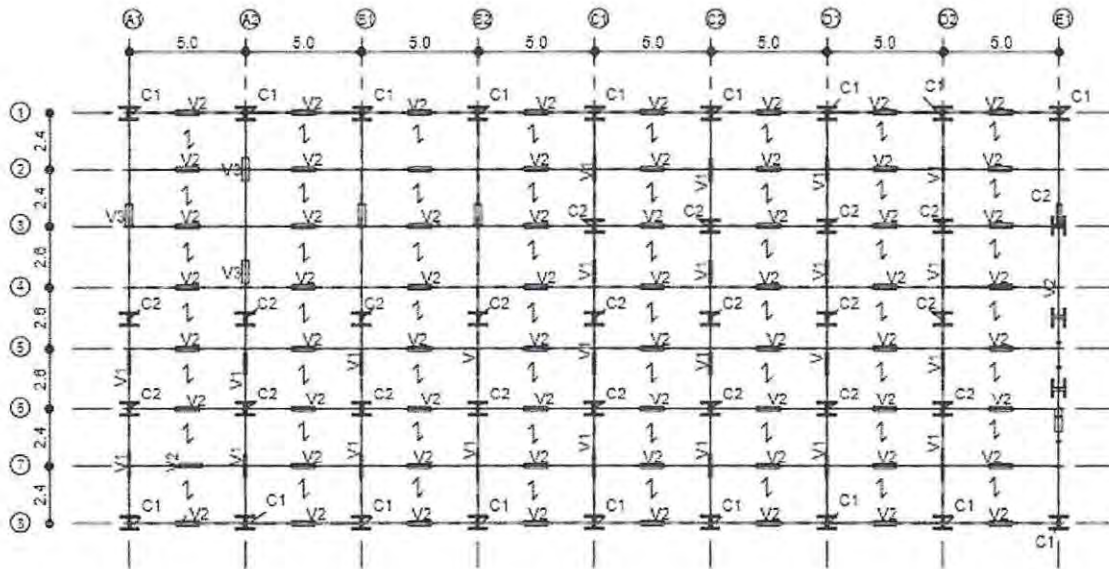


Figura 2.12 Planta nivel 1 simplificada

Estructuración de piso.

V1= Vigas principales: IN 300 x 200 x 6 x 5.

V3=Vigas principales: IN 500 x 300 x 16 x 8

V2= Vigas secundarias: IN 400 x 100 x 12 x 5.

C1= Columna lateral: IN 300 x 200 x 10 x 8.

C2= Columna interior: IN 150 x 200 x 8 x 6.

Losa con placa colaborante con un espesor de 16 centímetros.

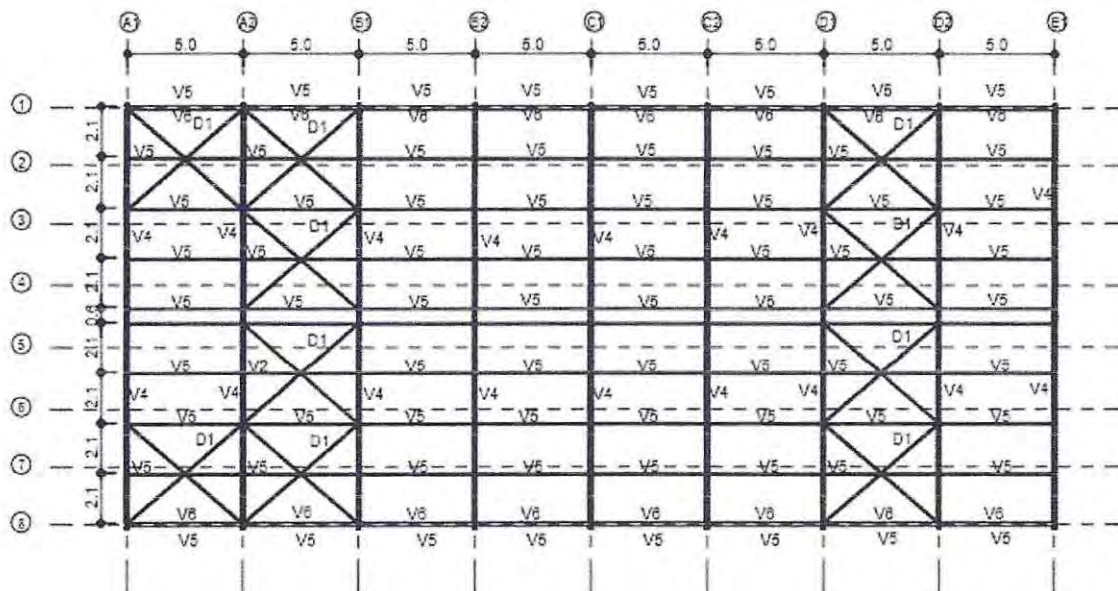


Figura 2.13 Planta de techo simplificada

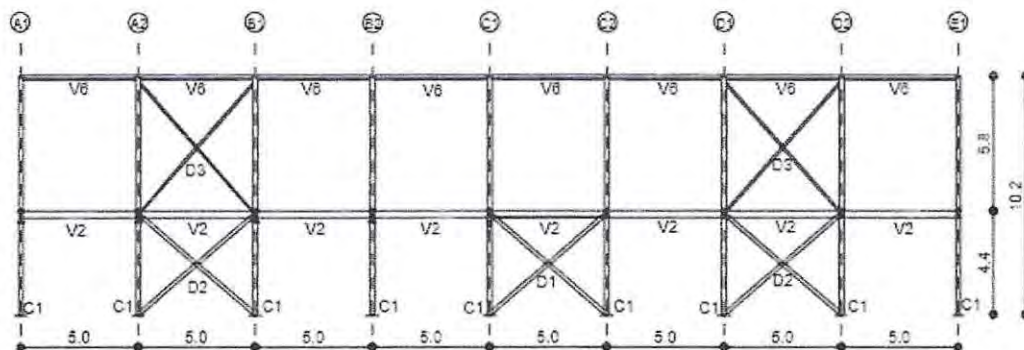


Figura 2.14 Elevación eje 1 y eje 8

Estructuración planta de techo y elevación longitudinal eje 1 y 8

D2 = Diagonales primero nivel: Perfil cuadrado 150 x 5

D3 = Diagonales segundo nivel: Perfil cuadrado 100 x 3

C1= Columna lateral: IN 300 x 200 x 10 x 8.

V2= Vigas secundarias: IN 400 x 100 x 12 x 5.

V4 = Viga principal marco a momento: Perfil tubest 500 x 150 x 4 x 3

V5 = Viga secundaria de techo: Perfil rectangular 150 x 50 x 3

V6 = Perfil cuadrado 150 x 3

2.3. Marcos arriostrados con disipador T-Adas

Los marcos arriostrados excéntricos, se caracterizan por tener una respuesta dúctil y estable. Son utilizados tanto para construcciones nuevas como para rehabilitación de obras existentes. La incorporación de estos dispositivos son generalmente utilizados en estructuras arriostradas, lo cual entrega una buena disipación de energía como también una buena rigidez lateral. [2]

En este sistema estructural el disipador llamado también como “enlace” es el encargado de disipar la energía proveniente del sismo a través de la plastificación del acero. Por lo tanto el diseño estructural está basado en un elemento fusible, T-adas, diseñado para incursionar en el rango inelástico y el resto de los elementos que lo conforman permanezcan en el rango lineal elástico. [2]

Principalmente están conformados por columnas, vigas, diagonales y el enlace que dependiendo de su posición, son las ventajas y desventajas que este puede presentar en su diseño.

Se puede decir que este tipo de configuración de marcos se divide en 2 tipos los cuales están diferenciados en la posición que ocupa el enlace. El primer tipo está conformado por columnas, vigas, diagonales y el enlace ubicado en la viga, siendo este más bien, una parte de la viga.

A continuación se muestran distintos tipos de marcos arriostrados con en el enlace ubicado en la viga.

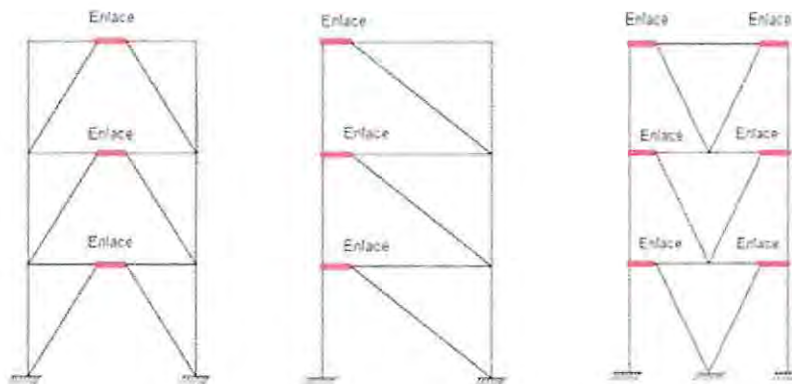


Figura 2.15 Marcos arriostrados excéntricos para distintas posiciones del enlace.

En estos 3 casos la ubicación del enlace no solo se ve determinada por un tema estructural si no que también por un tema arquitectónico, ya que las diagonales se disponen de tal manera que no interfieran en espacios necesarios para el funcionamiento de las actividades que se desarrollen en la estructura.

En todos estos casos el enlace al formar parte de la viga presenta como desventaja su poca facilidad de reemplazo al momento de verse dañado en la eventualidad de un sismo severo.

Por otra parte tenemos el marco arriostrado excéntrico con disipador T-adas (Figura 2.16) el cual presenta las siguientes ventajas con respecto a los sistemas mencionados anteriormente.

- Menor costo en la reparación post terremoto.
- Fácil reemplazo del disipador

Principalmente el daño producido en las estructuras está dado por el excesivo desplazamiento entre pisos. Estos elementos pueden reducir desplazamientos, aceleraciones de piso. Generalmente reducir fuerzas de inercia, menores demandas de deformación. Todo esto implica una reducción en los costos de reparación de la estructura en casos de un sismo. [3]

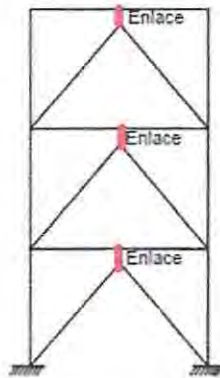


Figura 2.16 Marco arriostrado excéntrico con disipador T-Adas.

Estos sistemas sismoresistentes para controlar la respuesta de una estructura se empezaron a desarrollar a finales del 1960 y comienzos del 1970 en Nueva Zelanda. Específicamente para el caso de los disipadores conformados por placas de acero como es el caso del T-Adas. [3].

2.3.1 Características del diseño.

Los disipadores por fluencia del acero del tipo T-adas están compuestos por placas de acero con una forma triangular, posicionadas paralelamente entre ellas, ver Figura 4.1

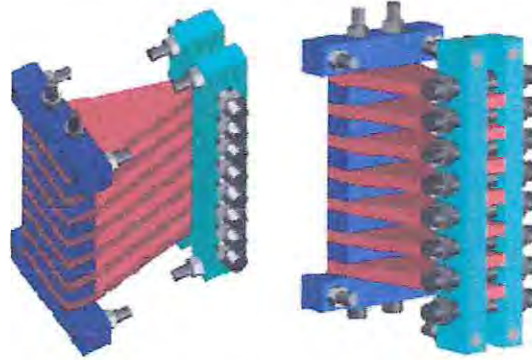
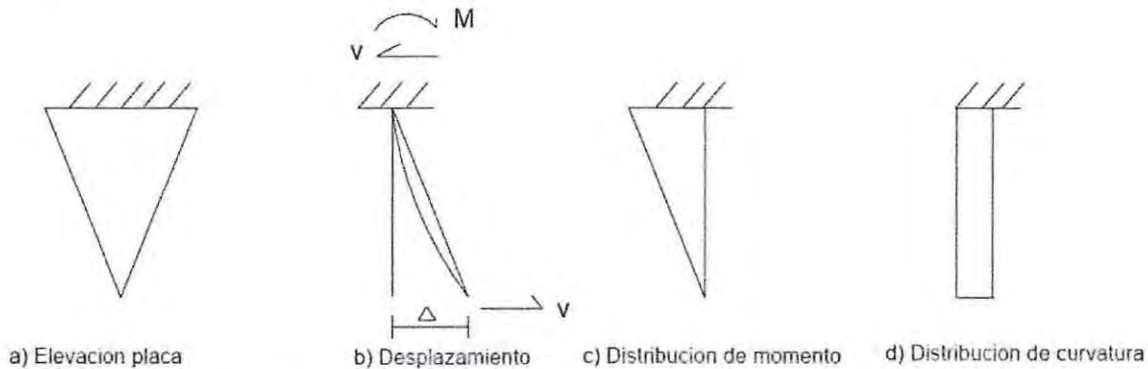


Figura 2.17 Disipador por fluencia vista 3D.

En la base triangular dichas placas se encuentran apemadas restringiendo cualquier tipo de movimiento, tanto desplazamientos como giro. Sin embargo en el otro extremo las placas se encuentran libres en el sentido vertical de estas evitando el traspaso de cargas axiales provenientes de la viga de piso. [3] Dicha explicación se puede apreciar en los siguientes diagramas. Ver Figura 4.2



En la figura c) se puede apreciar el diagrama de momento en donde se puede observar que en la punta de la parte triangular el momento es cero. La distribución de la curvatura es constante debido a la forma geométrica que posee la placa la cual permite la plastificación en toda la sección del elemento.

Si observamos la figura b) podemos derivar el corte de fluencia V_y del sistema T-ADAS, como sigue a continuación.

$$\begin{aligned}
 V \cdot h &= M \\
 V &= \frac{M}{h} \\
 V_y &= \frac{f_y b t^2 n}{6h}
 \end{aligned}
 \tag{Ecuación 1}$$

En donde:

h : Altura de las placas

t : Espesor de las placas

n : Numero de placas

b : Ancho de la placas

f_y : Limite de fluencia del acero

De igual forma se obtiene la deformación de fluencia derivado del esquema b) figura 4.2

$$\Delta y = \frac{f_y h^2}{Et}
 \tag{Ecuación 2}$$

El ángulo de giro está definido por el desplazamiento de fluencia dividido por la altura de la placa.

$$\gamma_y = \frac{\Delta y}{h} = \frac{f_y h}{Et}
 \tag{Ecuación 3}$$

Las características mecánicas del elemento T-ADAS han sido estimadas por Tsai (1993). Tsai hace caso omiso a la deformación por corte y supone que el elemento está restringido contra la rotación en su base como anteriormente se señala. [3] Considerando esto la rigidez elástica K_e está dada por

$$K_e = \frac{E b t^3 n}{6 h^3} = \frac{n E b}{6} \left(\frac{t}{h} \right)^3
 \tag{Ecuación 4}$$

Capítulo III

3. Verificación del diseño de la fábrica existente.

3.1. Solicitaciones

3.1.1. Cargas de peso propio y cargas de uso atilillo primero nivel

La estructura en su primer nivel se considera un peso propio de 450 kg/m², la cual es desglosada en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Cargas consideradas en el peso propio

Tipo	Material	Peso kg/m ²
Recubrimiento + accesorios	Kover L - 804	20
Losa colaborante 16 cm		330
Tabiquería		100
	TOTAL	450 kg/m ²

Además se considera una carga viva de 600 kg/m² en la totalidad del piso de acuerdo a las consideraciones del proyecto real, en cuanto a posibles maquinarias o elementos que se desconocen, ya que detalles específicos del contenido y o usos del galpón no son entregados como datos para el estudio de este trabajo. Por lo tanto se adopta la carga viva especificada en planos del proyecto.

3.1.2. Cargas de uso planta de techo

La sobrecarga mínima de techo es de 100 kg/m² según NCh 1537 of 2009. Sin embargo la norma permite reducirla según la siguiente expresión.

$$q_{k-red} = C \cdot C_a q_k$$

En que

C = coeficiente de reducción por pendiente de techo

C_a = coeficiente de reducción por área tributaria soportada

Con un área tributaria de 89 m² y un ángulo de techo de 5°, se obtiene los siguientes valores para C y C_a .

$$C = 1 - 2.33 \tan 5^\circ = 0.8$$

$$C_a = 0.6 \text{ para Area } \geq 50 \text{ m}^2$$

Por lo tanto se obtiene carga de uso reducida de techo.

$$q_{k-red} = 0.8 \cdot 0.6 \cdot 100 = 48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 3.2 Cargas de uso planta de techo.

Area m ²	Angulo °	kg/m ²
89	5.0	48

3.1.3. Cargas de viento

Las cargas de viento que se aplican en el modelo son calculadas de acuerdo al método 1 "Procedimiento simplificado" de la NCh432-10. Para adoptar dicho procedimiento la estructura en estudio debe satisfacer todas las condiciones de que a continuación se describen.

- 1) La estructura posee un diafragma rígido.
- 2) La estructura es de baja altura. ($h < 18.3$ m)
- 3) La estructura es cerrada.
- 4) La estructura es de forma regular.
- 5) La estructura no califica como flexible. ($T < 1$ seg)
- 6) La estructura no tiene una respuesta característica que sea producida por las cargas de viento, desprendimiento por vórtice, inestabilidad debido a las oscilaciones, y no tiene una ubicación para la cual se deba hacer una consideración especial que canalice estos efectos o sacudidas, debido a las obstrucciones por donde viene el viento (Barlovento).
- 7) La estructura tiene una sección transversal simétrica.
- 8) La estructura está exenta de casos de carga torsional.

Una vez que es analizada la estructura en cada uno de los puntos que se señalan, se procede a realizar el cálculo de las presiones de viento que afectan la estructura.

Procedimiento de cálculo.

La presión de viento simplificada, P_s , se determina con la siguiente ecuación:

$$P_s = \lambda \cdot K_{zt} \cdot I \cdot P_{S30} \quad \text{Ecuación 5}$$

Factor de importancia I , según lo establecido en la NCh432-10 que se determina según la categoría de ocupación de la estructura.

Tabla 3.3 Factor de importancia de la estructura.

Categoría	Factor de importancia
I	0.87
II	1
III	1.15
IV	1.15

Factor topográfico K_{zt} , es evaluado a la altura media del techo. En este se deben considerar los efectos de la velocidad del viento sobre colinas, cimas y escarpes aislados que constituyen cambios abruptos en la topografía del terreno. Debido a las condiciones del sitio y la localización de la estructura, dicho factor puede adoptar el valor de 1.

Coefficiente de ajuste por altura λ , está dado por la altura media del techo y la categoría de exposición, como se muestra en la tabla 2.2.

Tabla 3.4 Factor de ajuste por altura y exposición, λ .

Altura media del techo (m)	Categoría B	Categoría C	Categoría D
6.1	1	1.29	1.55
7.6	1	1.35	1.61
9.1	1	1.4	1.66
10.7	1.05	1.45	1.7
12.2	1.09	1.49	1.74
13.7	1.12	1.53	1.78
15.2	1.16	1.56	1.81

La estructura se encuentra en terreno abierto con obstrucciones dispersas con alturas menores a 9.1 mt, por lo tanto se adopta la categoría C.

Presión simplificada de diseño, $P_{S_{30}}$ se determina según la presión básica de viento y el ángulo de inclinación del techo. La presión básica de viento debe ser estimada según la información climática regional. Para la región de Valparaíso oscila entre los 30 y 35 metros por segundo.

La norma exige aplicar la presión de viento tanto en el sentido horizontal y vertical mediante zonas las cuales se muestran en la figura 3.1.

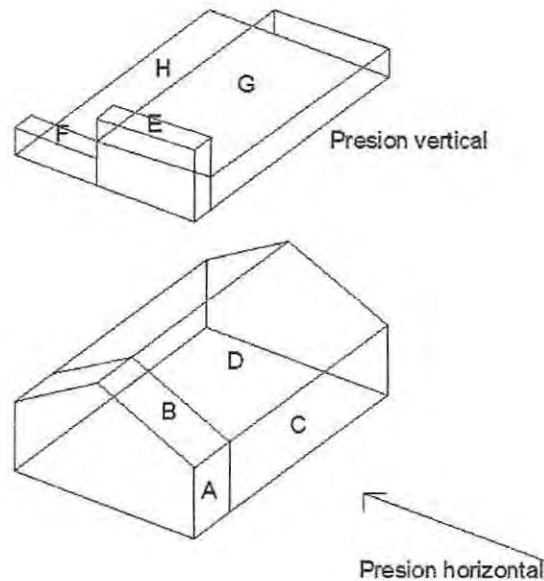


Figura 3.1 Esquema presiones de viento sentido transversal.

A continuación se presentan las presiones de viento para una inclinación de techo entre los 0 y 5° de inclinación y una velocidad básica del viento de 35 m/s.

Tabla 3.5 Presiones horizontales de viento en kg/m²

Velocidad básica del viento m/s	Angulo del techo °	Caso	A	B	C	D
35	0 a 5	1	48	-24	32	-14

Tabla 3.6 Presiones verticales de viento en Kg/m²

Velocidad básica del viento m/s	Angulo del techo °	Caso	E	F	G	H
35	0 a 5	1	-57	-33	-34	-25

Una vez que se obtienen todos los parámetros se pueden obtener las presiones de viento simplificado.

Tabla 3.7 Presiones de viento simplificado para las distintas zonas en kg/m²

	A	B	C	D	E	F	G	H
P _s	71	-36	47	-21	-85	-49	-50	-38

Para a efectos prácticos de cálculo se considera una sola presión lateral de viento de acuerdo (ver figura 2.7) siendo esta la más desfavorable, al igual que la succión de viento vertical. En el caso del sentido longitudinal la norma aplica la carga de viento en una de sus caras dado por el valor "C" de 47 kg/m².

A continuación se presenta un esquema simplificado de las presiones que actuaran en la estructura para su mayor comprensión.

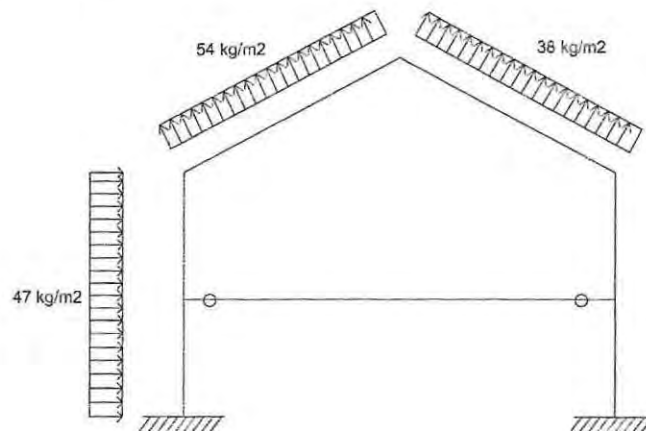


Figura 3.2 Esquema global presiones de viento

3.1.4. Carga sísmica (E) de acuerdo a la norma NCh 2369 of 2003

Parámetros de análisis.

