



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE BASE DE COLUMNA DE  
ACERO CON EMPOTRAMIENTO  
DÚCTIL SOMETIDA A SECUENCIAS DE  
DEFORMACIÓN ANSI/AISC341**

**VICENTE PABLO NARVÁEZ CORREA**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de  
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:  
**MIGUEL MEDALLA RIQUELME**

Santiago de Chile, octubre, 2017.

A Delicia y Vicente, por darme  
infinitamente mucho más de lo que  
puedo devolver

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Secretaría de Educación Superior, Ciencia y Tecnología (SENESCYT) por la confianza brindada y el apoyo, para poder ofrecer mi pequeña contribución en la difusión del conocimiento.

Al Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile por recibirme cordialmente y prestarme todas las facilidades en el tiempo que tuve el honor de ser su estudiante.

Al profesor Miguel Medalla Riquelme, por su propuesta de tema de actividad de graduación, y por su respaldo y experiencia, que fueron vitales para la elaboración del mismo.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE DE TABLAS .....	vi
INDICE DE FIGURAS .....	vii
RESUMEN .....	ix
ABSTRACT .....	x
<b>I</b> <b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
I.1    Introducción general .....	2
I.2    Metodología.....	4
I.3    Objetivo.....	5
I.3.1    Objetivo general .....	5
I.3.2    Objetivo específico .....	5
<b>II</b> <b>Antecedentes</b> .....	<b>6</b>
II.1    Antecedentes generales .....	6
II.2    Antecedentes de estudios en anclajes o bases de columnas .....	7
II.3    Normas de diseño .....	13
II.3.1    Factores de resistencia esperada del acero .....	13
II.3.2    Especificaciones de diseño de anclajes, norma NCh2369Of. 2003	13
II.3.3    Patrón de carga para calificación de conexiones .....	15
<b>III</b> <b>Descripción Anclaje</b> .....	<b>17</b>
III.1    Protocolo de diseño para bases empotradas .....	17
III.1.1    Método de diseño.....	18
III.1.2    Definición de materiales .....	18
III.1.3    Llave de corte .....	18
III.1.4    Resistencias requeridas en la base .....	18
III.1.5    Resistencias de diseño de placas en flexión.....	19
III.1.6    Resistencias de diseño de atiesadores .....	20

III.1.7	Condiciones geométricas .....	20
III.2	Anclaje a analizar .....	21
IV	Modelación .....	24
IV.1	Modelación computacional .....	24
IV.1.1	Software .....	24
IV.1.2	Tipos de elementos finitos .....	24
IV.1.3	Contactos .....	25
IV.2	Materiales .....	27
IV.3	Alcances del modelo .....	29
IV.4	Secuencia de carga .....	30
IV.5	Variables a analizar .....	33
V	Resultados .....	34
V.1	Rigidez teórica del sistema .....	34
V.2	Comportamiento rotacional global del modelo .....	35
V.3	Esfuerzo – Deformación en los pernos .....	37
V.4	Estado tensional en la placa base .....	41
V.5	Tensiones en el resto del modelo .....	42
V.5.1	Alma de la columna .....	42
V.5.2	Ala de la columna .....	43
V.5.3	Atiesadores de silla .....	44
V.5.4	Silla y atiesador de alma .....	45
VI	Conclusiones .....	46
	BIBLIOGRAFIA .....	48
	A N E X O S .....	50
	Anexo A: Verificaciones de diseño (Ing. Carlos Peña L.) .....	51
	Verificaciones geométricas .....	51
	Verificación de resistencia de elementos .....	51
	Resumen de verificaciones .....	53
	Anexo B: Resultados de la modelación .....	54

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Valores de $R_y$ y $R_t$ para acero, y acero de refuerzo .....	13
Tabla II-2: Disposiciones especiales para anclajes en estructuras de acero.....	14
Tabla III-1: Dimensiones de la columna.....	22
Tabla III-2: Dimensiones de los pernos .....	22
Tabla III-3: Dimensiones del anclaje .....	22
Tabla III-4: Tipos de materiales usados en el diseño del anclaje. ....	23
Tabla IV-1: Parámetros de la curva constitutiva del acero (Mander et al. 1984).....	28
Tabla IV-2: Secuencia de desplazamiento lateral.....	31

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Pernos de anclaje plastificados (Soules et al. 2016).....	3
Figura I-2: Falla de pernos de anclaje sin longitud expuesta (Soules et al. 2016) .....	4
Figura II-1: Esquema de anclajes empotrado (izquierda) y rotulado (derecha) .....	8
Figura II-2: Curva histérica Momento – Rotación (Takamatsu y Tamai 2005) .....	10
Figura II-3: Histéresis obtenida experimentalmente comparada con la curva analítica (Takamatsu y Tamai, 2005).....	11
Figura II-4: Estructura de molino vertical (izquierda) y torre tolva de carguío (derecha) (Urzúa, 2015).....	12
Figura II-5: Protocolo de carga, conexión viga – columna, AISC 341-10.....	16
Figura III-1: Esquemas de base de columna. A la izquierda Empotramiento (Marco de momento). A la derecha Apoyo Simple (Marco arriostrado) (Presentaciones Ing. Carlos Peña L., 2008). .....	17
Figura III-2: Esquema geométrico del anclaje (Presentaciones Ing. Carlos Peña L., 2008). .....	21
Figura IV-1: Geometría de un elemento solid185 (ANSYS 2015) .....	25
Figura IV-2: Interfaz de contacto entre dos sólidos (ANSYS 2015).....	26
Figura IV-3: Curva esfuerzo – deformación del acero (Mander et al. 1984).....	28
Figura IV-4: Curva esfuerzo deformación acero ASTM A36 (Mander et al. 1984) .....	29
Figura IV-5: Giro de la placa base.....	30
Figura IV-6: Secuencia de desplazamiento para anclaje de columna de acero (AISC 341-10) .....	31
Figura IV-7: Vista isométrica del anclaje, con desplazamiento de carga en la sección superior .....	32
Figura V-1: Curva de histéresis experimental $M - \theta$ .....	36
Figura V-2: Curva esqueleto para la relación $M - \theta$ .....	37
Figura V-3: Gráfico Esfuerzo – Deformación pernos.....	38
Figura V-4: Deformación de los pernos por ciclo de carga .....	39

Figura V-5: Distribución de esfuerzos en los pernos, lado comprimido.....	40
Figura V-6: Distribución de esfuerzo en los pernos, lado en tracción.....	40
Figura V-7: Energía de deformación plástica acumulada por ciclo de carga en los pernos	41
Figura V-8: Distribución de esfuerzos en la placa base, lado comprimido.....	42
Figura V-9: Distribución de tensiones en el alma de la columna, lado izquierdo comprimido .....	43
Figura V-10: Distribución de tensiones en el ala de la columna.....	44
Figura V-11: Distribución de esfuerzos en los atiesadores.....	45
Figura V-12: Esfuerzos en silla y atiesador de alma vistos desde abajo, lado izquierdo comprimido.....	45
Figura B-1: Distribución de energía de deformación plástica en pernos.....	54
Figura B-2: Esfuerzos en los pernos al final del ensayo con desplazamiento nulo.....	55
Figura B-3: Deformación axial residual con desplazamiento nulo.....	55
Figura B-4: Distribución de deformación unitaria axial en los pernos para cada magnitud de desplazamiento, lado izquierdo en compresión.....	58

## RESUMEN

La norma NCh2369Of.2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” tiene como concepto obtener sistemas estructurales de alta resistencia lateral, procurando que el comportamiento estructural sea primordialmente elástico ante eventos sísmicos severos. Es una filosofía empírica, producto de la observación de los efectos sísmicos en estructuras reales.

Con estas bases empíricas, la norma chilena, incluye también especificaciones relativas a anclajes con características especiales de ductilidad, con el fin de que el daño sea estable y se produzca en un lugar visible, accesible y de fácil reparación.

En este trabajo se plantea la importancia de estudiar el comportamiento histerético de un anclaje empotrado de columna sometido a una secuencia de rotación. Para garantizar un adecuado nivel de deformaciones en los pernos que permitan disipar energía sísmica sin llegar a la rotura, se propone un protocolo de diseño desarrollado por Ing. Carlos Peña L. (PhD(c)) como parte de su Tesis de Doctorado, el que se encuentra basado en los conceptos de las normas: NCh2369, ANSI/AISC 360-10 y ANSI/AISC 341-10. Se analiza numéricamente el anclaje propuesto, el cual forma parte de una serie de ejemplos desarrollados y provistos por Ing. Carlos Peña L. para propósitos de estudio, sometido a una secuencia de deformaciones, según lo especificado en la norma ANSI/AISC 341 -10 para conexiones viga – columna en marco resistente a momento.

Como resultado del análisis numérico, el protocolo de diseño validado en el presente documento, permitió tolerar las demandas de deformación definida para conexiones de marcos especiales de momento, estableciéndolo formalmente como una zona potencial de disipación de energía.

Se logró validar a través de una modelación analítica los resultados obtenidos experimentalmente por Takamatsu y Tamai (2005). Se propone para trabajos futuros la incorporación de esta ley constitutiva, u otras que puedan desarrollarse, en modelos estructurales globales para evaluar el impacto de este anclaje o disipador dúctil en el comportamiento global de edificios de acero.

## **ABSTRACT**

Chilean Standard NCh2369.Of.2003 “Earthquake-Resistant Design of Industrial Structures and Facilities” has as a concept to obtain structural systems of high lateral resistance, ensuring that the structural behavior is primarily elastic in the face of severe seismic events. It is an empirical philosophy, product of the observation of the seismic effects in real structures.

With this empirical basis, the Chilean standard also includes specifications for anchors with special ductility characteristics, so that the damage is stable and occurs in a visible, accessible and easily repaired place.

In this paper, the importance of studying the hysteretic behavior of a recessed column anchors subjected to a rotation sequence is raised. To guarantee an adequate level of deformations in the bolts that allow the dissipation of seismic energy without breaking, a design protocol developed by Eng. Carlos Peña L. (PhD (c)) is proposed as part of his PhD thesis, which is based on the concepts of standards: NCh2369, ANSI / AISC 360-10 and ANSI / AISC 341-10. The proposed anchorage, which is part of a series of examples developed and provided by Eng. Carlos Peña L. for study purposes, subjected to a sequence of deformations, as specified in ANSI/AISC 341-10 for beam - column connections in a moment - resistant frame, is numerically analyzed.

As a result of the numerical analysis, the design protocol validated in this paper allowed to tolerate the deformation demands defined for special moment frame connections, formally establishing it as a potential zone of energy dissipation.

It was possible to validate through an analytical model the results obtained experimentally by Takamatsu and Tamai (2005). The incorporation of this constitutive law, or others that can be developed, into global structural model is proposed for future work to evaluate the impact of this anchor or ductile dissipator on the overall behavior of steel buildings.

## I INTRODUCCIÓN

La norma NCh2369Of.2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” tiene como concepto obtener sistemas estructurales de alta resistencia lateral, procurando que el comportamiento estructural sea primordialmente elástico ante eventos sísmicos severos.

Es una filosofía empírica, producto de la observación de los efectos sísmicos en estructuras reales. En algunos casos los mismos diseñadores se encargaban de evaluar las estructuras luego del sismo, y esa retroalimentación incorporó en la normativa vigente conceptos que se considera mejoran la respuesta de cada elemento y del conjunto en sí. Y si bien, cada sismo importante es una crisis que golpea a la población en general, es también una oportunidad ineludible para recolectar datos y evaluar el desempeño de los elementos considerados en la normativa chilena.

Como toda ciencia que evoluciona y se enriquece con información empírica y teórica de distintas fuentes, la del diseño sísmico es también una materia en constante cambio. De la misma manera que los datos empíricos, las herramientas computacionales disponibles hoy en día cuentan con la capacidad de cálculo necesaria para realizar modelos numéricos y estudiar el comportamiento de elementos estructurales sometidos a cargas sísmicas.

