

nomarc  
66660

T  
Si 5862  
2013



Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

## **Análisis no lineal de un marco arriostrado tipo diseñado con la NCh2369.Of 2003**

por

**Gabriel Mauricio Silva Mardones**

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

**Profesor Guía: Joaquín Valenzuela Barbosa**

R. 16921

Abril 2013

## **Agradecimientos**

*Quisiera agradecer a mi padre quien me incentivo desde muy pequeño para entrar a la universidad, aconsejando y apoyando en todo momento en las decisiones que he tomado en el trascurso de esta larga carrera.*

*Agradecer a mi profesor guía Joaquín Valenzuela por tener siempre una buena disponibilidad para ayudar en las dudas y complicaciones que surgieron durante esta memoria.*

## INDICE GENERAL

<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	<b>i</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS Y SIMBOLOS</b> .....	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>viii</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>1</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>2</b>
<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>3</b>
Objetivos Generales.....	3
Objetivos Específicos.....	3
<b>ALCANCES</b> .....	<b>3</b>
<b>CAPÍTULO I: Antecedentes</b> .....	<b>3</b>
1.1 Fallas ocurridas en el sismo del 27 de febrero del 2010.....	4
1.2 Consideraciones NCh2369. Of2003.....	5
1.2.1 Materiales.....	5
1.2.2 Marcos arriostrados.....	5
1.2.3 Conexiones.....	5
1.2.4 Pernos de anclaje.....	6
1.2.5 Factor de modificación de respuesta estructural.....	6
<b>CAPÍTULO II: Descripción de la estructura analizada</b> .....	<b>7</b>
2.1 Ubicación de la estructura.....	7
2.2 Material utilizado.....	8
2.3 Solicitaciones utilizadas.....	8
2.3.1 Espectro de diseño.....	9
2.3.2 Espectro diseño NCh2369, con R=1 y R=5.....	10
2.4 Combinación de carga.....	10
2.5 Configuración de la estructura.....	11
2.5.1 Propiedades de pilares.....	13
2.5.2 Revisión de dimensiones y esbelteces mínimas para pilares según NCh2369. Of 2003 [INN-Chile].....	14

2.5.2.1 Relación ancho-espesor para alas de sección usada para pilares.....	14
2.5.2.2 Relación ancho/espesor para alma de sección usada para pilares.....	15
2.5.2.3 Cálculo de esbeltez global para pilares.....	15
2.5.3 Propiedades de las vigas.....	17
2.5.4 Revisión de dimensionamientos y esbelteces mínimas para vigas según NCh2369. Of 2003[INN-Chile].....	18
2.5.4.1 Relación ancho-espesor para alas de sección usada para vigas.....	18
2.5.4.2 Relación ancho-espesor para almas de sección usada para vigas.....	19
2.5.5 Propiedades Diagonales.....	20
2.5.6 Revisión de dimensionamientos y esbelteces mínimas para diagonales según NCh2369. Of 2003[INN-Chile].....	21
2.5.6.1 Relación ancho-espesor para alas de sección usada para diagonales.....	21
2.5.6.2 Relación ancho-espesor para alma sección usada para Diagonales.....	21
2.5.6.3 Cálculo de esbeltez global para alma de sección usada para diagonales.....	22
2.6 Modelo de análisis.....	23

**CÁPITULO III: RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO SEGÚN LA NCh2369. Of 2003[INN-Chile].....23**

3.1 Periodo fundamental de la estructura y corte basal.....	24
3.2 Reacciones en los apoyos.....	26
3.3 Deformaciones.....	27
3.4 Fuerza axial en los elementos.....	28
3.5 Flexión y corte en vigas.....	29

**CAPÍTULO IV VERIFICACIÓN DE DISEÑO.....30**

4.1 Corte basal de diseño ( $Q_0$ ).....	30
4.2 Deformación.....	31
4.3 Pilares.....	32
4.3.1 Compresión del Pilar.....	32
4.3.2 Resistencia admisible de compresión.....	33
4.4 Vigas.....	34
4.4.1 Flexión.....	34
4.4.2 Fluencia.....	34
4.4.3 Pandeo lateral torsional.....	35

4.4.4 Resistencia admisible de corte.....	36
4.5 Diagonales.....	37
4.5.1 Resistencia admisible a compresión.....	37
4.5.2 Tracción de diagonales.....	38
4.6 Diseño de pernos de anclajes.....	39
4.6.1 Área requerida.....	40
4.7 Factores de utilización.....	42
<b>CAPÍTULO V: Análisis no lineal.....</b>	<b>43</b>
5.1 Respuesta lineal de análisis tiempo-historia.....	44
5.2 Análisis no lineal.....	45
5.2.1 Pernos.....	49
5.2.1 Diagonales.....	51
5.2.3 Pilares.....	52
5.3 Resultado obtenidos.....	53
5.3.1 Reacciones.....	53
5.3.2 Desplazamiento de techo.....	55
5.3.3 Pilares.....	57
5.3.4 Diagonales.....	58
5.3.5 Pernos.....	62
<b>CONCLUSIÓN.....</b>	<b>65</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>66</b>

## LISTA DE ABREVIATURAS Y SIMBOLOS

$A_b$	Área del perno.
$A_g$	Área bruta de la sección.
<b>AISC 360-10</b>	American Institute of Steel Construction of 2010.
$A_o$	Aceleración efectiva máxima del suelo.
$C_{max}$	Valor máximo del coeficiente sísmico.
$d$	Deformación sísmica horizontal.
$d_o$	Deformación debido a cargas de servicio no sísmicas.
$d_d$	Deformación sísmica horizontal, calculada con solicitaciones sísmicas por el factor R.
$d_{max}$	Deformación máxima admisible.
$E$	Módulo de elasticidad del acero.
$b_f$	Ancho de ala del perfil.
$F_e$	Tensión elástica por pandeo.
$F_{cr}$	Tensión crítica.
$F_l$	Tensión calculada según resistencia de tensión nominal
$F_u$	Tensión de rotura del acero.
$F_y$	Tensión de fluencia del acero.
$g$	Aceleración de gravedad.

<b>I</b>	Coefficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla de una estructura o equipo.
<b><math>I_{xx}</math></b>	Inercia en el eje x.
<b><math>I_{yy}</math></b>	Inercia en el eje y.
<b>P</b>	Peso de la estructura.
<b><math>r_x</math></b>	Radio de giro en el eje x.
<b><math>r_y</math></b>	Radio de giro en el eje y.
<b><math>L_p</math></b>	Longitud entre puntos que están arriostrados contra el giro de la sección.
<b>n</b>	Parámetro que depende del tipo de suelo.
<b><math>P_n</math></b>	Resistencia nominal.
<b><math>Q_{min}</math></b>	Corte basal mínimo.
<b><math>Q_0</math></b>	Corte basal de diseño.
<b>R</b>	Factor de modificación de respuesta estructural.
<b><math>R_n</math></b>	Resistencia nominal a tracción de los pernos.
<b>S</b>	Parámetro que depende del tipo de suelo.
<b><math>S_a</math></b>	Aceleración espectral de diseño para acción sísmica horizontal.
<b>T</b>	Periodo de vibración del modo considerado.
<b><math>t_f</math></b>	Espesor del ala del perfil.
<b><math>T_n</math></b>	Periodo de vibración del modo n.
<b><math>T_o</math></b>	Parámetro que depende del tipo de suelo.
<b><math>t_w</math></b>	Espesor del alma del perfil.
<b><math>T'</math></b>	Parámetro que depende del tipo de suelo.
<b><math>W_x</math></b>	Módulo de elasticidad de la sección en eje x.
<b><math>W_y</math></b>	Módulo de elasticidad de la sección en eje y.

$Z_x$	Módulo de plasticidad de la sección en eje x.
$Z_y$	Módulo de plasticidad de la sección en eje y.
$\lambda$	Esbeltez.
$\lambda_p$	Límite de esbeltez para elementos compactos.
$\lambda_r$	Límite de esbeltez para elementos no compactos.
$\lambda_x$	Esbeltez de la sección en el eje x.
$\lambda_y$	Esbeltez de la sección en el eje y.
$\xi$	Razón de amortiguamiento.
$\Omega$	Factor de seguridad.

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1:</b>	Factor de reducción para estructuras de acero.....	6
<b>Tabla 2.1:</b>	Propiedades físicas del acero A270Es.....	8
<b>Tabla 2.2:</b>	Propiedades perfil soldado H300x113.8.....	13
<b>Tabla 2.3:</b>	Propiedades perfil soldado H250x68.9.....	17
<b>Tabla 2.4:</b>	Perfil soldado HR210x33.0.....	20
<b>Tabla 3.1:</b>	Periodo fundamental de la estructura.....	24
<b>Tabla 3.2:</b>	Reacciones en apoyos.....	26
<b>Tabla 3.3:</b>	Desplazamiento por nivel.....	27
<b>Tabla 3.4:</b>	Resistencia axial requerida en pilares.....	28
<b>Tabla 3.5:</b>	Resistencia axial requerida en diagonales.....	28
<b>Tabla 4.1:</b>	Resumen cortes basales.....	30
<b>Tabla 4.2:</b>	Desplazamiento de nudos.....	31
<b>Tabla 4.3:</b>	Resistencia requerida máxima en pilares.....	32
<b>Tabla 4.4:</b>	Momento y corte máximo requerido en vigas.....	34
<b>Tabla 4.5:</b>	Resistencia requerida máxima en diagonales.....	37
<b>Tabla 5.1:</b>	Desplazamiento con espectro de diseño y registro.....	44
<b>Tabla 5.2:</b>	Resultado de fuerza axial del análisis no lineal en pilares.....	57
<b>Tabla 5.3:</b>	Resultado de fuerza axial del análisis no lineal en diagonales.....	58
<b>Tabla 5.4:</b>	Resultado de resistencia del análisis no lineal de pernos.....	62

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1:</b>	Pandeo global diagonal.....	4
<b>Figura 1.2:</b>	Fluencia y corte en pernos de anclaje.....	4
<b>Figura 2.1:</b>	Zonificación sísmica ciudad Concepción.....	7
<b>Figura 2.2:</b>	Espectro de diseño.....	9
<b>Figura 2.3:</b>	Espectro diseño NCh2369 para R=1 y R=5.....	10
<b>Figura 2.4:</b>	Planta tipo - Marco arriostrado.....	11
<b>Figura 2.5:</b>	Elevación-Marco arriostrado.....	12
<b>Figura 2.6:</b>	Dimensión de sección de para el cálculo de esbeltez del pilar.....	14
<b>Figura 2.7:</b>	Factor de longitud efectiva apoyos simple en pilar.....	15
<b>Figura 2.8:</b>	Esbeltez de diagonal, conexión simple.....	22
<b>Figura 2.9:</b>	Modelación marco arriostrado en Sap2000.....	23
<b>Figura 3.1:</b>	Tres primeros modos de vibrar.....	25
<b>Figura 3.2:</b>	Reacciones.....	26
<b>Figura 3.3:</b>	Diagrama de fuerza axial.....	28
<b>Figura 3.4:</b>	Diagrama de momentos.....	29
<b>Figura 3.5:</b>	Diagrama de corte.....	29
<b>Figura 4.1:</b>	Curva tensión crítica de esbeltez en pilar.....	33
<b>Figura 4.2:</b>	Curva tensión crítica de esbeltez en diagonales.....	38
<b>Figura 4.3:</b>	Imagen referencial pernos de anclajes.....	39
<b>Figura 4.4:</b>	Elevación pernos de anclajes.....	41

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1:</b>	Factor de reducción para estructuras de acero.....	6
<b>Tabla 2.1:</b>	Propiedades físicas del acero A270Es.....	8
<b>Tabla 2.2:</b>	Propiedades perfil soldado H300x113.8.....	13
<b>Tabla 2.3:</b>	Propiedades perfil soldado H250x68.9.....	17
<b>Tabla 2.4:</b>	Perfil soldado HR210x33.0.....	20
<b>Tabla 3.1:</b>	Periodo fundamental de la estructura.....	24
<b>Tabla 3.2:</b>	Reacciones en apoyos.....	26
<b>Tabla 3.3:</b>	Desplazamiento por nivel.....	27
<b>Tabla 3.4:</b>	Resistencia axial requerida en pilares.....	28
<b>Tabla 3.5:</b>	Resistencia axial requerida en diagonales.....	28
<b>Tabla 4.1:</b>	Resumen cortes basales.....	30
<b>Tabla 4.2:</b>	Desplazamiento de nudos.....	31
<b>Tabla 4.3:</b>	Resistencia requerida máxima en pilares.....	32
<b>Tabla 4.4:</b>	Momento y corte máximo requerido en vigas.....	34
<b>Tabla 4.5:</b>	Resistencia requerida máxima en diagonales.....	37
<b>Tabla 5.1:</b>	Desplazamiento con espectro de diseño y registro.....	44
<b>Tabla 5.2:</b>	Resultado de fuerza axial del análisis no lineal en pilares.....	57
<b>Tabla 5.3:</b>	Resultado de fuerza axial del análisis no lineal en diagonales.....	58
<b>Tabla 5.4:</b>	Resultado de resistencia del análisis no lineal de pernos.....	62

<b>Figura 4.5:</b>	Distribución en planta de pernos de anclajes.....	41
<b>Figura 4.6:</b>	Factores de utilización, compresión (-) y tracción (+).....	42
<b>Figura 5.1:</b>	Registro del 27 de febrero del 2010 en Concepción.....	43
<b>Figura 5.2:</b>	Magnitud en el tiempo para cargas.....	44
<b>Figura 5.3:</b>	Aumento de rigidez a pernos.....	45
<b>Figura 5.4:</b>	Longitud efectiva pernos de anclaje en tracción.....	46
<b>Figura 5.5:</b>	Curva Tensión v/s deformación unitaria del acero.....	47
<b>Figura 5.6:</b>	Comportamiento diagonal y pilar carga cíclica.....	48
<b>Figura 5.7:</b>	Curva Resistencia v/s Deformación Pernos.....	49
<b>Figura 5.8:</b>	Fuerza por impacto en pernos.....	50
<b>Figura 5.9:</b>	Resistencia deformación usada para diagonales.....	52
<b>Figura 5.10:</b>	Pandeo de diagonal.....	52
<b>Figura 5.11:</b>	Resistencia deformación usada para pilar.....	53
<b>Figura 5.12:</b>	Reacciones análisis no lineal.....	54
<b>Figura 5.13:</b>	Desplazamiento de techo.....	55
<b>Figura 5.14:</b>	Desplazamiento de techo y de piso.....	56
<b>Figura 5.15:</b>	Diagonales que entran en no linealidad.....	58
<b>Figura 5.16:</b>	No linealidad diagonal D1-1 fuerza deformación .....	59
<b>Figura 5.17:</b>	No linealidad diagonal D1-1 tensión deformación unitaria .....	59
<b>Figura 5.18:</b>	No linealidad diagonal D2-1 fuerza deformación .....	60
<b>Figura 5.19:</b>	No linealidad diagonal D2-1 tensión deformación unitaria .....	60
<b>Figura 5.20:</b>	No linealidad diagonal D3-1 fuerza deformación .....	61
<b>Figura 5.21:</b>	No linealidad diagonal D3-1 tensión deformación unitaria .....	61

## RESUMEN

Las estructuras industriales son diseñadas con la NCh2369.Of 2003[INN-Chile] donde la sollicitación sísmica se obtiene de un espectro elástico reducido por un factor que depende de la configuración que posee, quedando así la incertidumbre de que pasaría cuando ocurre un sismo de gran magnitud. Por esto se estudia la normativa chilena de diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (NCh2369. Of 2003) realizando el análisis de un marco arriostrado, compuesto por perfiles de acero que posee conexiones simples, ubicado en la ciudad de Concepción, el cual tiene una configuración comúnmente utilizada dentro de las industrias.

En el diseño se usa el manual del instituto americano para la construcción en acero AISC 360-2010 basándose en el método de las resistencias admisibles en donde sólo se efectúa el cálculo de los elementos pilares, vigas, diagonales y pernos de anclajes, dejando fuera del estudio las conexiones entre estos.

Teniendo todas las dimensiones de los elementos y de los pernos de anclajes se aplica a cada uno un modelo de no linealidad, como la fluencia en los pernos, el pandeo y fluencia en las riostras y pilares sometiendo, luego la estructura a un sismo con registro no reducido ocurrido el 27 de Febrero del 2010 en la ciudad de Concepción.

Al aplicar el registro no reducido se producen las no linealidades tanto en pernos como en riostras provocando daños a estos elementos, logrando disipar energía, permitiendo así que las tensiones no se traspasen a pilares, haciendo que no se produzca un eventual colapso total, cumpliendo con la NCh2369.Of 2003[INN-Chile] de permitir la continuidad en la producción.