Para el cálculo de la acción sísmica se utiliza la norma para diseño sísmico e instalaciones industriales NCh 2369 of 2003. Se realizan las siguientes consideraciones.

Tabla 3.8 Parámetros de diseño

Parámetro	Valor	Detalle
Tipo de suelo	III	Según ubicación
Categoría de ocupación	C2	Industria normal
Amortiguamiento crítico ξ	0.03	Marco apernado con arrostramientos
Factor de modificación de la respuesta R	5	Marco arriostrado
Zona sísmica	3	Casablanca – Quinta región

Zonificación sísmica. Con una aceleración efectiva máxima del suelo “ A_0 ” igual a 0.4g lo que corresponde a una zona sísmica 3, esto de acuerdo a la tabla 5.2 de la norma.

Nivel de importancia. Con un factor de importancia “ I ” igual a 1 de acuerdo al punto 4.3.2 de la norma ya que la estructura cataloga como categoría C2, la cual hace referencia a estructuras normales que puedes tener fallas menores susceptibles de reparación rápida.

Tipo de suelo. Según tipo de suelo tipo III se obtiene un “ T ” igual a 0.62 y “ n ” igual a 1.8 parámetros que dependen del tipo de suelo de acuerdo a la tabla 5.4 de la norma.

Para el cálculo de la masa sísmica se considera el 100% de la carga de uso, ya que este fue un requerimiento del ingeniero responsable del proyecto.

Espectro de diseño.

El análisis modal espectral se debe hacer para el espectro de diseño definido en la ecuación.

$$S_a = \frac{2.75A_0I}{R} \left(\frac{T}{T}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \quad \text{Ecuación 6}$$

No obstante el valor de S_a no debe ser mayor que $I \cdot C_{max} \cdot g$ en que C_{max} para un amortiguamiento del 3% y un R igual a 5 según tabla 5.7 de la norma se obtiene el siguiente valor.

$$C_{max} = 0.23$$

A su vez se calcula el valor de coeficiente sísmico mínimo.

$$C_{min} = 0.25 \frac{A_0}{g} = 0.25 \cdot \frac{0.4g}{g} = 0.1 \quad \text{Ecuación 7}$$

En la tabla se presenta un cuadro resumido de los parámetros involucrados en la elaboración del espectro de pseudo aceleración.

Tabla 3.9 Parámetros espectro de diseño.

A_0	0.4g
I	1
R	5
T^*	0.62
n	1.8
ξ	0.03

Finalmente, se obtiene la gráfica del espectro elástico el cual considera $R=1$ y el espectro de diseño el cual considera $R=5$ como anteriormente se señaló. La posterior verificación de los elementos se realiza en base al espectro de diseño.

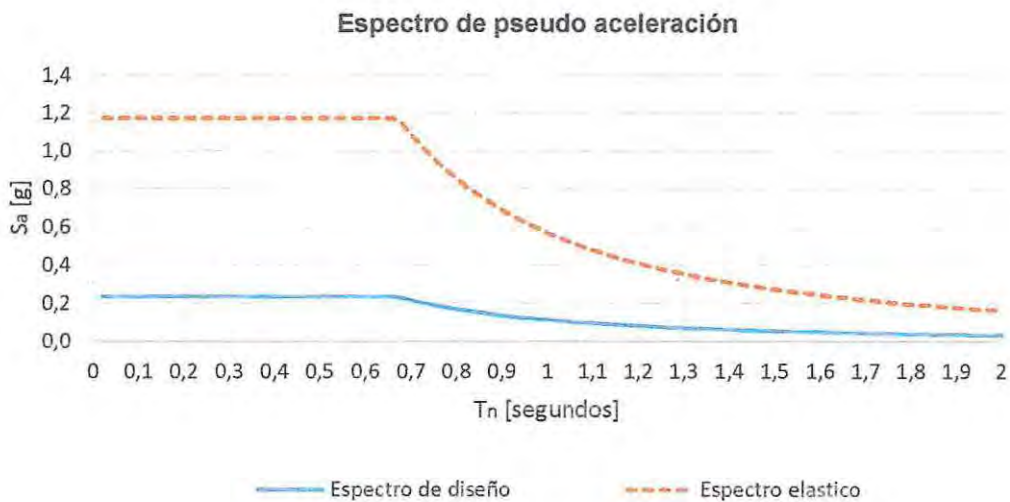


Figura 3.3 Espectro elástico y de diseño.

3.2. Modelo de análisis

3.2.1 Características del modelo

Se realiza un modelo lineal elástico con el programa Etabs15, se adoptan las siguientes consideraciones:

- Apoyos simples
- Uniones simples entre vigas y diagonales
- Marcos principales con uniones rígidas en la dirección transversal, en el nivel superior.
- Las cargas gravitacionales se distribuyen en una sola dirección "one way load distribution" como se muestra en la figura 3.7.
- Columnas continuas.
- Las uniones entre vigas principales y vigas secundarias son simples(rotuladas).

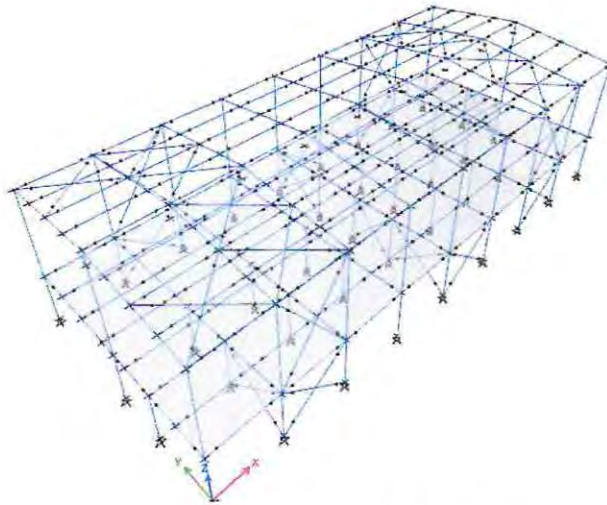


Figura 3.4 Vista 3D del modelo

En la vista transversal de la figura 3.5 se observa la rotulación de las vigas y la unión entre viga y columna del marco a flexión rígida.

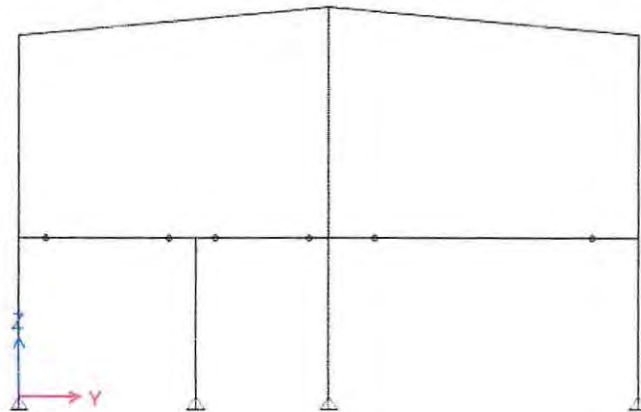


Figura 3.5 Elevación transversal tipo del modelo.

En la vista longitudinal de la figura 3.6 se destaca la rotulación de las diagonales y vigas generando un marco arriostrado, pudiendo así distribuirse los esfuerzos correspondiente a las características de un marco arriostrado.

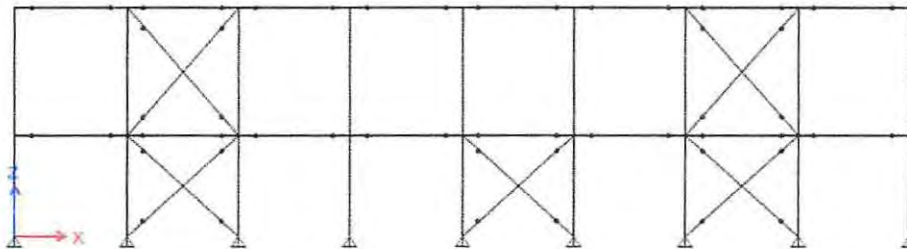


Figura 3.6 Elevación longitudinal tipo del modelo.

La descarga de las cargas aplicadas en la losa del primer nivel está dirigida a las vigas secundarias y en una sola dirección, con cada rectángulo como elemento "membrana".

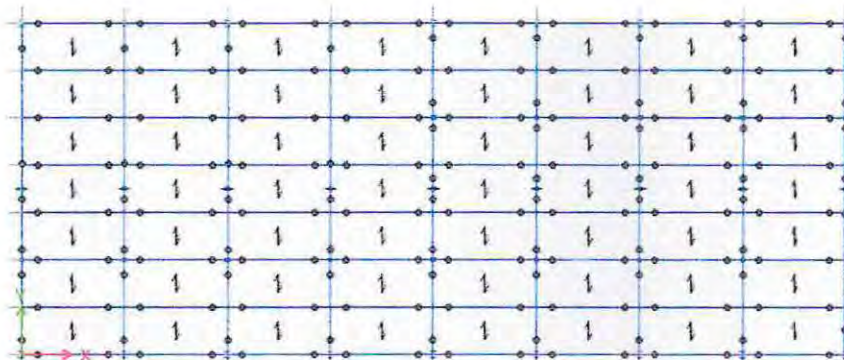


Figura 3.7 Planta primer nivel del modelo.

3.2.2 Combinaciones de carga.

Para la verificación del diseño de la estructura se consideran las combinaciones de carga según la NCh 3171 Of 2010 "*Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas*". Se adopta el método de las tensiones últimas *LRFD*, método por el cual se verifican los elementos, de acuerdo a los esfuerzos inducidos por las cargas mayoradas. Estos esfuerzos no deben exceder la resistencia de diseño.

A continuación se detallan dichas combinaciones de carga.

1. $1.2D + 1.6L$
2. $1.2D + L + 1.6W$
3. $1.2D + L + 1.4E$
4. $0.9D + 1.6W$
5. $0.9D + 1.4E$

En donde:

D: Peso propio

L: Carga de uso, considera la sobre carga de techo.

W: Carga de viento en sentido x e y

E: Carga sísmica en sentido x e y

3.3. Resultados del análisis según la norma NCh 2369. of 2003

3.3.1 Estructura con diagonales tradicionales en X.

Del análisis lineal elástico realizado a la estructura se obtiene el período fundamental y su deformada, el corte basal de diseño, las reacciones y los esfuerzos axiales de corte y momento de cada elemento. Todo esto para verificar que la estructura existente cumpla con las disposiciones de diseño de acuerdo al código AISC 360-10, como también las disposiciones sísmicas de la NCh 2369 Of 2003. La correcta verificación de los elementos y el cumplimiento de dichas disposiciones, permitirá un análisis fidedigno de lo que respecta a la incorporación de los dispositivos sísmicos que se han propuesto como tema de estudio para este trabajo de título.

Reacciones y corte basal.

En la tabla 2.7 se muestra la masa total de la estructura "D" y la carga de uso "L" además de la carga de uso de techo "Lr" y las presiones de viento en ambas direcciones "Wx" y "Wy". También se muestra el corte basal en ambas direcciones, el cual deberá cumplir con los límites máximos y mínimos que exige la norma.

Tabla 3.10 Reacción en la base y carga sísmica.

Cargas	Fx [ton]	Fy [ton]	Fz [ton]
D	0	0	347
L	0	0	420
Lr	0	0	35
Wx	8	0	0
Wy	0	18	
Ex	199	11	0
Ey	11	168	0
Peso Sísmico			767

Para el cálculo del peso sísmico se considera el 100% de la carga de uso "L" más el peso total de la estructura "D".

$$Peso\ sismico = D + L = 347 + 420 = 767 \quad \text{Ecuación 8}$$

Se adopta el 100% de la sobrecarga de uso ya que así se consideró en el proyecto original.

Corte basal de diseño.

El corte basal de diseño es obtenido mediante el análisis modal espectral con el espectro de diseño reducido. Dicho corte se verifica en los rangos máximos y mínimos establecidos en la norma.

Corte basal mínimo

$$V_{basal\ minimo} = C_{min} \cdot I \cdot P \quad \text{Ecuación 9}$$

$$V_{basal\ minimo} = 0,1 \cdot 1 \cdot 767 = 76,7 \text{ [ton]}$$

Corte basal máximo

$$V_{basal\ máximo} = C_{max} \cdot I \cdot P = 0,23 \cdot 1 \cdot 767 = 176,4.$$

Ecuación 10

En el sentido longitudinal X el corte basal de diseño se encuentra por sobre el máximo especificado en la norma. Por lo tanto se debe realizar un factor de ajuste que está dado por la siguiente razón.

$$\frac{V_{basal\ max}}{V_{basal\ diseño}} = \frac{176,4}{199} = 0,89$$

En el sentido transversal Y el corte basal se encuentra por debajo del corte máximo y por sobre el mínimo por lo que no debe ser ajustado.

Todas las deformaciones y esfuerzos en el eje longitudinal X se deben multiplicar por el factor de ajuste igual a 0,89.

Períodos fundamentales de la estructura y porcentaje de masa equivalente.

En la tabla 3.10 se muestran los periodos y las masas equivalentes para los modos de mayor importancia ya que no se muestran modos con aportes insignificantes. Además se muestra la sumatoria de las masas en cada sentido la cual debe ser a lo menos el 90% según lo indica el punto 5.4.3 de la NCh 2369.

Tabla 3.11 Periodos y masas equivalentes.

Modo	Periodo [Segundos]	% masa equivalente sentido X	% masa equivalente sentido Y	% suma masa equivalente dirección x	% suma masa equivalente dirección y
1	0,331	0,08%	80,6%	0,08%	80,6%
2	0,278	82,6%	0,07%	82,7%	80,7%
3	0,274	16,5%	5,2%	99,2%	86%
4	0,258	0,19%	4%	99,4%	91,7%

Los 2 modos considerados se grafican en la figura 3.8,3.9 y 4.0 respectivamente al orden presentado de los modos.

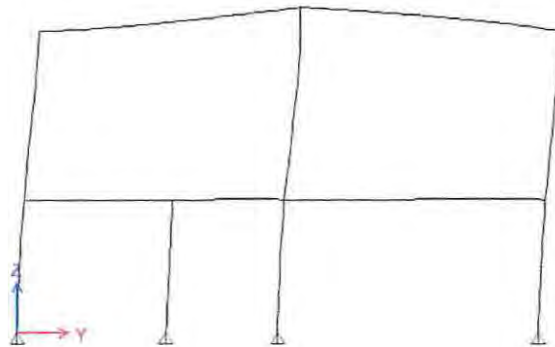


Figura 3.8 Elevación transversal primer modo de vibrar sentido "y"

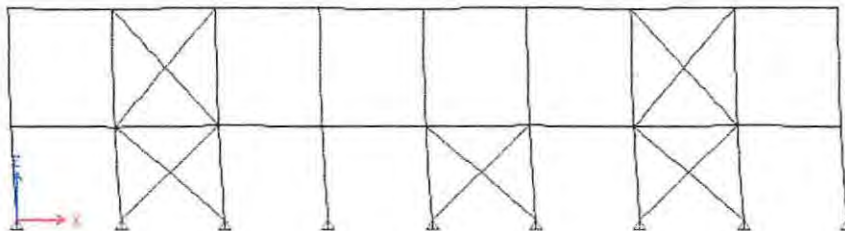


Figura 3.9 Elevación longitudinal segundo modo de vibrar sentido "x".

Los periodos entregados en la tabla 3.11 son graficados en la figura 3.11 la cual corresponde al espectro de diseño según el punto 5.4.2 de la norma NCh 2369.

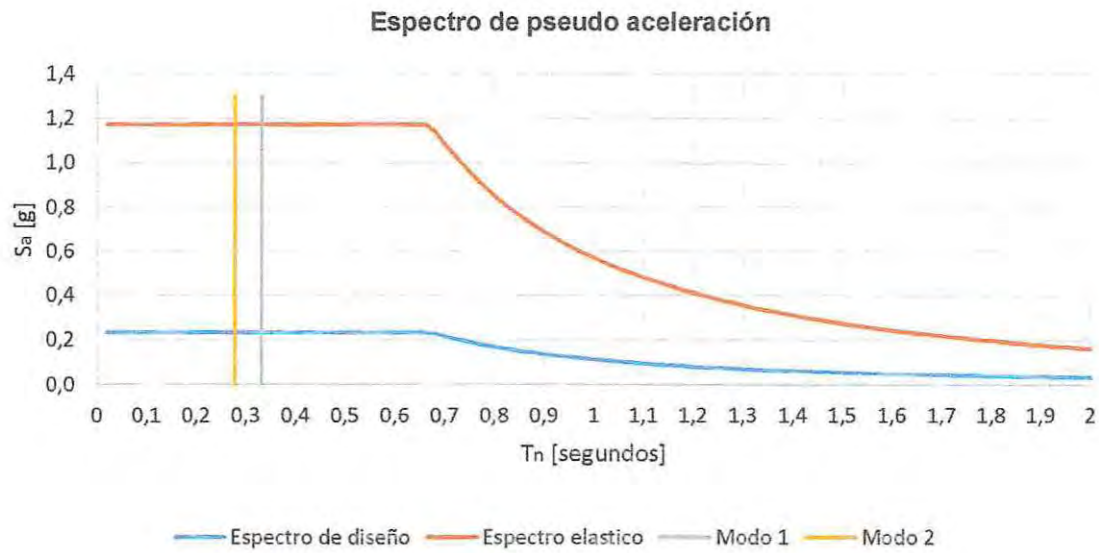


Figura 3.10 Espectro de pseudo aceleración con modos de vibrar.

Como se puede apreciar en la figura 3.11 los modos fundamentales de la estructura se encuentra en la meseta de la curva del espectro de diseño.

Máximos desplazamientos relativos de entre piso (Drift).

La norma NCh 2369 establece un límite para el desplazamiento entre pisos. En el caso de las estructuras que se encuentran en la categoría de "otras estructuras" según el punto 6.3, este no debe ser mayor en un 1.5 % veces la altura del piso. [1]

$$\frac{d_{max}}{h} \cdot R < 0.015 \quad \text{Ecuación 11}$$

En donde:

d_{max} = Desplazamiento maximo del piso

h = Altura entre pisos

R = Factor de modificacion de la respuesta.

Por lo tanto.

Tabla 3.12 Máximos desplazamientos entre pisos Drift.

Nivel	D _{max} /h sentido "x"	D _{max} /h sentido "y"	
1	0.00483	0.0061	Cumple
2	0.00292	0.0234	No cumple

En el sentido transversal "Y" de la estructura, el desplazamiento máximo de entre pisos no cumple con lo especificado en la norma, sin embargo se permite que esta deformación pueda ser obviada si se demuestra que una deformación mayor pueda ser tolerada por los elementos estructurales y los no estructurales.

3.4. Verificación de la estructura existente según el código AISC 360-10.

En esta siguiente etapa se verifican los elementos de acuerdo a las disposiciones de diseño contenidas en el código *AISC 360-10*. Es fundamental analizar el porcentaje de utilización de los elementos, ya que esta información es de gran aporte en el análisis de los resultados que entregara la estructura una vez que se incorporen los disipadores por fluencia del acero T-Adas.

Las propiedades del acero utilizado se presentan en la siguiente tabla y corresponden a los utilizados en el proyecto real.

Tabla 3.13 Propiedades del acero.

Acero A572 Gr 50	
Módulo de elasticidad E	2.040.000 Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia Fy	3515 kg/cm ²
Esfuerzo ultimo Fu	4200 kg/cm ²
Módulo de poisson elástico U	0.3
Módulo de corte G	784.193 Kg/cm ²

3.4.1 Marco arriostrado eje longitudinal.

Se comienza la verificación de los elementos estructurales que componen el eje 1 y 8 de la estructura, Ver figura 2.14. En ambos ejes, columnas vigas y diagonales conforman un sistema de marcos arriostrados tradicionales con diagonales en X. Tanto diagonales como columnas se verifica su resistencia en compresión ya que estas debido a la rotulación de los elementos estas no se ven afectadas por esfuerzos de corte y momento. Por otra parte la viga lateral de piso se verifica además de su capacidad en compresión, la resistencia en flexión y corte debido a las cargas estáticas de peso propio y de uso definidas en la losa de primer nivel ya que estas son las que entregan el mayor esfuerzo de momento en la viga. A continuación se muestran los diagramas de fuerza axial, corte y momento y la respectiva combinación de carga que lo genera.

Combinación de carga: 1.2D+1.6L+0.5Lr

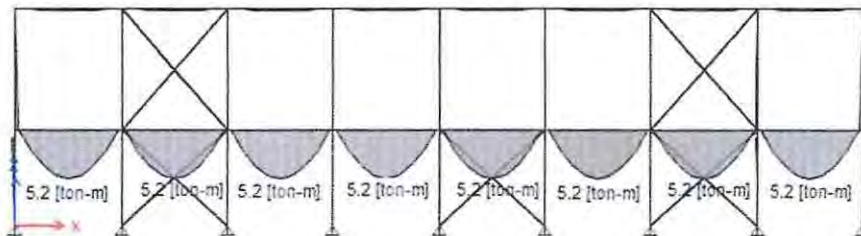


Figura 3.11 Diagrama de momento debido a cargas estáticas.

Combinación de carga: $1.2D+1.6L+0.5Lr$

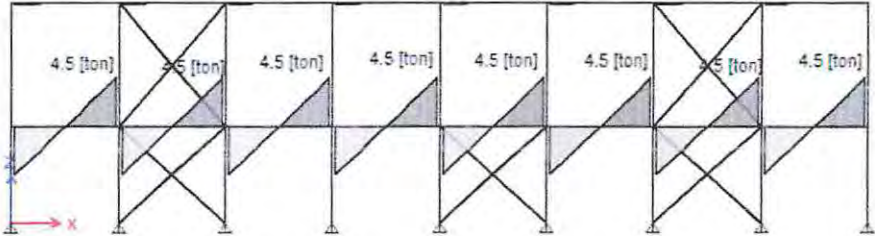


Figura 3.12 Diagrama de corte debido a cargas estáticas.