Con estas sólidas bases empíricas, la norma chilena, además de priorizar el comportamiento elástico de las estructuras de acero, incluye también especificaciones relativas a anclajes con características especiales de ductilidad, con el fin de que el daño sea estable y se produzca en un lugar visible, accesible y de fácil reparación. Por esta razón, los pernos de anclaje deben tener una longitud libre lo suficientemente larga como para soportar deformaciones plásticas sin alcanzar la rotura y también permitir el reajuste de las tuercas luego del sismo. Esta configuración tiene la ventaja de filtrar parte de la energía sísmica en el anclaje antes que se transmita a la estructura.

En un estudio previo (Urzúa, 2015) se establece que el porcentaje de disipación de energía sísmica en los pernos de anclaje es comparable a otros elementos como diagonales de arriostramiento. Sin embargo, la relación carga – deformación de los anclajes no se ha estudiado en detalle. Por lo general, los anclajes se simplifican en los modelos, y se incorporan en forma de rotulas o empotramientos perfectos. No se toma en cuenta la no

linealidad del anclaje, la variación en las dimensiones de la columna y la base, y tampoco la influencia del diámetro y la longitud de los pernos.

En el presente trabajo se plantea la importancia de estudiar al detalle el comportamiento histerético de un anclaje empotrado de columna sometido a una secuencia de rotación. Para garantizar un adecuado nivel de deformaciones en los pernos que permitan disipar energía sísmica sin llegar a la rotura, se propone un protocolo de diseño desarrollado por Ing. Carlos Peña L. (PhD(c)) como parte de su Tesis de Doctorado, el que se encuentra basado en los conceptos de las normas: NCh2369, ANSI/AISC 360-10 y ANSI/AISC 341-10. Se analiza numéricamente el anclaje propuesto, el cual forma parte de una serie de ejemplos desarrollados y provistos por Ing. Carlos Peña L. para propósitos de estudio, sometido a una secuencia de deformaciones, según lo especificado en la norma ANSI/AISC 341 -10 para conexiones viga – columna en marco resistente a momento.

## **I.1 Introducción general**

Luego del terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010, se observó que algunas estructuras industriales en la ciudad de Concepción, cuyos anclajes de columnas disponían de pernos con una longitud de elongación igual o mayor a 8 veces el diámetro, mostraron deformaciones en el rango plástico (Soules, Bachman, y Silva 2016), conservando la integridad del anclaje y la columna, como se observa en la Figura I-1. Mientras que los anclajes cuyos pernos no contaban con longitud expuesta, experimentaron falla (Figura I-2) con la consecuente demora en los tiempos de reparación, limitando la operación de la industria, y por tanto generando un incremento de gastos y pérdida de productividad.

La norma NCh2369Of.2003 considera las ventajas de dotar de longitud libre, sin restricciones de deformación, a los pernos de los anclajes de las columnas empotradas. De producirse deformaciones inelásticas en las bases de las columnas durante un sismo, se procura que los pernos del anclaje absorban esas deformaciones, mientras la base de la columna (incluido placa base, atiesadores, placa de soporte de pernos, etc.) se deforma elásticamente. La longitud expuesta del perno es lo suficientemente larga para producir deformación plástica en el perno sin llegar a la rotura, pero lo suficientemente corta para que la deformación unitaria esté por encima del límite de

fluencia. La deformación plástica de los pernos disipa parte de la energía sísmica que se transmite del suelo a la estructura, y produce que la demanda de esfuerzos y deformaciones en el resto de elementos se reduzca.



Figura I-1: Pernos de anclaje plastificados (Soules et al. 2016)

La norma también permite reapretar los pernos que hayan tenido deformaciones residuales, con la ventaja que esto supone para reducir costo y tiempo de reparación. Sin embargo no se tiene información precisa respecto al comportamiento de los pernos que son reapretados, debido a que la deformación del perno depende de su diámetro, de las dimensiones de la columna, de las dimensiones de la placa base y atiesadores, etc. La especificación de longitud expuesta mínima y largo mínimo del hilo para los pernos, en general ha tenido un buen desempeño a lo largo de la experiencia recopilada. No obstante se puede refinar la caracterización del acero de los pernos al estudiar mediante un modelo de elementos finitos, un anclaje típico chileno sometido a deformaciones cíclicas. El análisis también se concentra en evaluar el grado de deformaciones que el protocolo de diseño permite alcanzar.



Figura I-2: Falla de pernos de anclaje sin longitud expuesta (Soules et al. 2016)

## I.2 Metodología

El presente informe tiene un esquema expuesto de la siguiente manera:

- Antecedentes: descripción breve del contexto que sirve de base para el planteamiento de la norma NCh2369Of.2003. Breve resumen de lo observado en comportamientos de anclajes sometidos a sismos reales y otros estudios de bases de columnas. Normas y especificaciones relacionadas al diseño de columnas de acero y anclajes. Especificaciones para ensayos de calificación para conexiones de acero.
- Descripción anclaje: breve resumen del protocolo de diseño y exposición del tipo de anclaje a ensayar.
- Modelación: Descripción del software y la modelación considerada. Tipos de elementos finitos en que se divide el conjunto. Tipos de contactos entre superficies de hormigón, columna y pernos. Tipo de acero y parámetros de resistencia. Secuencia de carga a aplicar en el anclaje.
- Resultados: relación momento – rotación del sistema. Deformación unitaria de los pernos. Nivel de demanda en la placa base.
- Conclusiones

### **I.3 Objetivo**

#### **I.3.1 Objetivo general**

Estudiar el comportamiento de anclajes de columnas con pernos con longitud expuesta o flexible ante cargas cíclicas y su importancia como disipadores de energía sísmica.

#### **I.3.2 Objetivo específico**

- Observar el grado de deformación de los pernos ante cargas cíclicas normalizadas.
- Establecer una curva histerética momento – rotación para el sistema de anclaje.
- Verificar que las tensiones en la placa base y silla se mantengan dentro del rango elástico.

## **II ANTECEDENTES**

La investigación de la sismología chilena ha registrado los resultados de décadas de movimientos telúricos. Esos datos se han compilado y analizado con el fin de redactar documentos que sirvan de guía para la elaboración de especificaciones para el diseño de estructuras industriales seguras y funcionales. Otros documentos complementarios han expuesto estudios realizados tomando en cuenta variaciones que se pueden hacer a lo establecido en los reglamentos, con el fin de mejorar el rendimiento de los elementos estructurales. Otros análisis se han enfocado en comparar los conceptos de diseño estructural de la norma NCh2369 que exige una mayor demanda con deformaciones elásticas y la norma ASCE7/AISC341 que permite menor demanda con comportamiento dúctil.

### **II.1 Antecedentes generales**

La norma NCh2369 es el resultado de un proceso que llevó décadas en consolidarse, iniciando con el desarrollo de estructuras industriales en años previos a la década de los sesenta del siglo XX. En el terremoto de Valdivia 1960, se observó el buen comportamiento de las estructuras diseñadas con el modelo de diseño sismorresistente establecido hasta entonces. El terremoto de Valparaíso 1985 no tuvo el impacto que el de 1960, las edificaciones industriales resultaron parcialmente afectadas, por lo que no se pudo verificar con mucho detalle el comportamiento de los elementos estructurales, sin embargo, se obtuvieron los mejores registros disponibles. Los terremotos de La Ligua 1965 e Illapel 1971 también dejaron mucho material para comprender la acción sísmica y sus efectos.

La norma chilena promueve el comportamiento elástico de las estructuras industriales y limita el uso de la ductilidad. En cuanto a las conexiones, lo especificado en la norma NCh2369 es una adaptación menos exigente, en términos de ductilidad, que la norma ASCE7. En el caso del ASCE7, exige diseñar las conexiones para la máxima capacidad esperada que pueda desarrollar el elemento, mientras la NCh2369 especifica diseñar para la capacidad nominal del elemento. En el caso de los anclajes, la norma ASCE7 procura que su respuesta sea elástica, y que la rótula se produzca en la columna, a diferencia de la norma NCh2369, que reconoce que la deformación plástica de los

pernos del anclaje con longitud expuesta es un mecanismo favorable de disipación de energía. La norma chilena favorece que en la base de la columna la formación de la rótula se produzca en el anclaje, más específicamente en los pernos, y que la columna se debe comportar elásticamente (Peña, Medalla, Bravo e Hidalgo, 2015).

En una investigación realizada a algunos edificios industriales de la ciudad de Concepción luego del sismo del 27 de febrero del 2010 (Soules et al. 2016) se pusieron a prueba las prescripciones de la norma NCh2369, que en general mostró un buen desempeño, y los daños detectados no tuvieron relación con la aplicación de la norma. Con algunas excepciones, los anclajes que disponían de pernos con longitud expuesta evitaron su falla. La longitud expuesta mínima de ocho veces el diámetro del perno tuvo un buen desempeño durante el sismo. En contraste, los anclajes con pernos que no tenían longitud expuesta se deformaron hasta alcanzar la rotura. No se ha especificado la causa de falla de algunos pernos que tenían longitud expuesta. Esclarecer una parte de las posibles causas de falla de los pernos con longitud expuesta es el motivo del presente trabajo, así como también evaluar el comportamiento esperado para un futuro movimiento telúrico de bases empotradas de columnas.

## **II.2 Antecedentes de estudios en anclajes o bases de columnas**

Takamatsu y Tamai (2005) realizaron ensayos con dos tipos de base de columna que tienen pernos con longitud expuesta; con base empotrada, y con base rotulada (ver Figura II-1). Cada uno de los tipos de bases se ensaya a su vez con dos configuraciones; la una con base convencional, y la otra es similar con un sistema adicional de cuñas que eliminan el espacio entre tuerca y placa producido por la deformación plástica del perno. En este caso se tomarán como referencia los resultados del ensayo de la base convencional empotrada tomando en cuenta el espacio dejado por la plastificación del perno, y con una carga vertical aplicada en el centroide de la sección de la columna.

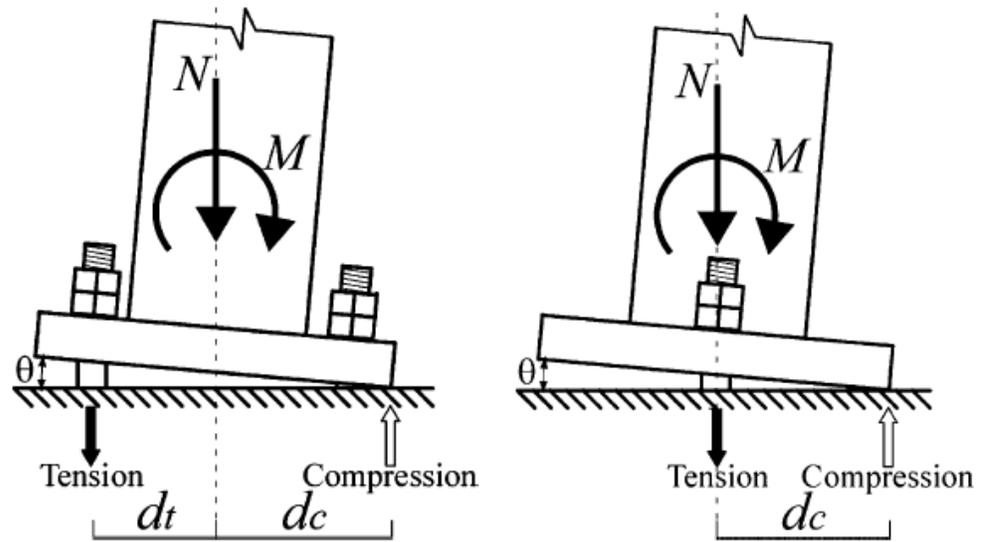


Figura II-1: Esquema de anclajes empotrado (izquierda) y rotulado (derecha)

Según la deducción teórica el momento resistente del anclaje cuando solamente los pernos han llegado a la fluencia es

$$M_y = n \cdot A_p \cdot \sigma_y \cdot (d_t + d_c) + N \cdot d_c \quad (\text{II-1})$$

donde  $n$ : número de pernos en tracción,  $A_p$ : área de sección de cada perno,  $\sigma_y$ : esfuerzo de fluencia del perno,  $N$ : carga vertical en el centroide de la columna,  $d_t$ : distancia desde el centroide de la sección transversal de la columna hasta el centroide de la sección transversal del perno,  $d_c$ : distancia desde el centroide de la sección transversal de la columna hasta la arista más alejada de la base en el lado comprimido.