## INTRODUCCIÓN

El sismo de gran magnitud ocurrido el 27 de febrero del 2010 causó daños a estructuras industriales ubicadas en la zona centro sur del país, entre Rancagua y Concepción, lo que provocó la paralización en un tercio de las industrias, logrando cuantificar los daños por una disminución considerable en el consumo eléctrico [Montecinos, Herrera, Verdugo, Beltrán, 2010].

Las construcciones que habitualmente son utilizadas en industrias están compuestas por perfiles de acero ya que este material posee considerables ventajas, como por ejemplo, gran resistencia por unidad de peso, alta capacidad de deformarse antes de romperse y la posibilidad de absorber energía en grandes cantidades. Las uniones entre los elementos en su mayoría son simples y las piezas son prefabricadas en maestranza y llevadas listas para ser instaladas y apernadas logrando así rapidez en el montaje, permitiendo volver a utilizar los perfiles una vez terminada su ocupación. Una de las principales desventajas de los perfiles de acero es la posibilidad de pandearse en la que se ven afectados los elementos que están expuestos a compresión. Entre más esbelto es el elemento el peligro de pandeo es mayor.

La norma que se usa para determinar las solicitaciones y restricciones que deben tener las estructuras en acero es la NCh2369. Of 2003[INN-Chile] (Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales). Esta propone un espectro de diseño que es reducido por el factor de modificación de respuesta estructural (R) que depende de la configuración que posea la estructura y que considera que los elementos al entrar al rango no lineal pueden disipar energía.

El estudio que se lleva a cabo es el de un marco arriostrado con conexiones simples de uso industrial diseñado y calculado como exige la NCh2369 NCh2369. Of 2003[INN-Chile] considerando su respectivo factor de reducción para la acción sísmica, para luego hacer un análisis con un registro de gran magnitud como el ocurrido en la ciudad de Concepción el 27 de febrero del 2010 y en donde algunos elementos podrían estar por sobre el rango lineal-elástico.

## **OBJETIVOS**

### **Objetivos Generales**

Realizar un análisis no lineal de un marco arriostrado de acero tipo, diseñado con la NCH2369.Of2003 [INN-Chile].

### **Objetivos Específicos**

1. Diseñar un marco arriostrado tipo de acero con la NCH2369. Of 2003 [INN-Chile].
2. Efectuar una modelación computacional que permita analizar el marco de forma no lineal.
3. Verificar si el marco analizado cumple con el requisito de seguir con la continuidad en los procesos.

## **ALCANCES**

Se diseña y analiza el marco arriostrado de acero más desfavorable de una estructura en forma lineal y no lineal con el programa Sap 2000 V15 [CSI 2011].

## CAPÍTULO I ANTECEDENTES

### 1.1 Fallas ocurridas en el sismo del 27 de Febrero del 2010.

Algunas de las fallas fueron por pandeo global de diagonales mostradas en círculo en la figura 1.1, fluencia y rotura en los pernos de anclajes señaladas en la figura 1.2, ambas imágenes son sacadas del *capítulo XXX Estructuras Industriales en Chile y el sismo del 27 de Febrero*, de los autores *Montecinos, Herrera, Verdugo y Beltran (2010)*.



**Figura 1.1:** Pandeo global diagonal.



**Figura 1.2:** Fluencia y rotura en pernos de anclaje.

## **1.2 Consideraciones NCh2369.Of 2003 [INN Chile]**

Se mencionan los puntos pertenecientes a la NCh2369.Of 2003[INN Chile] considerados más relevantes para llevar a cabo el estudio.

### **1.2.1 Materiales.**

EL acero para uso estructural debe tener ensayo de tracción con una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor límite de fluencia inferior a 0.85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20% en la probeta de 50 [mm].

Límite de fluencia no superior a 450MPa

### **1.2.2 Marcos arriostrados.**

No se permiten diagonales que sólo trabajen en tracción.

Los elementos de sistemas sismo resistentes verticales que trabajan en compresión deben tener secciones completamente compactas y la esbeltez del elemento debe ser menor que  $1.5\pi\sqrt{E/Fy}$ . Entre más baja es la esbeltez, aumenta la resistencia a compresión.

Las diagonales en "X" se deben conectar en el punto de cruce, dicho punto se podrá considerar fijo para el cálculo de la longitud efectiva logrando tener una menor esbeltez.

### **1.2.3 Conexiones.**

Las conexiones de las diagonales se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de éstas. Impidiendo con esto que se produzcan las no linealidades en las uniones.

#### 1.2.4 Pernos de anclaje.

La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos de anclaje y no el hormigón.

La longitud expuesta del perno no debe ser menor que 250 [mm] u ocho veces el diámetro de este y el hilo del perno bajo la tuerca no menor a 75 [mm].

Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de cortes diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal.

#### 1.2.5 Factor de modificación de respuesta estructural.

Para realizar el diseño sísmico la NCh2369.Of 2003[INN Chile] propone un espectro elástico de diseño el cual es reducido por un factor ( R) que depende de la configuración de la estructura. En la tabla 1.1 se muestran los factores de reducción propuestos por la norma para estructuras en acero.

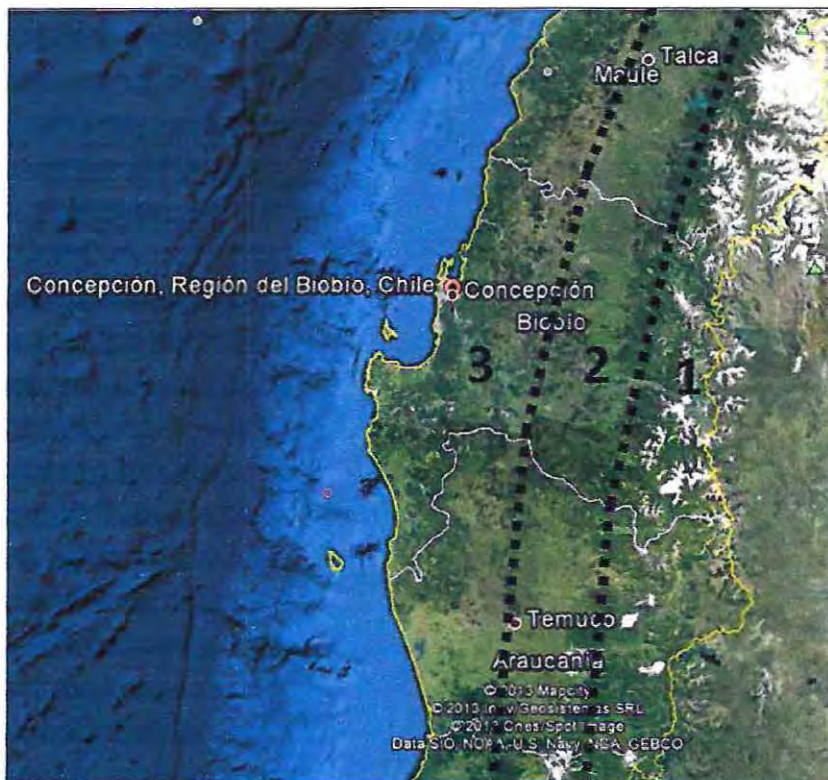
**Tabla 1.1:** Factor de reducción para estructuras de acero

<b>Sistema Resistente</b>	<b>R</b>
Edificios y estructuras de marcos dúctiles de acero con elementos no estructurales dilatados	5
Edificios y estructuras de marcos dádiles de acero con elementos no estructurales no dilatados e incorporados en el modelo estructural	3
Edificios estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles	5
Edificios industriales de un piso, con o sin puente grúa, y con arriostramiento continuo de techo	5
Edificios industriales de un piso, sin puente grúa, sin arriostramiento continuo de techo	3
Naves de acero livianas	4
Estructura de péndulo invertido	3
Estructuras sísmicas isostáticas	3
Estructuras de plancha o manto de acero, cuyo comportamiento sísmico está controlado por el fenómeno de pando local	3

## CAPÍTULO II DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

### 2.1 Ubicación de la estructura.

Se escoge como ubicación para el diseño la ciudad de Concepción perteneciente a la región del Biobío mostrada en la figura 2.1 y en donde se señala el tipo de zonificación sísmica a la cual pertenece (Zona 3) según la NCh2369 of.2003 y se adopta tipo de suelo III. Se escoge esta ciudad ya que el epicentro ocurrió a 43 km de Cobquecura y los daños se encuentran principalmente en la zona costera [Boroschek, Soto, Leon, 2010].



**Figura2.1:** Zonificación Sísmica ciudad Concepción.

## 2.2 Material Utilizado.

Tanto para perfiles estructurales como para los pernos de anclajes se dispuso de acero A270 equivalente a ASTM-A36, cuyas propiedades son mostradas en la tabla 2.1.

**Tabla 2.1** Propiedades físicas del acero A270Es.

Propiedades	Valor	Unidades
Tensión de Fluencia ( $f_y$ )	2700	kg/cm <sup>2</sup>
Tensión de Rotura ( $f_u$ )	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Densidad	7800	kg/cm <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad (Es)	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
Coef. De Poisson ( $\nu$ )	0.25	-
Módulo de Corte (G)	840000	kg/cm <sup>2</sup>

## 2.3 Solicitaciones utilizadas.

En el diseño de estructura industriales es necesario utilizar una cantidad importante de materiales y cargas no normalizadas en el país y que generalmente son entregadas por el ingeniero de procesos, el cual debe de señalar cuál es el uso, equipo y maquinaria a ocupar, es por esto que tanto las cargas permanentes como las sobrecargas en este caso sólo son las que se muestran en los siguientes párrafos.

**Carga permanente (CP):** Para la carga permanente se considera el peso propio de la estructura y una carga extra de  $1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$  que corresponde a la carga entregada por el ingeniero de procesos.

**Sobrecarga de uso (SC):** Se considera una sobrecarga de uso de  $0.5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ .

**Solicitud sismica:** Para la solicitud sismica se considera el espectro de diseño que propone la NCh2369.

### 2.3.1 Espectro de diseño.

El espectro de diseño se construye con los parámetros definidos a continuación:

**Zonificación sísmica:** La estructura se encuentra en la ciudad de Concepción con una zona sísmica 3, por ende posee un valor de aceleración máxima ( $A_o$ ) de 0.4g.

**Tipo de suelo:** El tipo de suelo donde es considerada construida la industria es clasificado como tipo III obteniendo los siguientes parámetros  $T^*=0.62$  y  $n=1.8$ .

**Configuración de la estructura:** Estructura de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles y apernados teniendo así un factor de modificación de respuesta ( $R$ ) de 5 y una razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) igual a 0.03. Con estos dos datos se obtiene el valor máximo del coeficiente sísmico ( $C_{max}$ ) igual a 0.23.

**Nivel de importancia:** Es una obra normal que puede tener fallas menores y pueden ser reparadas rápidamente estando en la categoría dos (C2) con un nivel de importancia (I) de 1.

El espectro de diseño esta dado por:

$$S_a = \frac{2.75 A_o I}{R} \left(\frac{T^*}{T}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}$$

La figura 2.2 muestra el espectro de diseño.

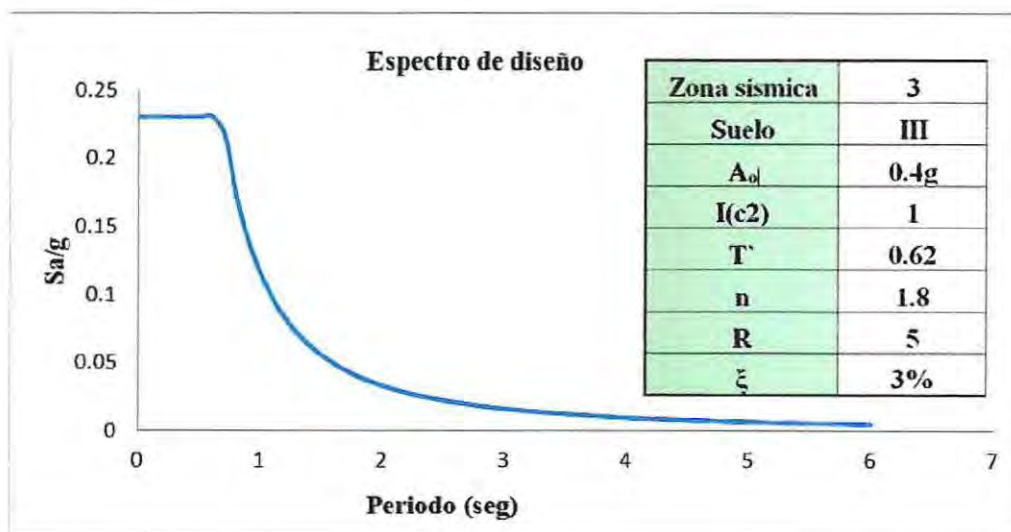


Figura 2.2: Espectro de diseño.

### 2.3.2 Espectro diseño NCh2369, con R=1 y R=5.

Para tener una idea clara de lo que produce el factor de modificación de respuesta en la figura 2.3 se muestran dos gráficos, uno igual al definido en la sección 2.3.1 con un factor de modificación de respuesta de 5 y el otro con un factor igual a 1.

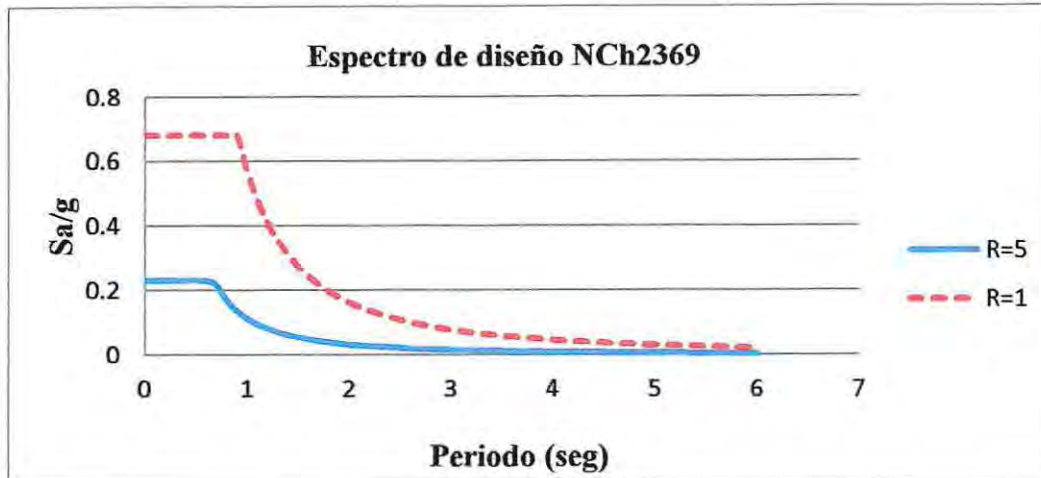


Figura 2.3: Espectro diseño NCh2369 para R=1 y R=5.

Al tener un factor más grande se reduce la sollicitación sísmica, quedando los elementos sometidos a esfuerzos menores, asumiendo que si ocurriese un sismo de gran magnitud la estructura será capaz de disipar energía por las no linealidades (daños) de algunos elementos, que no podrán causar un colapso total ni la detención prolongada de la producción.

### 2.4 Combinación de carga.

En el diseño se utiliza el método de la resistencia admisible (ASD) el cual contempla las combinaciones de carga según NCh2369 Of. 2003 [INN Chile].

1) CP + SC ± Sismo Horizontal

2) CP ± Sismo Horizontal

## 2.5 Configuración de la estructura.

La estructura corresponde a una configuración frecuentemente utilizada a nivel industrial, compuestas por marcos arriostrados de tres niveles con perfiles estructurales de acero, los que fueron calculados y diseñados para que cumplan sin sobredimensionar.

Para las vigas se utilizan perfiles tipo H250x68.9, para pilares perfiles tipo H300x113.8 y las diagonales están compuestas por perfiles tipo HR210x33.0, en donde para los tres perfiles el primer valor indica la altura y el segundo valor el peso. La planta de la estructura es mostrada en la figura 2.4 la cual posee una superficie cuadrada simplificada de una estructura real de 16mx16m. La elevación es mostrada en la figura 2.5, considerando todos los ejes iguales y donde las uniones entre los elementos son simples, lo que significa que están calculadas y detalladas para resistir sólo fuerzas axiales.