Combinación de carga: $1.2D+1.4Ex+L$

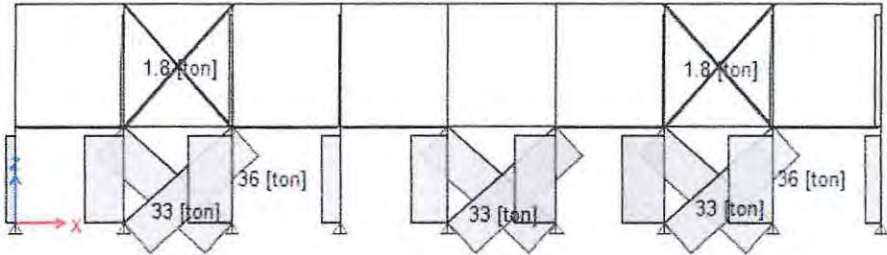


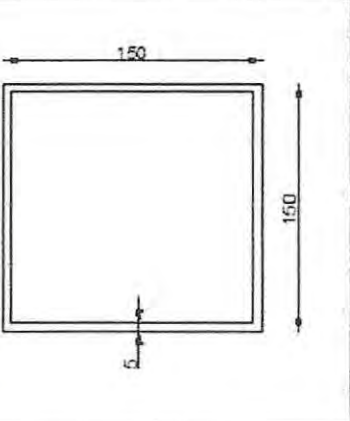
Figura 3.13 Diagrama de esfuerzo Axial compresión.

3.4.1.1 Diagonal primer nivel

El perfil utilizado en las diagonales del primer nivel es el siguiente.

Tabla 3.14 Propiedades diagonal primer nivel

Perfil	Cajon 150x150x5
h	150 mm
b	150 mm
t	5 mm
Área	29 cm ²
Rx	5.9 cm
Ry	5.9 cm
Ix	1000 cm ⁴
Iy	1000 cm ⁴



Disposiciones especiales para estructuras de acero.

Según el punto 8.3.3 de la NCh 2369, los elementos sismorresistentes verticales que trabajan en compresión deben tener relación ancho/espesor menores que λ_r , es decir perfil sin elementos esbeltos.

$$\text{Alas: } \frac{b}{t} = \frac{150}{5} = 30$$

$$\text{Razón límite: } 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.4 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 34$$

Ecuación 12

$$30 < 34 \text{ Cumple}$$

Según el punto 8.3.3 de la norma, la esbeltez del elemento debe ser menor que $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$.

$$\text{Razón de esbeltez: } \frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 230}{5.9} = 39$$

Ecuación 13

La longitud L es considerada como la longitud no arriostrada lateralmente del miembro, siendo la intersección de las diagonales como un punto de arriostramiento, esto debido a que el punto 8.3.4 señala que las diagonales en X se deben conectar en el punto de cruce, pudiéndose considerar como un punto fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales. [1]

El factor de longitud efectiva, K, se determina de acuerdo a la condiciones de apoyos del elementos, en este caso para un elemento birrotulado su valor es igual a 1.

$$1.5\pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$39 < 114 \text{ Cumple}$$

Resistencia de diseño en compresión.

La resistencia de diseño en compresión se determina según el capítulo E de las especificaciones del código AISC 360-10 *Diseño de miembros en compresión*.

$$\phi_c P_n \geq P_a \quad \text{Ecuación 14}$$

Con

$$\phi_c = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$P_a = 33 \text{ [ton]}$$

$P_n =$ Resistencia de compresión nominal

Para perfiles sin elementos esbeltos aplica la sección E3 de la norma "Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos". Por lo tanto se calcula la resistencia de compresión nominal como sigue a continuación.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad \text{Ecuación 15}$$

Con

$F_{cr} =$ Tensión de pandeo por flexión

$A_g =$ Área bruta del perfil

La tensión de pandeo por flexión se calcula como sigue a continuación.

$$(a) \text{ Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(o \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

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

$$(b) \text{ Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(o \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

r = Radio de giro en el eje mas desfavorable (cm)

L = Longitud no arriostrada lateralmente (cm)

F_e = Tension de pandeo elastico.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 230}{5,9} = 39$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$39 < 114$$

Por lo tanto se aplica el caso a), para ello se calcula la tension de pandeo elastico como sigue.

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515}{3515}}\right) \cdot 3515 = 0.89 \cdot 3515 = 3128 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$P_n = 3128 \cdot 29 = 90.722 [kg] = 90.7 [ton]$$

$$0.9 \cdot 90,7 \leq 33$$

$$81.7 [ton] \geq 33[ton] \text{ Cumple}$$

Además se calcula el factor de utilización F.U del elemento

$$F.U = \frac{P_a}{\phi P_n} = \frac{33}{81.7} = 0.4$$

Según el punto 8.3.6 de la norma, en las diagonales comprimidas el esfuerzo sísmico debe ser menor al 80% de la capacidad resistente.

$$0.8 \cdot 82 \geq 33$$

$$65.6 \geq 33 \text{ Cumple}$$

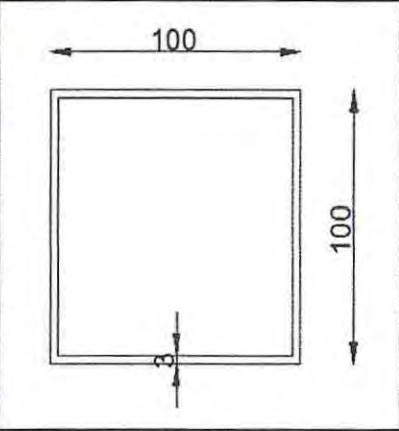
Llama la atención la sobre resistencia a la cual fue diseñada esta diagonal sísmica, ya que estas deben ser diseñadas para disipar la energía proveniente del sismo. Cabe destacar que esta práctica de sobre resistencia en diagonales es utilizada a menudo por ingenieros. Esto juega a favor a priori en los objetivos de este trabajo de título ya que podrían ser significativas las diferencias comparativas en el desempeño sísmico de la estructura.

3.4.1.2 Arrostramiento lateral segundo nivel.

El perfil utilizado en las diagonales del segundo nivel es el siguiente.

Tabla 3.15 Propiedades diagonal segundo nivel.

Perfil	Cajon 100x100x3
h	100 mm
b	100 mm
t	3 mm
Área	12 cm ²
Rx	3.9 cm
Ry	3.9 cm
Ix	200 cm ⁴
Iy	200 cm ⁴



Disposiciones especiales para estructuras de acero

Se verifica el punto 8.3.3 de la norma para sistemas sismoresistentes verticales que trabajan en compresión.

$$\text{Razon de esbeltez: } \frac{K \cdot L}{r} = \frac{379}{3.9} = 97$$

$$1.5 \cdot \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$97 < 114 \text{ Cumple}$$

Se verifica la razón ancho espesor límite λ_r para un perfil cuadrado de espesor uniforme.

$$\text{Razon Ancho espesor: } \frac{b}{t} = \frac{100 - 2 \cdot 3}{3} = 31$$

$$\text{Razon limite: } 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.4 \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 34$$

$$31 \leq 34$$

Resistencia de diseño en compresión.

La resistencia de diseño en compresión se determina según el capítulo E de las especificaciones del código *AISC 360-10 Diseño de miembros en compresión*.

$$\phi_c P_n \geq P_a$$

Con

$$\phi_c = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$P_a = 1.8 \text{ [ton]}$$

P_n = Resistencia de compresión nominal

Para perfiles sin elementos esbeltos aplica la sección E3 de la norma "Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos". Por lo tanto se calcula la resistencia de compresión nominal como sigue a continuación.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Con

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión

A_g = Área bruta del perfil

La tensión de pandeo por flexión se calcula como sigue a continuación.

$$(a) \text{ Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

$$(b) \text{ Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

r = Radio de giro en el eje mas desfavorable (cm)

L = Longitud no arriostrada lateralmente (cm)

F_e = Tensión de pandeo elástico.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 379}{3,9} = 97$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$97 < 114$$

Por lo tanto se aplica el caso a), para ello se calcula la tensión de pandeo elástico como sigue.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 379}{3,9}\right)^2} = 2168 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{3515}{2168}\right) \cdot 3515 = 0,5 \cdot 3515 = 1758 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$P_n = 1758 \cdot 12 = 21090 [kg] = 21,1 [ton]$$

$$0,9 \cdot 21,1 \geq 1,8$$

$$19 [ton] \geq 1,8 [ton] \text{ Cumple}$$

$$F.U = \frac{Pu}{\phi P_n} = \frac{1,8}{19} = 0,095$$

La diagonal se encuentra diseñada al 9,5% de su capacidad nominal.

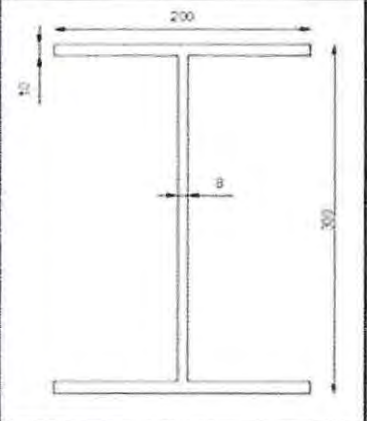
Hay que señalar que la sobre resistencia que existe en esta diagonal se debe principalmente a que su diseño está controlado por la razón de esbeltez del elemento y no por el esfuerzo generado en el elemento debido al sismo.

3.4.1.3 Columna eje longitudinal.

El perfil utilizado en la columna que conforma el marco arriostrado es el siguiente.

Tabla 3.16 Propiedades columna

Perfil	IN 300x200x10x8
h	300 mm
b	200 mm
e	10 mm
t	8 mm
Área	62 cm ²
R _x	12,58 cm
R _y	4,63 cm
I _x	9900 cm ⁴
I _y	1300 cm ⁴



Resistencia de diseño en compresión.

La resistencia de diseño en compresión se determina según el capítulo E de las especificaciones del código *AISC 360-10 Diseño de miembros en compresión*.

$$\phi_c P_n \geq P_a$$

Con

$$\phi_c = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

$$P_a = 36 \text{ [ton]}$$

$P_n =$ Resistencia de compresión nominal

En primera instancia se verifica la relación ancho espesor del ala y alma según la tabla b4.1a de la norma.

$$\text{Razón ancho espesor Ala: } \frac{b}{t} = \frac{200}{2 \cdot 10} = 10$$

$$\text{Razón límite: } 0,64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 15$$

$$10 \leq 15$$

$$\text{Razón ancho espesor alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \cdot 10}{8} = 35$$

$$\text{Razón límite: } 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 36$$

$$35 \leq 36$$

Por lo tanto el perfil utilizado posee alas y alma compacta. Para perfiles sin elementos esbeltos aplica la sección E3 de la norma "Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos".

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión se calcula como sigue a continuación.

$$(a) \text{ Si } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(o \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$(b) \text{ Si } \frac{K \cdot L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(o \frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 \cdot F_e$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

r = Radio de giro en el eje mas desfavorable (cm)

L = Longitud no arriostrada lateralmente (cm)

F_e = Tensión de pandeo elástico.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 450}{4,63} = 97$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$97 < 114$$

Por lo tanto se aplica el caso a), para ello se calcula la tensión de pandeo elástico como sigue.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K \cdot L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 450}{3,9} \right)^2} = 2168 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{3515}{2168} \right) \cdot 3515 = 0,5 \cdot 3515 = 1758 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$P_n = 1758 \cdot 62 = 108.996 [kg] = 109 [ton]$$

$$0,9 \cdot 109 \geq 36$$

$$98 \text{ [ton]} \geq 36 \text{ [ton]} \text{ Cumple}$$

$$F.U = \frac{P_a}{\phi P_n} = \frac{36}{98} = 0.37$$

A pesar de que la capacidad resistente en compresión de la columna está muy por sobre la sollicitación sísmica, no se debe olvidar que esta debe cumplir con las disposiciones de un marco a flexión en el sentido transversal, teniendo que cumplir con la interacción de los esfuerzos de carga axial y momento.


3.4.1.4 Viga lateral de piso

Uno de los elementos importantes a verificar por sobre el resto es la viga lateral de piso. Este elemento será el que alojara la base empotrada del dispositivo T-adras, el cual ejercerá una fuerza que por razones obvias no se consideró en el diseño de esta viga.

El perfil utilizado en la viga lateral de piso es el siguiente.

Tabla 3.17 Propiedades Viga lateral de piso.

Perfil	IN 300x200x6x5
h	300 mm
b	200 mm
e	6 mm
t	5 mm
Área	38 cm ²
Rx	12,7 cm
Ry	4,6 cm
Ix	6200 cm ⁴
Iy	800 cm ⁴



El cálculo de la fuerza axial referida a la viga lateral es calculado de forma manual ya que el modelo se realiza considerando una losa del tipo "membrana" lo que implica que no se vean reflejados esfuerzos axiales a las vigas.

En la figura 3.13 se muestra la descomposición de fuerzas debido a la tracción de la diagonal.

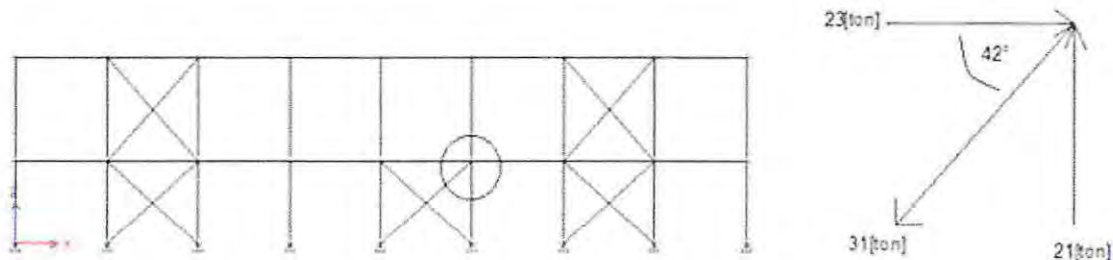


Figura 3.14 Diagrama de cuerpo libre unión viga diagonal columna.

La fuerza de tracción que actúa en el nudo debido a la diagonal del primer nivel se descompone en sus dos direcciones para así obtener la fuerza que afecta a la viga lateral de piso.

$$T_{diagonal} = 31 \text{ [ton]}$$

$$P_{viga} = 31 \cos 42 = 31 \cdot 0,74 = 23 \text{ [ton]}$$

Por lo tanto la fuerza que actúa axialmente sobre la viga es igual a 23 [ton]

Resistencia de diseño en compresión.

En primera instancia se verifica la relación ancho espesor del ala y alma según la tabla b4.1a de la norma.

$$\text{Razón ancho espesor Ala: } \frac{b}{t} = \frac{200}{2 \cdot 6} = 17$$

$$\text{Razón límite: } 0,64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,64 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 15$$

$$17 \leq 15$$

$$\text{Razón ancho espesor alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \cdot 5}{6} = 47$$

$$\text{Razón límite: } 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 36$$

$$47 \leq 36$$

En ambos casos existe esbeltez de los elementos. Para miembros con elementos esbeltos aplica la sección E7 del capítulo E *Diseño de miembros en compresión*.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Con

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión

A_g = Área bruta del perfil

$$(a) \text{ Si } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \rightarrow \left(o \frac{QF_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{QF_y}{F_e} \right) F_y$$

$$(b) \text{ Si } \frac{K \cdot L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \rightarrow \left(o \frac{QF_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

r = Radio de giro en el eje mas desfavorable (cm)

L = Longitud no arriostrada lateralmente (cm)

F_e = Tensión de pandeo elástico.

Q = Factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión.

El factor Q se calcula para elementos esbeltos no atiesados, como sigue a continuación.

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$13.5 < 17 < 24.8$$

Por lo tanto el valor Q es igual

$$Q = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.415 - 0.74 \cdot \frac{200}{2 \cdot 6} \cdot \sqrt{\frac{3515}{2.04 \cdot 10^6}} = 0.91$$

Ecuación 16

Por lo tanto aplicamos el factor Q en el caso a y se verifica.

$$a) \frac{1 \cdot 500}{4.6} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{0.91 \cdot 3515}}$$

$$109 \leq 119$$

Por lo tanto

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{Q F_y}{F_e}\right) F_y$$

Con

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 500}{4.6}\right)^2} = \frac{20.114.584}{11.881} = 1693 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = Q \left(0.658 \frac{0.91 \cdot 3515}{1693}\right) 3515$$

$$F_{cr} = 0.91 \cdot 0.45 \cdot 3515 = 1439 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto la resistencia nominal de compresión del perfil es

$$P_n = 1439 \cdot 38$$

$$P_n = 54696 \text{ kg} = 54.7 \text{ [ton]}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.9 \cdot 54.7 \geq 23$$

$$49 \geq 23 \text{ [ton]}$$

$$F.U = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{23}{49} = 0.47$$

Resistencia de diseño en flexión.

Para comenzar con el cálculo de la capacidad resistente del perfil en flexión, se verifica la relación Ancho-espesor del ala y alma.

$$\text{Razón ancho espesor ala} = \frac{b}{t} = \frac{200}{2 \cdot 6} = 17$$

$$\text{Razón ancho espesor Límite: } \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 9.15$$

$$17 \geq 9.15 \text{ Ala no compacta}$$

$$\text{Razón ancho espesor Límite: } \lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24$$

$$17 \leq 24 \text{ Ala no esbelta}$$

$$\text{Razón ancho espesor alma} = \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \cdot 6}{5} = 36$$

$$\text{Razón ancho espesor Límite } 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 91$$

$$36 \leq 91 \text{ Alma compacta}$$

Para miembros de sección H de simetría doble con alma compacta y alas no compactas aplica caso F3 del capítulo F *Diseño de miembros en flexión*. La resistencia nominal en flexión, debe ser el menor valor que se obtiene de acuerdo con los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local del ala en compresión.

Pandeo lateral torsional.

Primero se debe verificar las longitudes límites que afectan a la viga. Siendo L_b la longitud no arriostrada de la viga, que en este caso es igual a 5 metros.

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando $L_r \leq L_b \leq L_p$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad \text{Ecuación 16}$$

c) Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 17}$$

Por lo tanto se calcula el valor de L_p

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 4.6 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 195 \text{ cm} = 1.95 \text{ [mt]} \quad \text{Ecuación 18}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 4.6 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 195 \text{ cm} = 1.95 \text{ [mt]}$$

L_b es mayor que L_p por lo que se debe calcular el valor de L_r

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \quad \text{Ecuación 19}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{800 \cdot 168.200}}{412} = 28.2$$

$C = 1$ Para secciones I con doble simetría.

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_0^2}{4} = \frac{800 \cdot 29^2}{4} = 168.200$$

$$L_r = 1,95 \cdot 5,3 \cdot \frac{2,04 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 3.515} \cdot \sqrt{\frac{4,1 \cdot 1}{412 \cdot 29} + \sqrt{\left(\frac{4,1 \cdot 1}{412 \cdot 29}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 3515}{2,04 \cdot 10^4}\right)^2}} = 4,97 \text{ [mt]} \approx 5 \text{ [mt]}$$

Por lo tanto tenemos que $L_p < L_b < L_r$ por lo tanto aplica el caso b)

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

Debemos calcular el valor del momento plástico del perfil el cual está dado por

$$M_p = F_y Z_x \quad \text{Ecuación 20}$$

Con

$Z_x = \text{Modulo de seccion plastico en torno al eje X, en cm}^3$

$$M_p = 3515 \cdot 456 = 1.602.840$$

$$M_n = 1 \left(1.602.840 - (1.602.840 - 0,7 \cdot 3515 \cdot 412) \cdot \left(\frac{500 - 195}{500 - 195} \right) \right)$$

$$M_n = 1.602.840 - 589.114 = 1.013.726 \text{ [kg - cm]} = 10,1 \text{ [ton - m]}$$

Pandeo local del ala en compresión.

Para secciones con alas no compactas el momento nominal se calcula como sigue a continuación.

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad \text{Ecuación 21}$$

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Donde:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{100}{2 \cdot 5} = 10$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p \text{ es la esbeltez límite para ala compacta} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10$$

$$\lambda_{rf} = \lambda_r \text{ es la esbeltez límite para ala no compacta} = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24$$

$$M_n = \left[1.602.840 - (1.602.840 - 0,7 \cdot 3515 \cdot 412) \left(\frac{10 - 10}{24 - 10} \right) \right]$$

$$M_n = 1.602.840 \text{ [kg - cm]} = 16 \text{ [ton - m]}$$

Por lo tanto la resistencia nominal en flexión es igual a 10.1 [ton] ya que es la menor obtenida entre los 2 modos de falla. Finalmente tenemos que

Por lo tanto

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0.9 \cdot 10.1 \geq 5.2$$

$$9.1 \geq 5.2 \text{ [ton} \cdot \text{m] Cumple.}$$

$$F.U = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{5.2}{9.1} = 0.57$$

Interacción.

Una vez verificados el esfuerzo de compresión y flexión en la viga, se verifica la interacción de ambos esfuerzos como lo indica el capítulo H del código AISC 360-10, la cual se pasa a detallar a continuación.

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{23}{49} = 0,46$$

Por lo tanto tenemos que

$$\frac{23}{49} + \frac{8}{9} \left(\frac{5,2}{9,1} + 0 \right) \leq 1.0$$

$$0,46 + 0,5 \leq 1,0$$

$$0,97 \leq 1,0$$

Si bien, no es el diseño más ajustado que se puede obtener de un elemento, este se acerca al límite. Esto es de gran inquietud para el desarrollo del trabajo ya que idealmente el no tener que rediseñar los elementos estructurales posterior a la incorporación del dispositivo T-adás, hace aún más interesante la utilización de este disipador ya que con una misma estructuración y elementos se podrían obtener desempeños mucho mejor.

3.4.2 Marco a flexión.

En el sentido longitudinal de la estructura se verifica el marco de acuerdo a la combinación de carga que controle el diseño.

En el caso de las diagonales del primer nivel, las cuales poseen las mismas características que las diagonales del primer nivel del marco arriostrado, no se abundara con el cálculo de la capacidad en compresión del elemento ya que está es la misma con una muy pequeña diferencia en longitud que modifica insignificamente el resultado. Dicha diagonal está sometida a una compresión máxima de 41 toneladas, versus las 81 toneladas de resistencia en compresión que posee el elemento, cumple ampliamente.