La rigidez inicial del anclaje tomando en cuenta la deformación axial de los pernos en tracción, flexión de la placa base, etc. se obtiene de

$$K_b = \frac{E \cdot n \cdot A_p \cdot (d_t + d_c)^2}{2 \cdot l_{ab}} \quad (\text{II-2})$$

donde  $E$ : es el módulo de Young,  $l_{ab}$ : longitud libre del perno.

La rigidez del anclaje después de la fluencia de los pernos es

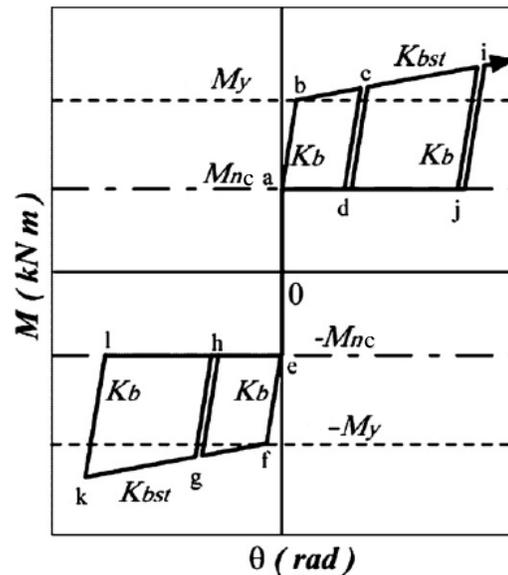
$$K_{bst} = \frac{E_s \cdot n \cdot A_p \cdot (d_t + d_c)^2}{2 \cdot l_{ab}} \quad (\text{II-3})$$

donde  $E_s$ : módulo de endurecimiento de perno

El momento resistente debido a la carga axial vertical en la columna es

$$M_{nc} = N \cdot d_c \quad (\text{II-4})$$

En este modelo con carga axial,  $M$  se incrementa sin rotación hasta el momento resistente de carga axial  $M_{nc}$ , a continuación  $M$  aumenta de acuerdo a la rigidez elástica inicial  $K_b$  hasta la carga de fluencia  $M_y$  y luego sigue la curva con pendiente  $K_{bst}$ . En la descarga,  $M$  decrece con pendiente  $K_b$  mientras sea mayor a  $M_{nc}$ , y al llegar a  $M = M_{nc}$  la rotación disminuye hasta cero con  $M$  constante. La curva para carga negativa tiene el mismo comportamiento que la positiva. En la curva para la recarga positiva,  $M$  se incrementa sin rotación hasta alcanzar el valor  $M_{nc}$ , después se mantiene constante hasta que la rotación alcanza el valor de la carga previa y desde allí  $M$  crece con pendiente  $K_b$  hasta llegar al valor de momento máximo alcanzado en la carga previa, entonces  $M$  crece con pendiente  $K_{bst}$ , y se repite el ciclo. En la Figura II-2 se observa la curva de histéresis del momento versus rotación de la base.



The route of hysteresis

:  $0 \Rightarrow a \Rightarrow b \Rightarrow c \Rightarrow d \Rightarrow a \Rightarrow 0 \Rightarrow e \Rightarrow f \Rightarrow g$   
 $\Rightarrow h \Rightarrow e \Rightarrow 0 \Rightarrow a \Rightarrow d \Rightarrow c \Rightarrow i \Rightarrow j \Rightarrow a \Rightarrow$   
 $0 \Rightarrow e \Rightarrow h \Rightarrow g \Rightarrow k \Rightarrow l \Rightarrow e \Rightarrow 0 \Rightarrow a \Rightarrow j$   
 $\Rightarrow i \Rightarrow \dots$

Figura II-2: Curva histerética Momento – Rotación (Takamatsu y Tamai 2005)

Los resultados experimentales mostraron comportamiento deslizante, debido al espacio entre la tuerca y la silla producido por la deformación plástica del perno. Con el efecto del endurecimiento del perno de anclaje luego de la fluencia, la resistencia de los especímenes creció con el aumento del desplazamiento.

La curva de relación  $M - \theta$ , obtenida del ensayo, se muestra en la Figura II-3. Las ordenadas muestran el momento  $M$  actuando en la base de la columna. El momento  $M$  es el resultado del momento resistente de la carga axial, más el producto de la carga horizontal por la longitud de la columna. La abscisa muestra el ángulo de rotación  $\theta$  de la base de la columna obtenida con dispositivos de medición instalados en la placa base. La línea sólida en la figura representa los resultados del ensayo. La línea punteada muestra el modelo teórico.

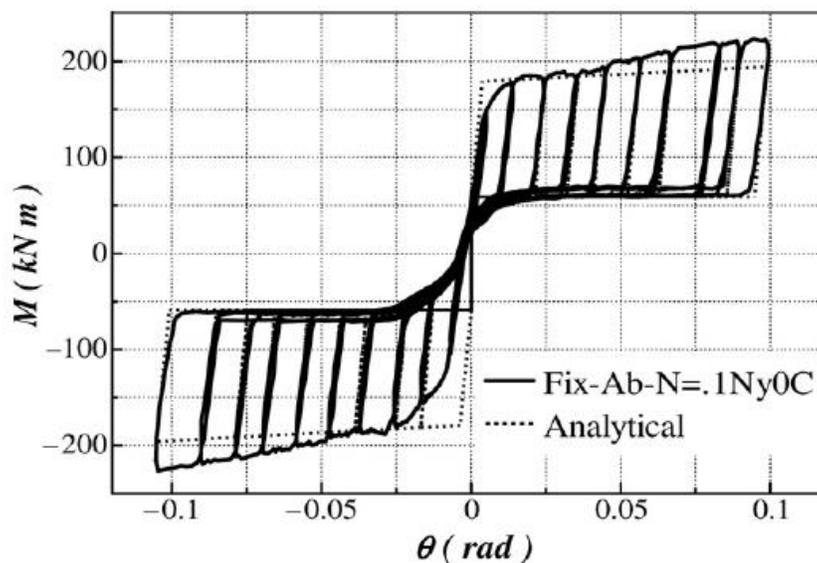


Figura II-3: Histéresis obtenida experimentalmente comparada con la curva analítica (Takamatsu y Tamai, 2005)

En su trabajo de titulación, Urzúa (2015) estudia el desempeño de dos estructuras industriales arriostradas diseñadas según la práctica chilena y disposiciones del AISC. Las estructuras son soporte de un molino vertical y una torre tolva de carguío, mostradas en la Figura II-4, sometidas a registros sísmicos.

En este estudio se observa que, en el molino diseñado según la norma chilena, para niveles menores de energía, los anclajes disipan la mayor parte de la energía. Para niveles de energía mayores, cuando se sobrepasa la capacidad de disipación de los pernos, los arriostramientos disipan la mayor parte de la energía. Los primeros elementos en disipar la energía son los pernos del anclaje y luego actúan los arriostramientos. El hecho que el anclaje disipe inicialmente la energía limita el daño posible al resto de la estructura.

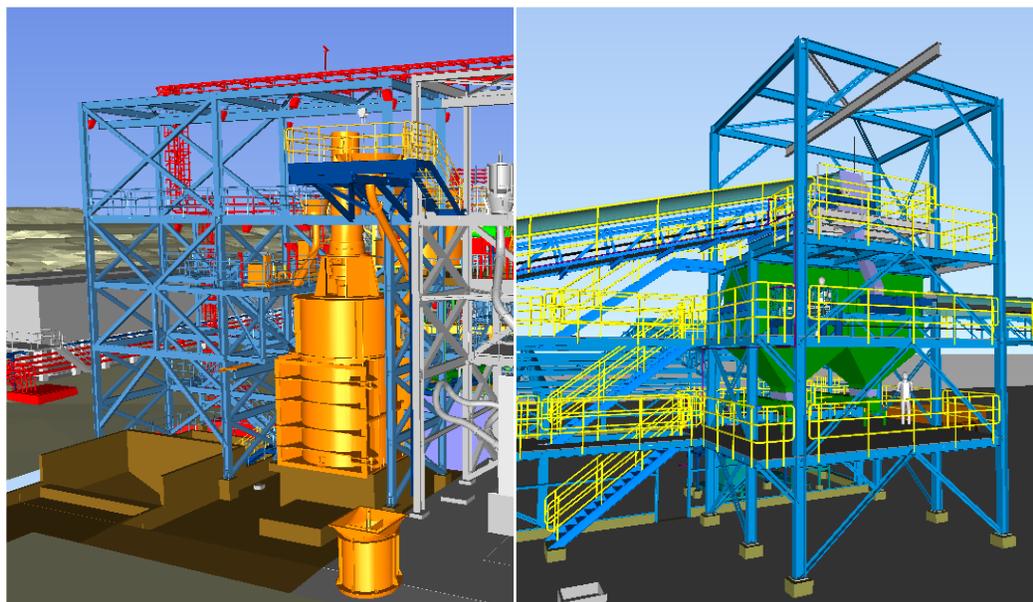


Figura II-4: Estructura de molino vertical (izquierda) y torre tolva de carguío (derecha) (Urzúa, 2015)

En la torre tolva de carguío, diseñada según la norma chilena, no se observa que la energía disipada por los pernos de anclaje sea mayor a la de los arriostramientos para sismos de menor energía, a diferencia de lo que ocurre con el molino. En general se observa la plastificación prácticamente total de los pernos de anclaje. El 12 % de los pernos de la estructura de la tolva se fracturan, siendo que esta se diseñó para cargas sísmicas menores que la estructura del molino.

En general el nivel de disipación de energía en los pernos de anclaje en marcos arriostrados es importante, comparable a la disipación conseguida por los arriostramientos.

En ambas estructuras se presenta amplia sobrerresistencia respecto a las cargas de diseño, por lo que para diseños más ajustados la fracturación podría ser mucho mayor. Por ello el autor recomienda estudiar la sobrerresistencia adecuada de los pernos de anclaje para que su desempeño como disipador de energía sea adecuado.

## II.3 Normas de diseño

### II.3.1 Factores de resistencia esperada del acero

Para el modelo reológico del acero de los pernos de anclaje se usan los factores  $R_y$  y  $R_t$  mostrados en la Tabla II-1, para la resistencia de fluencia máxima esperada y resistencia última máxima esperada respectivamente, para acero laminado en caliente, según lo especificado en la norma AISC 341-10.

Tabla II-1: Valores de  $R_y$  y  $R_t$  para acero, y acero de refuerzo

Aplicación	$R_y$	$R_t$
Perfiles y barras estructurales laminadas en caliente		
ASTM A36/A36M	1.5	1.2
ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
ASTM A992/A992M	1.1	1.1
ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
ASTM A588/A588M	1.1	1.1
ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2

### II.3.2 Especificaciones de diseño de anclajes, norma NCh2369Of. 2003

En la Tabla II-2 se enlistan las especificaciones de la norma chilena NCh2369Of. 2003 aplicada al diseño de anclajes en columnas de acero.