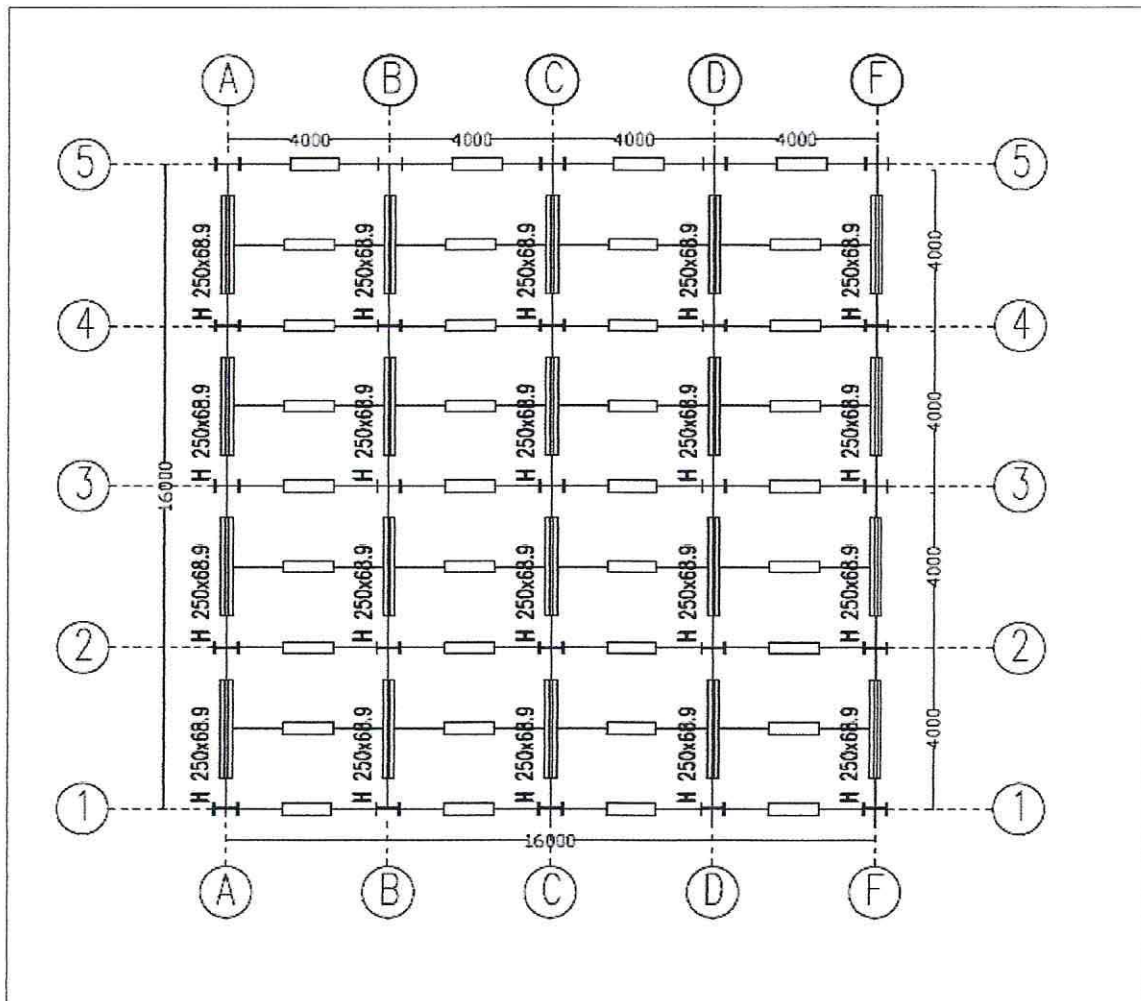


Figura 2.4: Planta tipo – Marco arriostrado.

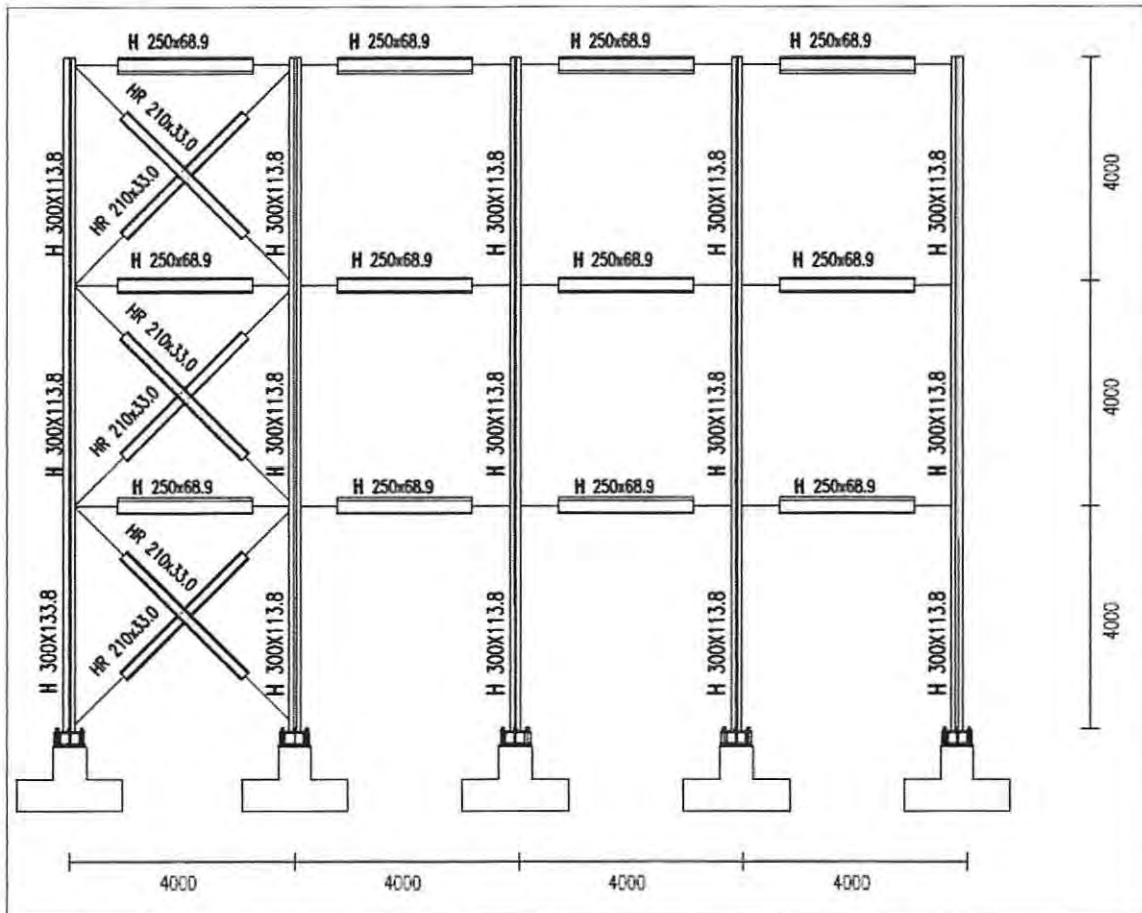


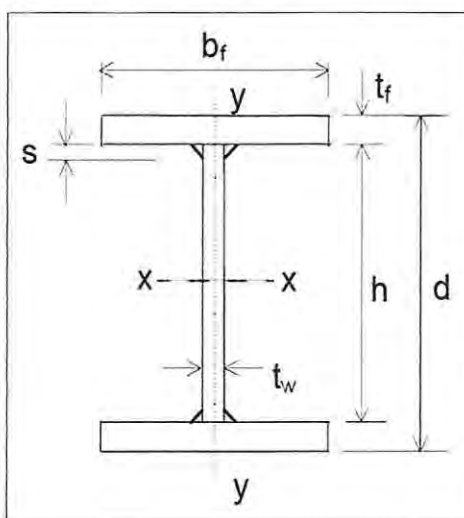
Figura 2.5: Elevación - Marco arriostrado.

A continuación se describen las propiedades geométricas de estos elementos con su respectivo cálculo de esbeltez.

### 2.5.1 Propiedades de pilares.

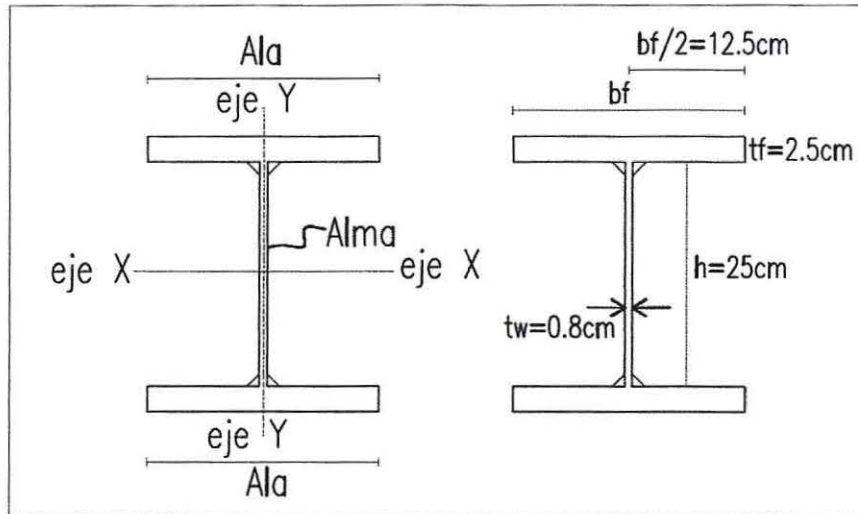
En la tabla 2.2 son señaladas las propiedades geométricas de los pilares.

**Tabla 2.2:** Propiedades perfil soldado H300x113.8

	d	30 cm
	h	25 cm
	$t_w$	0.8 cm
	$b_f$	25 cm
	$t_f$	2.5 cm
	$I_{xx}$	24700 cm <sup>4</sup>
	$I_{yy}$	6510 cm <sup>4</sup>
	$A_g$	145 cm <sup>2</sup>
	$r_x$	13.1 cm
	$r_y$	6.7 cm
	$W_x$	1649 cm <sup>3</sup>
	$W_y$	521 cm <sup>3</sup>
	$Z_x$	1844 cm <sup>3</sup>
$Z_y$	785 cm <sup>3</sup>	

## 2.5.2 Revisión de dimensiones y esbelteces mínimas para pilares según NCh2369.

En el capítulo 1.2.2 se señala que el elemento debe ser completamente compacto debiendo cumplir con los límites presentes en la tabla 8.1 de la NCh2369. Of 2003[INN-Chile]. En la figura 2.6 señala los datos necesarios para calcular la esbeltez local del pilar.



**Figura 2.6:** Dimensiones de sección para el cálculo de esbeltez del pilar.

### 2.5.2.1 Relación ancho-espesor para alas de sección usada para pilares.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12.5}{2.5} = 5$$

La esbeltez límite del ala se calcula como:

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{EK_C/F_y} = 0.64 \sqrt{2.1E6 K_C/2700}$$

donde:

$$K_C = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{25/0.8}} = 0.7$$

obteniendo así:

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{2.1E6 * \frac{0.7}{2700}} = 15$$

entonces  $\lambda = 5 < \lambda_r = 16$  lo que implica que el ala es compacta y no controla el estado límite de pandeo local del ala.

### 2.5.2.2 Relación ancho/espesor para alma de sección usada para pilares.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.8} = 31$$

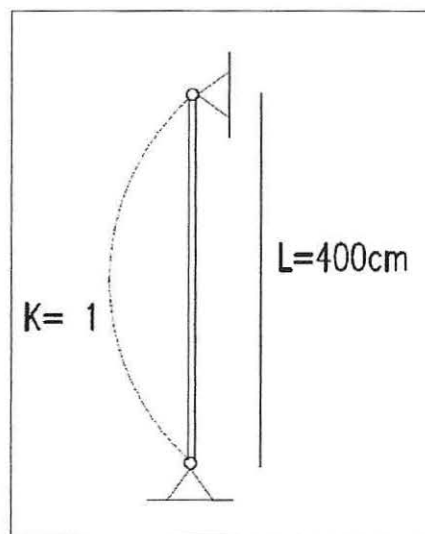
La esbeltez límite del alma atiesada de perfil soldado se calcula con la siguiente ecuación:

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/F_y} = 1.49 \sqrt{2.1E6 / 2700} = 42$$

entonces  $\lambda = 31 < \lambda_r = 42$  cumple, lo que implica que el alma es compacta y no controla el estado límite de pandeo local del alma.

### 2.5.2.3 Cálculo de esbeltez global para Pilares.

Para el cálculo de la esbeltez global el factor de longitud efectiva (K) se considera simplifícadamente como 1 ya que las uniones son simples tal como se muestra en la figura 2.7, si bien se produce una pequeña restricción al giro en la unión pilar, viga, diagonal, para este caso se desprecia.



**Figura 2.7:** Factor de longitud efectiva apoyos simple en pilar.

Cálculo de esbeltez global en sentido del eje X mostrado en la figura 2.6:

$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{1 * 400}{13.1} = 31$$

Cálculo de esbeltez global en sentido del eje Y mostrado en la figura 2.6:

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 400}{6.7} = 60$$

como  $\lambda_y < \lambda_x$  la esbeltez que controla la resistencia es la del eje Y, ya que al poseer la misma longitud efectiva, el sentido que tiene la esbeltez más desfavorable de resistencia será el que tenga un menor radio de giro.

El límite superior de esbeltez que propone la NCh2369 es el siguiente:

$$1.5\pi\sqrt{E/F_y} = 1.5\pi\sqrt{2.1E6/2700} = 131$$

teniendo que la esbeltez global está por debajo del límite:

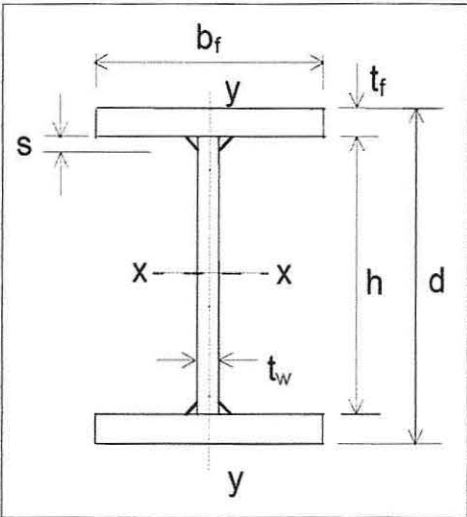
$$\lambda_y = 60 < 1.5\pi\sqrt{E/F_y} = 131 \text{ cumple.}$$

El perfil usado en el pilar es local y globalmente compacto, cumpliendo con el requisito que exige la NCh2369. Of 2003[INN-Chile].

### 2.5.3 Propiedades de las vigas.

En la tabla 2.3 son señaladas las propiedades geométricas de las vigas.

**Tabla 2.3:** Propiedades perfil soldado H250x68.9

	d	25cm
	h	22.2cm
	$t_w$	0.8cm
	$b_f$	25cm
	$t_f$	1.4cm
	$I_{xx}$	$10488\text{cm}^4$
	$I_{yy}$	$3647\text{cm}^4$
	$A_g$	$87.8\text{cm}^2$
	$r_x$	10.9cm
	$r_y$	6.4cm
	$W_x$	$839\text{cm}^3$
	$W_y$	$291.7\text{cm}^3$
	$Z_x$	$924.6\text{cm}^3$
$Z_y$	$441.05\text{cm}^3$	

## 2.5.4 Revisión de dimensionamientos y esbelteces mínimas para vigas según NCh2369. Of 2003[INN-Chile].

### 2.5.4.1 Relación ancho-espesor para alas de sección usada para vigas.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{25}{2 * 1.4} = 9$$

La esbeltez límite para alas del tipo no atiesada de perfil soldado de elementos no compacto ( $\lambda_r$ ) y elementos compactos ( $\lambda_p$ ) se calcula con la ecuación que se encuentra en la tabla 8.1 de la NCh 2369 para elementos en flexión. Teniendo así que:

$$\lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{EK_c}{F_1}}$$

Donde:

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{22.2/0.8}} = 0.76$$

$$y \quad F_1 = 0.7F_y = 1890 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_r = 0.95 \sqrt{2.1E6 * \frac{0.76}{1890}} = 28$$

y

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1E6}{2700}} = 11$$

$\lambda = 9 < \lambda_p = 11 < \lambda_r = 28$  Lo que implica ala es compacta.

#### 2.5.4.2 Relación ancho-espesor para alma de sección usada para vigas.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{22.2}{0.8} = 28$$

La esbeltez límite del alma del tipo atiesada de perfiles soldados para elementos no compactos ( $\lambda_r$ ) y elementos compactos ( $\lambda_p$ ) se calcula con la ecuación que se encuentra en la tabla 8.1 de la NCh 2369 para elementos en flexión. Teniendo así que:

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.7 \sqrt{\frac{2.1E6}{2700}} = 159$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.1E6}{2700}} = 105$$

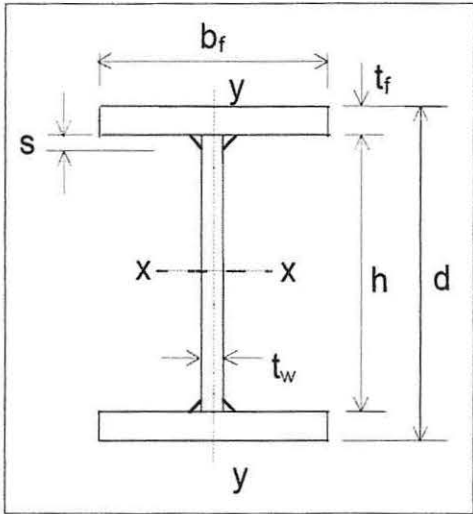
$\lambda = 28 < \lambda_p = 105 < \lambda_r = 159$  lo que implica que el alma es compacta.