Por otra parte tenemos las columnas que si bien se verifico en el caso del marco arriostrado, estas deben ser verificadas para las condiciones de diseño de un marco a flexión.

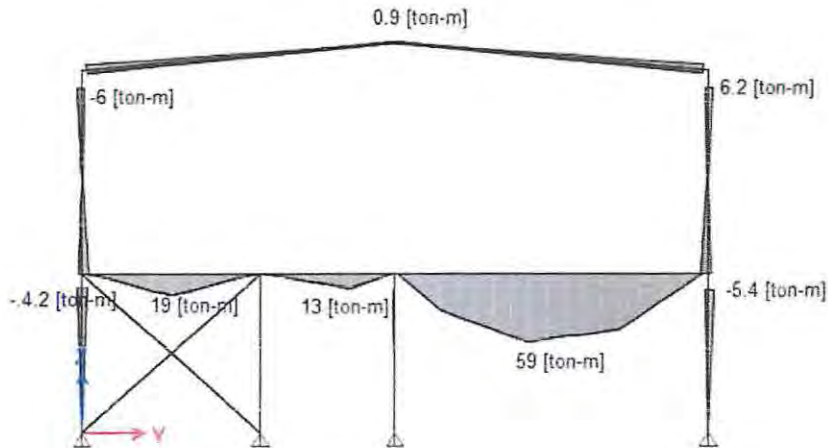


Figura 3.15 Diagrama de momento.

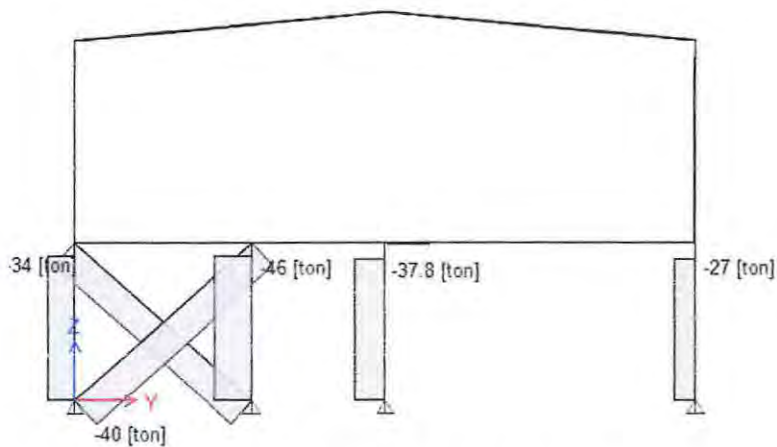


Figura 3.16 Diagrama de esfuerzo axial

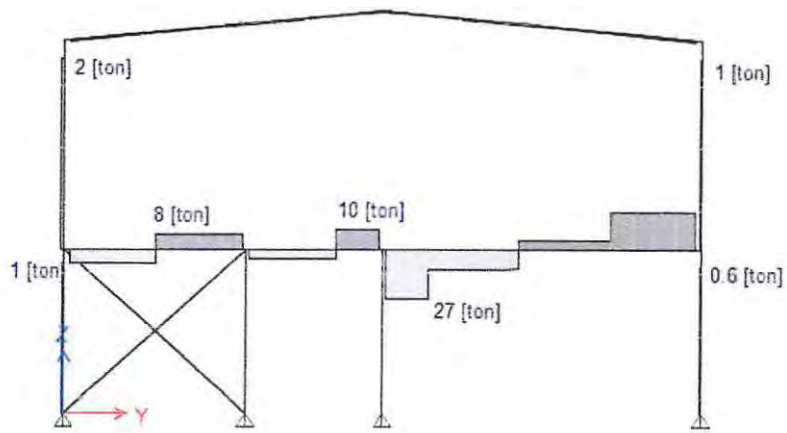
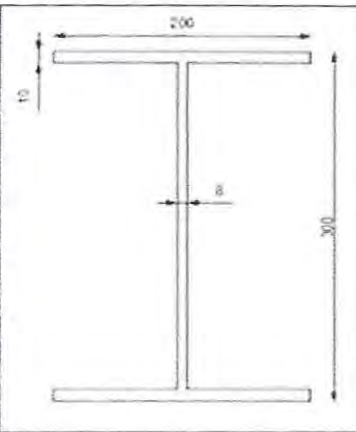


Figura 3.17 Diagrama de corte.

3.4.2.1. Columna marco a flexión.

Tabla 3.18 Datos perfil

Perfil	IN 300x200x10x8
h	300 mm
b	200 mm
e	10 mm
t	8 mm
Área	62 cm ²
Rx	12,58 cm
Ry	4,63 cm
Ix	9900 cm ⁴
Iy	1300 cm ⁴



Resistencia de diseño en flexión.

Se debe verificar la relación Ancho-espesor del ala como del alma.

$$\text{Razón ancho espesor ala} = \frac{b}{t} = \frac{200}{2 \cdot 10} = 10$$

$$\text{Razón ancho espesor Límite } \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2,04 \cdot 10^6}{3515}} = 9,15$$

$$9,15 \leq 10 \text{ Ala Compacta}$$

Según la NCh 2369 capítulo 8, punto 8.4.3, donde se especifican las disposiciones especiales de diseño para estructuras de acero, específicamente este punto para Marcos Rígidos, las secciones transversales de columnas y vigas sismorresistentes deben calificar como compactas.

Se verificara de igual forma como un elemento con alas no compactas aunque esto vaya en contra de lo señalado en dicho punto. Esto para ser consistente con un resultado real de las características de la columna.

$$\text{Razón ancho espesor límite } \lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24,1$$

$$10 \leq 24,1 \text{ Ala no esbelta}$$

$$\text{Razón ancho espesor alma} = \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \cdot 10}{8} = 35$$

$$\text{Razón ancho espesor Límite } \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 91$$

$$35 \leq 91 \text{ Alma compacta}$$

Para miembros de sección H de simetría doble con alma compacta y alas no compactas aplica caso F3 del capítulo F *Diseño de miembros en flexión*. La resistencia nominal en flexión, debe ser el menor valor que se obtiene de acuerdo con los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local del ala en compresión

Pandeo lateral torsional.

Primero se debe verificar las longitudes límites que afectan a la columna. Siendo L_b la longitud no arriostrada de la columna, que en este caso es igual a la altura del segundo nivel 5,7 metros.

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando $L_r \leq L_b \leq L_p$

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

c) Cuando $L_b < L_r$

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

Por lo tanto se calcula el valor de L_p

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 4.6 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 195 \text{ cm} = 1.95 \text{ [mt]}$$

L_b es mayor que L_p por lo que se debe calcular el valor de L_r

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{1.300 \cdot 273.325}}{658} = 28.7$$

$C = 1$ Para secciones I con doble simetría.

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{1.300 \cdot 29^2}{4} = 273.325$$

$$L_r = 1.95 \cdot 5,4 \cdot \frac{2,04 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 3.515} \cdot \sqrt{\frac{18 \cdot 1}{658 \cdot 29} + \sqrt{\left(\frac{18 \cdot 1}{658 \cdot 29} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot 3515}{2.04 \cdot 10^4} \right)^2}} = 5,7 \text{ [mt]}$$

Por lo tanto tenemos que $L_p < L_b < L_r$ por lo tanto aplica el caso b)

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

Debemos calcular el valor del momento plástico del perfil el cual está dado por

$$M_p = F_y S_x$$

Con

$Z_x =$ Modulo de seccion plastico en torno al eje X, en cm^3

$$M_p = 3515 \cdot 737 = 2,590,555$$

$$M_n = 1 \left(2,590,555 - (2,590,555 - 0.7 \cdot 3515 \cdot 658) \cdot \left(\frac{570 - 195}{570 - 195} \right) \right)$$

$$M_n = 2,590,555 - 971,546 = 1,619,009 [kg - cm] = 16.19 [ton - m]$$

Pandeo local del ala en compresión.

Para secciones con alas no compactas el momento nominal se calcula como sigue a continuación.

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Donde:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{100}{2 \cdot 5} = 10$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p \text{ es la esbeltez limite para ala compacta} = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10$$

$$\lambda_{rf} = \lambda_r \text{ es la esbeltez limite para ala no compacta} = 1.0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24$$

$$M_n = \left[2,590,555 - (2,590,555 - 0.7 \cdot 3515 \cdot 658) \left(\frac{10 - 10}{24 - 10} \right) \right]$$

$$M_n = 2,590,555 [kg - cm] = 25.9 [ton - m]$$

Por lo tanto la resistencia nominal en flexión es igual a 16,19 [ton] ya que es la menor obtenida entre los 2 modos de falla. Finalmente tenemos que

Por lo tanto

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0.9 \cdot 16.19 \geq 5.2$$

$$14.6 \geq 5.2 [ton - m] \text{ Cumple.}$$

$$F. U = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{6.2}{14.6} = 0.425$$

En el caso de la viga del marco a flexión que está conformado por las mismas características del perfil de la columna, no se abundara con los cálculos de resistencia en flexión ya que se puede observar en planos que la longitud no arriostrada es menor a 5,7 metros que posee la altura del segundo nivel, la cual es la que controla el diseño de dicha columna.

Resistencia de diseño en compresión.

La resistencia de diseño en compresión se determina según el capítulo E de las especificaciones del código *AISC 360-10 Diseño de miembros en compresión*.

$$\phi_c P_n \geq P_a$$

Con

$$\phi_c = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$P_a = 34 \text{ [ton]}$$

$P_n =$ Resistencia de compresión nominal

En primera instancia se verifica la relación ancho espesor del ala y alma según la tabla b4.1a de la norma.

$$\text{Razon ancho espesor Ala: } \frac{b}{t} = \frac{200}{2 \cdot 10} = 10$$

$$\text{Razon limite: } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 13.5$$

$$10 \leq 13.5$$

$$\text{Razon ancho espesor alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \cdot 10}{8} = 35$$

$$\text{Razon limite: } 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 36$$

$$35 \leq 36$$

Por lo tanto el perfil utilizado posee alas y alma compacta. Para perfiles sin elementos esbeltos aplica la sección E3 de la norma "Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos".

$$P_n = F_c r A_g$$

La tensión de pandeo por flexión se calcula como sigue a continuación.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\sigma \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

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

$$(b) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

r = Radio de giro en el eje mas desfavorable (cm)

L = Longitud no arriostrada lateralmente (cm)

F_e = Tension de pandeo elastico.

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{2 \cdot 570}{12,6} = 90,5$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$90,5 < 114$$

Por lo tanto se aplica el caso a), para ello se calcula la tension de pandeo elastico como sigue.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 570}{12,6}\right)^2} = 2.491 \frac{kg}{cm^2}$$

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

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515}{2491}\right) \cdot 3515 = 0.56 \cdot 3515 = 1.968,4 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$P_n = 1.968,4 \cdot 62 = 122.041 [kg] = 122 [ton]$$

$$0.9 \cdot 122 \geq 36$$

$$110 [ton] \geq 34 [ton] \text{ Cumple}$$

$$F.U = \frac{P_a}{\phi P_n} = \frac{36}{110} = 0.33$$

Corte.

La resistencia nominal de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es:

$$V_n = 0.6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

En donde:

C_v : Coeficiente de corte del alma

El cálculo de C_v depende de la razón ancho espesor del alma. Para perfiles de de doble simetría el coeficiente C_v se calcula de la siguiente manera.

$$a) \text{ Cuando } \frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} \quad C_v = 1$$

El coeficiente de *pandeo por corte* del alma K_v , es igual a 5 para razón de altura y espesor del alma menores a 260.

$$\text{Para almas sin atiesadores } \frac{h}{t} \leq 260$$

$$\frac{h}{t} = \frac{300 - 2 \cdot 10}{8} = 35$$

$$35 \leq 260$$

Con el coeficiente K_v pasamos a verificar el coeficiente de corte C_v

$$\frac{300 - 2 \cdot 10}{8} = 35$$

$$1.10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 59$$

$$35 \leq 59$$

$$\text{Por lo tanto } C_v = 1$$

Por lo tanto la capacidad nominal de corte del perfil es

$$V_n = 0.6 \cdot 3515 \cdot 22.4 \cdot 1$$

$$V_n = 47 \text{ [ton]}$$

Por lo tanto

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.9 \cdot 47 \geq 4$$

$$42 \geq 2 \text{ Cumple}$$

Capítulo V

5. Análisis Tiempo Historia

5.1. Modelo de análisis

Para la realización del análisis tiempo historia el modelo original es modificado por un modelo plano. El eje 1 y 8 ambos marcos arriostrados de la estructura de iguales características, es el utilizado en el análisis. Las cargas gravitacionales de la losa que descargan directamente a la viga son agregadas como tal. Las cargas gravitacionales que no descargan directamente al eje longitudinal son agregadas como masa tributaria adicional a una columna ficticia, llamada columna de arrastre. Dicho procedimiento es el mismo tanto para el caso de las diagonales tradicionales en X como para el marco arriostrado con el dispositivo T-Adas.

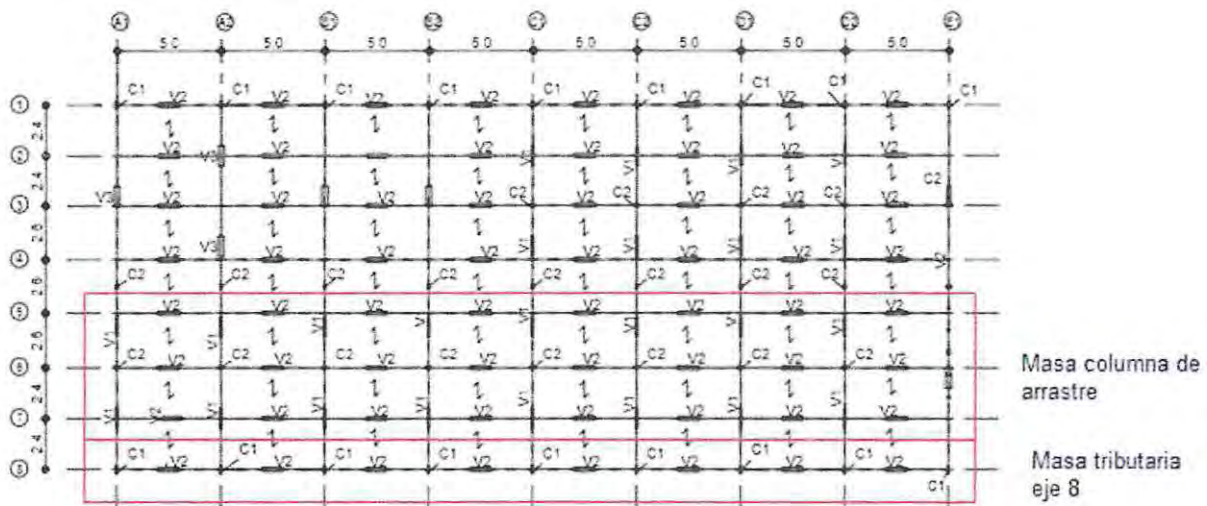


Figura 5.1 Masa tributaria del eje ojo y columna de arrastre

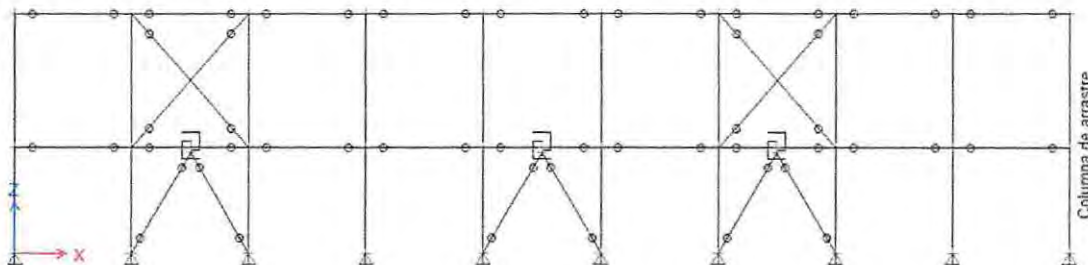


Figura 5.2 Modelo de análisis plano sistema T-Adas con columna de arrastre.

Capítulo IV

4. Diseño de la estructura utilizando sistema T-Adas.

4.1 Diseño del dispositivo.

Para el correspondiente diseño del elemento T-ADAS, es necesario la implementación de los disipadores al modelo anterior. Se modifica la longitud y configuración de las diagonales para dar cabida a los correspondientes disipadores. Ver figura 4.1

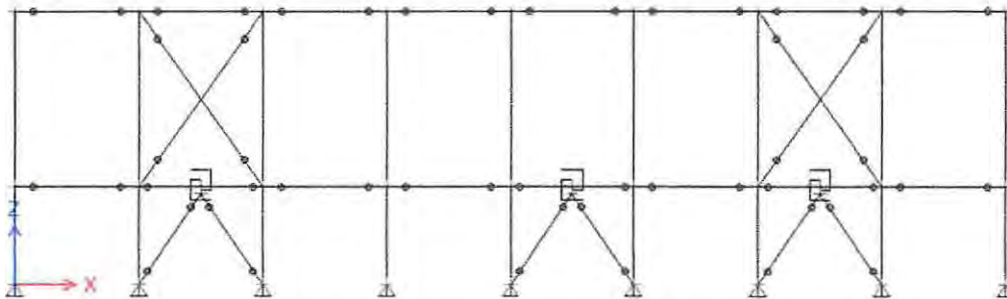


Figura 4.1 Elevación eje 1 y 8 con elementos T-ADAS

Se considera la incorporación de los disipadores solamente en las diagonales del primer nivel de la estructura ya que estas son las que reciben la energía proveniente del sismo, debido a que en este nivel es donde se concentra la masa de la estructura, ver figura 3.13. La idea principal de las diagonales del segundo nivel es que generen un efecto restaurador del sistema. Este efecto restaurador se considera siempre cuando las diagonales del segundo nivel permanezcan elásticas, por lo tanto se debe realizar la verificación por capacidad de estas para poder corroborar dicho concepto y que el mecanismo de colapso sea el esperado. En la figura 4.2 se muestra dicho concepto.

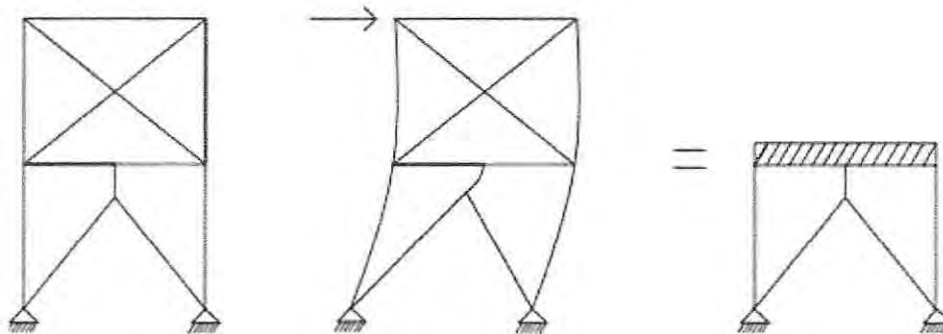


Figura 4.2 Marco tipo con disipador T-Adas como sistema restaurador.

Se debe tener en cuenta que el diseño del dispositivo T-Adas, debe cumplir con los requerimientos de la Nch 2369 en cuanto al corte máximo entregado por el espectro de diseño. A continuación se muestra el espectro de diseño con el periodo de la estructura incluyendo el dispositivo T-Adas.

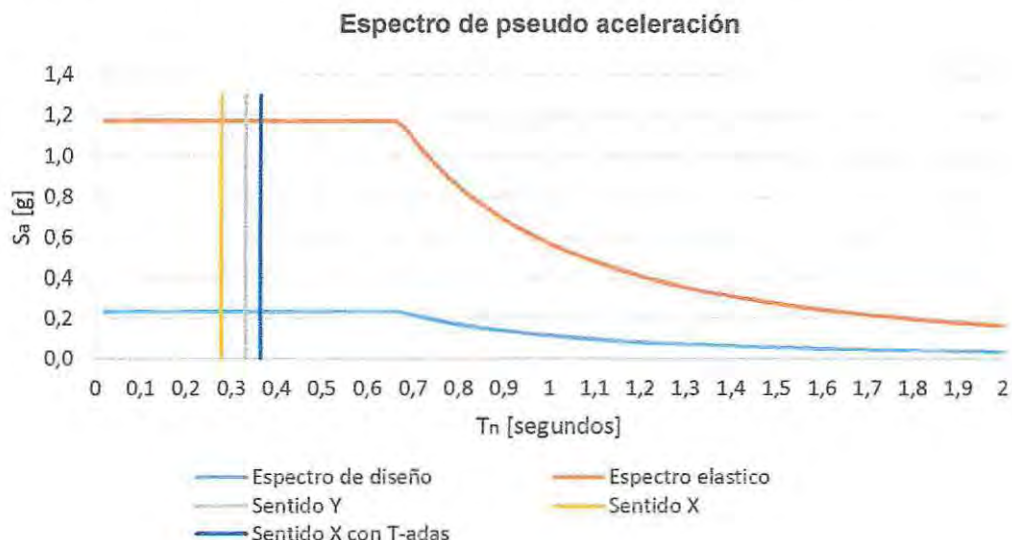


Figura 4.3 Espectro de pseudo aceleración y periodos asociados a la estructura con disipadores.

Este corte máximo es el que controla el diseño de la estructura, por lo tanto este se utiliza en el diseño de los disipadores. Este corte máximo se debe amplificar por 1.4 según el método LRFD y dividido por la cantidad de marcos que consideran la incorporación del dispositivo (seis), obteniendo finalmente el corte requerido en cada uno de los disipadores por fluencia del acero T-Adas, esto es

$$V_u = \frac{178 \cdot 1.4}{6} = 41.5 \text{ [ton]}$$

Por otra parte se debe calcular el momento plástico de una de las placas, el cual debe ajustarse al momento último de la placa, para así cumplir con la resistencia requerida.

$$M_p = Z \cdot F_y$$

Con:

Z: Modulo plástico

$$M_p = \frac{t^2 b F_y}{4}$$

Seguido de un proceso iterativo en donde se busca que el momento plástico este lo más cerca al Momento último, se obtiene finalmente las siguientes dimensiones, las cuales se ilustran en la figura 4.4

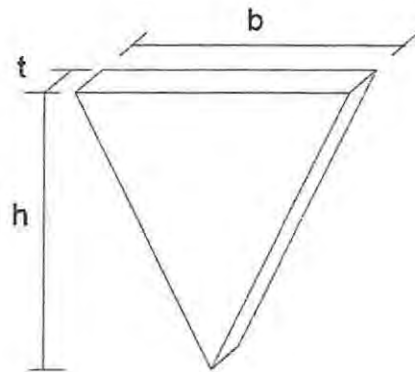


Figura 4.4 Dimensiones para una placa de acero del dispositivo.