Tabla II-2: Disposiciones especiales para anclajes en estructuras de acero

Artículo	Disposición
8.6.1	Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones u otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.
8.6.2	Los pernos de anclaje que quedan sometidos a tracción deben tener silla y vástago visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas. La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 75 mm (Figura 2.3). Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en 0,5 R veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor obtenido en el análisis sísmico.
8.6.3	Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal. Se exceptúan de estas exigencias los siguientes casos: a) Apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 kN. En este caso se aceptará tomar el corte con los pernos, considerando que sólo dos de ellos son activos para ese fin y las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción. b) Bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos. En este caso se aceptará tomar el 100% del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado. En el caso de a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación.
8.6.4	En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.
8.6.5	El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.
8.6.6	No se debe considerar la superposición de resistencia entre placas de corte y pernos de anclaje.
8.6.7	Cuando se dejen casillas en la fundación para la posterior instalación de pernos de anclaje, las paredes laterales de las casillas deben tener una inclinación mínima del 5% con respecto a la vertical, de modo que el área inferior sea mayor que la superior. Las casillas se deben rellenar con un mortero no susceptible a retracción.
8.6.8	El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.

### II.3.3 Patrón de carga para calificación de conexiones

En el presente estudio se considera que el anclaje debe tener el mismo nivel de deformación inelástica que una conexión viga – columna para marco de momento. Para su calificación, las conexiones viga – columna deben ser sometidas a cargas cíclicas, aplicadas en dirección ortogonal a la columna, en este caso en dirección paralela al plano del alma de la columna. Se trata de conexiones para marcos de momento que se espera experimenten significativas deformaciones inelásticas durante un evento sísmico. Se espera que la viga fluya en flexión para proveer de capacidad de deformación inelástica a la conexión, y que la columna se comporte elásticamente. En el caso del anclaje, se busca que sean los pernos los que provean esa capacidad de deformación inelástica. Para ser calificadas se debe demostrar que las conexiones soportan una deformación angular de por lo menos 0.04 rad, basadas en el protocolo de carga especificado la sección K2.4b de la norma AISC 341-10:

- a) 6 ciclos a  $\theta = 0.00375$  rad
- b) 6 ciclos a  $\theta = 0.005$  rad
- c) 6 ciclos a  $\theta = 0.0075$  rad
- d) 4 ciclos a  $\theta = 0.01$  rad
- e) 2 ciclos a  $\theta = 0.015$  rad
- f) 2 ciclos a  $\theta = 0.02$  rad
- g) 2 ciclos a  $\theta = 0.03$  rad
- h) 2 ciclos a  $\theta = 0.04$  rad

Continúa la carga con incrementos de  $\theta = 0.01$  rad, con dos ciclos de carga en cada paso. La secuencia de carga se puede ver en la Figura II-5.

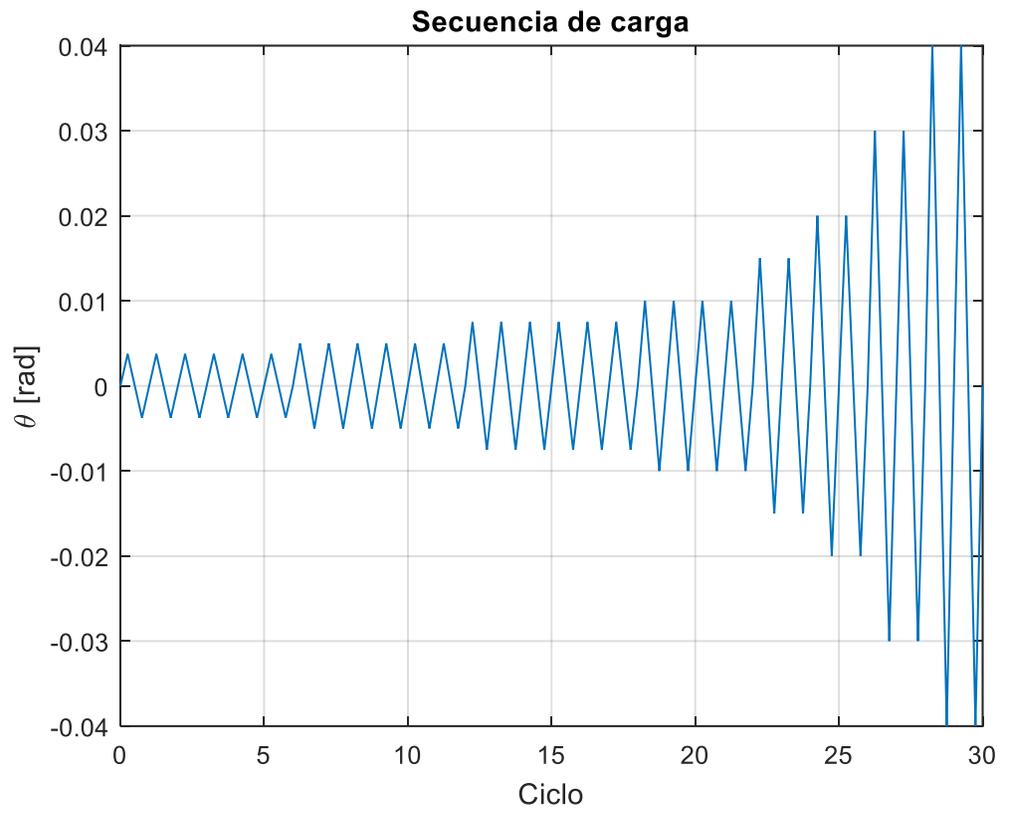


Figura II-5: Protocolo de carga, conexión viga – columna, AISC 341-10

### III DESCRIPCIÓN ANCLAJE

#### III.1 Protocolo de diseño para bases empotradas

El objetivo del protocolo de diseño definido por Ing. Carlos Peña L. (como parte de su Tesis de Doctorado) es ofrecer una herramienta para conseguir anclajes que tengan la resistencia y ductilidad necesarias para disipar energía sísmica en los pernos, sin daño en el resto de los componentes.

En esta sección se reproducen y enlistan los pasos y condiciones que se deben cumplir en el diseño de bases de columnas sismorresistentes de estructuras de acero ancladas a pedestales de hormigón armado. Este es el procedimiento seguido en el diseño del anclaje modelado en el presente estudio.

El incumplimiento de las condiciones aquí presentadas no garantiza que la base diseñada posea la resistencia y ductilidad requeridas para proveer un nivel de disipación de energía adecuado.

En los diseños se consideran las configuraciones mostradas en la Figura III-1.

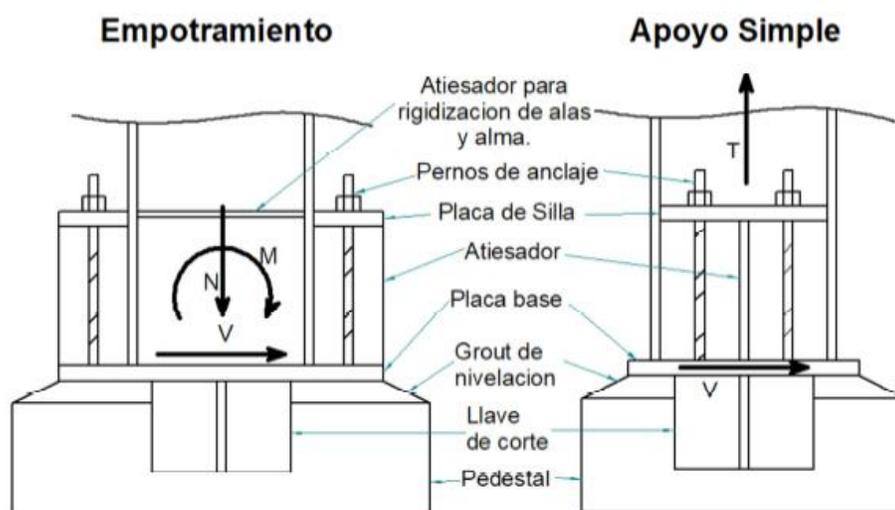


Figura III-1: Esquemas de base de columna. A la izquierda Empotramiento (Marco de momento). A la derecha Apoyo Simple (Marco arriostrado) (Presentaciones Ing. Carlos Peña L., 2008).

Normas de referencia:

- NCh2369 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.
- ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

### **III.1.1 Método de diseño**

Dado que el proceso de diseño incluye verificaciones que incorporan las resistencias esperadas de los pernos de anclaje, se considera el método LRFD.

### **III.1.2 Definición de materiales**

Definir acero estructural y propiedades resistentes para todas las placas involucradas: placa de silla, placa base, atiesadores de silla, atiesadores de alma.

Definir acero estructural dúctil (NCh2369/AISC341) para pernos de anclaje. Se requiere conocer al menos:  $F_y$ ,  $R_y$ ,  $F_u$ ,  $\epsilon_u$ .

### **III.1.3 Llave de corte**

Con el fin de generar trabajo únicamente axial en los pernos de anclaje, debe incorporarse llave de corte en todos los casos. Dicha llave no debe presentar una resistencia de diseño menor que 7.5tonf.

### **III.1.4 Resistencias requeridas en la base**

El diámetro y cantidad de pernos de anclaje debe definirse considerando los pares  $M_u - P_u$  provenientes de las combinaciones de diseño. En particular, deben utilizarse las combinaciones de cargas sísmicas estándar (reducidas) y no aquellas que incorporen cargas sísmicas amplificadas.

El factor de utilización de la resistencia disponible (FU) de los pernos de anclaje debe ser a lo menos 0.80.

Las placas que conformen el anclaje deben ser diseñadas de manera que la fluencia axial del perno pueda producirse antes de generarse fallas en dichas placas, o en el hormigón del pedestal de apoyo. Para esto deben establecerse las condiciones de borde

que sean aplicables a cada caso particular. Debe considerarse que el perno puede desarrollar una carga de diseño definida por el siguiente valor mínimo:

$$T_{U\_perno} = F_y R_y A_g \geq 0.75 F_u A_g \quad (\text{III-1})$$

### III.1.5 Resistencias de diseño de placas en flexión

Tanto la placa de silla como la placa base pueden diseñarse utilizando el método de líneas de fluencia u otro procedimiento reconocido, y considerando el apoyo de los atiesadores que corresponda. No obstante, solo pueden asignarse líneas de fluencia en aquellos sectores en los que la plancha sea continua por ambos lados de la sección y no en uniones soldadas.

Los espesores a utilizar no deben ser menores que aquellos que se obtengan utilizando el siguiente procedimiento simplificado:

a) Placa de silla:

$$k_{ps} = \frac{6}{b} \left( a - \frac{2d_h}{3} \right) + \frac{2}{a} \left( b - \frac{d_h}{2} \right) \quad (\text{III-2})$$

$$\phi P_n = \phi M_n k_{ps} \quad (\text{III-3})$$

$$P_U = T_{U\_perno} \quad (\text{III-4})$$

$$\phi M_n = 0.9 \frac{e_{pl}^2}{4} F_y \quad (\text{III-5})$$

b) Placa de base:

$$k_{pb} = \frac{12}{5} \left\{ \frac{6}{b} \left( a - \frac{2d_h}{3} \right) + \frac{4}{a} \left( b - \frac{d_h}{2} \right) \right\} \quad (\text{III-6})$$

$$\phi P_n = \phi M_n k_{pb} \quad (\text{III-7})$$

$$P_U = q_U a b \quad (\text{III-8})$$

$$\phi M_n = 0.9 \frac{e_{pl}^2}{4} F_y \quad (\text{III-9})$$

$k_{ps}$ , factor de líneas de fluencia para placa de silla

$k_{pb}$ , factor de líneas de fluencia para placa base

$b$ , ancho borde libre

$a$ , dimensión continua perpendicular a borde libre

$e_{pl}$ , espesor placa

$d_h$ , diámetro de la perforación

$q_U$ , presión última en el hormigón (por simplicidad puede adoptarse  $1.7f_c'$ )

Se recomienda que el espesor de la placa base no sea inferior al de la placa de silla.