Como el ala y alma son compactas, para el cálculo de la resistencia de la viga se debe utilizar F2 del AISC-360.

### 2.5.5 Propiedades Diagonales.

En la tabla 2.4 son señaladas las propiedades geométricas de las diagonales.

**Tabla 2.4:** Perfil soldado HR.210x33.0

	d	21cm
	h	19cm
	$t_w$	0.8cm
	$b_f$	13.4cm
	$t_f$	1cm
	$I_{xx}$	$3140\text{cm}^4$
	$I_{yy}$	$402\text{cm}^4$
	$A_g$	$42\text{cm}^2$
	$r_x$	8.7cm
	$r_y$	3.1cm
	$W_x$	$299\text{cm}^3$
	$W_y$	$60\text{cm}^3$
	$Z_x$	$340\text{cm}^3$
$Z_y$	$92.8\text{cm}^3$	

### 2.5.6 Revisión de dimensionamientos y esbelteces mínimas para diagonales según NCh2369. Of 2003 [INN-Chile].

Al igual que para los pilares se debe cumplir que el elemento sea compacto tanto local como globalmente.

#### 2.5.6.1 Relación ancho-espesor para alas de sección usada para diagonales.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{13.4}{2 * 1.0} = 7$$

La esbeltez límite del ala del tipo no atiesada de perfil soldado se calcula de la misma manera que para los pilares:

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{EK_c/F_y} = 0.64 \sqrt{2.1E6 K_c/2700}$$

$$\text{done } K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{19/0.8}} = 0.82$$

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{2.1E6 * \frac{0.82}{2700}} = 16$$

por tanto  $\lambda = 7 < \lambda_r = 16$  lo que implica que el ala es compacta

#### 2.5.6.2 Relación ancho-espesor para alma de sección usada para Diagonales.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{19}{0.8} = 24$$

La esbeltez límite para el alma de tipo atiesada de perfiles soldados se calcula de la misma forma que para los pilares.

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/F_y} = 1.49 \sqrt{2.1E6 / 2700} = 42$$

$\lambda = 24 < \lambda_r = 42$  Lo que implica que el alma es compacta.

### 2.5.6.3 Cálculo de esbeltez global para alma de sección usada para diagonales.

Al igual que en pilares el factor de longitud efectiva ( $K$ ) es 1 y el punto de cruce entre estas se considera fijo, tal como propone la NCh2369. Of 2003[INN-Chile], ya que cuando una diagonal este comprimida la otra estará en tracción impidiendo que el punto de cruce se mueva. En la figura 2.8 se muestra la diagonal con la longitud y el factor  $K$  considerado. Al tener las mismas condiciones de apoyo, para el cálculo de la esbeltez sólo se considera el eje  $Y$  ya que posee menor radio de giro, teniendo así una mayor esbeltez controlando la resistencia a la compresión.

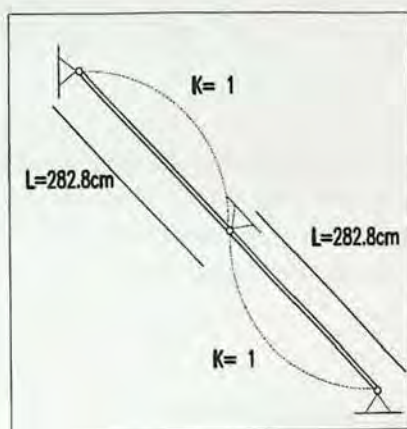


Figura 2.8: Esbeltez de diagonal, conexión simple.

La esbeltez del elemento que controla ( $\lambda_y$ ) es la siguiente:

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 282.8}{3.1} = 92$$

La esbeltez límite del elemento dada por la NCh2369 es:

$$1.5\pi\sqrt{E/F_y} = 1.5\pi\sqrt{2.1E6/2700} = 131$$

$$\lambda_y = 92 < 1.5\pi\sqrt{E/F_y} = 131 \text{ cumple con la esbeltez límite.}$$

El pilar cumple con la exigencia de la NCh2369. Of 2003[INN-Chile] de ser completamente compacto.

## 2.6 Modelo de análisis.

Al ser una estructura cuadrada y simétrica mostrada en la figura 2.4 se analiza sólo un eje perteneciente a un marco central ya que posee una mayor área de carga tributaria. El ancho tributario que recibe es de 4m obteniendo la carga por metro lineal mostrada más abajo, tanto para carga permanente como para sobre carga siendo igual para los tres niveles.

$$\text{Carga permanente CP} = 1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 4 \text{ m} = 4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Y

$$\text{Sobrecarga de uso SC} = 0.5 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 4 \text{ m} = 2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Las vigas y diagonales son rotuladas en sus extremos para simular una conexión sin momento, para la base se ocupan apoyos simples asumiendo que la restricción a la rotación es nula. En la figura 2.9 se muestra el modelo con asignación de un nombre para cada elemento y con un punto en las rotulas consideradas. La modelación se realiza con el programa Sap 2000 V15 [CSI 2011].

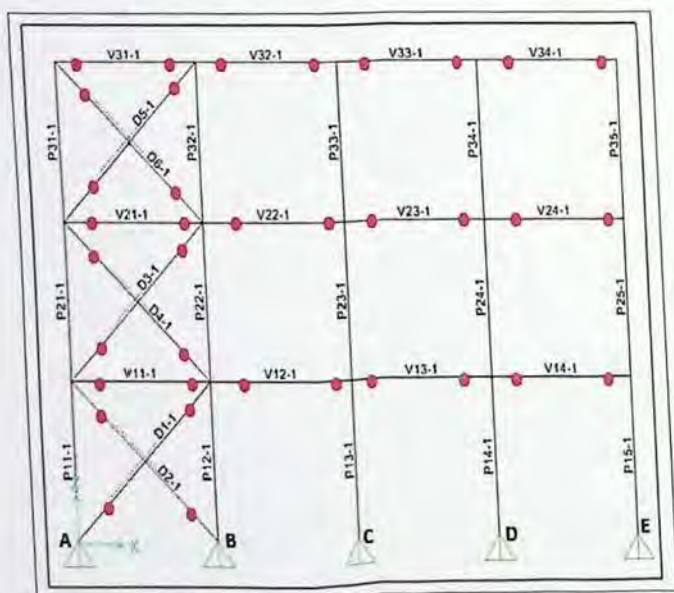


Figura 2.9: Modelación marco arriostrado en Sap2000 v15.

### CAPÍTULO III

## RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO SEGÚN LA NCh2369. Of 2003[INN-Chile]

Se entregan los resultados obtenidos del análisis lineal elástico realizado con la NCh2369, Of 2003[INN-Chile], indicando el periodo fundamental de la estructura y su corte basal de diseño, las reacciones que se producen en los apoyos, los desplazamientos, las fuerzas axiales y momento de cada elemento.

### 3.1 Periodo fundamental de la estructura y corte basal.

El periodo fundamental de la estructura coincide con el que posee mayor masa trasnacional (82% masa) con un periodo de 0.5 [seg]. Ya en el segundo modo se cumple con lo que exige la NCh2369 de poseer al menos el 90% de la masa modal acumulada en el análisis. En la tabla 3.1 y en las imágenes de la figura 3.1 se muestran los tres primeros modos de vibrar con su respectivo periodo y masa traslacional porcentual.

**Tabla 3.1:** Periodo fundamental de la estructura.

Modo	Periodo (T)	% Masa modal	%Masa modal acumulada
1	0.5	82%	82%
2	0.2	16%	98%
3	0.1	1%	99%

Para el cálculo de la masa total se toma un 100% de la carga permanente y un 50% de la sobrecarga (CP+0.5SC), tal como se indica en la NCh2369.Of 2003[INN-Chile], obteniendo del análisis realizado con la combinación CQC un corte basal de 58ton.

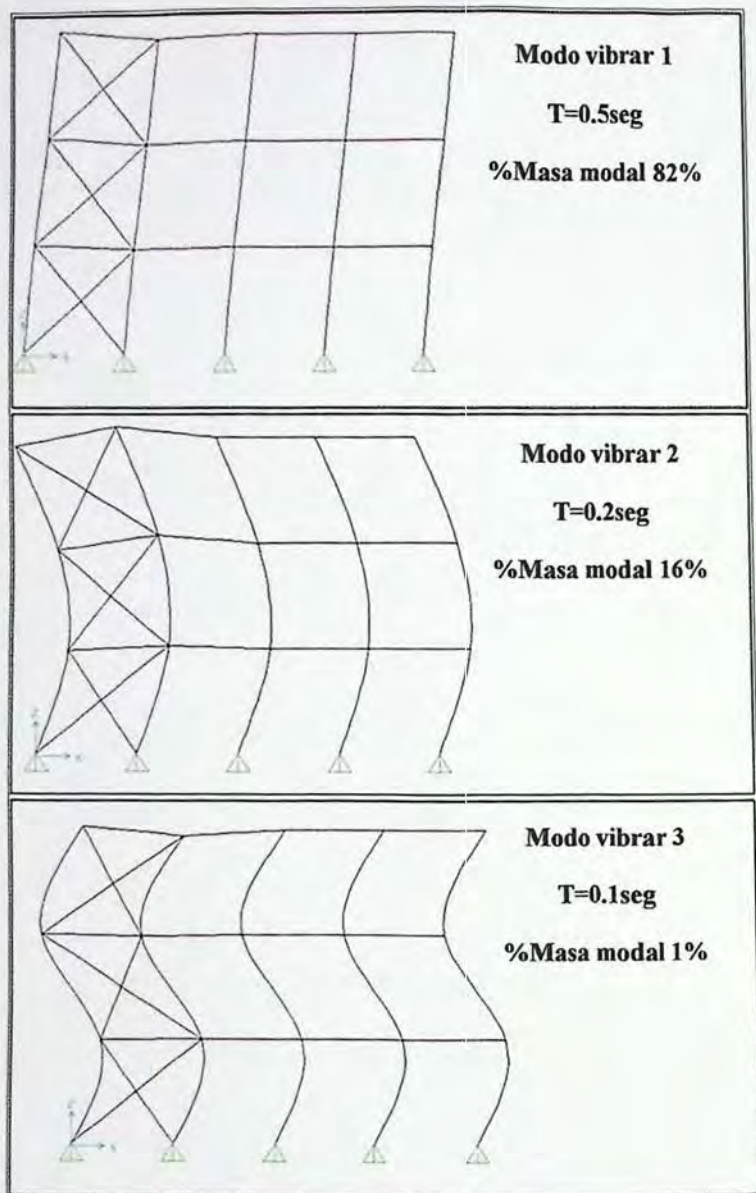


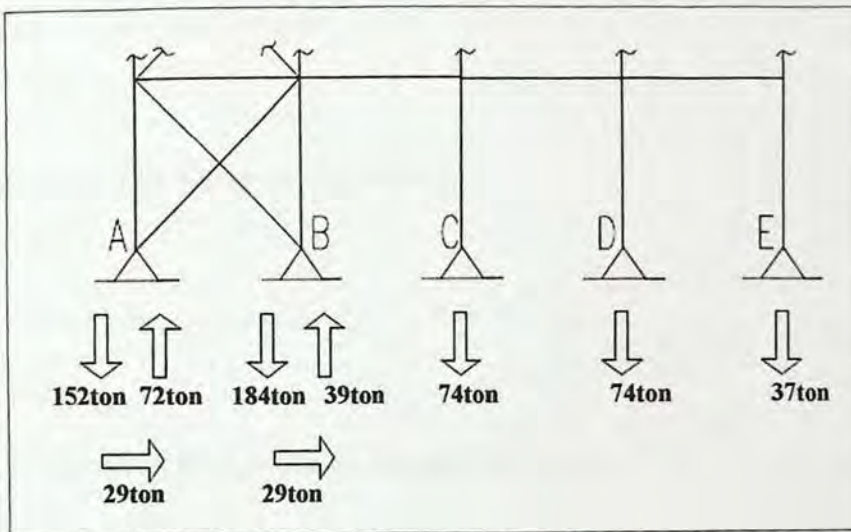
Figura 3.1: Tres primeros modos de vibrar, Sap 2000 V15 [CSI 2011].

### 3.2 Reacciones en los apoyos.

La tabla 3.2 muestra las reacciones en cada apoyo, destacando la mayor tracción y compresión ocurrida en el apoyo A y B respectivamente. La figura 3.2 muestra las reacciones con su sentido.

**Tabla 3.2:** Reacciones en apoyos.

	Reacción (ton)		
	Compresión	Tracción	Corte
<b>A</b>	152	<b>75</b>	29
<b>B</b>	<b>188</b>	40	29
C	74	0	0
D	74	0	0
E	38	0	0



**Figura 3.2:** Reacciones

### 3.3 Deformaciones.

Las deformaciones se estiman con la formula 6-1 de la NCh2369.Of 2003[INN-Chile], donde se considera que los desplazamientos ocurridos con el análisis lineal elástico deben ser amplificados por el factor de modificación de respuesta en conjunto con la razón de  $Q_o$  y  $Q_{min}$ .

La ecuación 6-1 de la NCh2369.Of 2003[INN-Chile] es:

$$d = d_o + R_1 d_d$$

Donde para este caso tenemos:

$D_o = 0$  (Desplazamiento producto de sobrecarga y carga permanente)

$d_d =$  Deformación producto de la acción sísmica la que se obtiene del análisis

$$R_1 = R * \frac{Q_o}{Q_{min}}$$

Como

$$\frac{Q_o}{Q_{min}} > 1$$

este valor no se toma en cuenta teniendo así que:

$$R_1 = R = 5$$

La deformada de la estructura es:

$$d = 5d_d$$

En los desplazamientos máximos son tabulados en la tabla 3.3.

**Tabla 3.3:** Desplazamientos por niveles.

Nivel	Desplazamiento (mm)	Altura de piso (mm)	Desplazamiento relativo
	$d = 5 * d_d$		$\Delta i / H_i$
1	32	4000	0.008
2	65	8000	0.008
3	98	12000	0.008

### 3.4 Fuerza axial en los elementos.

La figura 3.3 muestra el diagrama de fuerzas axiales, señalando en la tabla 3.4 la magnitud de fuerza para pilares y en tabla 3.5 para diagonales. La compresión mayor en pilares se obtiene el P12-1 y la tracción en el P11-1 para las diagonales, la compresión y la tracción más grandes ocurren en la D1-1 y D2-2.

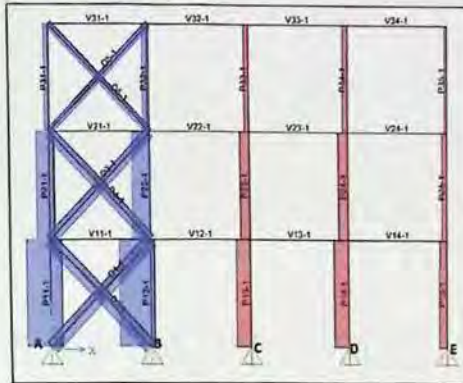


Figura 3.3: Diagrama de fuerza axial.

Tabla 3.4: Resistencia axial requerida en pilares.

	Demanda (Ton)	
	Compresión	Tracción
P11-1	122	53
P12-1	156	20
P13-1	74	0
P14-1	74	0
P15-1	37	0
P21-1	68	23
P22-1	92	0
P23-1	49	0
P24-1	49	0
P25-1	25	0
P31-1	24	2
P32-1	36	0
P33-1	24	0
P34-1	24	0
P35-1	12	0

Tabla 3.5: Resistencia axial requerida en diagonales.

	Demanda (Ton)	
	Compresión	Tracción
D1-1	41	26
D2-1	41	26
D3-1	32	24
D4-1	32	24
D5-1	20	16
D6-1	20	16

### 3.5 Flexión y corte en vigas.

Al tener conexiones simples las vigas quedan simplemente apoyadas generando momentos iguales, producidos por la carga permanente más la sobrecarga. En la figura 3.4 y figura 3.5 se muestran la magnitud de momento (12ton\*m) y corte (12ton) respectivamente. En los demás elementos se desprecian por ser muy pequeños.

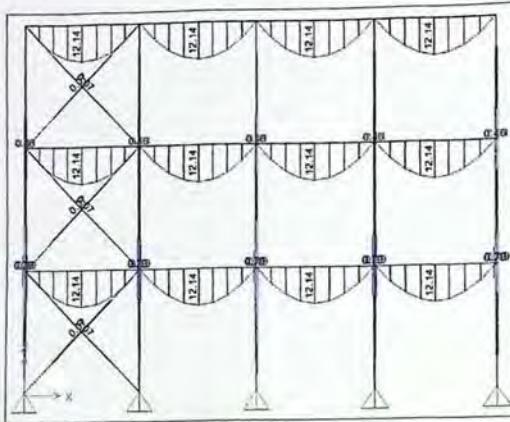


Figura 3.3: Diagrama de momentos.