Con.

B: 200 mm

N: 10 placas

H: 200 mm

T: 25 mm

$$M_p = \frac{2.5^2 \cdot 20 \cdot 2700}{4} = 84.375 \text{ [kg - cm]}$$

El momento último se calcula de acuerdo a un equilibrio básico de fuerzas, ver figura 4.5.

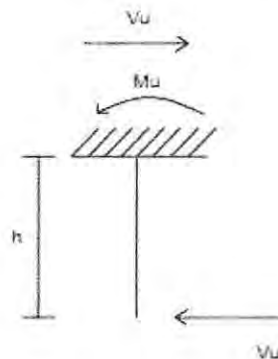


Figura 4.5 Modelo de una placa del dispositivo T-Adas

Con el corte requerido calculado anteriormente se calcula el brazo palanca que ejerce esta sobre cada una de las placas del disipador.

$$M_u = \frac{41500 \cdot 20}{10} = 83.000 \text{ [kg - cm]}$$

Con

N: 10 número de placas.

Una vez definidas las medidas y cantidad de placas se calcula la rigidez elástica para ser ingresada al modelo lineal elástico.

$$k_e = \frac{Ebt^3n}{6h^3} = \frac{nEb}{6} \left(\frac{t}{h}\right)^3 = \frac{10 \cdot 2.04 \cdot 10^6 \cdot 20}{6} \cdot \left(\frac{0.025}{0.2}\right)^3 = 132.813 \frac{Kg}{cm} = 13.281 \frac{ton}{cm}$$

4.2 Resultados del análisis lineal elástico con el dispositivo T-Adas.

En la tabla se ilustran los modos de vibrar de la estructura y los respectivos periodos y los porcentajes de masa equivalente, el cual debe ser al menos el 90% de la masa total del sistema.

Tabla 4.1 Periodos y masas equivalentes.

Modo	Periodo [Segundos]	% masa equivalente sentido X	% masa equivalente sentido Y	% suma masa equivalente dirección x	% suma masa equivalente dirección y
1	0.399	99%	0%	99%	0%
2	0.331	0%	84%	99%	84%
3	0.251	0%	15%	99%	99%

A continuación se muestra el modo 2, ver figura 4.6, en donde se aprecia la incidencia del dissipador en la viga, ya que este genera un momento en esta, siendo un punto importante a verificar, ya que esta viga originalmente no fue diseñada para recibir tal esfuerzo.

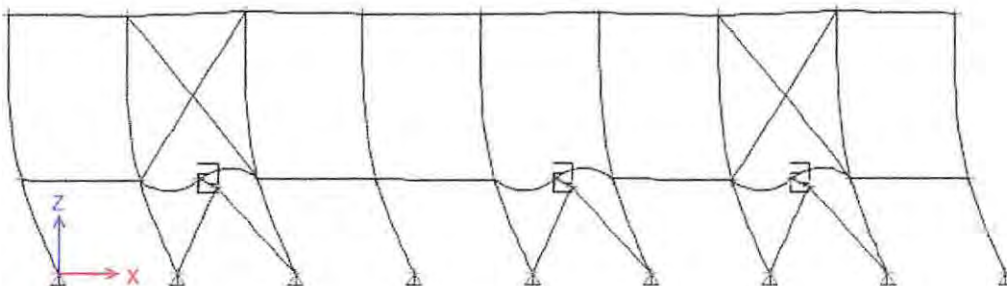


Figura 4.6 Elevación Eje8, modo de vibración 2, con mayor masa traslacional.

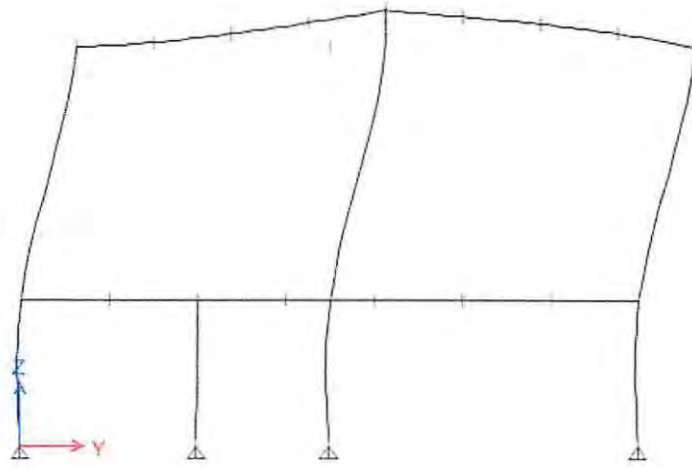


Figura 4.7 Elevación transversal modo de vibrar 3

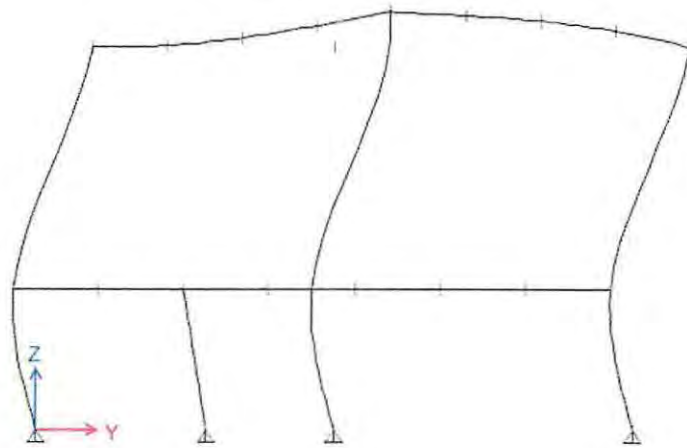


Figura 4.8 Elevación transversal modo de vibrar 4

Máximos desplazamientos relativos de entre piso (Drift).

Se verifican los desplazamientos máximos de ambos niveles según las disposiciones de la NCh 2369 of 2003. Estas deformaciones se deben limitar a valores que no causen daños en cañerías, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura que es necesario proteger. [1]

$$\frac{d_{max}}{h} = 0.015$$

Tabla 4.2 Desplazamientos relativos ente pisos.

Nivel	D _{max} /h sentido "x"	D _{max} /h sentido "y"	
1	0.00929	0.00559	Cumple
2	0.002275	0.02092	Cumple

4.3 Verificación de los elementos según el código AISC 341-10

Una vez diseñado el dispositivo T-Adas e introducido en el modelo de análisis, se verifican los elementos que componen la estructura, vigas columnas y diagonales. Esta verificación se hace en base a las disposiciones del código AISC 341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" y en lo que no se contradiga con la norma NCh 2369 of 2003.

Para tal verificación se realiza por el método por capacidad de los elementos, esto asegura que los elementos que no actúan como fusible, columnas, vigas y diagonales, permanezcan en el rango elástico generando la mayor cantidad de disipación de energía por parte del dispositivo Tadas.

Para llevar a cabo dicho concepto se debe conocer la capacidad real de resistencia que posee el dissipador. Esta capacidad se ve incrementada principalmente por dos factores.

- La capacidad F_y del material puede ser mayor a la especificada
- La resistencia nominal de corte del enlace se ve incrementada por la capacidad de endurecimiento por deformación del mismo.

Experimentos han demostrado que los enlaces pueden exhibir un alto grado de endurecimiento por deformación. Para tal efecto la norma establece un factor de amplificación de 1.25. [4]

Además la capacidad nominal de corte se debe aumentar por un factor R_y . Este factor se recomienda que sea igual a 1.5 (Popov and Engelhardt, 1988), según valores señalados en tabla A3.1 del código AISC 341-10.

Verificación diagonal.

En las diagonales se modifica su configuración original en X, a una de V invertida. Esta modificación debido a la inclusión del link, hace que la longitud libre de las diagonales haya aumentado.

Se comienza con la verificación de las diagonales, las cuales están sometidas solamente a carga axial, ya que estas se encuentran rotuladas.

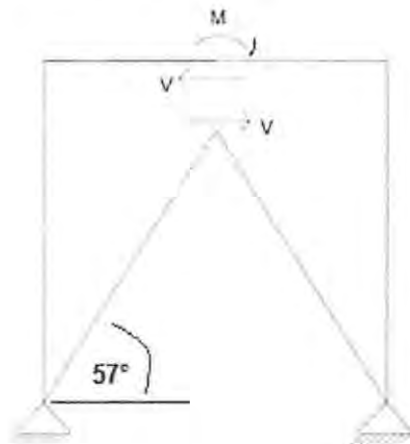


Figura 4.9 Modelo de fuerzas que ejerce el dispositivo T-adas en la estructura.

Para verificar la diagonal primero debemos calcular el corte esperado que ejerce el dispositivo sobre las diagonales.

$$V_{exp} = 1.25R_y \cdot V_p$$

$$V_{exp} = 1.25 \cdot 1.5 \cdot 41.5$$

$$V_{exp} = 77.8 \text{ [ton]}$$

Se debe considerar la componente que actúa axialmente sobre la diagonal. Para aquello se realiza un cálculo simple de sumatoria de fuerzas en el nudo.

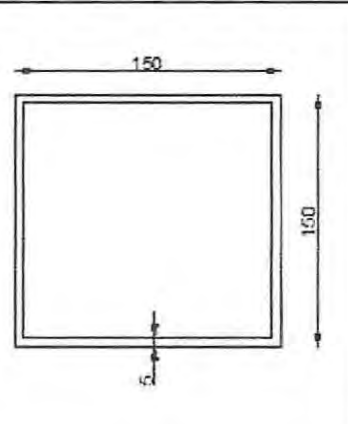
$$T \sin 57^\circ = 67 \text{ [ton]}$$

$$T = \frac{67}{\sin 57^\circ}$$

$$T = 80 \text{ [ton]}$$

en la tabla se muestran las características del perfil a verificar.

Tabla 4.3 Propiedades diagonal primer nivel.

Área	29 cm ²	
R22	5.9 cm	
R33	5.9 cm	
I22	1000 cm ⁴	
I33	1000 cm ⁴	
Fy	3515 kg/cm ²	
E	2,04 · 10 ⁶	
Kc	4 / √(h/tw)	
Longitud efectiva	2.3 mt	
Φc	0.9	
Pa	33 [ton]	

Se verifica la relación ancho espesor según la tabla D1.1 del AISC 341-10 para elementos medianamente dúctiles.

$$\text{Ala: } \frac{b}{t} = \frac{140}{5} = 28$$

$$\lambda_{md} = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 15.4$$

$$15.4 \leq 28$$

Se tiene una razón de esbeltez mayor a la limite, por lo tanto para evitar el pandeo local del ala se considera como solución el relleno del perfil en hormigón pobre, lo que considera una razón limite mayor, según la tabla D1.1 en donde para elementos de mediana ductilidad se tiene lo siguiente.

$$\lambda_{md} = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 54.4$$

$$28 \leq 54.4$$

Para el alma se toman las consideraciones también señaladas en la tabla D1.1 del código.

$$\text{Alma: } C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c F_y \cdot A_g} = \frac{77800}{0.9 \cdot 3515 \cdot 29} = 0.85$$

$$\text{si } C_a \geq 0.125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.23 - C_a)$$

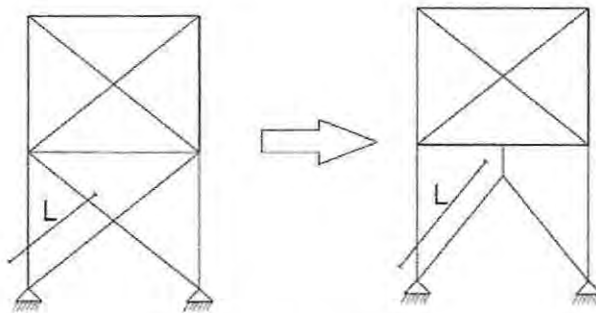
$$\frac{(150 - 2 \cdot 5)}{5} = 28 \leq 1.12 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} (2.23 - 0.85) = 37$$

La consideración del relleno de las diagonales se toma como buena solución, ya que no presenta un costo significativo, además de no considerarse en el cálculo de la resistencia nominal del perfil.

Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión se calcula de acuerdo a las disposiciones del capítulo E del código AISC 360-10 "Diseño de miembros en compresión".

Uno de los puntos importantes a verificar es la razón de esbeltez del elemento ya que este cambio su longitud efectiva, producto de la incorporación del dispositivo Tadas.



Con $L=450$ mm

Figura 4.10 Cambio de longitud efectiva del elemento

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1 \cdot 450}{5.9} = 76$$

Para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que esta esbeltez no sea superior a 200.

La resistencia de compresión nominal debe ser determinada como sigue a continuación.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica (kg/cm²).

La tensión crítica por pandeo se calcula de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

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

$$(b) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva

r: Radio de giro en el eje más desfavorable [cm]

F_e : Tensión de pandeo elástico [kg/cm²]

L: Longitud no arriostrada [cm]

$$a) \frac{1 \cdot 450}{5.9} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}}$$

$$76 \leq 114$$

Por lo tanto

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

Con

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 450}{5.9} \right)^2} = \frac{20.114.584}{5.797} = 3458 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515}{3458} \right) 3515$$

$$F_{cr} = 0.65 \cdot 3515$$

$$F_{cr} = 2297 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto la resistencia nominal de compresión del perfil es

$$P_n = 2297 \cdot 29$$

$$P_n = 66612 \text{ kg} = 66,6 \text{ [ton]}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.9 \cdot 66 \geq 42$$

$$60 \geq 80 \text{ [ton]}$$

La verificación nos entrega un resultado desfavorable para la continuación del estudio de la estructura en cuestión ya que esta no estaría cumpliendo con las exigencias que establece la norma. En este caso realizaremos el rediseño correspondiente para así poder llegar a resultados coherentes con lo que establece la norma de diseño sísmico de estructuras de acero.

Se utiliza un perfil 200x200x5

$$\text{Ala: } \frac{b}{t} = \frac{200 - 2 \cdot 5}{5} = 38$$

$$\lambda_{md} = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 15.4$$

$$15.4 \leq 38$$

Se tiene una razón de esbeltez mayor a la limite, por lo tanto para evitar el pandeo local del ala se considera como solución el relleno del perfil en hormigón pobre, lo que considera una razón limite mayor, según la tabla D1.1 en donde para elementos de mediana ductilidad se tiene lo siguiente.

$$\lambda_{md} = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 54.4$$

$$38 \leq 54.4$$

Para el alma se toman las consideraciones también señaladas en la tabla D1.1 del código.

$$\text{Alma: } C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c F_y \cdot A_g} = \frac{80000}{0.9 \cdot 3515 \cdot 38.4} = 0.65$$

$$\text{si } C_a \geq 0.125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.23 - C_a)$$

$$\frac{(200 - 2 \cdot 5)}{5} = 38 \leq 1.12 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} (2.23 - 0.65) = 43$$

La consideración del relleno de las diagonales se toma como buena solución, ya que no presenta un costo significativo, además de no considerarse en el cálculo de la resistencia nominal del perfil.

La resistencia de compresión nominal debe ser determinada como sigue a continuación.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica [kg/cm²].

La tensión crítica por pandeo se calcula de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(o \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

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

$$(b) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(o \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva

r : Radio de giro en el eje más desfavorable [cm]

F_e : Tensión de pandeo elástico [kg/cm²]

L : Longitud no arriostrada [cm]

$$a) \frac{1 \cdot 450}{7,92} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}}$$

$$57 \leq 114$$

Por lo tanto

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

Con

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 450}{7,92} \right)^2} = \frac{20.114.584}{3228} = 6230 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515}{6230} \right) 3515$$

$$F_{cr} = 0.79 \cdot 3515$$

$$F_{cr} = 2777 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto la resistencia nominal de compresión del perfil es

$$P_n = 2777 \cdot 38,4$$

$$P_n = 106631 \text{ kg} = 106 \text{ [ton]}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0,9 \cdot 106 \geq 80$$

$$95,4 \geq 80 \text{ [ton]}$$

El rediseño del elemento se ve controlado por el límite de ductilidad λ_{md} ya que al disminuir el espesor del elemento esta no cumple con lo especificado en la norma.

Verificación Viga.

En el caso de la viga esta se verifica a esfuerzos de compresión, corte y momento. Dichos esfuerzos son ejercidos por el dispositivo T-Adas y la diagonal en compresión del segundo nivel. Particularmente debido a la unión apemada del dispositivo, este aplica un esfuerzo de momento a la viga, punto muy importante a verificar ya que es un esfuerzo puntual a la cual la viga en sus orígenes no fue diseñada.

El esfuerzo de compresión proveniente de la diagonal del segundo nivel es de acuerdo al esfuerzo inducido en el elemento por el sismo elástico. Se considera de esta manera ya que se asegura que la incursión no lineal debe ser solamente en el dispositivo T-Adas.

A continuación se presenta el modelo de la viga y los esfuerzos involucrados.

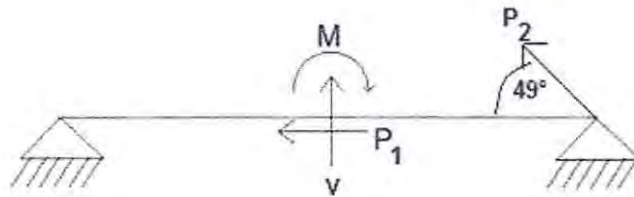


Figura 4.11 Modelo de la Viga

$$P_1 = 77,8 \text{ [ton]}$$

$$P_2 = 3 \cdot \cos 49 = 2 \text{ [ton]}$$

$$M_{exp} = 1,25 \cdot 1,5 \cdot 0,83 = 1,6 \text{ [ton]}$$

Se verifica la relación ancho espesor según la tabla D1.1 del AISC 341-10 para elementos medianamente dúctiles.

Tabla 4.4 Datos Viga lateral de piso.

Área	38 cm ²	
R22	4,6 cm	
R33	12,7 cm	
I22	800 cm ⁴	
I33	6200 cm ⁴	
Fy	3515 kg/cm ²	
E	2.04 · 10 ⁶	
Kc	4/√(h/tw)	
Longitud efectiva	5 mt	
Φc	0.9	
Va	4,5 [ton]	

Resistencia de compresión.

La resistencia a la compresión de miembros con elementos esbeltos se calcula de acuerdo a las disposiciones del capítulo E del código AISC 360-10 "Diseño de miembros en compresión".

La resistencia de compresión nominal debe ser determinada como sigue a continuación.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica (kg/cm²).

La tensión crítica por pandeo se calcula de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva

r: Radio de giro en el eje más desfavorable (cm)

F_e : Tensión de pandeo elástico (kg/cm²)

L: Longitud no arriostrada (cm)

Q: Factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión.

El factor Q se calcula para elementos esbeltos no atiesados, como sigue a continuación.

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$13.5 < 16.6 < 24.8$$

Por lo tanto el valor Q es igual

$$Q = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.415 - 0.74 \cdot \frac{100}{6} \cdot \sqrt{\frac{3515}{2.04 \cdot 10^6}} = 0.91$$

Cuando

$$a) \frac{1 \cdot 250}{4.6} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{0.91 \cdot 3515}}$$

$$54 \leq 119$$

Por lo tanto

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{QF_y}{F_e}\right) F_y$$

Con

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 250}{4.6}\right)^2} = \frac{20.114.584}{2957} = 6.802 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = Q \left(0.658 \frac{0.91 \cdot 3515}{6.802}\right) 3515$$

$$F_{cr} = 0.91 \cdot 0.82 \cdot 3515$$

$$F_{cr} = 2.623 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto la resistencia nominal de compresión del perfil es

$$P_n = 2.623 \cdot 38$$

$$P_n = 99.670 \text{ kg} = 99.7 \text{ [ton]}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.9 \cdot 99.7 \geq 77.8$$

$$89.7 \geq 77.8$$

Resistencia a flexión.

La resistencia de diseño en flexión se calcula a las disposiciones del Capítulo F "Diseño de miembros en flexión" del código AISC 360-10, de acuerdo a la sección F3 de secciones H con simetría doble con almas compactas y alas no compactas.

$$M_n = F_y \cdot Z_x$$

$$M_n = 3515 \cdot 456 = 16[\text{ton} - \text{m}]$$

Pandeo lateral torsional.

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado limite de pandeo lateral torsional no aplica.

b) Cuando $L_r \leq L_b \leq L_p$

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

c) Cuando $L_b < L_r$

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

Donde:

L_p : Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrados o arriostrado contra giro de la sección.

$$F_{cr} = \frac{Cb\pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{rts}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J \cdot c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{rts}\right)^2}$$

J: Constante torsional, cm^4 (mm^4)

S_x : Modulo de sección elástico en torno al eje X, cm^3 (mm^3)

El termino raíz cuadrada se puede tomar conservadoramente igual a 1.

Por lo tanto debemos comenzar calculando el valor de L_p , como sigue a continuación.

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 4.6 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 195 \text{ cm} = 1.95 [\text{m}]$$

$$L_r = 1.95 rts \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{800 \cdot 288.800}}{80} = 190$$

$C = 1$ Para secciones I con doble simetria.

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_0^2}{4} = \frac{800 \cdot 38^2}{4} = 288.800$$

$$L_r = 1.95 \cdot 13.8 \cdot \frac{2.04 \cdot 10^4}{0.7 \cdot 3515} \cdot \sqrt{\frac{4.1 \cdot 1}{80 \cdot 29} + \sqrt{\left(\frac{4.1 \cdot 1}{80 \cdot 29}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot 3515}{2.04 \cdot 10^6}\right)^2}}$$

$$L_r = 9 \text{ [mt]}$$

Por lo tanto tenemos que $L_p < L_b < L_r$ aplica caso (b)

$$M_n = 1 \left(1.602.840 - (1.602.840 - 0.7 \cdot 3515 \cdot 80) \cdot \left(\frac{250 - 195}{900 - 195} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 14.9 \text{ [ton - m]}$$

Por lo tanto

$$\phi M_n = 14.9 \cdot 0.9 = 13.4$$

$$13.4 \text{ [ton - m]} \geq 1.5 \text{ [ton - m]} \text{ Cumple}$$

Pandeo local del ala en compresión.

a) Para secciones con alas no compactas.

$$M_p = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Donde:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{100}{2 \cdot 5} = 10$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p \text{ es la esbeltez limite para ala compacta} = 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10$$

$$\lambda_{rf} = \lambda_r \text{ es la esbeltez limite para ala no compacta} = 1.0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24$$

$$M_n = \left[1.448.180 - (1.448.180 - 0.7 \cdot 3515 \cdot 412) \left(\frac{10 - 10}{24 - 10} \right) \right]$$

$$M_n = 1.448.180 \text{ [kg - cm]} = 15 \text{ [ton - m]}$$

Por lo tanto

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0.9 \cdot 15 \geq 1,5$$

$$13.5 \geq 1,5 \text{ [ton - m] Cumple.}$$

Interacción.