### III.1.6 Resistencias de diseño de atiesadores

- a) Atiesadores de silla: Los atiesadores de silla deben ser iguales y su espesor no debe ser menor que  $3/8$  del espesor mayor entre la placa de silla y placa base. Su resistencia de diseño debe determinarse considerando que se encuentran vinculados únicamente a la placa de silla y placa base.
- b) Atiesadores de alma: Los atiesadores de alma de la columna deben tener un espesor mayor o igual que el alma. Adicionalmente deben tener un ancho igual a la longitud de las placas de silla, para esto debe disponerse de un ensanche de alas de la columna que cubra la totalidad de la silla. Este ensanche debe considerar ángulos de  $30^\circ$  o menos respecto a la vertical. La resistencia de diseño de los atiesadores debe determinarse considerando que se encuentran vinculados únicamente a las alas de la columna. No obstante, se permite determinar la tensión media de trabajo del sector considerando la porción de alma colaborante que corresponda.

Ambos tipos de atiesadores pueden diseñarse utilizando un coeficiente de luz efectiva de 0.75.

La compresión de diseño debe provenir de la condición más exigente entre la fluencia simultánea esperada  $T_{U\_perno}$  de los pernos en tracción y la máxima reacción esperada en el hormigón bajo la placa base (por simplicidad puede adoptarse  $1.7f_c'$ ).

### III.1.7 Condiciones geométricas

La separación entre ejes de pernos (en la dirección longitudinal de la placa de silla) no debe ser menor que 4 diámetros nominales. La distancia entre el eje del perno y el ala de la columna no debe ser menor que 2 diámetros nominales.

Tanto el ancho de la placa de silla como la separación entre ejes de atiesadores de silla no debe ser menor que 4 diámetros nominales del perno. Los pernos deben encontrarse centrados dentro de su sector de placa de silla.

El ancho de la placa base (dirección alas de la columna) no debe ser mayor que su largo (dirección alma de la columna). No deben utilizarse menos de dos pernos en cada silla. El largo de estiramiento libre del perno de anclaje, entre tope inferior placa base y tope superior placa de silla, debe permitir un estiramiento de 10% del perno para un giro rígido de la base de un 4%. Adicionalmente, el largo de estiramiento libre no debe ser menor que 10 diámetros nominales del perno, ni mayor que 12 diámetros.

### III.2 Anclaje a analizar

El sistema consiste en un anclaje empotrado para columna de acero, mediante pernos que disponen de longitud expuesta, diseñado según el protocolo de la sección anterior y provisto por el mismo autor. El esquema de la Figura III-2 muestra las configuraciones de carga aplicada al sistema. En el presente estudio la llave de corte no se considera, en su lugar el contacto placa base – hormigón se modela con rugosidad infinita.

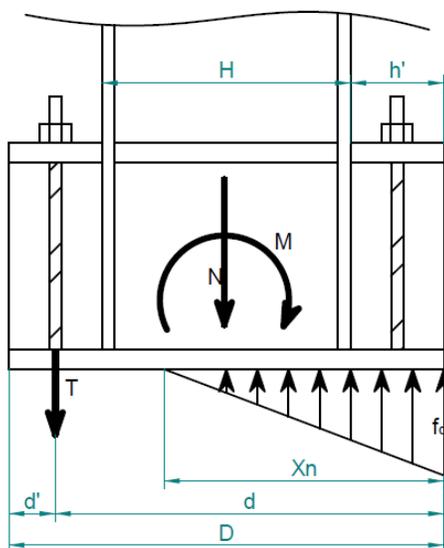


Figura III-2: Esquema geométrico del anclaje (Presentaciones Ing. Carlos Peña L., 2008).

Las dimensiones de la columna se pueden observar en la Tabla III-1. Las dimensiones del anclaje se muestran en la Tabla III-2 y Tabla III-3. En la Tabla III-4 se detallan las propiedades de los materiales usados en el diseño del anclaje.

Tabla III-1: Dimensiones de la columna

Altura de columna	H	50.0 cm
Ancho de ala	B	30.0 cm
Espesor de ala	e	2.0 cm
Espesor de alma	t	0.8 cm
Área de sección	A	156.8 cm <sup>2</sup>
Módulo plástico	Z <sub>x</sub>	3303 cm <sup>3</sup>

Tabla III-2: Dimensiones de los pernos

Diámetro pernos	d <sub>b</sub>	3.2 cm
Diámetro agujero	d <sub>h</sub>	3.5 cm
Cantidad en cada fila	n	5

Tabla III-3: Dimensiones del anclaje

Largo placa base	D	75.0 cm
Ancho placa base (long. silla)	b	67.5 cm
Ancho placa de silla	h'	12.5 cm
Separación atiesadores de silla	S <sub>at</sub>	12.5 cm
Altura atiesadores de silla	h <sub>at</sub>	30.0 cm
Espesor placa base	e <sub>pb</sub>	2.8 cm
Espesor placa de silla	e <sub>ps</sub>	2.8 cm
Espesor atiesadores de silla	e <sub>at</sub>	1.4 cm
Espesor atiesadores de alma	e <sub>atw</sub>	0.8 cm

Tabla III-4: Tipos de materiales usados en el diseño del anclaje.

<u>Acero planchas estructurales</u>		<b>ASTM A36</b>
Tensión de fluencia	$F_y$	2.530 tonf/cm <sup>2</sup>
<u>Acero pernos de anclaje</u>		<b>ASTM A36</b>
Tensión de fluencia	$F_y$	2.530 tonf/cm <sup>2</sup>
Tensión de rotura	$F_u$	4.080 tonf/cm <sup>2</sup>
Factor de fluencia esperada	$R_y$	1.500
Deformación de rotura	$\epsilon_u$	0.200
<u>Hormigón de pedestal</u>		<b>H30</b>
Resistencia cilíndrica	$f'_c$	0.250 tonf/cm <sup>2</sup>
Resistencia mínima en aplastamiento	$\phi 0.85f'_c$	0.138 tonf/cm <sup>2</sup>
Resistencia máxima en aplastamiento	$\phi 1.7f'_c$	0.276 tonf/cm <sup>2</sup>

## **IV MODELACIÓN**

### **IV.1 Modelación computacional**

#### **IV.1.1 Software**

Se usa el módulo Workbench de ANSYS, que es un software de soporte para trabajos de ingeniería. Esta herramienta tiene la ventaja de modelar contactos entre superficies que durante el movimiento oscilatorio podrían estar separándose, chocando, deslizándose con o sin fricción, etc. Para el caso de análisis de estructuras, tiene disponible varios modelos de endurecimiento de rigidez, con lo que se pueden modelar diversos tipos de materiales, entre ellos los elastoplásticos.

#### **IV.1.2 Tipos de elementos finitos**

La geometría de la base columna está compuesta básicamente de sólidos con aristas rectas, con la excepción de los pernos y agujeros en la placa base y silla. La opción escogida en este caso para la malla 3D es usar elementos tipo solid185. Está definido por 6 caras, y 8 nodos con tres grados de libertad de desplazamiento en cada nodo. A cada elemento se le puede asignar propiedades de elasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento, creep, grandes deflexiones y grandes capacidades de deformación. También tiene capacidades de formulación combinada para simular deformaciones de materiales elastoplásticos casi incompresibles, y materiales hiperelásticos completamente incompresibles (ANSYS 2015).

El elemento tipo solid185 es conveniente para modelar estructuras solidas tridimensionales. Permite la degeneración de prismas, tetraedros, y pirámides cuando se usa en regiones irregulares. En la Figura IV-1 se observa la geometría de un elemento solid185.

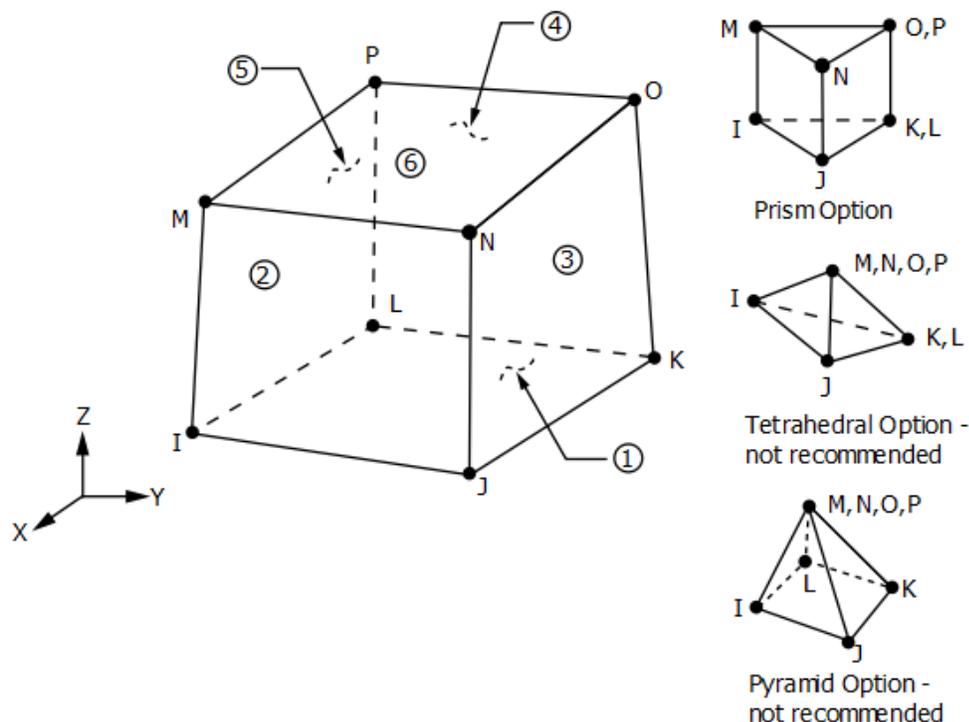


Figura IV-1: Geometría de un elemento solid185 (ANSYS 2015)

### IV.1.3 Contactos

Dado que el propósito del presente estudio es caracterizar el comportamiento de los pernos a tracción, se considera que no existe deslizamiento entre la placa base y el hormigón, en consecuencia la llave de corte, que consta en las especificaciones de la norma chilena, queda implícita en el coeficiente de fricción infinito del contacto placa base – hormigón. Aunque no se conoce la influencia en la respuesta de los pernos que esto pudiera tener, se presume que sería ínfima. Los pernos están empotrados en el hormigón, y se deslizan sin fricción con respecto a la silla y la placa base.

La solución en los contactos con separación o fricción es complicada dada la no – linealidad del comportamiento. Debido a que los contactos no deben interpenetrarse, el software debe establecer relaciones entre las dos superficies para prevenir que la una pase a través de la otra en el análisis. Cuando el software previene la interpenetración, se dice que obliga a “compatibilidad de contacto”. Para imponer la compatibilidad en la interfaz de contacto, el módulo Workbench Mechanical ofrece varias formulaciones

de contacto. Estas formulaciones definen el método de solución que se usa. Por defecto la formulación usada por Workbench es Pure Penalty (ANSYS 2015).

La formulación Pure Penalty y Augmented Lagrange se pueden usar para contactos de caras de sólidos no – lineales. Ambos son formulaciones de contacto based – penalty:

$$F_n = k_n x_p \quad (\text{IV-1})$$

La fuerza de contacto,  $F_n$ , es un concepto de rigidez de contacto,  $k_n$ . Mientras mayor es la rigidez de contacto, menor es la penetración,  $x_p$ , como se ilustra en la Figura IV-2.