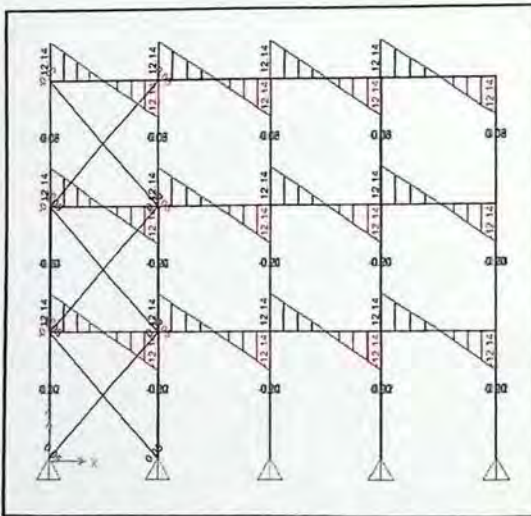


Figura 3.5: Diagrama de corte.

## CAPÍTULO IV VERIFICACIÓN DE DISEÑO

### 4.1 Corte basal de diseño ( $Q_0$ ).

De la ecuación 5-8 de la NCh2369.Of 2003[INN-Chile], se obtiene que el corte mínimo de diseño es igual a:

$$Q_{\min} = 0.25 I \frac{A_0}{g} P$$

Donde los parámetros fueron mostrados en el capítulo 2.3.1.

El corte máximo queda limitado en el espectro de diseño por el coeficiente sísmico máximo ( $C_{\max}=0.23$ ).

$$Q_{\max} = C_{\max} I P$$

En la Tabla 4.1 se presenta un cuadro resumen de los cortes basales obtenidos con el porcentaje de peso que representan.

**Tabla 4.1:** Resumen cortes basales.

	Masa total (Ton)	$Q_0$ (Ton)	$Q_{\min}$ (Ton)
	250	50	25
% Masa	-	23	10

Como el corte basal  $Q_0$  es mayor que el corte mínimo  $Q_{\min}$ , no se debe aplicar un factor de modificación de respuesta adicional.

#### 4.2 Deformación.

Según la NCh2369.Of 2003[INN-Chile], en el capítulo 6.3 la estructura clasifica como *otras estructuras* debiendo cumplir que las deformaciones no excedan el valor obtenido con la ecuación 6-7 igual a:

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

donde h es la altura entre piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma diagonal.

Las deformaciones son tabuladas en la tabla 4.2, en conjunto con los desplazamientos permitidos para cada nivel, conociendo así que el desplazamiento de la estructura esta dentro del rango que exige la norma teniendo una diferencia porcentual que va desde el 46% y como la deformación es menor que 0.015h la NCh2369.Of 2003[INN-Chile] permite que los efectos de segundo orden sean despreciados.

Tabla 4.2: Desplazamiento de nudos.

Nivel	Nudo desplazado	Desplazamiento (mm)		Diferencia Porcentual
		Horizontal		
		$d=5*d_a$	0.015h	
1	$\Delta_1$	32	60	46%
2	$\Delta_2$	65	120	46%
3	$\Delta_3$	98	180	46%

### 4.3 Pilares.

En el cálculo de los pilares se utilizan las cargas de diseño más desfavorables, luego en un proceso de iteración se escoge la sección que cumpla con la resistencia requerida. El cálculo se realiza con el AISC 360-10.

Las fuerzas axiales máximas, son mostradas en la tabla 4.3 y serán usadas para la verificación de pilares.

**Tabla 4.3:** Resistencia requerida máxima en pilares

Resistencia Máximas	
Compresión (Ton)	Tracción (Ton)
156	53

#### 4.3.1 Compresión del Pilar.

En la sección 2.5.2.1 se calcula que la esbeltez del eje Y ( $\lambda_y = 60$ ) menor que  $1.5\sqrt{E/F_y}$ , es la que contrala la resistencia del elemento ocupando para el cálculo de la tensión crítica la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = (0.658)^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)} F_y = (0.658)^{\left(\frac{2700}{F_e}\right)} 2700$$

la tensión elástica de pandeo ( $F_e$ ) se obtiene de:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 2.1E6}{60^2} = 5757 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

entonces la tensión crítica a compresión del pilar se calcula como:

$$F_{cr} = (0.658)^{\left(\frac{2700}{5757}\right)} 2700 = 0.82 * 2700 = 82\%F_y = 2219 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la imagen de la figura 4.1 se muestra el gráfico de tensión crítica de esbeltez señalando los datos de la esbeltez, tensión del pilar y el límite impuesto por la NCh2369.Of 2003[INN-Chile].

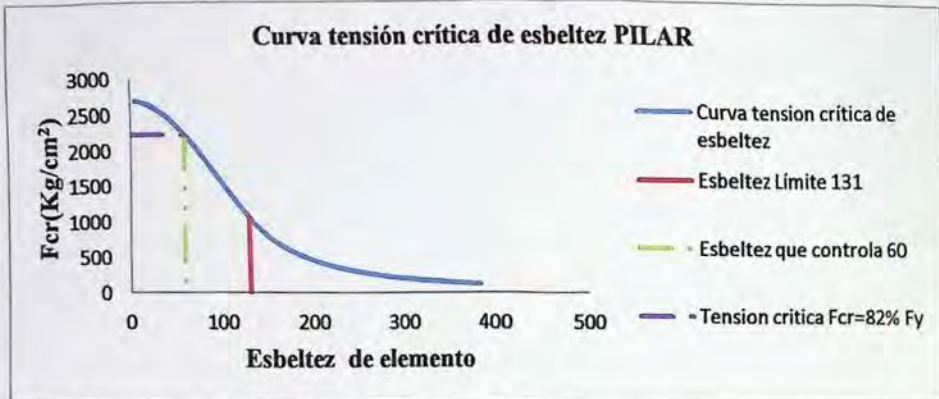


Figura 4.1: Curva tensión crítica de esbeltez en pilar.

#### 4.3.2 Resistencia admisible de compresión.

En el capítulo E del AISC 360-10 y ocupando el método de la resistencia admisible se tiene que:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_{cr} A_g}{\Omega} = \frac{321}{1.67} = 192 \text{Ton} \geq P_a = 156 \text{ton}$$

Cumple a la compresión.

#### 4.3.3 Resistencia admisible a tracción.

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{A_g F_y}{1.67} = 234 \text{ton} \geq P_a = 53 \text{ton}$$

Cumple a tracción

#### 4.4 Vigas.

Del análisis se obtiene el momento y corte máximo requerido de las vigas mostradas en la tabla 4.4.

**Tabla 4.4:** Momento y corte máximo requerido en Vigas.

Momento y corte máximo	
Corte (ton)	Flexión (ton*m)
12	12

##### 4.4.1 Flexión.

En capítulo 2.5.2.1 se calculó que el ala y el alma son compactas, el AISC 360-10 señala que se debe considerar la sección F2 de la tabla notas F1.1 debiendo analizar los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional.

##### 4.4.2 Fluencia.

Para el límite de fluencia el momento nominal es.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 2.7 * 925 = 2496 \text{ton} * \text{cm} = 25 \text{ton} * \text{m}$$

#### 4.4.3 Pandeo lateral torsional.

Se compara la longitud máxima no arriostrada de la viga para verificar si se debe considerar el pandeo lateral torsional.

Asumiendo que las vigas secundarias están a una distancia máxima de 2 metros, la distancia máxima sin arriostrar es:

$$L_b = 200 \text{ cm}$$

La distancia máxima sin arriostras para no considerar el pandeo lateral torsional está definida por  $L_p$  que se calcula como:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 6.33 \sqrt{\frac{2.1E6}{2700}} = 310.7 \text{ cm}$$

Como  $L_b = 200\text{cm} < L_p = 310\text{cm}$  no aplica el pandeo lateral torsional.

Controla la fluencia y la resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = 25\text{ton} * \text{m}$$

y el momento admisible debe cumplir que:

$$\frac{M_n}{\Omega} = \frac{25}{1.67} = 15\text{ton} \geq M_a = 12\text{ton} * \text{m}$$

Cumple resistencia a flexión.

#### 4.4.4 Resistencia admisible al corte.

El corte nominal está dado por la siguiente ecuación entregada por el capítulo G del AISC-360:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

donde:

$$\frac{h}{t_w} = 27.8 < 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.1 \sqrt{\frac{5 * 2.1E6}{2700}} = 69$$

lo que implica que:

$$C_v = 1$$

la resistencia nominal es:

$$V_n = 0.6 * 2700 * (22.2 * 0.8) * 1 = 28771 \text{kg} = 29 \text{ton}$$

se debe cumplir que:

$$\frac{V_n}{\Omega} = \frac{29}{1.67} = 18 \text{ton} < P_a = 12 \text{ton}$$

Cumple al corte.

#### 4.5 Diagonales.

Al igual que el pilar para el cálculo de la sección de diagonales se utilizan las resistencias de diseño más desfavorables, luego en un proceso de iteración se calcula la que cumpla con el límite de esbeltez y la resistencia requerida por análisis. En la tabla 4.5 se muestran las resistencias requeridas máximas en diagonales.

**Tabla 4.5:** Resistencia requerida máxima en diagonales

Demandas Máximas Pa	
Compresión (ton)	Tracción (ton)
41	26

##### 4.5.1 Resistencia admisible a compresión.

En la sección 2.5.3.1 se comprobó que la esbeltez del elemento que contrala es la del eje Y, siendo menor que  $1.5\sqrt{E/F_y}$ , calculando la tensión crítica con siguiente ecuación:

$$F_{cr} = (0.658)^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)} F_y = (0.658)^{\left(\frac{2700}{F_e}\right)} 2700$$

La tensión elástica de pandeo es:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 2.1E6}{92^2} = 2474 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

la tensión crítica es:

$$F_{cr} = (0.658)^{\left(\frac{2700}{2474}\right)} 2700 = 0.63 * 2700 = 63\% F_y = 1709 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

la resistencia nominal a la compresión es igual a:

$$P_n = F_{cr} A_g = 72 \text{ton}$$

se debe cumplir que:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{72}{1.67} = 43.0 \text{ ton} \geq 40.8 \text{ ton}$$

Cumple resistencia a compresión.

En el siguiente gráfico de la figura 4.2 se muestra la curva de tensión crítica de esbeltez señalando los parámetros pertenecientes a las diagonales en donde podemos notar que la esbeltez que controla al elemento está bastante próxima a la esbeltez límite logrando tomar solo un 63% del límite de fluencia como esfuerzo crítico.



Figura 4.2: Curva de tensión crítica esbeltez en diagonales.

#### 4.5.2 Tracción de diagonales.

Resistencia nominal es:

$$P_n = A_g F_y = 114 \text{ ton}$$

se debe cumplir que:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{A_g F_y}{1.67} = 68 \text{ ton} \geq P_a = 26 \text{ ton}$$

Cumple tracción requerida.

#### 4.6 Diseño de pernos de anclajes.

En la figura 4.3 se muestra una conexión en la cual las tuercas permiten que el perno pueda tomar tracción. La compresión es tomada por el perfil transmitiéndosela a la placa y de la placa al pedestal de hormigón. El corte es tomado en su totalidad por la placa de corte que para este estudio no tiene implicancia.

Es por este motivo que en el cálculo de los pernos de anclaje se utiliza sólo la reacción que tiene la mayor sollicitación de tracción con una magnitud de 72ton.



**Figura 4.3:** Imagen referencial pernos de anclajes.

#### 4.6.1 Área requerida

$$\frac{R_a}{\Omega} = \frac{A_b F_y}{1.67} \geq P_a = 72 \text{ ton}$$

Despejando el área de los pernos ( $A_b$ ) se tiene:

$$A_b \geq \frac{1.67 * 72}{F_y} = \frac{1.67 * 72}{2.7} = 45 \text{ cm}^2$$

siendo esta el área total de los pernos

escogiendo pernos de  $1\frac{1}{8}$  de pulgada se tiene un área de  $6.1 \text{ cm}^2$ .

Al dividir el área total por el área del perno se obtiene la cantidad de pernos (n) igual a:

$$n = \frac{45}{6.1} = 7.4$$

Como el número de pernos que da no es cerrado se escogen 8 pernos de  $1\frac{1}{8}$  de pulgada cuya elevación y planta de distribución se muestran en la figuras 4.4 y 4.5 respectivamente.

Teniendo una resistencia nominal de:

$$R_n = \frac{8 * 6.1 * 2700}{1000} = 132 \text{ ton}$$

y una resistencia admisible igual a:

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{132}{1.67} = 79 \text{ ton}$$

La NCh2369.Of 2003[INN-Chile] exige que la longitud expuesta del perno de anclaje deba ser como mínimo:

$$8 \text{ veces el diámetro} = 8 * 1\frac{1}{8} * 2.54 = 23 \text{ cm o } 25 \text{ cm}$$

por ende se escoge la mayor de 25cm.

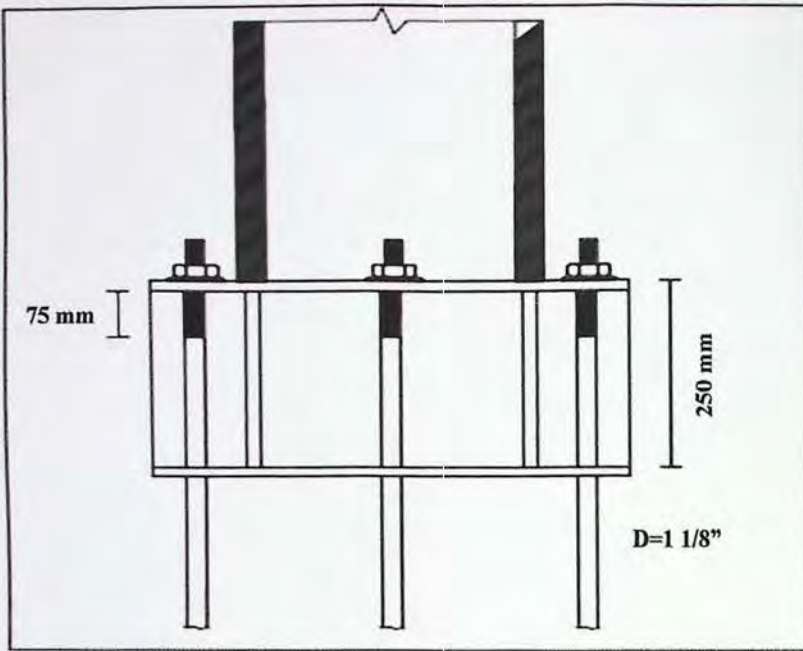


Figura 4.4: Elevación pernos de anclajes.

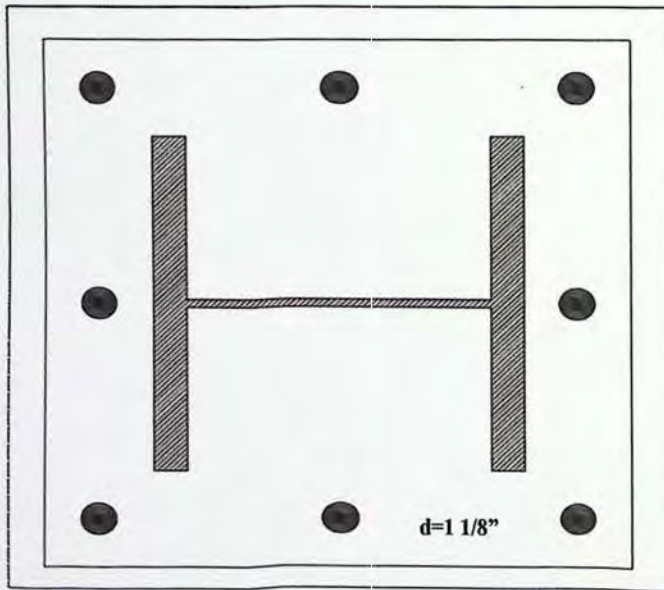


Figura 4.5: Distribución en plata de pernos de anclajes.

#### 4.7 Factores de utilización.

Para saber cuáles son los elementos más ajustados en el diseño se calcula el factor de utilización (F.U), el que se obtiene dividiendo la resistencia requerida en la resistencia admisible.

$$F.U = \frac{P_a}{P_n/\Omega}$$

En la figura 4.6 se muestran los factores de utilización de pilares, diagonales y pernos indicando la compresión con signo negativo (-) y tracción con positivo (+). Los valores de F.U cercanos a la unidad son los que están más ajustados al diseño. Los F.U para las vigas no son mostrados al no ser afectadas por la acción sísmica.