Una vez verificados los esfuerzos de compresión y flexión, se verifica la interacción de ambos esfuerzos como lo indica el capítulo H del código AISC 360-10, la cual se pasa a detallar a continuación.

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{77,8}{89,7} = 0,86 \geq 0,2$$

$$\frac{77,8}{89,7} + \frac{8}{9} \left(\frac{1,5}{13,6} \right) \leq 1,0$$

$$0,87 + 0,098 \leq 1,0$$

$$0,97 \leq 1,0$$

Cumple la interacción de los esfuerzos en la viga.

Verificación diagonal segundo nivel

La diagonal del segundo nivel se verifica con el espectro de respuesta elástico. Esto para asegurar de que dichos elementos se mantendrán en el rango elástico y poder así generar el efecto restaurador que se quiere entregar a la estructura explicado en la figura 4.2 anteriormente mostrada.

El esfuerzo axial que entrega el sismo en el sentido longitudinal X es el que se muestra en la figura 4.12

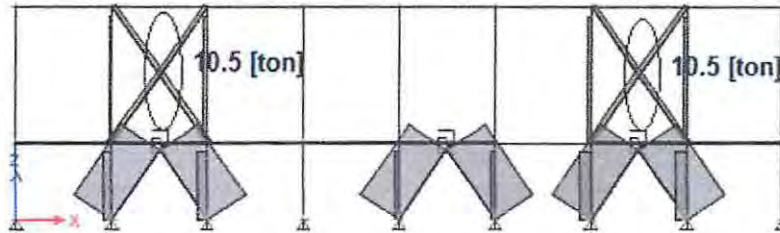


Figura 4.12 Diagrama de esfuerzo axial debido al sismo elástico.

Las características del perfil se muestran en la tabla que sigue a continuación.

Área	12 cm ²	
R22	3.9 cm	
R33	3.9 cm	
I22	200 cm ⁴	
I33	200 cm ⁴	
F _y	2953 kg/cm ²	
E	2.04 · 10 ⁶	
K _c	4/√(h/tw)	
Longitud efectiva	3.7 mt	
Φ _c	0.9	
P _a	6.5 [ton]	

Se verifica la relación ancho espesor según la tabla D1.1 del AISC 341-10 para elementos medianamente dúctiles.

$$\text{Ala: } \frac{b}{t} = \frac{94}{3} = 31$$

$$\lambda_{md} = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 15.4$$

$$15.4 \leq 31$$

Al igual que en el caso anterior de la diagonal del primer nivel, para evitar el pandeo local del ala se propone como solución la incorporación de hormigón pobre, siendo esta una solución de bajo costo que nos permite cumplir con el límite de ancho espesor del ala.

$$\lambda_{md} = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 54.4$$

$$31 \leq 54.4$$

Para el alma se toman las consideraciones también señaladas en la tabla D1.1 del código.

$$\text{Alma: } C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c F_y \cdot A_g} = \frac{14000}{0.9 \cdot 3515 \cdot 12} = 0.37$$

$$\text{si } C_a \geq 0.125 \rightarrow \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.23 - C_a)$$

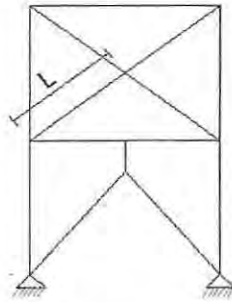
$$\frac{(100 - 2 \cdot 3)}{3} = 31.3 \leq 1.12 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} (2.23 - 0.37) = 50$$

Cabe señalar nuevamente que el relleno de los perfiles con hormigón pobre no está considerado en el cálculo de la resistencia del perfil a compresión.

Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión se calcula de acuerdo a las disposiciones del capítulo E del código AISC 360-10 "Diseño de miembros en compresión".

Se verifica la esbeltez del elemento ya que para elementos diseñados en compresión se recomienda que esta no sea mayor a 200.



Con $L=380$ mm

Figura 4.13 Longitud no arriostrada lateralmente de la diagonal.

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1 \cdot 380}{3.9} = 97$$

La resistencia de compresión nominal debe ser determinada como sigue a continuación.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica (kg/cm²).

La tensión crítica por pandeo se calcula de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\sigma \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

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

$$(b) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\sigma \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva

r: Radio de giro en el eje más desfavorable (cm)

F_e : Tensión de pandeo elástico (kg/cm²)

L: Longitud no arriostrada (cm)

$$a) \frac{1 \cdot 380}{3.9} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}}$$

$$97 \leq 114$$

Por lo tanto

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

Con

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 380}{3.9}\right)^2} = \frac{20.114.584}{9.494} = 2119 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515}{2119}\right) 3515$$

$$F_{cr} = 0.5 \cdot 3515$$

$$F_{cr} = 1758 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto la resistencia nominal de compresión del perfil es

$$P_n = 1758 \cdot 12$$

$$P_n = 21090 \text{ kg} = 21.1 \text{ [ton]}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.9 \cdot 21.1 \geq 10.5$$

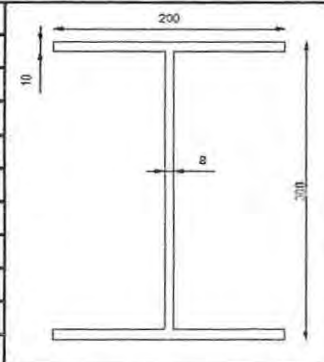
$$19 \geq 10.5 \text{ [ton]}$$

Verificación columna

Para verificar la columna en compresión, se utiliza la capacidad nominal en tracción de la diagonal del segundo nivel, asegurando esto una respuesta elástica del elemento. A continuación se presenta un diagrama de cuerpo libre de la fuerza que actúa sobre la columna ver figura 4.14.

Los datos del perfil son entregados en la tabla

Tabla 4.5 Datos columna IN 300x200x10x8

Area	62 cm ²	
R _x	12.58 cm	
R _y	4.63 cm	
I _x	9900 cm ⁴	
I _y	1300 cm ⁴	
F _y	3515 kg/cm ²	
E	2,04 · 10 ⁶	
K _c	4/√(h/t _w)	
Longitud efectiva	5.68 mt	
Φ _c	0.9	
P _u	47 [ton]	

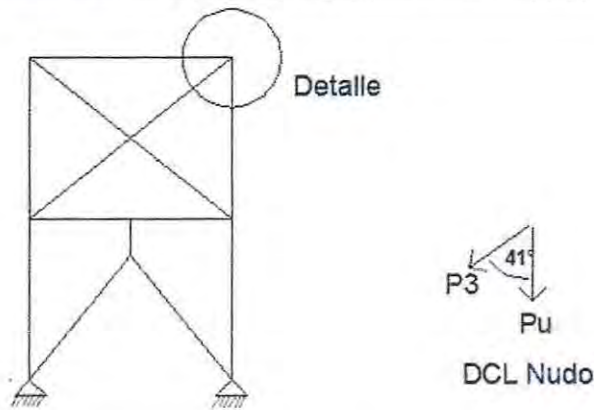


Figura 4.14 Diagrama de cuerpo libre segundo nivel

En donde

P3: Capacidad nominal en tracción.

$$c = P3 \cos 41^\circ$$

La resistencia de diseño en tracción del elemento se realiza de acuerdo al código AISC 360-10 capítulo D "Diseño de miembros en tracción"

Para fluencia en tracción en la sección bruta.

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

Con

A_g : Área bruta del perfil

$$P_n = 3515 \cdot 12$$

$$P_n = 42.180 [kg] = 42.2 [ton]$$

Por lo tanto

$$P_u = 42.2 \cos 41^\circ$$

$$P_u = 31.8 [ton]$$

Una vez obtenida la fuerza proveniente del segundo nivel podemos realizar la sumatoria de fuerzas que actúan sobre la columna y así verificar su capacidad resistente en compresión, ver figura 4.15

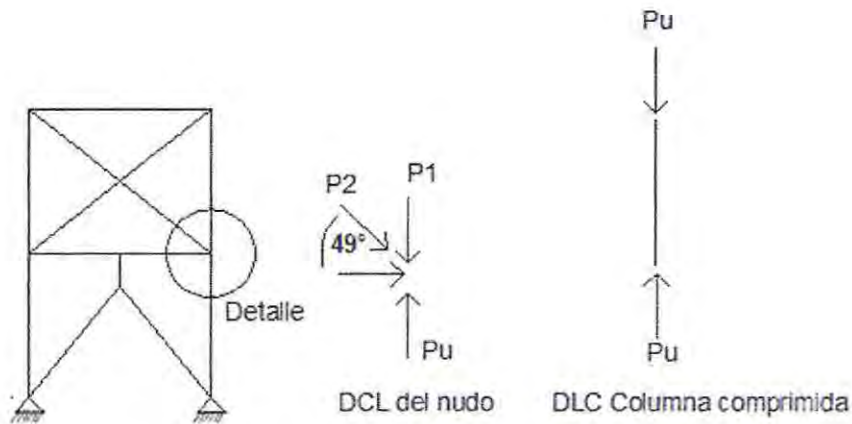


Figura 4.15 Diagrama de cuerpo libre nudo y columna primer nivel

Con

P2: Capacidad nominal en compresión de la diagonal.

P1: Componente vertical de la capacidad nominal en tracción de la diagonal.

La capacidad nominal en compresión de la diagonal del segundo nivel ya fue calculada anteriormente la cual nos da una capacidad de 21.2 [ton]

Por lo tanto P_u

$$P_u = P1 + P2 \sin 49^\circ$$

$$P_u = 31.8 + 21.2 \cdot 0.75$$

$$P_u = 47.7 [ton]$$

La resistencia de diseño en compresión de la columna se calcula de acuerdo a las disposiciones del código AISC 360-10, capítulo E. "Diseño de miembros en compresión"

La resistencia de compresión nominal debe ser determinada como sigue a continuación.

$$P_u = P_u \cdot A_g$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica (kg/cm²).

A_g : Area bruta del perfil (cm²).

La tensión crítica por pandeo se calcula de la siguiente manera.

$$(a) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

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

$$(b) \text{ Cuando } \frac{K \cdot L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva

r : Radio de giro en el eje más desfavorable (cm)

F_e : Tensión de pandeo elástico (kg/cm²)

L : Longitud no arriostrada (cm)

Por lo tanto se calcula la esbeltez del elemento.

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1 \cdot 450}{4.63} = 97$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{2.04 \cdot 10^6}{3515}} = 114$$

$$97 < 114$$

Por lo tanto

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

Se debe calcular el valor de la tensión por pandeo elástico F_e .

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K \cdot L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.04 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \cdot 450}{4.63} \right)^2} = 2140 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515}{2140} \right) F_y = 3061 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 0.5 \cdot 3515 = 1758 \frac{Kg}{cm^2}$$

Por lo tanto

$$P_n = 1758 \cdot 62$$

$$P_n = 108.996 [kg] = 109[ton]$$

Finalmente tenemos que

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.9 \cdot 109 \geq 47.7$$

$$98,1 \geq 47,7$$

Capítulo V

5. Análisis Tiempo Historia

5.1. Modelo de análisis

Para la realización del análisis tiempo historia el modelo original es modificado por un modelo plano. El eje 1 y 8 ambos marcos arriostrados de la estructura de iguales características, es el utilizado en el análisis. Las cargas gravitacionales de la losa que descargan directamente a la viga son agregadas como tal. Las cargas gravitacionales que no descargan directamente al eje longitudinal son agregadas como masa tributaria adicional a una columna ficticia, llamada columna de arrastre. Dicho procedimiento es el mismo tanto para el caso de las diagonales tradicionales en X como para el marco arriostrado con el dispositivo T-Adas.

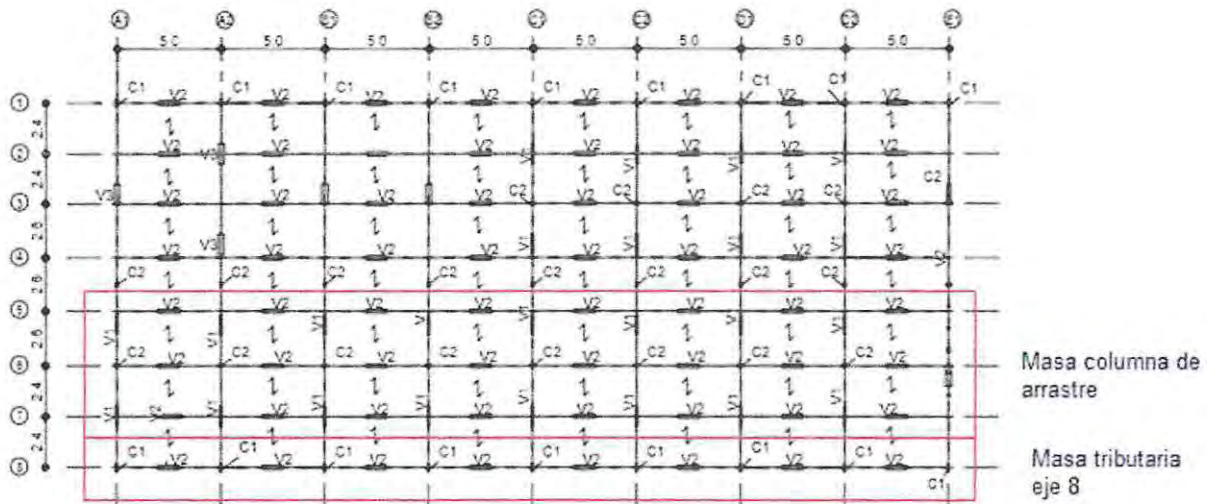


Figura 5.1 Masa tributaria del eje ojo y columna de arrastre

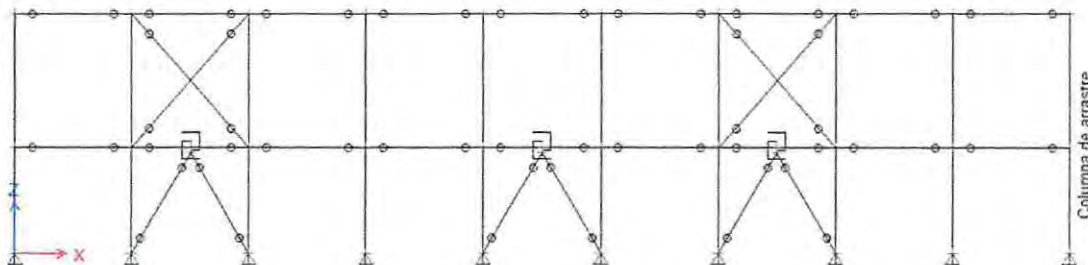


Figura 5.2 Modelo de análisis plano sistema T-Adas con columna de arrastre.

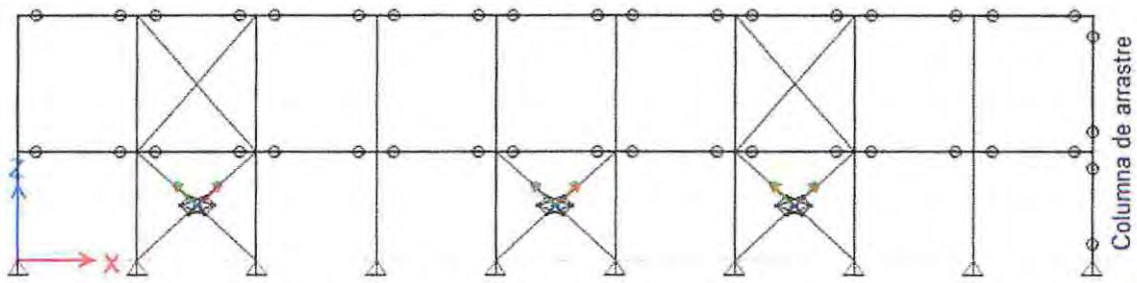


Figura 5.3 Modelo de análisis plano sistema tradicional con columna de arrastre.

5.2. Leyes constitutivas.

5.2.1 Diagonal tradicional.

El comportamiento de una diagonal tradicional está compuesto por dos mecanismos, uno está dado por tracción y el otro por compresión. El estado límite P_{cr} de un perfil sometido a compresión es el pandeo global y su resistencia post pandeo disminuye a una fracción de la resistencia inicial al pandeo. [5]

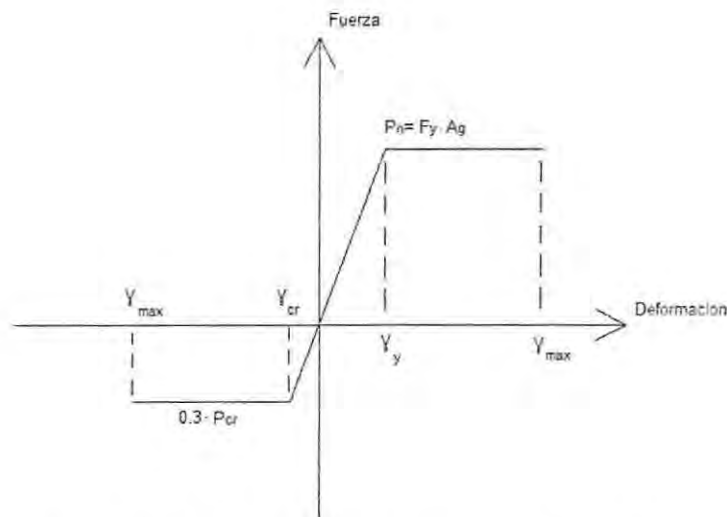


Figura 5.4 Esquema ley constitutiva diagonal tradicional.

Resistencia nominal en tracción.

$$P_n = F_y \cdot A_g = 3550 \cdot 29 = 102.950 \text{ kg} = 103 \text{ [ton]}$$

Deformación de fluencia en tracción.

$$\delta_y = \varepsilon_y \cdot L = \frac{F_y}{E} \cdot L = \frac{3515}{2,04 \cdot 10^6} \cdot 670 = 1,15 \text{ [cm]}$$

La resistencia de compresión post pandeo corresponde a un 30% de la resistencia en compresión del elementos según el código AISC 341-10. [5]

$$0,3P_{cr} = 0,3 \cdot 90,7 = 27,2 \text{ [ton]}$$

Deformación de cedencia en compresión

$$\delta_{cr} = \frac{0,3P_{cr}L}{A \cdot E} = \frac{0,3 \cdot 90,7 \cdot 1000 \cdot 670}{29 \cdot 2,04 \cdot 10^6} = 0,3 \text{ cm} = 3 \text{ mm}$$

Se considera una deformación máxima en tracción y una deformación máxima de cedencia en compresión igual al 2% de la deformación unitaria. [5]

$$\delta_{max} = 2\% \cdot L = 0,02 \cdot 670 = 13,4 \text{ cm}$$

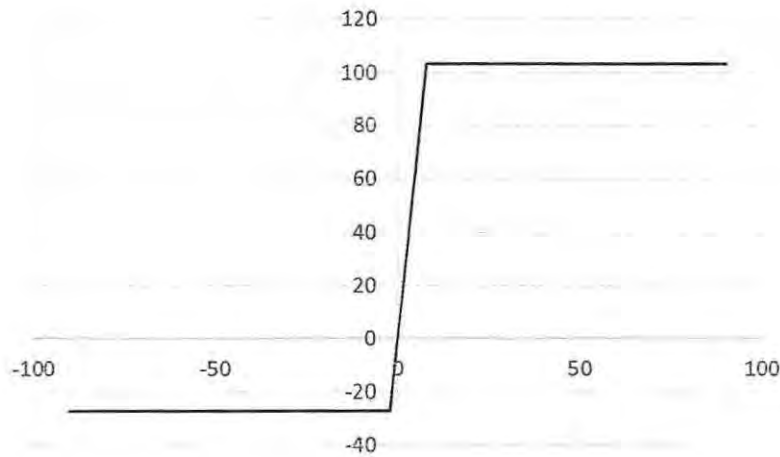


Gráfico 5-1 Ley constitutiva diagonal tradicional.

Los ciclos de histéresis de la diagonal tradicional según experimentos desarrollados por Black et al(1980) tienen la forma que se muestra en la imagen que sigue a continuación.

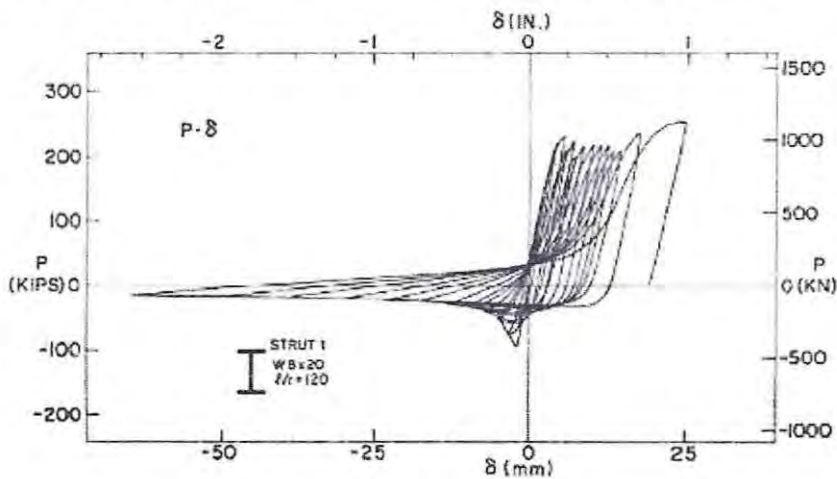


Figura 5.5 Ciclos de histéresis para una diagonal tradicional

Además se debe calcular la rigidez inicial elástica del elemento como sigue en la ecuación.

$$K = \frac{E \cdot A}{L} = \frac{2,04 \cdot 10^6 \cdot 29}{670} = 88298,5 \frac{kg}{cm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad [$\frac{kg}{cm^2}$]

A : Área transversal del elemento [cm^2]

L : Longitud total del elemento [cm]

5.2.2 Disipador por fluencia del acero T-Adas.

Keh Chyuan Tsai, profesor de la universidad nacional de Taiwan realizo el ensayo de una placa en una estructura de 2 pisos produciendo excelentes resultados. La relación de fuerza-desplazamiento para un elemento T-Adas se presenta en la figura 5.6.