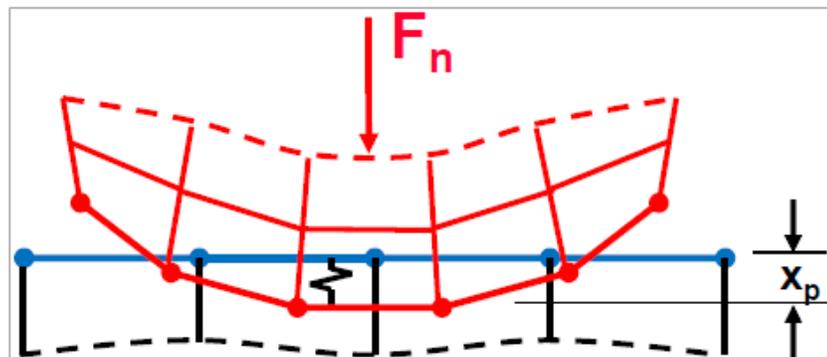


Figura IV-2: Interfaz de contacto entre dos sólidos (ANSYS 2015)

Idealmente, se podría tener  $k_n$  infinito, con cero penetración. Esto no es numéricamente posible con los métodos penalty – based, pero siempre y cuando  $x_p$  sea pequeño o despreciable, el resultado es preciso.

La principal diferencia entre los métodos Pure Penalty y Augmented Lagrange es que Augmented Lagrange aumenta la fuerza de contacto.

- Pure Penalty:  $F_n = k_n x_p$
- Augmented Lagrange:  $F_n = k_n x_p + \lambda$

Debido al término extra  $\lambda$ , el método Augmented Lagrange es menos sensible a la magnitud de la rigidez del contacto  $k_n$  (ANSYS 2015).

En este ensayo se usa el método Augmented Lagrange, implementado por defecto por el software.

## IV.2 Materiales

Los pernos del anclaje son de acero ASTM A36, tienen una relación constitutiva esfuerzo – deformación de tipo elasto – plástico con endurecimiento post fluencia (Mander, Priestley y Park, 1984). La deformación unitaria de rotura es 0.2 veces la longitud del perno entre el tope del pedestal y el tope de la silla.

Los parámetros de la curva esfuerzo – deformación (Mander et al. 1984), que se ve en la Figura IV-3, se obtienen de:

$$\sigma_{st} = f_u + (f_y - f_u) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{st}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)^P \text{ para } \varepsilon_{sh} < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_u \quad (\text{IV-2})$$

$$P = E_{sh} \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}{f_u - f_y} \right) \quad (\text{IV-3})$$

$$E_T = - \frac{f_y - f_u}{(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})^P} P (\varepsilon_u - \varepsilon_{st})^{P-1} \quad (\text{IV-4})$$

Para el acero ASTM A36 se toma en cuenta el factor de resistencia esperada,  $R_y$ , para el cálculo de los parámetros mostrados en la Tabla IV-1. La curva de esfuerzo - deformación resultante para acero ASTM A36 se observa en la Figura IV-4.

El hormigón es un H30 con  $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$ . En este modelo se asume que el hormigón resiste elásticamente los esfuerzos. Las deformaciones del hormigón serán mucho menores que las del acero.

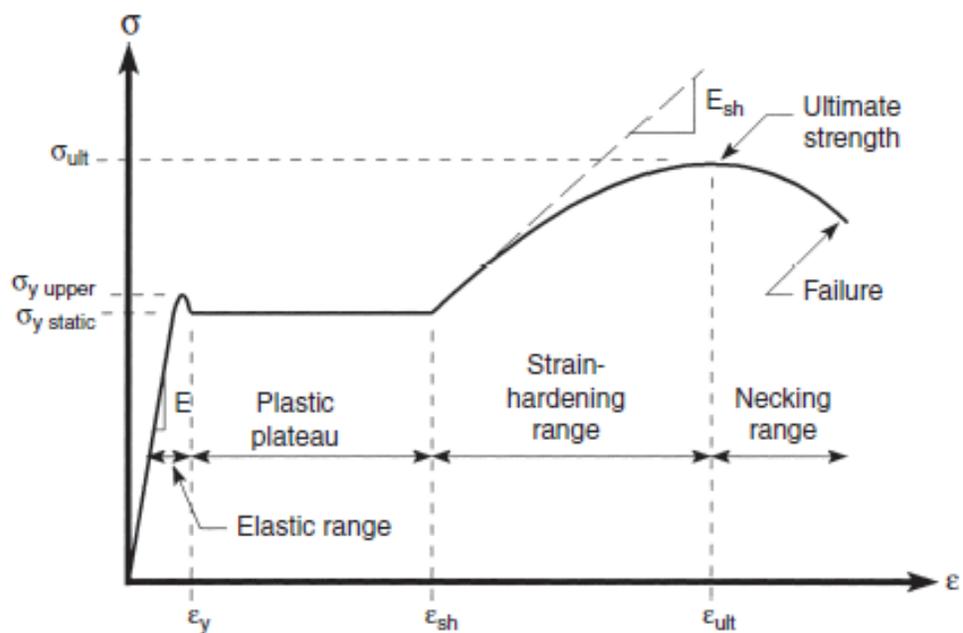


Figura IV-3: Curva esfuerzo – deformación del acero (Mander et al. 1984)

Tabla IV-1: Parámetros de la curva constitutiva del acero (Mander et al. 1984)

$F_{ye}$	3.795 tonf/cm <sup>2</sup>
$F_{ue}$	4.896 tonf/cm <sup>2</sup>
$E_s$	2040.0 tonf/cm <sup>2</sup>
$E_{sh}$	70.0 tonf/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_y$	0.002
$\epsilon_{sh}$	0.019
$\epsilon_u$	0.200

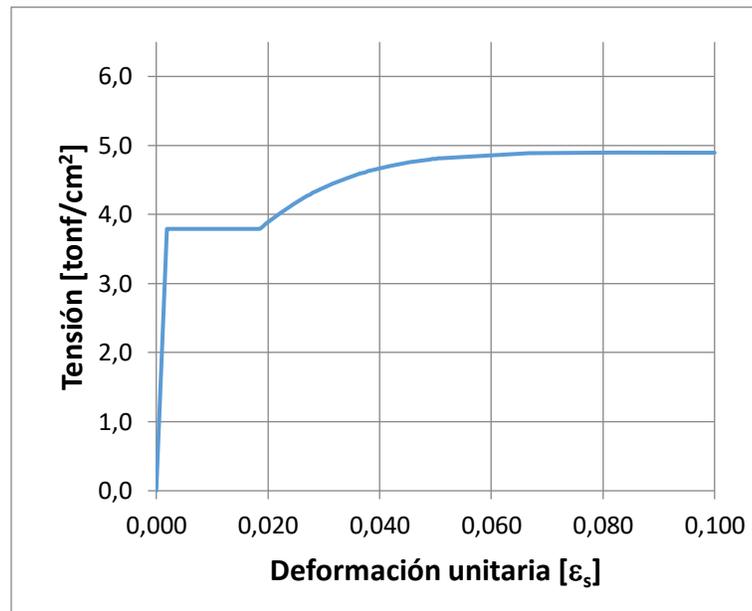


Figura IV-4: Curva esfuerzo deformación acero ASTM A36 (Mander et al. 1984)

### IV.3 Alcances del modelo

- Para simplificar el sistema se asume que el hormigón es rígido. En el modelo, la superficie del pedestal en donde se apoya la placa base y se sostienen los pernos, se considera una condición de borde de desplazamiento nulo.
- La silla junto con los atiesadores conforman un cuerpo que se comporta elásticamente. Luego del análisis se debe verificar el estado tensional de estos elementos.
- Los pernos son los únicos elementos constituidos con acero no lineal. El modelo reológico del acero de los pernos sigue la constitutiva descrita por Mander et al. (1984).
- Los contactos entre placa base y hormigón se modelan con rugosidad muy alta, con deslizamiento nulo. Se excluye del modelo la llave de corte. Los contactos entre pernos y placas se asumen sin fricción. Los contactos entre arandelas y silla también se consideran con rugosidad muy alta. Todos estos contactos se

pueden separar durante el análisis, lo que es importante para observar el comportamiento del anclaje luego de la deformación plástica de los pernos.

- El giro del anclaje se mide considerando el desplazamiento vertical de la placa base, como se observa en la Figura IV-5. La rotación medida en radianes es la relación  $\theta = h/b$ .
- Se aplica una carga axial vertical en la columna equivalente al 10% de la carga axial de fluencia de la columna:  $0.1N_y$

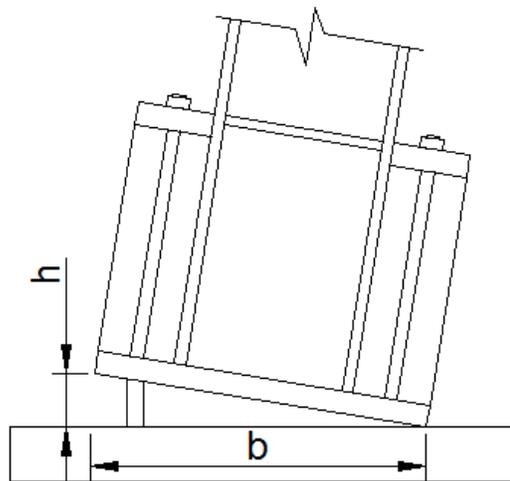


Figura IV-5: Giro de la placa base

#### IV.4 Secuencia de carga

El patrón de carga se introduce en el modelo en forma de desplazamiento lateral de la parte superior del anclaje. Este desplazamiento lateral impuesto se deriva de la secuencia de rotación para conexiones viga – columna de marco rígido dado en el AISC 341-10, descrito anteriormente, y que se muestra en la Figura IV-6. En la Figura IV-7 se observa el modelo de anclaje, la flecha indica la ubicación y dirección del desplazamiento de carga, impuesto como una condición de borde del sistema.

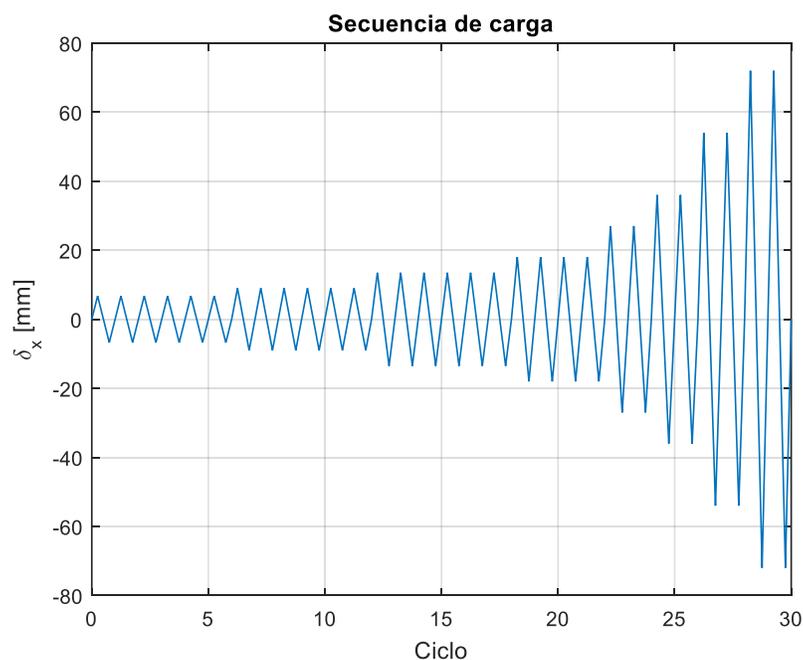


Figura IV-6: Secuencia de desplazamiento para anclaje de columna de acero (AISC 341-10)

Tabla IV-2: Secuencia de desplazamiento lateral

Ciclos	Ciclos acumulados	Magnitud de desplazamiento $ \delta_x $ (mm)
6	6	6.75
6	12	9.0
6	18	13.5
4	22	18.0
2	24	27.0
2	26	36.0
2	28	54.0
2	30	72.0

La columna tiene una altura total de 1.5 m, tres veces la altura de la sección de la columna. Esta altura evita que se presenten fenómenos de esfuerzos locales en el anclaje. Se considera a la columna flexuralmente rígida para determinar el desplazamiento lateral que se debe imponer a la parte superior de la columna, pero se incrementa un 20% la amplitud del desplazamiento, para garantizar que la rotación de

la base alcance los 0.04 rad. Considerando que son rotaciones pequeñas, los desplazamientos laterales de la placa base se suponen despreciables.