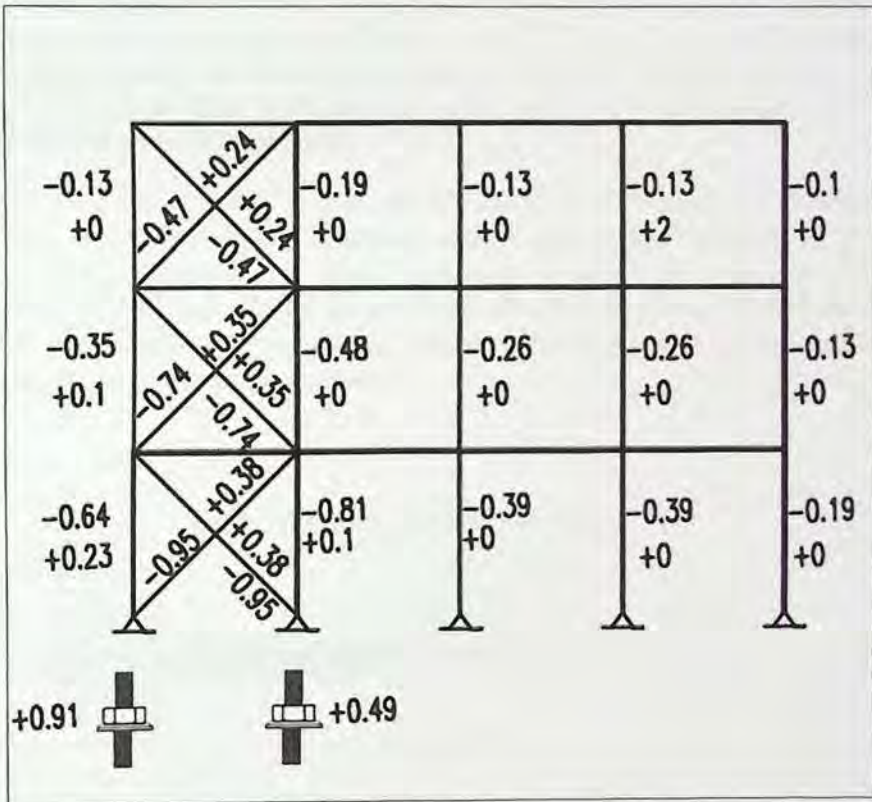


Figura 4.6: Factores de utilización, compresión (-) y tracción (+).

## CAPÍTULO V ANÁLISIS NO LINEAL

Para tener características geológicas cercanas a las utilizadas en el cálculo del espectro de diseño definido en la NCh2369.Of 2003[INN-Chile] se escoge el registro del terremoto del 27 de Febrero del 2010 ocurrido en la ciudad de Concepción componente 1 -L-. Este registro se muestra en la figura 5.1. El rectángulo presente en el gráfico indica el registro cuyo tramo será considerado.

El tramo considerado es entre los 0 y 27 segundos, siendo este rango en el que se presentan las mayores aceleraciones con una máxima de 0.4g, esto se hace para poder reducir los datos ingresados al programa obteniendo un tiempo de proceso computacional menor.

Para incluir la carga permanente y la sobrecarga en la estructura en función tiempo se utiliza la gráfica que es mostrada en la figura 5.2 donde el eje de las ordenadas indica la magnitud por cual serán multiplicadas las cargas y en la abscisa el tiempo en segundos. La estructura se carga de forma paulatina para simular una fuerza constante antes de que empiece actuar el sismo de forma severa.

En primera instancia el análisis se hace con el registro actuando sobre la estructura en forma lineal para poder comparar los desplazamientos con el análisis modal y ver si los resultados son consistentes. En segunda instancia se realiza el análisis no lineal considerando la incursión no lineal de los pilares, pernos y diagonales, ya que son los elementos que podrían entrar en el rango inelástico, debido a que la fuerza de diseño utilizada es para resistir un sismo reducido.



Figura 5.1: Registro del 27 de febrero de 2010 en Concepción-componente 1 -L-.

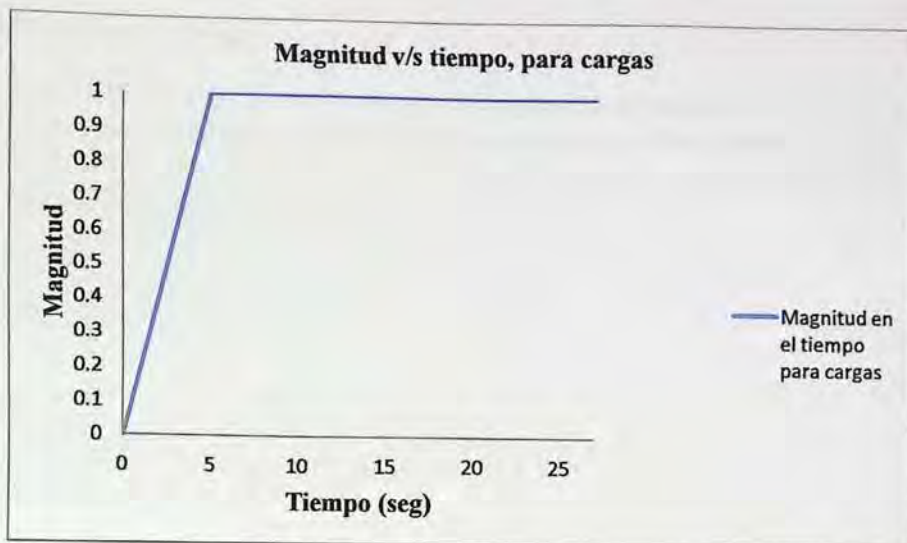


Figura 5.2: Magnitud en el tiempo para cargas.

### 5.1 Respuesta lineal del análisis tiempo-historia.

Ingresado el registro acotado y las cargas se procede a realizar el análisis lineal obteniendo los siguientes desplazamientos de piso señalados en la tabla 5.1, también se muestran los producidos por el espectro de diseño amplificado por el factor R y la diferencia porcentual que existe entre ambos, notando que son consistentes y la diferencia es sólo de 15%, verificando que el registro corresponde al tipo de suelo que se utiliza en el diseño.

Tabla 5.1: Desplazamiento con espectro de diseño y registro.

Nivel	Asignación	Desplazamiento (mm)		
		$d = 5 \cdot d_d$	Registro	Diferencia %
1	$\Delta_1$	32	37	15%
2	$\Delta_2$	65	74	12%
3	$\Delta_3$	98	107	9%

## 5.2 Análisis no lineal.

En la modelación de los pernos de anclaje se escoge una sección y se le coloca un cacho rígido lateral de manera que no afecte el comportamiento de la superestructura, un ejemplo ilustrativo es señalado en la figura 5.3 en donde se muestra que cuando se desplaza la estructura, los pernos no interfieren.

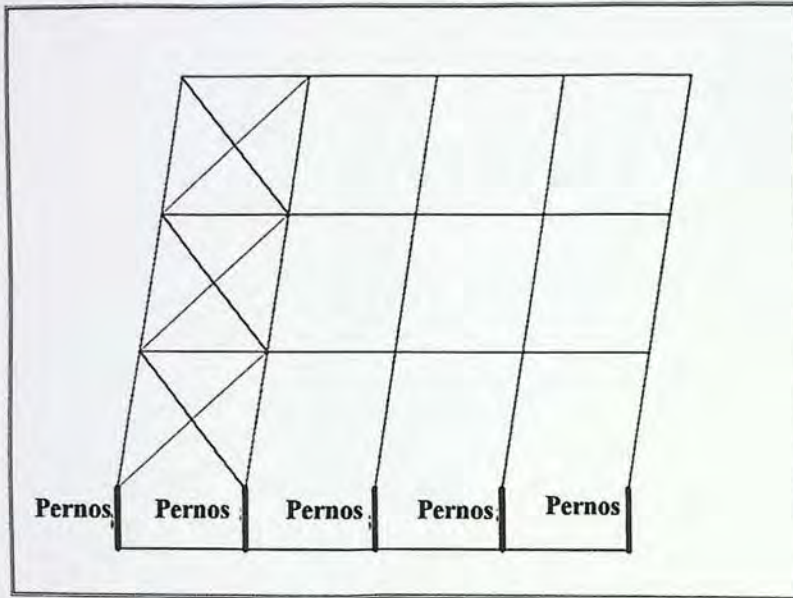
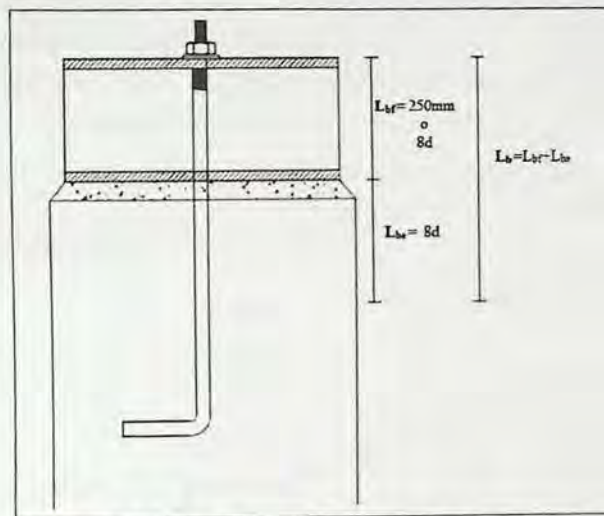


Figura 5.3: Aumento de rigidez a pernos.

Para saber las deformaciones que posee el perno se necesita el largo que este trabajando libremente en tracción y como la mayor parte esta embebida en el hormigon, se requiere estimar cuanto es el largo adecuado a considerar.

Modelaciones hechas a través de elementos finito, demostraron que el largo considerado como libre ( $L_{bf}$ ) dentro del hormigon equivale aproximadamente a 8 veces el diámetro (Wald, Sokol, Jaspas, 2008) y como la norma exige un mínimo de longitud expuesta de perno se tiene que el largo efectivo en tracción ( $L_b$ ) es:

$L_b = L_{bf} + L_{be}$  mostrada en la figura 5.4.



**Figura 5.4:** Longitud efectiva de pernos de anclaje en tracción.

La longitud efectiva del perno en tracción ( $L_b$ ), en este caso es:

$$L_b = L_{bf} + L_{be}$$

siendo  $L_{bf} = 250\text{mm}$  (Longitud expuesta del perno por norma)

$$L_{be} = 8d = 8 * (1 + 1/8) * 2.54 = 22.9\text{cm} = 229\text{mm} \text{ (Longitud embebida)}$$

$$\text{implica } L_b = 250 + 229 = 479\text{mm}$$

Aproximadamente para la modelación se toma el largo efectivo del perno en tracción como 500mm.

### Elemento en tracción.

La modelación en tracción para pernos, diagonales y pilares queda definida por una simplificación de la curva típica de tensión deformación del acero de calidad A27 es mostrada en la figura 5.5, donde el límite de proporcionalidad y el límite de fluencia son iguales y ocurren a una deformación unitaria ( $\epsilon_y$ ) en porcentaje de:

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E} = \frac{2700}{2.1 \times 10^6} * 100 = 0.13\%$$

con una tensión de fluencia de  $2700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , la meseta de fluencia empieza ocurrir inmediatamente después de este límite, con tensión y fuerza constante, hasta llegar a una deformación máxima de 10 veces la deformación de fluencia, es decir  $\epsilon_y=1.3\%$ , se traza una línea recta que llegue hasta el límite de rotura con esfuerzo de  $4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  tomando que el corte ocurre en el perno cuando llegue al 20% de la deformación.

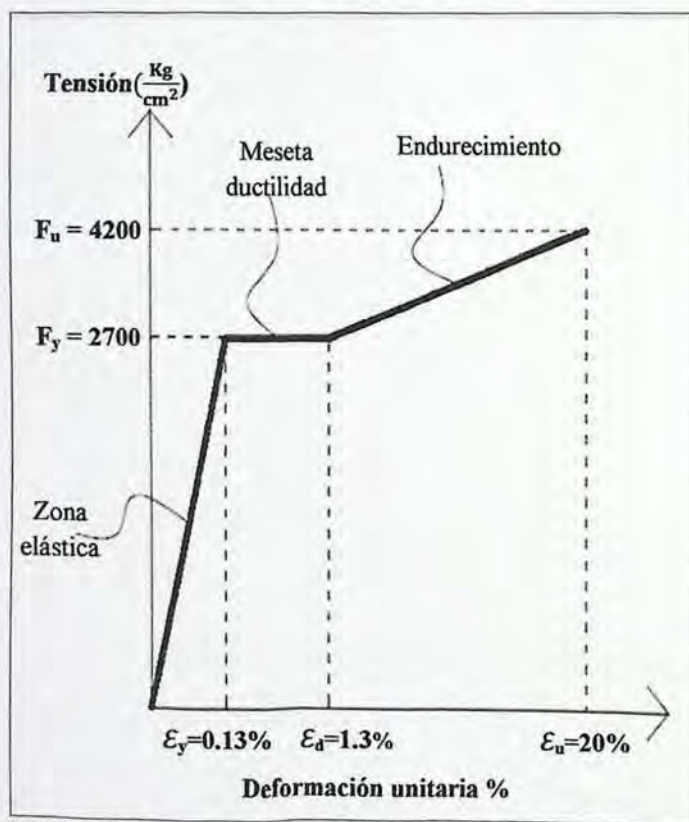


Figura 5.5: Curva simplificada tensión-deformación del acero.



### 5.2.1 Pernos.

Se considera que todos los pernos trabajan en tracción al mismo tiempo con una resistencia límite de fluencia de 138ton y deformación de:

$$\delta_y = \epsilon_y L = 0.0013 * 500 = 0.7mm$$

hasta llegar a la deformación máxima de la meseta de ductilidad igual:

$$\delta_d = \epsilon_d L = 0.013 * 500 = 7mm$$

el corte del perno ocurre a una resistencia máxima de:

$$P_n = A_b F_u = \frac{8 * 6.1 * 4200}{1000} = 205ton$$

y deformación de rotura de:

$$\delta_u = \epsilon_u L = 0.2 * 500 = 100mm$$

La figura 5.7 muestra la curva resistencia deformación usada para el perno

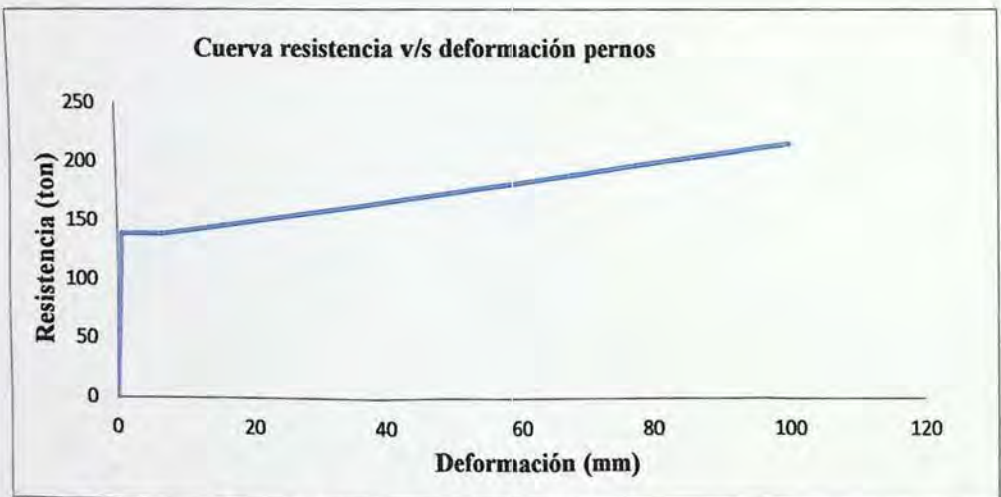


Figura 5.7: Curva Resistencia v/s Deformación Pernos.

Para este modelo se asume que los pernos toman la tensión continuamente sin recibir el impacto, no considerando que una vez que se produzca la deformación no lineal el perno quedará con una deformación remanente, para que vuelvan a tomar tracción, la placa se debe levantar mas allá de esta deformación pudiendo producir una fuerza por impacto tal como se muestra en la figura 5.8.

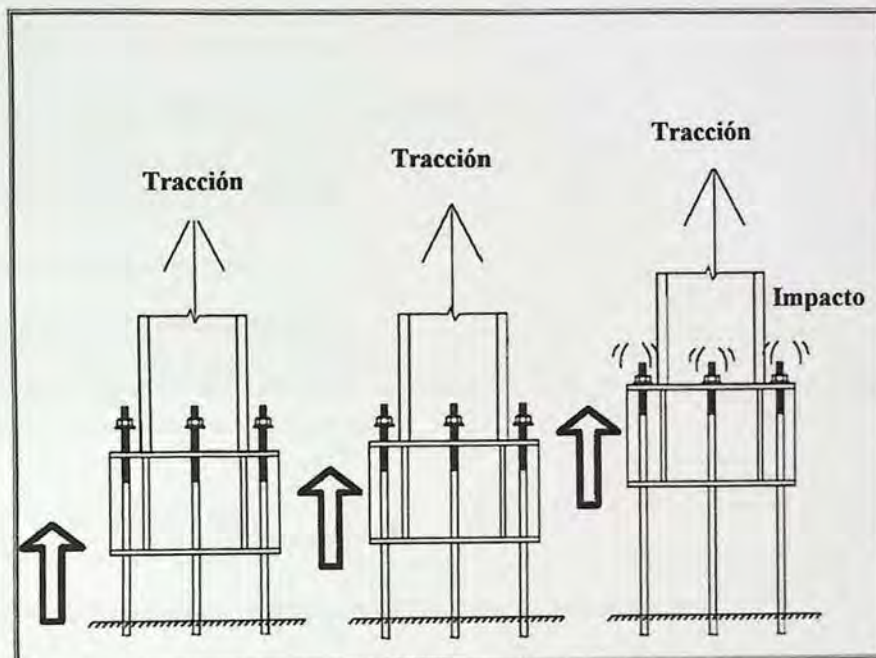


Figura 5.8: Fuerza por impacto en pernos.