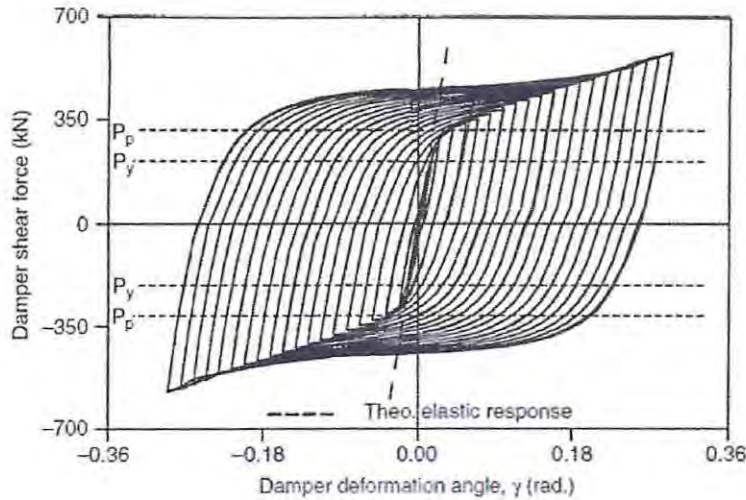


Figura 5.6 Ciclo de histéresis fuerza-deformación (Tsai et al 1993)

Se debe calcular el corte de fluencia del acero, ya que este disipa energía mediante el mecanismo de corte del elemento [3]. Este se calcula considerando que la placa fluye a lo largo de todo el elemento al mismo tiempo debido a su forma triangular.

Esfuerzo de fluencia en corte.

$$V_y = \frac{F_y b t^2}{4h} = \frac{2700 \cdot 20 \cdot 2,5^2}{4 \cdot 20} = 42 \text{ [ton]}$$

Deformación de fluencia.

$$\Delta_y = \frac{F_y h^2}{Et} = \frac{2700 \cdot 20^2}{2,04 \cdot 10^6 \cdot 2,5} = 0,21 \text{ [cm]} = 2,1 \text{ [mm]}$$

Angulo de rotación de fluencia.

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{h} = \frac{F_y h}{Et} = \frac{2700 \cdot 20}{2,06 \cdot 10^6 \cdot 2,5} = 0,01 \text{ [rad]}$$

La rigidez del elemento se calculó en la sección "4.1 Diseño del dispositivo".

Tabla 5.1 Parámetros a definir modelo No Lineal Direct Integration.

Fuerza de fluencia V_y	42 [ton]
Rigidez K	13.672 [ton/m]
Exponente de fluencia EXP	20

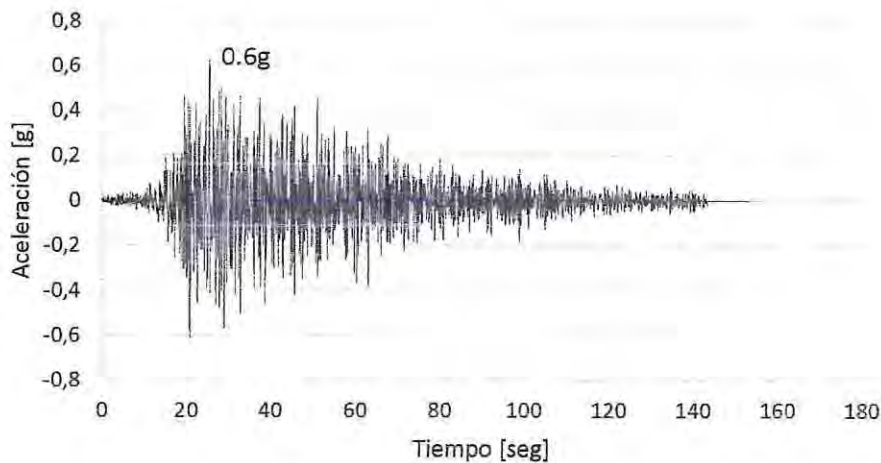
5.3. Solicitaciones sísmicas.

Las sollicitaciones sísmicas corresponden a 3 registros sísmicos consistentes con el tipo de suelo y zona en donde se encuentra la estructura. Los 3 registros reales, como mínimo, que exige la NCh 2369 deben cumplir con el punto 5.8.2.1 de la norma, la cual consiste en que la resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales escalados no quede ningún punto del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro de diseño, definido en el capítulo 3 de este trabajo de título.

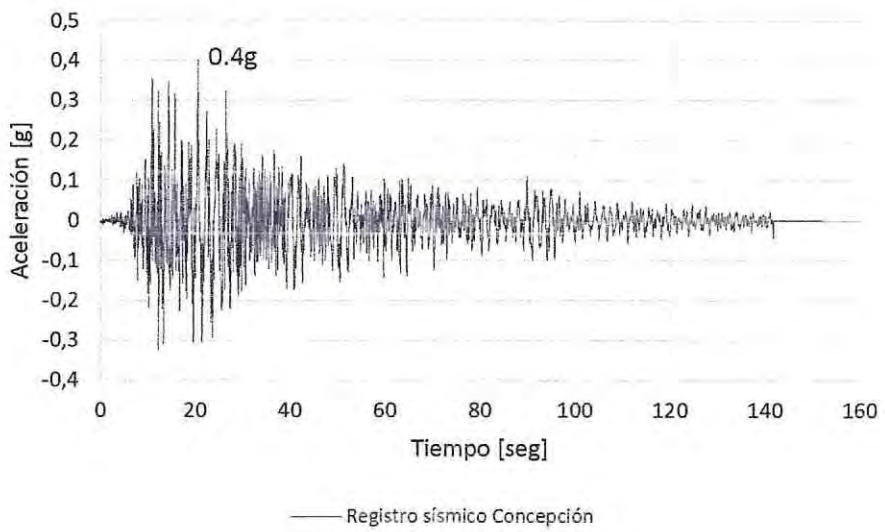
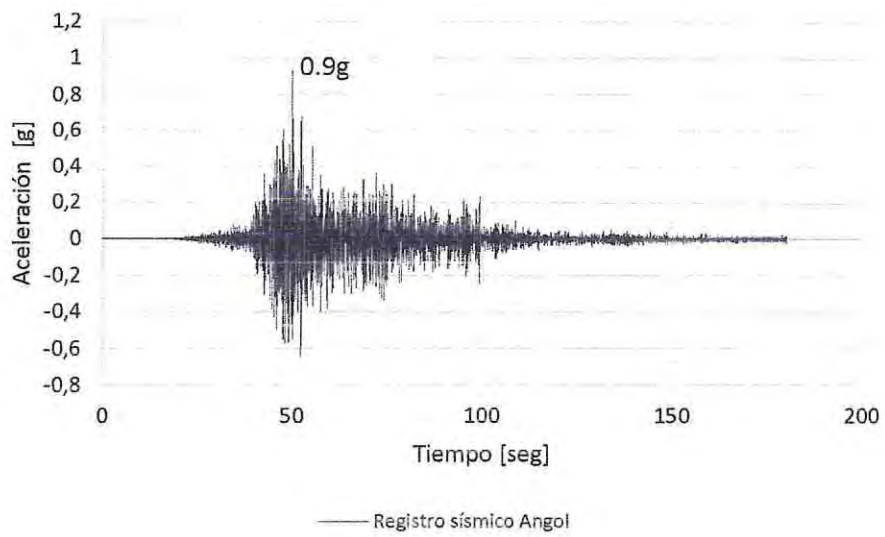
Se considera un coeficiente de amortiguamiento del 3%, según la tabla 5.5 de la NCh 2369, que corresponde al tipo sismorresistente, que para este caso trata de una estructura de marcos arriostrados con uniones apernadas.

Los tres registros a utilizar son de las siguientes zonas:

- Constitución
- Angol
- Concepción



— Registro sísmico de Constitución



En el grafico 5-2 se pueden ver los 3 espectros de respuesta correspondiente a los 3 registros sísmicos utilizados en el análisis comparativamente con el espectro de respuesta elástico. Además se grafican los respectivos periodos para cada sistema sismorresistente.

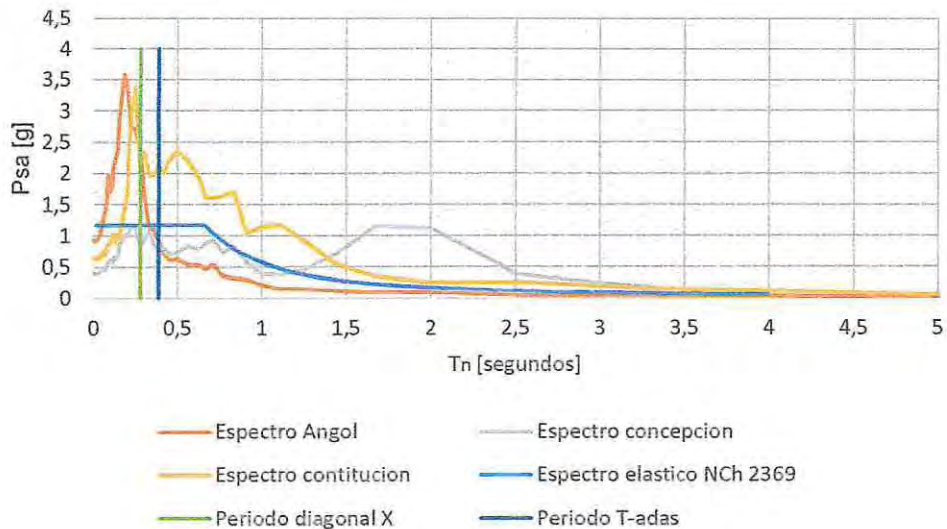


Gráfico 5-2 Espectros de respuesta de los registros sísmicos y espectro elástico según NCh 2369.

En el grafico 5-3 se aprecia el espectro resultante de la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados. El cual no se encuentra en ningún punto bajo la curva del espectro de diseño, tal como se señala en el punto 5.8.2.1 de la NCh 2369.

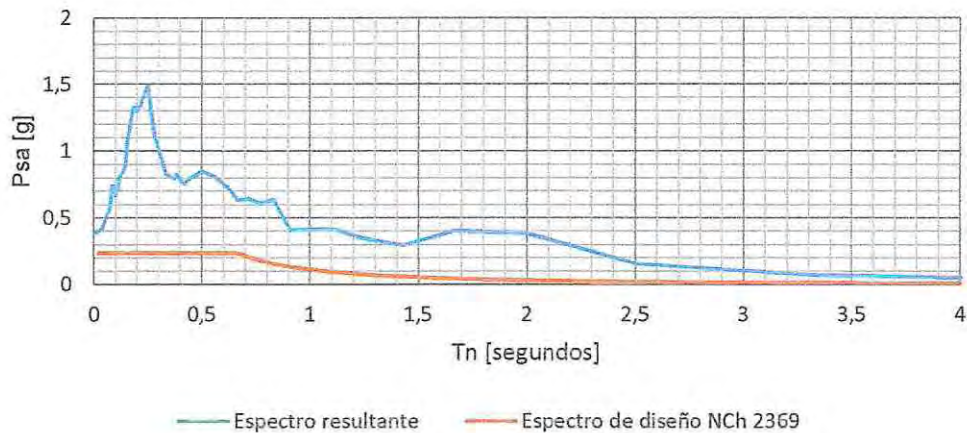


Gráfico 5-3 Espectro de diseño NCh 2369 y espectro resultando

Capítulo VI

6. Análisis de los resultados.

6.1 Desplazamientos relativos entre pisos y aceleraciones de piso.

Es de gran importancia en la industria los desplazamientos y aceleraciones de piso ya que en estas por lo general se encuentran equipos de alto valor, los cuales ante una aceleración significativa de su base, podría ocasionar costosos daños. Además de señalar que en la industria el principal objetivo en el diseño de estructuras es la continuidad de operación de las funciones que se desarrollen en esta. El desplazamiento máximo relativo está limitado al 1,5% según la NCh 2369, a menos que se demuestre que un desplazamiento mayor puede ser tolerado por los elementos estructurales.

En cuanto a las aceleraciones de piso estas se encuentran restringidas según la siguiente ecuación que considera los siguientes parámetros.

$$a_k = \frac{A_0}{g} \left(1 + 3 \frac{Z_k}{H} \right)$$

Donde:

A_0 = Aceleración efectiva del suelo igual a 0,4g

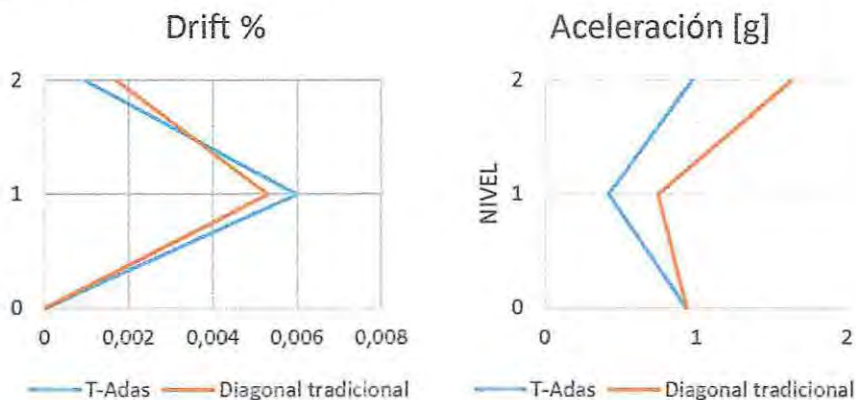
Z_k = Altura del nivel k sobre el nivel base[m]

H = Altura total del edificio[m]

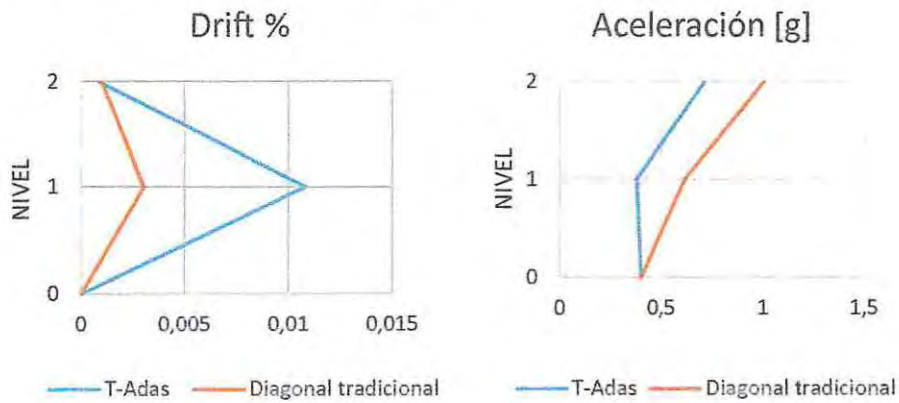
Tabla 6.1 Aceleraciones máximas según NCh 2369 of 2003

Nivel	Altura[m]	Aceleración[g]
1	4,5	0,9
2 [techo]	10,2	1,6

6.1.1. Registro sísmico de Angol



6.1.2. Registro sísmico de Concepción



6.1.3. Registro sísmico de Constitución.

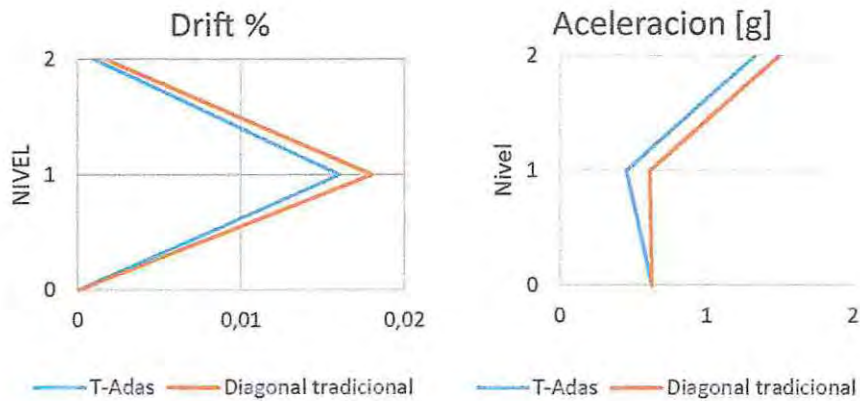


Tabla 6.2 Porcentaje de disminución de la aceleración

Registro	Nivel	Aceleración diagonal tradicional	Aceleración T-Adas	% de disminución
Angoi	2	1,6	0,96	40%
	1	0,74	0,42	43%
Concepción	2	1,0	0,71	29%
	1	0,61	0,377	38%
Constitución	2	1,4	1,3	7%
	1	0,61	0,45	26%

6.2 Desplazamiento máximo de piso.

Las deformaciones remanentes en el caso del sistema tradicional son igual a cero. Por otra parte en el caso del marco arriostrado excéntricamente con disipadores T-Adas las deformaciones remanentes no superan 1 cm de deformación. Siendo el caso del registro de concepción el mayor con 6 mm como deformación en el segundo piso. Para el obtener dichas deformaciones remanentes se adicionan 10 segundos al final de cada registro. Las deformaciones obtenidas en el último segundo del registro con el tiempo adicional serán las deformaciones remanentes. Estas, son de suma importancia para cumplir con lo estipulado en la NCh 2369, la cual señala que el diseño debe asegurar la continuidad de operación de la industria.

Los desplazamientos máximos se deben limitar a valores que no causen daños a cañerías, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura. Para el caso de otras estructuras la deformación máxima no debe ser superior al 1.5% de la altura. [1]

$$d_{max} = 0,015h$$

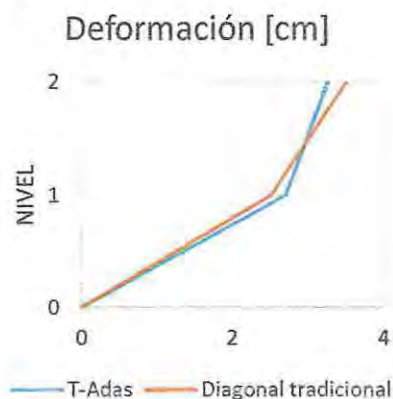
h: Altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical.

Tabla 6.3 Desplazamientos máximos por nivel.

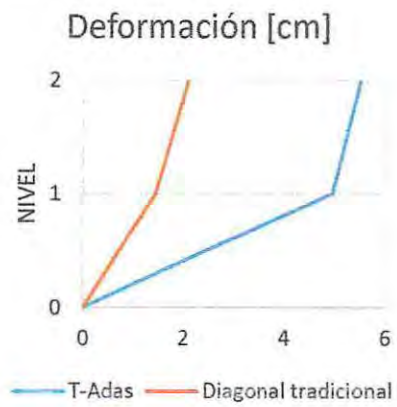
Nivel	Altura[m]	Deformación Limite[m]
2	10,2	0,15
1	4,5	0,07

Estas deformaciones puede ser obviadas si se demuestra que una deformación mayor puede ser tolerada por los elementos estructurales y no estructurales.

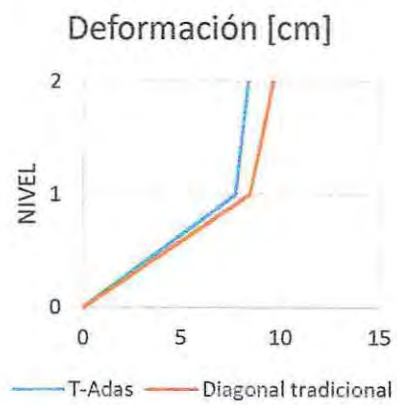
6.2.1 Registro sísmico de Angol.



6.2.2 Registro sísmico de Concepción



6.2.3 Registro sísmico de Constitución



6.3 Esfuerzos máximos en los elementos.

A continuación se presentan los distintos esfuerzos en los elementos para ambos sistemas. Es fundamental el esfuerzo resultante en las diagonales del segundo nivel para el sistema T-Adas, ya que estas no deben sobrepasar su capacidad resistente en compresión para así cumplir con la función restauradora que se planteó en el capítulo 4 sección "4.1 Diseño del dispositivo".

6.4.1. Esfuerzos para el registro de Angol. [TON]

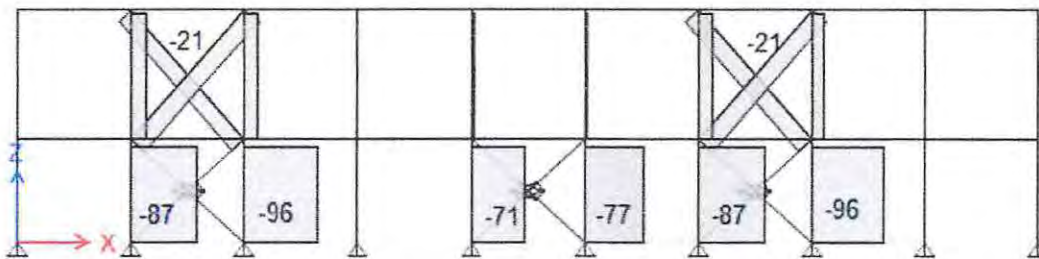


Figura 6.1 Esfuerzos de compresión sistema tradicional.

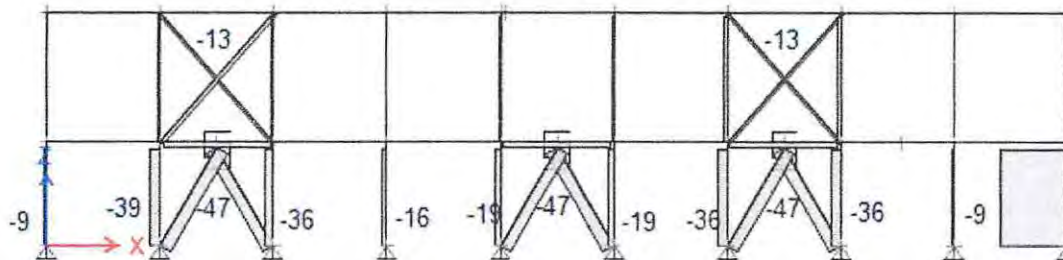


Figura 6.2 Esfuerzos de compresión sistema T-Adas.