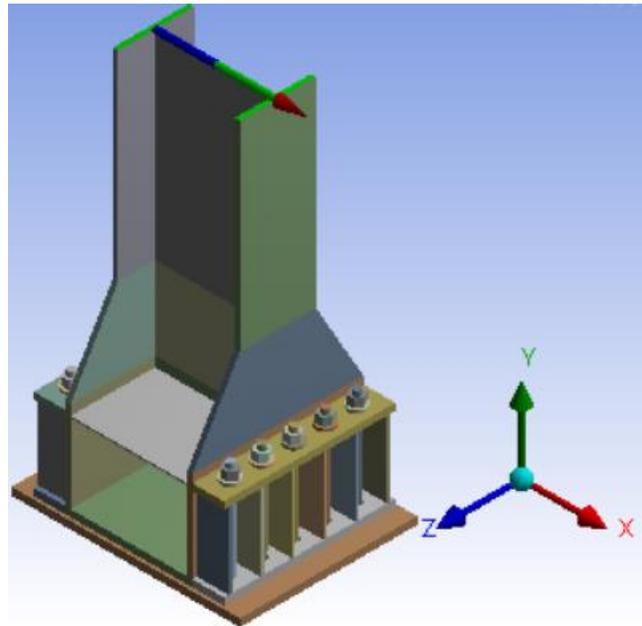


Figura IV-7: Vista isométrica del anclaje, con desplazamiento de carga en la sección superior

Al aplicar este desplazamiento lateral en la parte superior, el anclaje gira en torno a su punto de apoyo, el borde inferior de la placa base en el extremo comprimido. Por la rotación del anclaje, se producen deformaciones lineales en la columna y no lineales en los pernos. Con determinados desplazamientos, se alcanzan deformaciones plásticas en los pernos, que dejan un espacio libre entre la tuerca y la silla, producto de las deformaciones plásticas del perno.

En el modelo se incluye una carga axial vertical,  $N$ , aplicada en el centroide de la sección de la columna, que induce una fuerza que se opone a la rotación. La carga vertical es el 10% de la carga de fluencia,  $N_y$ , que resiste la sección de la columna.

#### IV.5 Variables a analizar

El protocolo de diseño planteado tiene como finalidad que el anclaje desarrolle deformaciones plásticas importantes en los pernos sin llegar a la rotura, y sin que la placa base llegue al esfuerzo de fluencia. En función de determinar el nivel de energía que alcanza a disipar el modelo y la validez de la suposición de que la placa base funciona en el rango elástico, el análisis se enfoca en observar:

- La relación Momento – Rotación de todo el sistema durante toda la secuencia de carga. Esta relación es no lineal debido a la plastificación de los pernos, y al espacio entre las tuercas y la silla que producen un comportamiento deslizante cuando el momento alcanza el valor  $M_n$  en el tramo de descarga.
- El estado de deformaciones de los pernos al final de la secuencia de carga. Tomando en cuenta que: la deformación de fluencia es 0.19% de la longitud libre del perno, y la deformación de rotura es 20% de la longitud libre del perno. Deformaciones dentro de este rango implican una adecuada plastificación de los pernos, que producen disipación de energía sísmica durante toda la secuencia de carga. Si se reaprietan las tuercas luego de haberse deformado los pernos, sería conveniente que en la primera secuencia se vean deformaciones inferiores al 10%. Así, al aplicar una segunda secuencia de carga, las deformaciones plásticas de los pernos se mantendrían debajo del límite de rotura.
- Las tensiones máximas en la placa base. El protocolo de diseño busca garantizar un comportamiento elástico de la placa base. El mismo comportamiento elástico se busca para para la placa silla y los atiesadores. Todas las deformaciones plásticas deben ubicarse en los pernos.
- Distribución de tensiones en el resto de elementos para el estado de desplazamiento máximo.

## V RESULTADOS

### V.1 Rigidez teórica del sistema

Durante la secuencia de desplazamiento lateral se aplica simultáneamente una carga vertical, equivalente al 10% de la carga de fluencia nominal de la sección de la columna, cuyo valor calculado es:

$$N = 0.1N_y = 0.1 * F_y * A_p = 39.7 N$$

Para calcular el momento de fluencia  $M_y$ , global del sistema, se usa la resistencia de fluencia esperada ( $R_y F_y$ ) para el acero ASTM A36 de los pernos. Según la ecuación (II-1), es:

$$M_y = 1175169.61 N * m$$

La carga axial vertical,  $N$ , aplicada en la columna produce un momento resistente, que se calcula de acuerdo a la ecuación (II-4):

$$M_{nc} = 145937.484 N * m$$

La razón entre el momento resistente de la carga vertical y el momento de fluencia es:

$$M_{nc} / M_y = 0.12$$

La rigidez axial de los pernos confiere una rigidez de rotación a todo el anclaje, obtenida con la ecuación (II-2):

$$K_b = 533.89 * 10^6 N * m$$

La rigidez rotacional post fluencia,  $K_{bst}$ , depende igualmente de la rigidez axial de los pernos. En la Figura V-2 para la curva esqueleto teórica, se puede observar el comportamiento de la rigidez rotacional luego de la fluencia de los pernos.

## V.2 Comportamiento rotacional global del modelo

En el sistema, se aplica una secuencia de desplazamiento lateral, que dentro del análisis numérico, es considerada una condición de borde. El momento de carga equivalente que se debería aplicar al anclaje para obtener esa secuencia de desplazamientos, se obtiene de la fuerza de reacción horizontal resultante que se opone al desplazamiento lateral impuesto, multiplicado por la altura (1.5 m).

En los primeros seis ciclos de desplazamiento lateral ( $\delta_x = 6.75 \text{ mm}$ ), los pernos no plastifican, por lo tanto no existe espacio libre entre tuerca y silla. Desde el séptimo ciclo, cuando se aumenta la magnitud de desplazamiento ( $\delta_x = 9.0 \text{ mm}$ ), se produce una pequeña deformación plástica, pero el comportamiento sigue siendo prácticamente elástico. En la Figura V-1 se muestra la curva normalizada de histéresis  $M - \theta$  del modelo. La fluencia del anclaje se produce en  $M = 0.9M_y$ .

En el ciclo 13 se incrementa el desplazamiento ( $\delta_x = 13.5 \text{ mm}$ ), y el momento  $M$  supera el valor de fluencia. La rotación plástica es importante ( $\theta_p = 0.0048$ ), y desde este punto es más visible el comportamiento deslizante que el estiramiento del perno produce.

El siguiente incremento de desplazamiento ( $\delta_x = 18 \text{ mm}$ ), en el ciclo 19, aumenta considerablemente la rotación plástica a  $\theta_p = 0.0077$ . Para el máximo desplazamiento ( $\delta_x = 72 \text{ mm}$ ), la rotación plástica alcanzada es  $\theta_p = 0.0435$ , mientras la rotación máxima teórica es 0.04, es decir, con el desplazamiento lateral impuesto se obtuvo una rotación mayor.

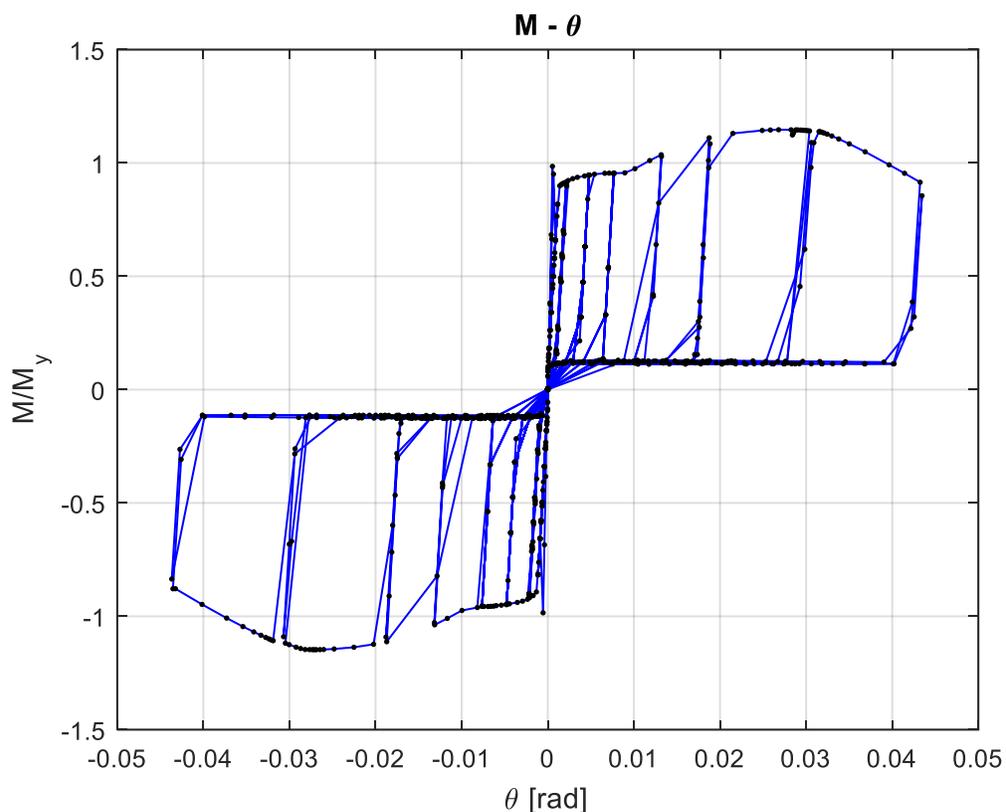


Figura V-1: Curva de histéresis experimental  $M - \theta$

El tramo horizontal de la curva de la Figura V-1, en que  $M \approx M_n$ , el anclaje tiene un comportamiento deslizante. En el tramo deslizante de la descarga no se disipa energía por deformación plástica, sin embargo, se produce el impacto de la placa base contra el hormigón que podría disipar energía, aunque esto no ha sido cuantificado.

La curva esqueleto para la relación  $M - \theta$  de la Figura V-2 muestra que globalmente la resistencia empírica es similar a la teórica. A partir de  $\theta = 0.03$ , la resistencia del anclaje decae.