### 5.2.2 Diagonales.

Para modelar las no linealidades de las diagonales, se consideran dos partes, la primera es cuando el elemento esta en tracción teniendo una resistencia de fluencia de 114ton y una deformación de:

$$\delta_y = \varepsilon_y L = 0.0013 * 2830 = 4mm$$

hasta llegar a la deformación máxima de la meseta de ductilidad igual:

$$\delta_d = \varepsilon_d L = 0.013 * 2830 = 40mm$$

el corte del perno ocurre a una resistencia máxima de:

$$P_n = A_b F_u = \frac{88 * 4200}{1000} = 370ton$$

y deformación de rotura de:

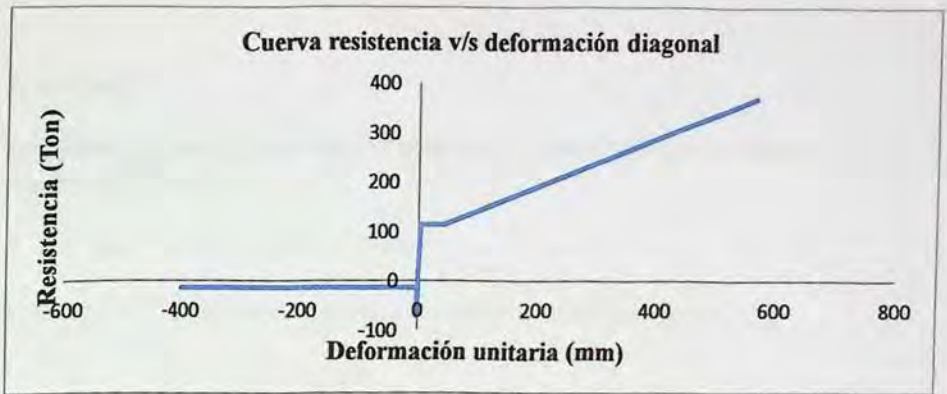
$$\delta_u = \varepsilon_u L = 0.2 * 2830 = 566mm$$

La segunda parte cuando esté sometida a compresión se tendrá un resistencia crítica de pandeo igual a 72ton y una deformación de

$$\delta_{cr} = \frac{P_{cr} L}{AE} = \frac{72000 * 283}{88 * 2.1E6} = 0.1cm = 1mm$$

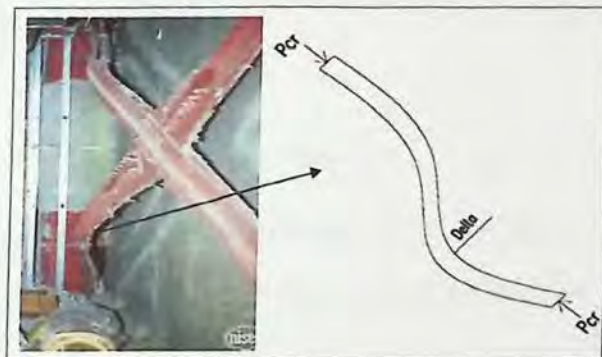
tomando inmediatamente el  $20\%F_{cr}=0.2*72=14ton$  de forma constante.

La figura 5.9 muestra la curva resistencia deformación usada para la diagonal.



**Figura 5.9:** Resistencia deformación para diagonales.

En las diagonales se desprecian los efectos de segundo orden que provienen de la curvatura de la de la diagonal ya que al ser un perfil robusto la curvatura es pequeña, el que es mostrado en la figura 5.10 y donde la imagen de la izquierda se extrae del libro Diseño Sísmico de Construcciones de Acero.



**Figura 5.10:** Pandeo de diagonal.

### 5.2.3 Pilares.

Para pilares, cuando estén en tracción tendrán una resistencia límite de fluencia de 391ton con una deformación de:

$$\delta_y = \epsilon_y 4000 = 0.0013 * 4000 = 5.2mm$$

hasta llegar a la deformación máxima de la meseta de ductilidad igual:

$$\delta_d = \epsilon_d L = 0.013 * 4000 = 52mm$$

corte del perno:

$$P_n = A_b F_u = \frac{1.45 * 4200}{1000} = 609ton$$

y deformación de rotura:

$$\delta_u = \epsilon_u L = 0.2 * 4000 = 800mm$$

cuando esté sometida a compresión se tendrá un resistencia crítica de pandeo igual a 321ton y una deformación de:

$$\delta_{cr} = \frac{P_{cr} L}{AE} = \frac{321000 * 400}{145 * 2.1E6} = 0.42cm = 4.2mm$$

tomando inmediatamente el 20% $F_{cr}=0.2*321=64ton$  de forma constante.

La figura 5.11 muestra la curva resistencia deformación usada para pilares.

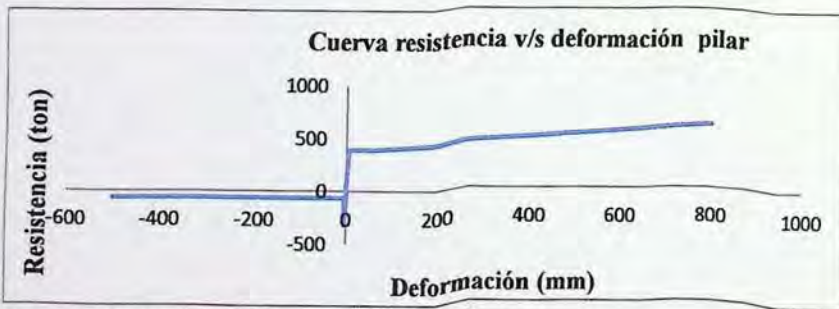


Figura 5.11: Resistencia deformación para pilares.

### 5.3 Resultados obtenidos.

#### 5.3.1 Reacciones.

Las reacciones son mostradas en la figura 5.12.

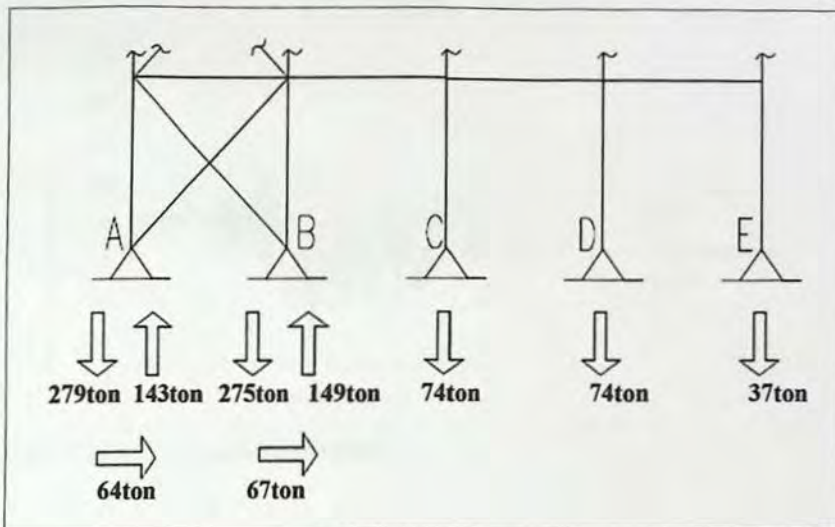


Figura 5.12: Reacciones del análisis no lineal.

### 5.3.2 Desplazamiento de techo.

En el gráfico de la figura 5.13 se muestra el desplazamiento de techo, en conjunto con el límite que exige la norma el cual se obtiene de multiplicar los 0.015 que exige por la altura de 12000mm.

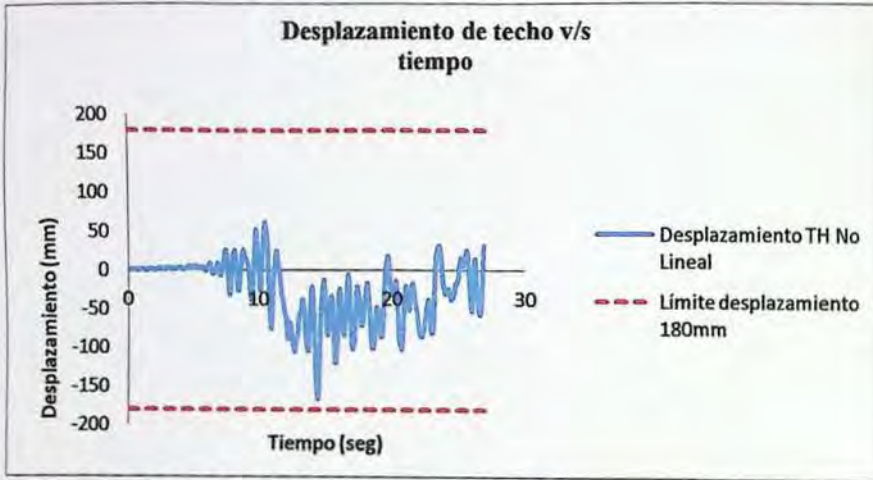


Figura 5.13: Desplazamiento de techo.

La figura 5.14 muestra el desplazamiento de techo en conjunto con el desplazamiento del suelo indicando las no linealidades que ocurren en el tiempo, a los 9.8seg ocurre en los pernos A y en la diagonal D1-1, a los 10.8 en los pernos B y diagonal D2-1, por último en los 14.2seg en la diagonal D3-1. El desplazamiento máximo de techo ocurre a los 14.45seg.

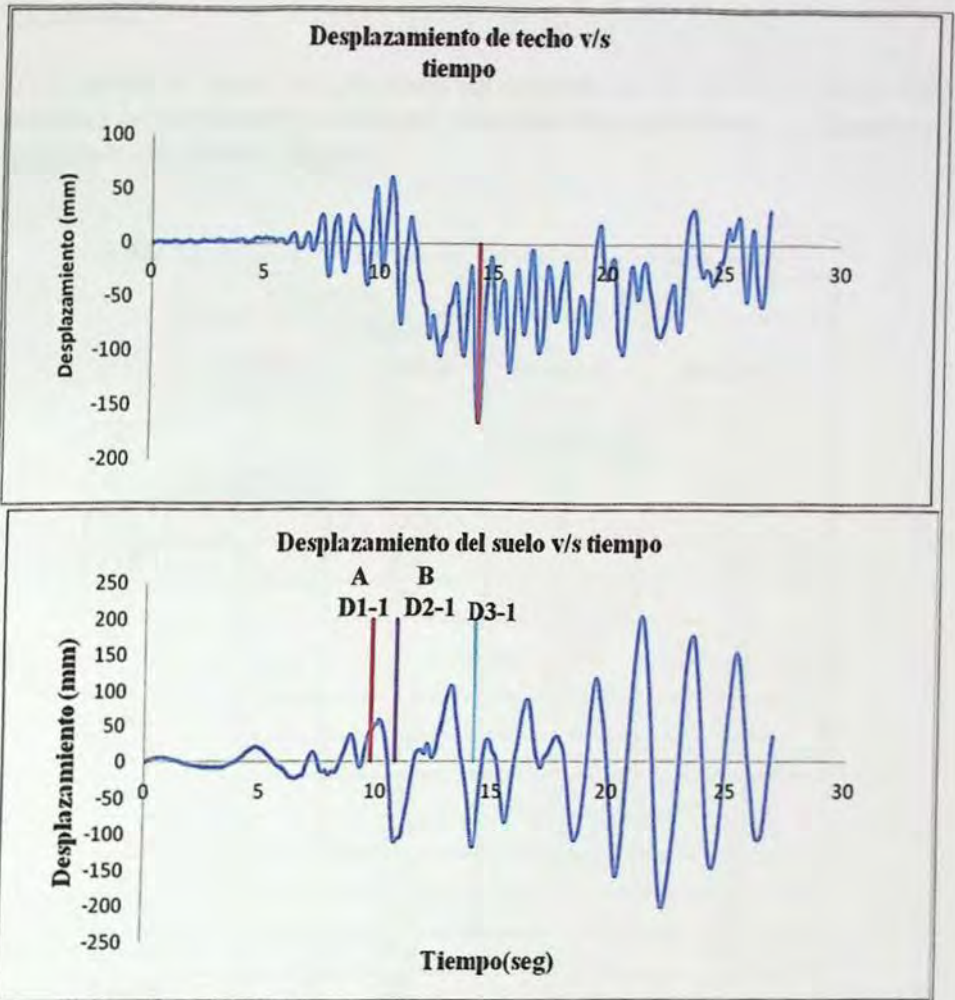


Figura 5.14: Desplazamiento de techo y de piso.

### 5.3.3 Pilares.

Los resultados de fuerza axial en pilares son mostrados en la tabla 5.2 y donde son destacados los mayores valores, tanto para compresión como para tracción, no llegando en ningún caso a la resistencia nominal.

**Tabla 5.2:** Resultado de fuerza axial del análisis no lineal en pilares.

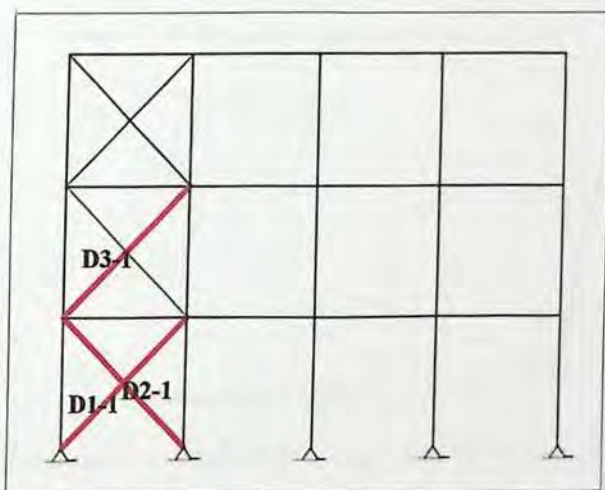
	Compresión		Tracción	
	Demanda (Ton)	Resistencia Nominal (Ton)	Demanda (Ton)	Resistencia Nominal (Ton)
P11-1	268	321	<b>108</b>	355
P12-1	<b>261</b>	321	102	355
P13-1	74	321	0	355
P14-1	74	321	0	355
P15-1	37	321	0	355
P21-1	122	321	58	355
P22-1	137	321	51	355
P23-1	49	321	0	355
P24-1	49	321	0	355
P25-1	25	321	0	355
P31-1	38	321	14	355
P32-1	56	321	11	355
P33-1	24	321	0	355
P34-1	24	321	0	355
P35-1	12	321	0	355

### 5.3.4 Diagonales.

En la tabla 5.3 se muestran los resultados de fuerza axial en diagonales, destacando que las diagonales D1-1 y diagonal D2-1 alcanzan la resistencia nominal en tracción y en compresión y la diagonal D3-1 solo en compresión, produciéndose así las no linealidades en estos elementos señaladas en la figura 5.15.

**Tabla 5.3:** Resultado de fuerza axial del análisis no lineal en diagonales.

	Compresión		Tracción	
	Demanda (Ton)	Resistencia Nominal (Ton)	Demanda (Ton)	Resistencia Nominal (Ton)
D1-1	72	72	113	113
D2-1	72	72	113	113
D3-1	72	72	38	113
D4-1	47	72	61	113
D5-1	43	72	35	113
D6-1	35	72	34	113



**Figura 5.15:** Diagonales que entran en no linealidad.

En la figura 5.16 y 5.17 son mostradas las no linealidades ocurridas en la diagonal D1-1 donde en compresión alcanza el límite de resistencia y posee una deformada máxima de 117mm a una deformación unitaria del 2%, en tracción también se supera el límite elástico llegando solo a la meseta de ductilidad.