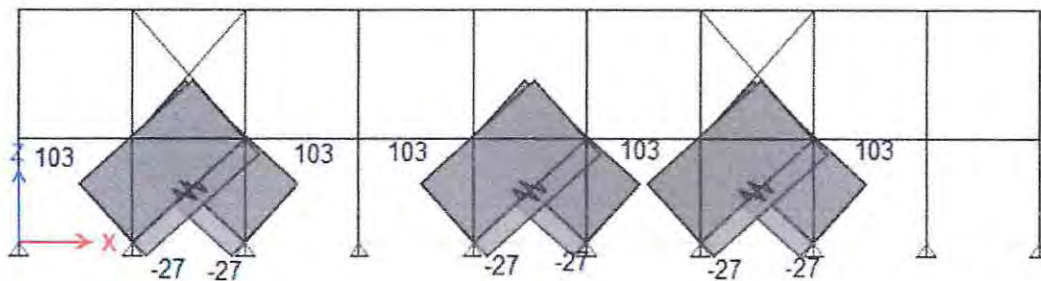


Figura 6.3 Esfuerzos de compresión y tracción en diagonal primer nivel.

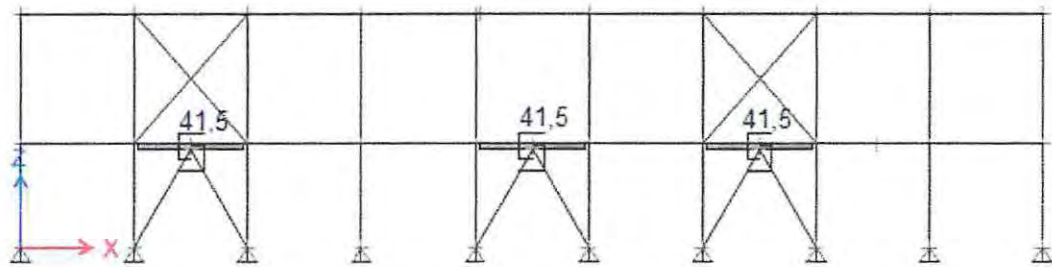


Figura 6.4 Esfuerzo de corte en el link

El esfuerzo de compresión en las vigas donde se encuentra el dispositivo T-Adas es igual a 24[ton]

6.4.2. Esfuerzos para el registro de Concepción. [TON]

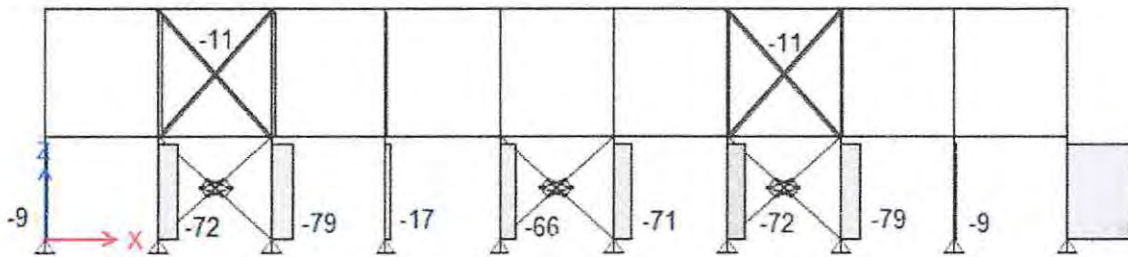


Figura 6.5 Esfuerzos de compresión sistema tradicional

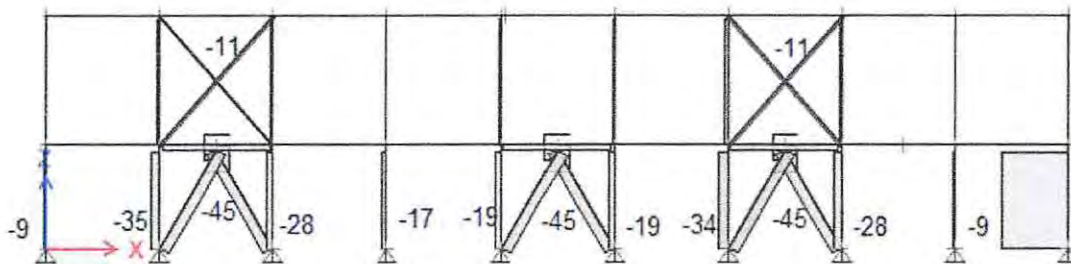


Figura 6.6 Esfuerzos de compresión sistema T-Adas.

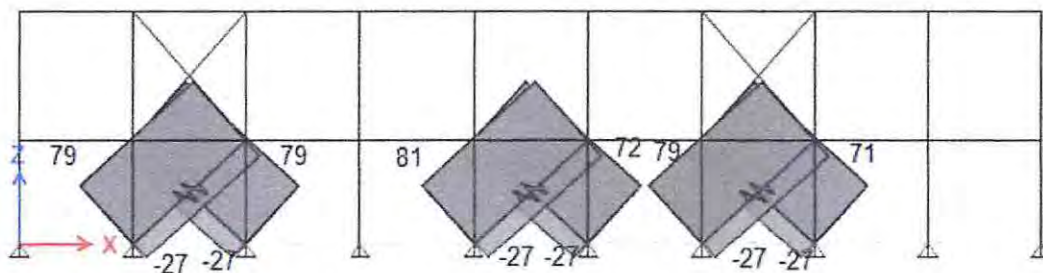


Figura 6.7 Esfuerzo de compresión y tracción diagonales primer nivel

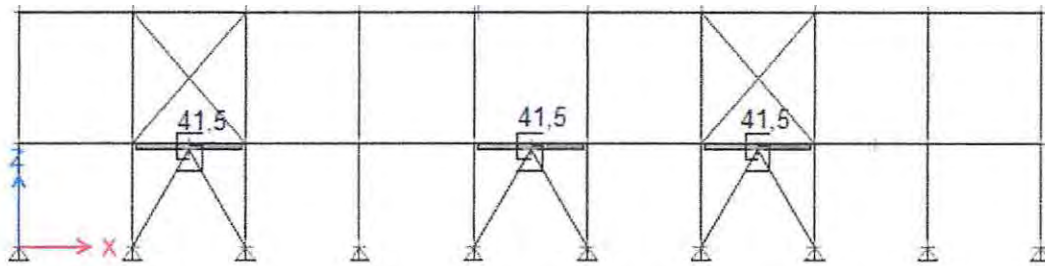


Figura 6.8 Esfuerzo de corte en el link

6.4.3. Esfuerzos para el registro de Constitución. [TON]

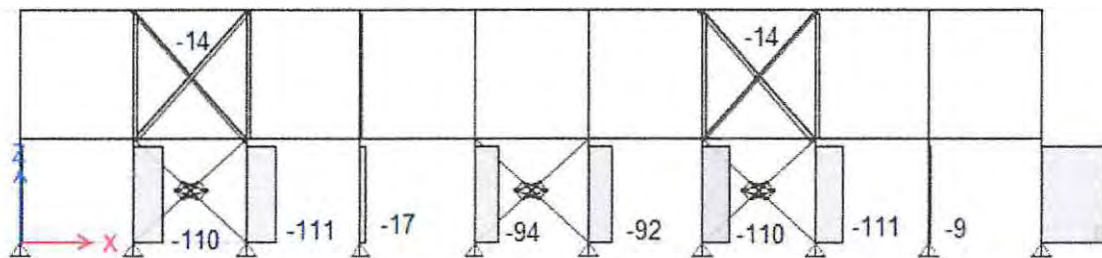


Figura 6.9 Esfuerzos de compresión sistema tradicional

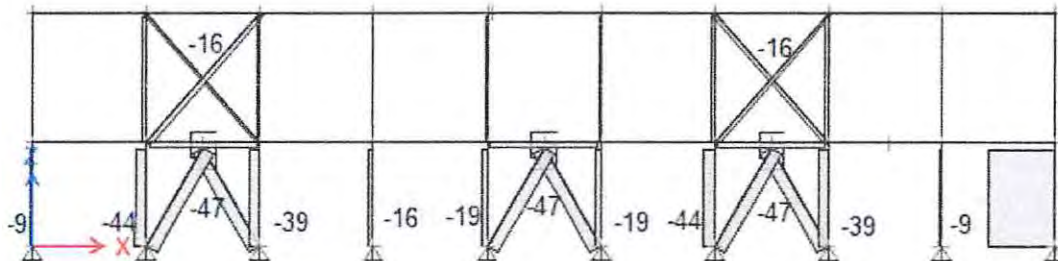


Figura 6.10 Esfuerzos de compresión sistema T-Adas.

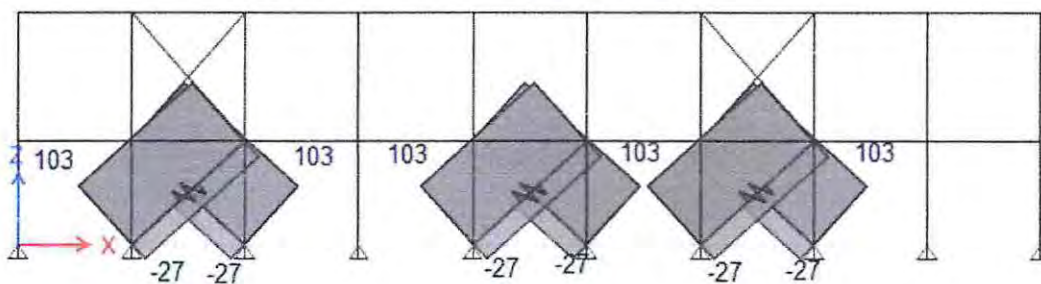


Figura 6.11 Esfuerzos de compresión y tracción diagonales primer nivel.

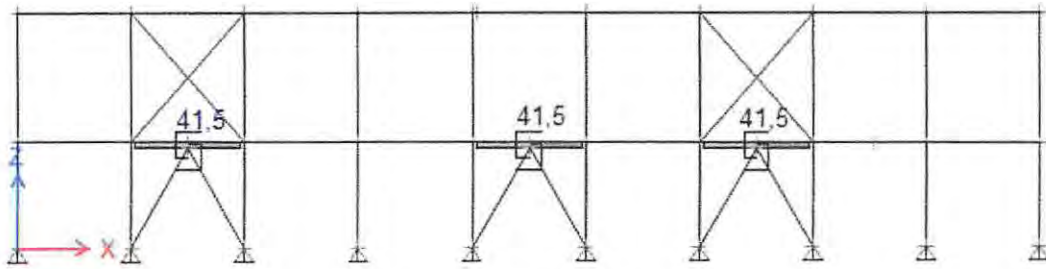


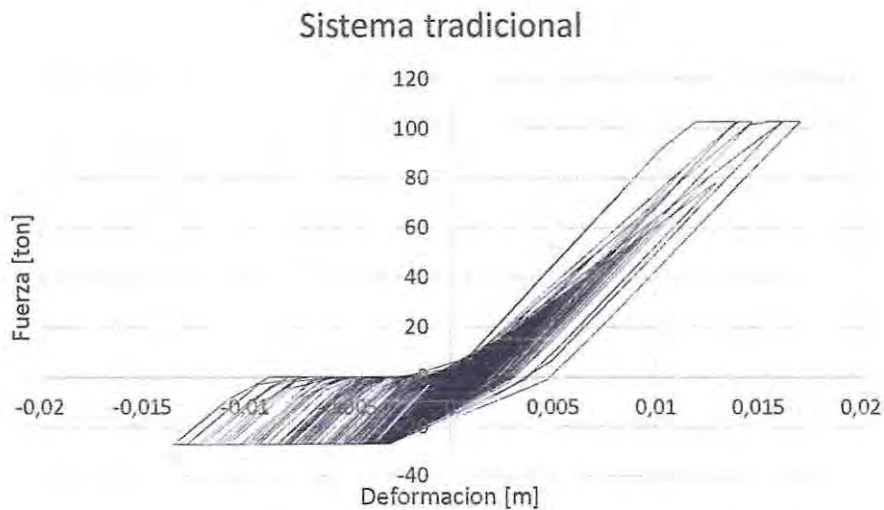
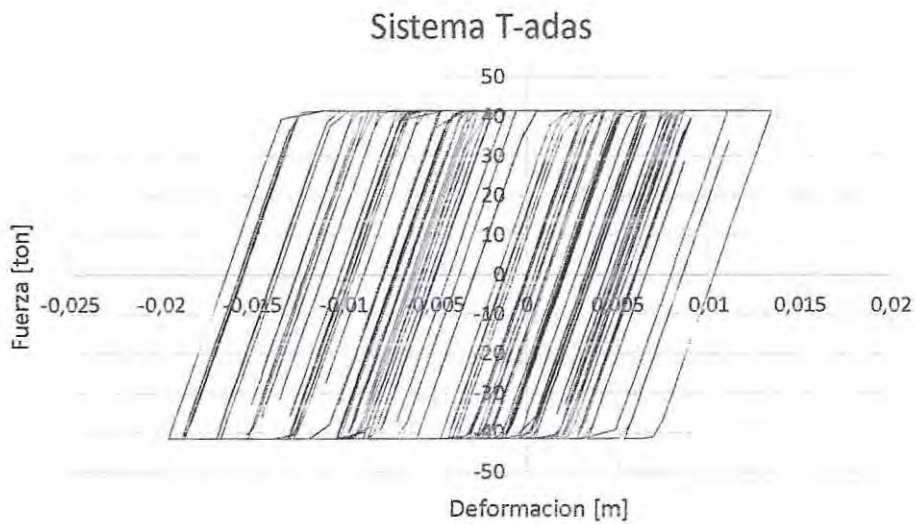
Figura 6.12 Esfuerzo de corte en el link.

Para los tres registros se cumple la condición propuesta, ya que las diagonales del segundo nivel no superan las 19[ton] de capacidad nominal en compresión de estas. Por lo tanto permanecen en el rango lineal elástico, generando la función restauradora del sistema.

Ciclos de histéresis.

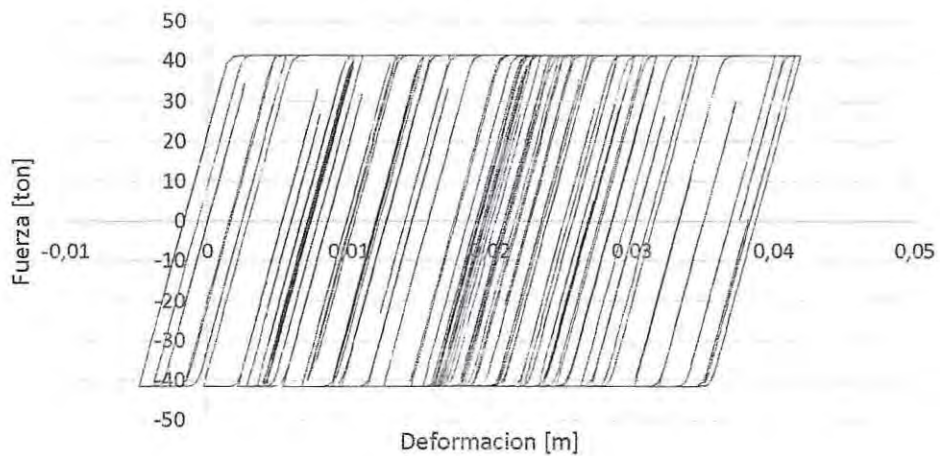
A continuación se presentan los ciclos de histéresis para el elemento T-Adas como también para las diagonales tradicionales en X para cada registro sísmico. Se aprecia claramente como sigue la forma del modelo propuesto por Tsai et al. 1993 para el caso del dispositivo T-Adas y el modelo de black et al 1980 para diagonales en X.

Ciclos de histéresis para el registro Angol

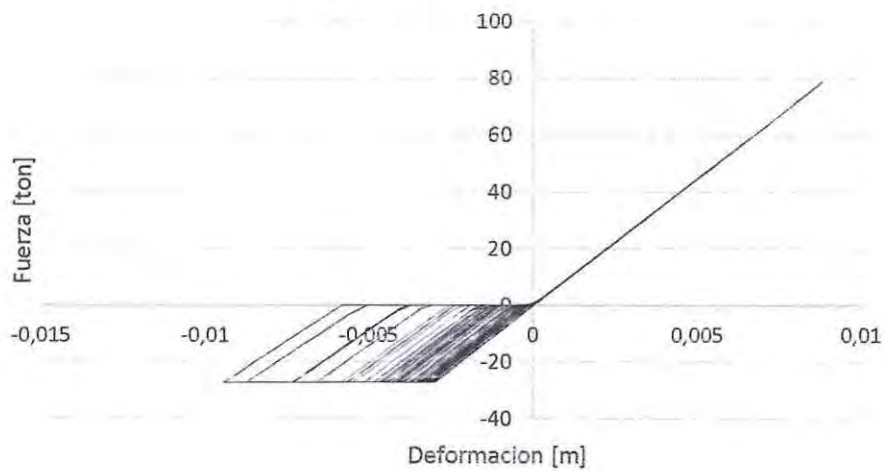


Ciclo de histéresis para el registro de Concepción.

Sistema T-adas

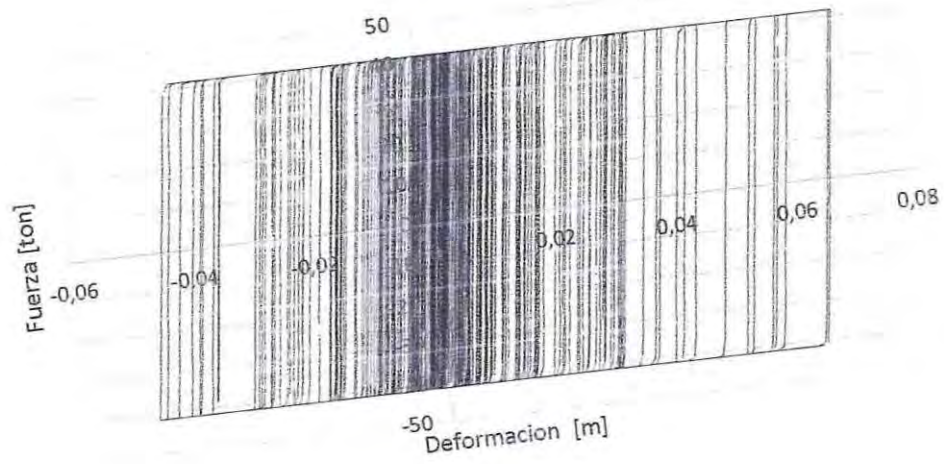


Diagonal tradicional

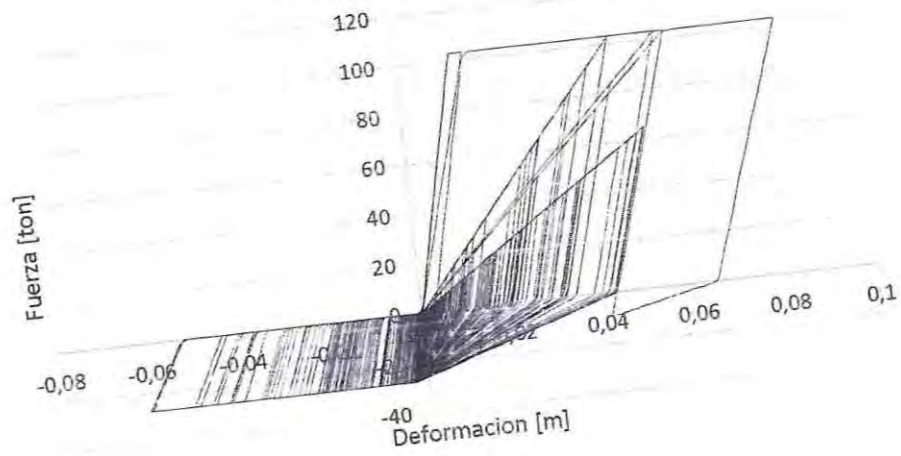


Ciclos de histéresis para el registro Constitución.

Sistema T-adas



Diagonal tradicional



6.4 Conclusiones.

Los desplazamientos relativos entre pisos para el caso del marco arriostrado con dispositivo T-Adas, en el primer nivel, son levemente mayores con un máximo de un 0,8% de diferencia en el primer nivel para el caso del registro de Concepción.

Las aceleraciones de piso se ven disminuidas para el caso del sistema T-Adas, con un máximo de un 40% menor con respecto al sistema tradicional. La disminución de las aceleraciones juega a favor con respecto a maquinarias que puedan existir en la industria, sensibles de calibración y que en algunos casos tienen un alto valor comercial.

Existe un leve aumento de un 29% del desplazamiento lateral con el sistema T-Adas con respecto al sistema tradicional. A pesar de la leve diferencia los desplazamientos máximos de piso están dentro de los rangos definidos en la norma.

Con respecto a los esfuerzos en los elementos, se ve una clara disminución de los esfuerzos axiales en columnas de hasta un 60% menos alcanzado para el registro de Constitución y de aproximadamente un 50% para Angol y Concepción. Esto juega a favor en un posible diseño más ajustado de los elementos estructurales, lo que implicaría claramente en una disminución del costo de la construcción. Cabe destacar que de igual forma el diseño de dichas columnas podría estar controlado por el diseño de los marcos a flexión en la otra dirección.

Para los tres registros los disipadores por fluencia del acero T-Adas alcanzan la fluencia en corte de 42 [ton] cumpliendo con su objetivo de disipar la energía proveniente del sismo. La disipación de energía de este elemento implica directamente en la disminución de los esfuerzos axiales en columnas.

La incorporación de los disipadores por fluencia del acero T-Adas se considera como una buena alternativa de diseño ya que mejora el desempeño sísmico de esta y no implican un mayor costo en la construcción del galpón mismo, además de su fácil reemplazo en el caso de un sismo severo.

Bibliografía

- [1] A. I. o. S. Construcción, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2010.
- [2] F. J. Crisafulli, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 2013.
- [3] C.-M. U. A. W. Michel Bruneau, Ductile Design of steel Structures, 1998.
- [4] I. N. d. normalización, Norma chilena oficial NCh 2369, 2003.
- [5] I. N. d. normalización, Norma Chilena NCh 432-2010, 2010.
- [6] O. Leal, Diseño y comparación de desempeño de marcos arriostrados con y sin restricción al pandeo, 2015.