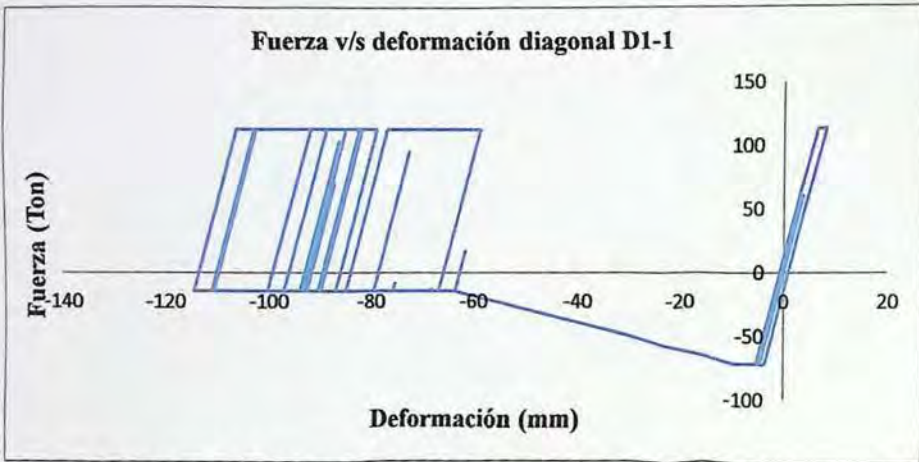


Figura 5.16: No linealidad en diagonal D1-1 fuerza deformación.

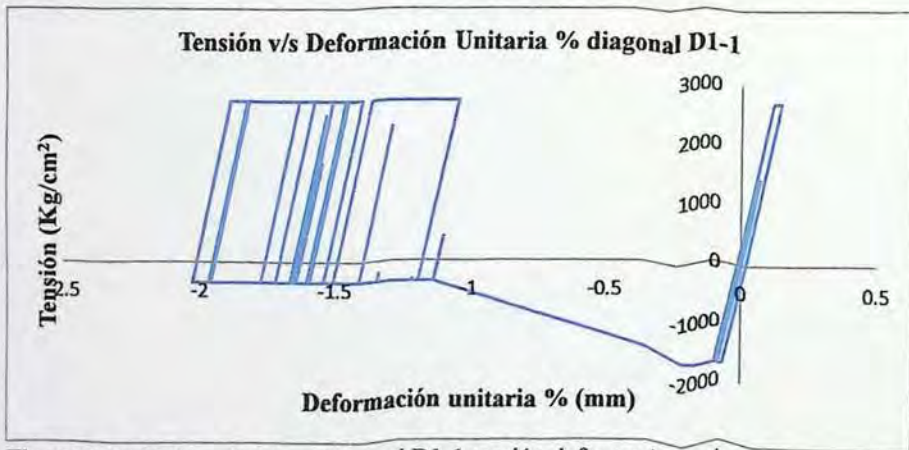


Figura 5.17: No linealidad en diagonal D1-1 tensión deformación unitaria.

En la figura 5.18 y 5.19 son mostradas las no linealidades ocurridas en la diagonal D1-1 donde en compresión alcanza el límite de resistencia y posee una deformación máxima de 115mm a una deformación unitaria del 1.9%, en tracción también se supera el límite elástico llegando sólo a la meseta de ductilidad al igual que la diagonal D1-1.

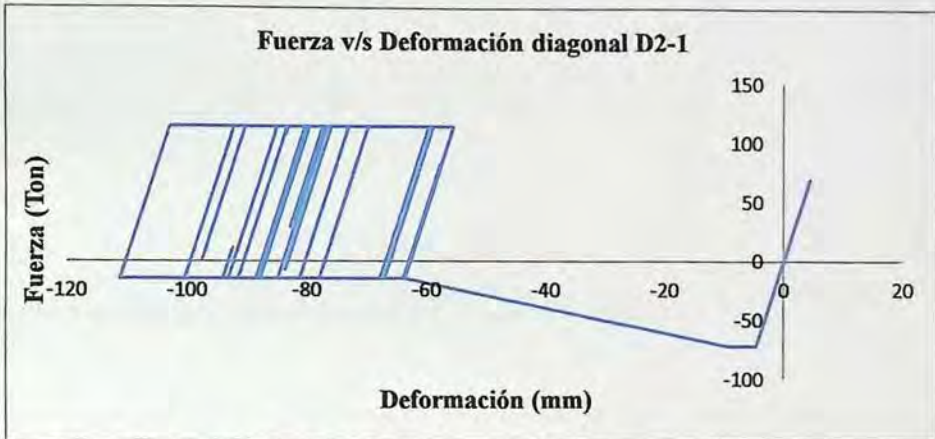


Figura 5.18: No linealidad en diagonal D2-1 fuerza deformación.

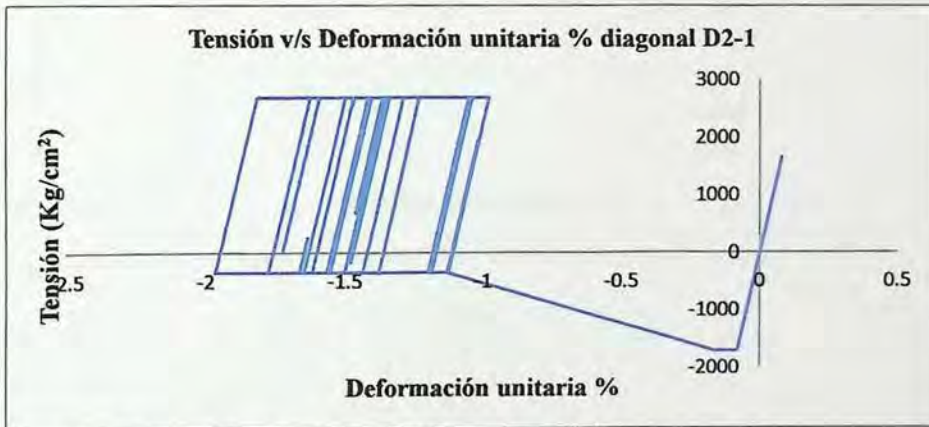


Figura 5.19: No linealidad en diagonal D2-1 tensión deformación unitaria.

La diagonal D3-1 señalada en las figura 5.20 y 5.21 llega sólo al límite nominal de compresión.



Figura 5.20: No linealidad en diagonal D3-1 fuerza deformación.

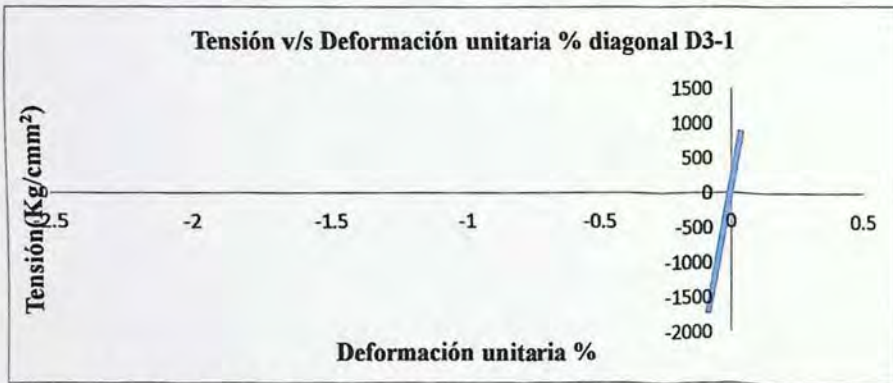


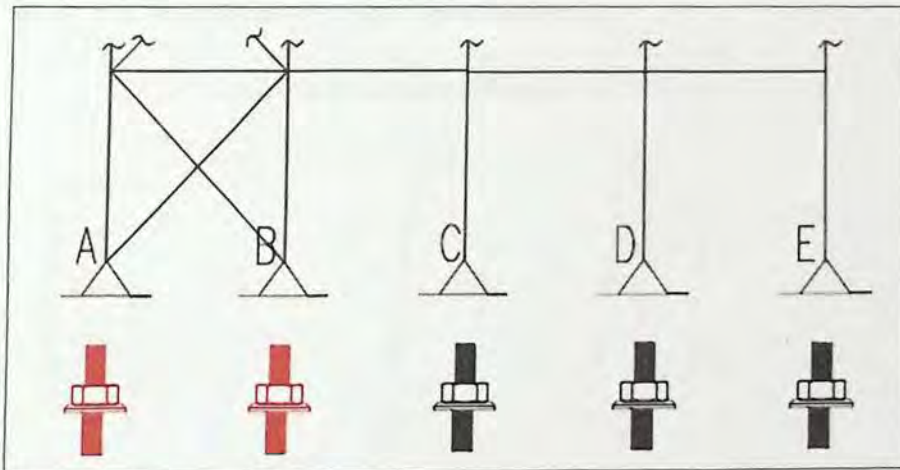
Figura 5.21: No linealidad en diagonal D3-1 tensión deformación unitaria.

### 5.3.5 Pernos.

Los resultados de tracción en pernos son mostrados en la tabla 5.4 y donde se destaca que los pernos A y B son los que superan la resistencia nominal, provocando la no linealidad de estos elementos mostrados en la figura 5.22.

**Tabla 5.4:** Resultado de resistencia del análisis no lineal en pernos.

Tracción		
	Demanda (Ton)	Resistencia Nominal (Ton)
A	143	139
B	149	139
C	0	139
D	0	139
E	0	139



**Figura 5.22:** Pernos que entran en no linealidad.

La figura 5.23 y 5.24 muestran la no linealidad de los pernos A, los que llegan hasta una deformación máxima del 2.3% con una deformación de 11mm a una demanda de 143ton en la zona de endurecimiento.

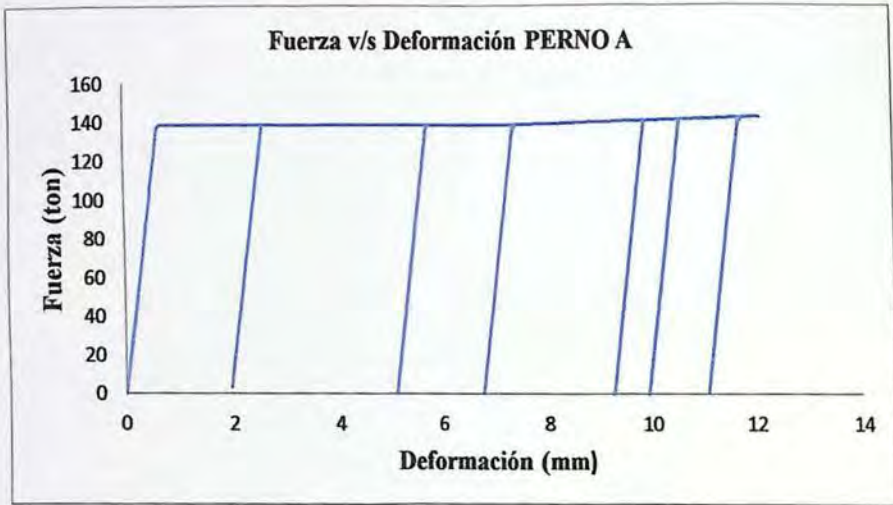


Figura 5.23: No linealidad en pernos A fuerza deformación.



Figura 5.24: No linealidad en pernos A tensión deformación unitaria.

Las no linealidades en pernos B mostrados en la figura 5.25 y 5.26 muestran que la deformación unitaria ocurre al 3.8% con deformación de 3.7mm a una demanda de 149ton en la zona de endurecimiento.

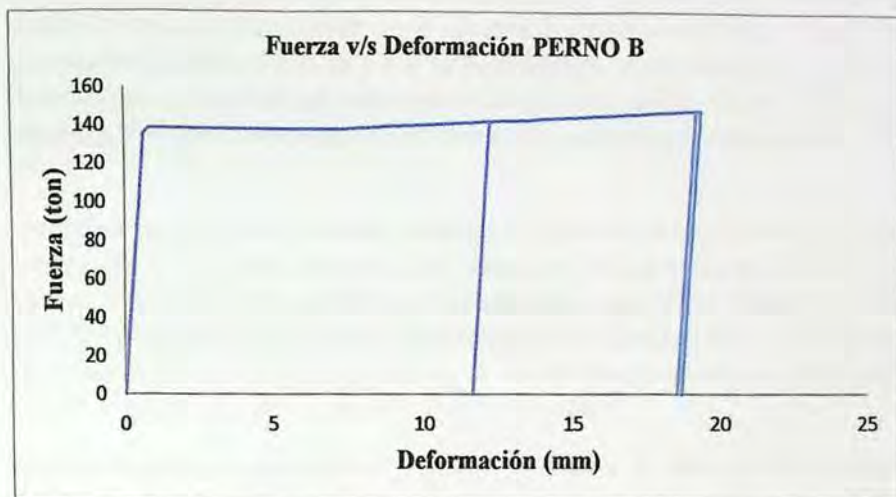


Figura 5.25: No linealidad en pernos B fuerza deformación.

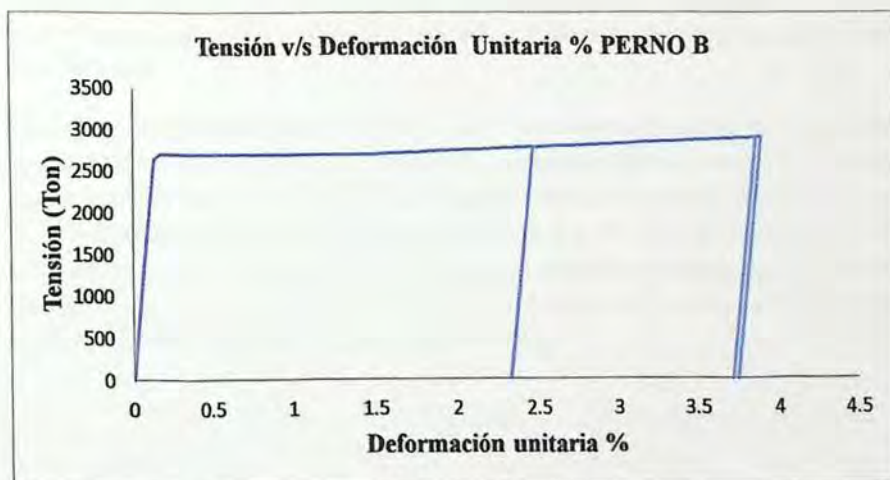


Figura 5.26: No linealidad en pernos B tensión deformación unitaria.

## Conclusión

La estructura diseñada con la NCh2369 donde se reduce la sollicitación sísmica con un factor R igual a 5, y que se analiza con un registro de gran magnitud como el ocurrido en la ciudad de Concepción (consistente con el espectro de diseño misma zona y tipo de suelo) tuvo incursiones inelásticas en pernos y en diagonales, lo que se traduce en daños a estos elementos que en este caso son reparables y no implican una falla frágil o colapso de la estructura. Los daños concuerdan en parte con los antecedentes mencionados en la sección 1.1.

Los pernos que alcanzan su resistencia nominal sobrepasan la meseta de fluencia, llegando al endurecimiento del acero, pero muy por debajo del límite de rotura e incluso del límite recomendado igual al 5% de la deformación unitaria para carga cíclica [Calvi GM, Sullivan TJ (2009)], teniendo solo un 3.8% de deformación. En los antecedentes se muestra rotura en pernos, esto no se vio en los resultados de este análisis probablemente debido a la no consideración de la fuerza de impacto que estimula la placa.

Algunas diagonales explicadas en la sección 5.3.4 llegaron al límite de tensión crítica en compresión, esto hace disminuir su resistencia a la compresión notablemente, quedando con deformaciones remanentes del 2% de la deformación unitaria.

La continuidad en los procesos no se perdería al producirse un sismo de gran magnitud, las fallas ocurridas no son frágiles, los pernos se pueden apretar y el reemplazo de diagonales no es una tarea que genere una mayor detención, cumpliendo con lo esperado bajo el diseño de la NCh2369.

Los factores de utilización mostrados en la figura 4.6 tienen correlación con los elementos que incursionan en el rango no lineal quedando la incertidumbre de que habría pasado si los pilares hubiesen tenido un diseño más ajustado, porque el pandeo de un pilar podría desencadenar en una falla frágil global de la estructura, tal vez una buena práctica sería proponer un diseño en el cual fluyan los pernos en tracción o pandeen algunas diagonales producto de la compresión, para así limitar los esfuerzos en la estructura y de esta forma tratar de mantener los pilares dentro del rango elástico.

## Bibliografía

American Institute of Steel Construction (2010), *AISC 360-10*

Broschek P., Soto P., Leon R. (2010): *Registros del terremoto del Maule Mw=8.8 27 de febrero de 2010*, Universidad de Chile facultad de ciencias físicas y matemáticas departamento ingeniería civil.

Crisafulli F. (2009): *Diseño sísmoresistente de construcciones en acero*, Asociación latinoamericana del acero (Alacero).

Calvi GM, Sullivan TJ (2009): *A model code for the displacement-based seismic design of structures*.

Fisher, J. y Kloiber L. (2006): *Base Plate and Anchor Rod Design, Steel Design Guide N° 1, Second Edition*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

ICHA (2000): *Manual de diseño para estructuras de acero*.

Mc Cormac (1996): *Diseño de Estructuras de Acero ASD*, Editorial Alfaomega.

Montesinos R., Herrera R, Verdugo A y Beltrán J. (2010): *Capítulo XXX-Estructuras industriales en Chile y el sismo del 27 de febrero*.

NCh 2369 Of. 2003: *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*.