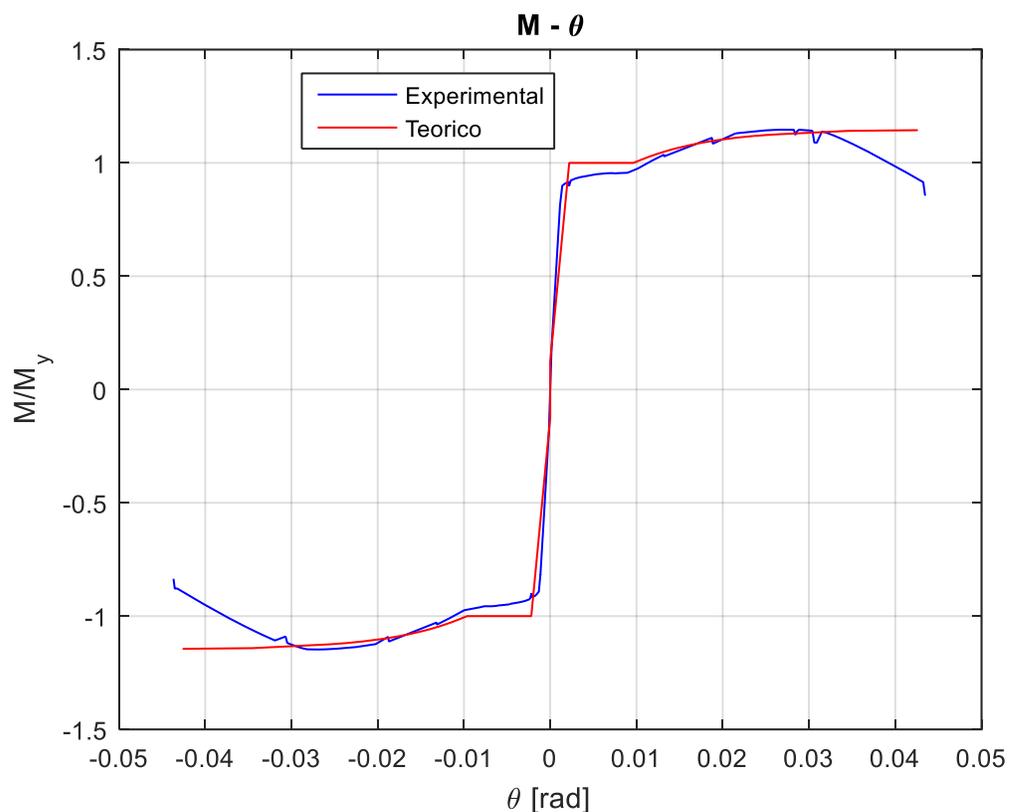


Figura V-2: Curva esqueleto para la relación  $M - \theta$

### V.3 Esfuerzo – Deformación en los pernos

El esfuerzo se mide en el centro de la longitud expuesta. La deformación unitaria se calcula con el alargamiento total del perno a nivel de la cara inferior de la golilla, dividido para la longitud expuesta.

Con la primera magnitud de desplazamiento ( $\delta_x = 6.75 \text{ mm}$ ), las deformaciones en los pernos no alcanzan el nivel de plastificación. La plastificación de los pernos, observada en la curva Esfuerzo – Deformación de la Figura V-3, se produce desde el séptimo ciclo, cuando se incrementa el desplazamiento a  $\delta_x = 9 \text{ mm}$ . Para este desplazamiento, la deformación plástica de los pernos es muy pequeña, llegando apenas a disipar algo de energía. A partir de  $\delta_x = 13.5 \text{ mm}$  la deformación plástica es importante. Los resultados de deformación plástica de los pernos para cada magnitud

de desplazamiento lateral se pueden apreciar mejor en la Figura V-4, en donde los dos colores representan los pernos a cada lado del anclaje.

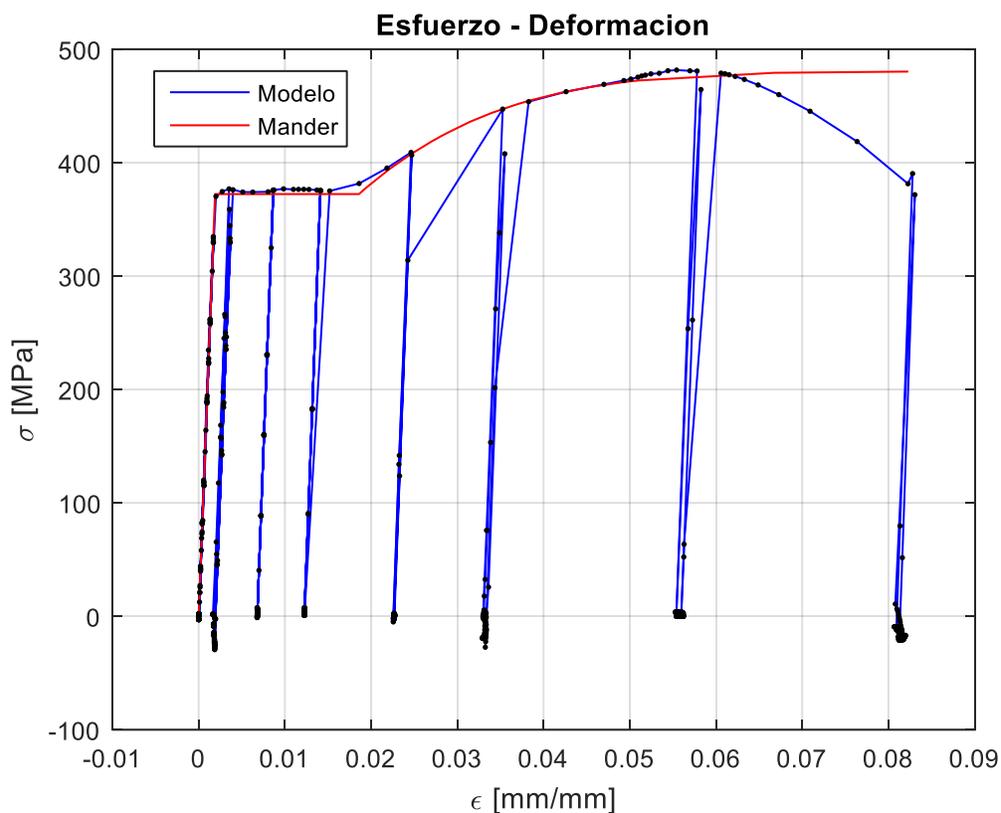


Figura V-3: Gráfico Esfuerzo – Deformación pernos

La disipación de energía por deformación plástica se produce cuando los desplazamientos son mayores a los máximos alcanzados previamente. En tanto no se incremente la magnitud de desplazamiento, el material del perno se comporta elásticamente. Como se observa en la Figura V-7, no existe variación en la energía acumulada, en los intervalos en que la magnitud de desplazamiento se mantiene constante.

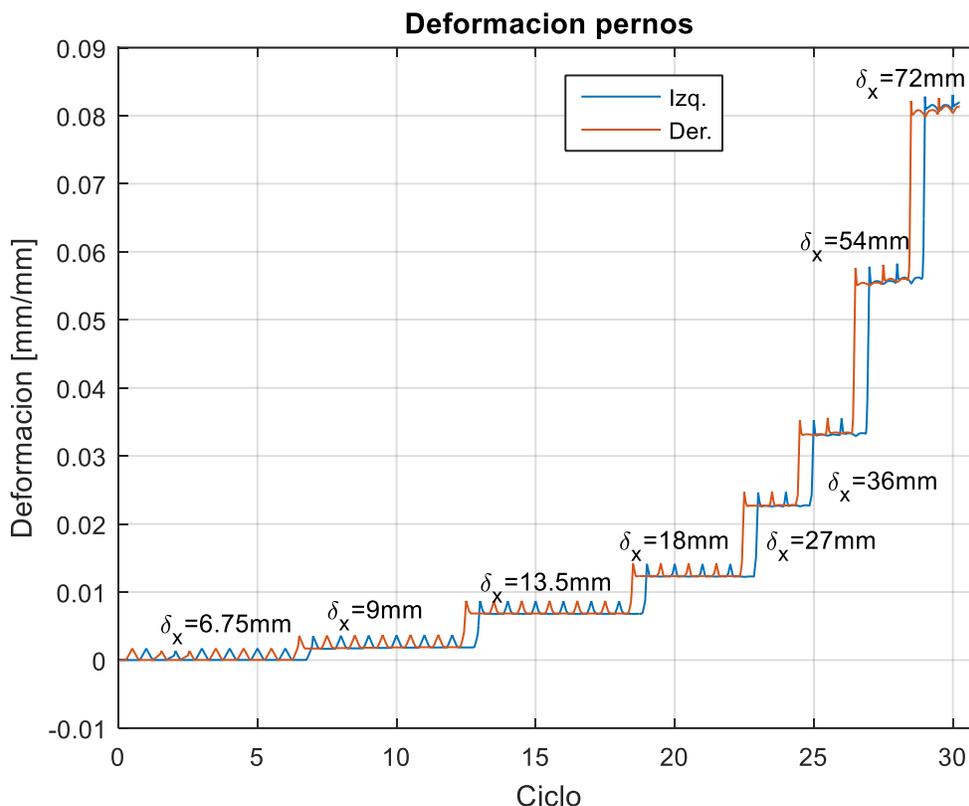


Figura V-4: Deformación de los pernos por ciclo de carga

En los primeros ciclos, la deformación plástica en los pernos se distribuye uniformemente a lo largo de la longitud expuesta. Para desplazamientos del anclaje superiores a  $\delta_x = 36 \text{ mm}$ , o giros del anclaje superiores a  $\theta = 0.025$ , el empuje lateral de la silla contra el perno produce flexión en la base del mismo. Se produce una concentración de daño por fatiga en la base del perno para giros del anclaje de gran amplitud (ver Anexo B). Esta concentración de deformaciones en una zona reducida, causa la falla del perno para deformaciones totales menores a la calculada. En la Figura V-5 se observa la irregular distribución de esfuerzos en los pernos producido por la flexión de los mismos, en el lado comprimido del anclaje. La Figura V-6 muestra una distribución uniforme de esfuerzos en los pernos en tracción. Al final del ensayo y con desplazamiento nulo, en los pernos se observa una deformación axial residual, y además persiste una deformación flexural plástica (ver anexo B) que provoca que los pernos permanezcan ligeramente presionados contra la silla.

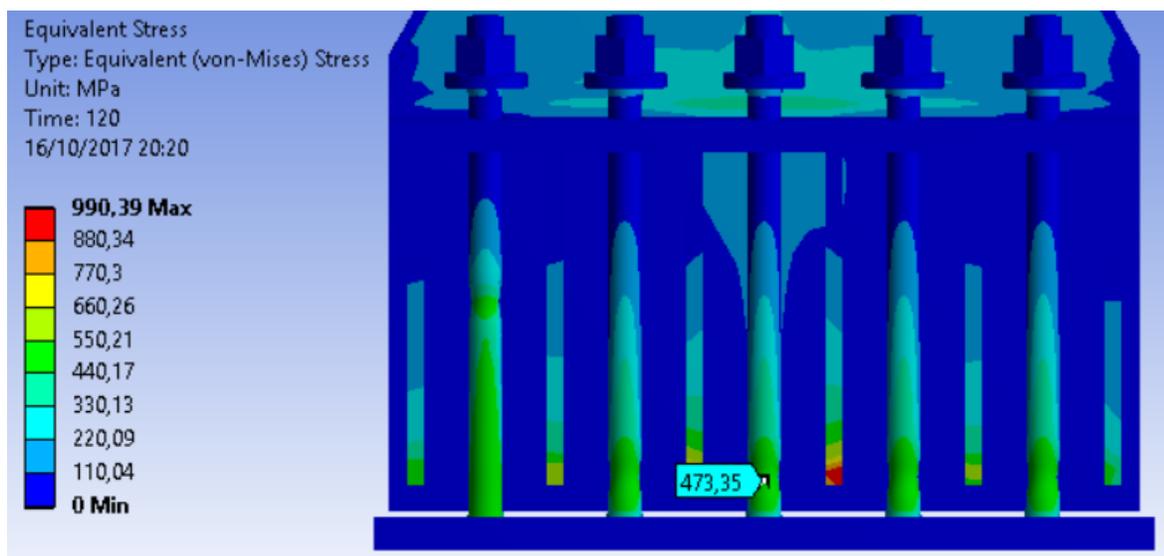


Figura V-5: Distribución de esfuerzos en los pernos, lado comprimido

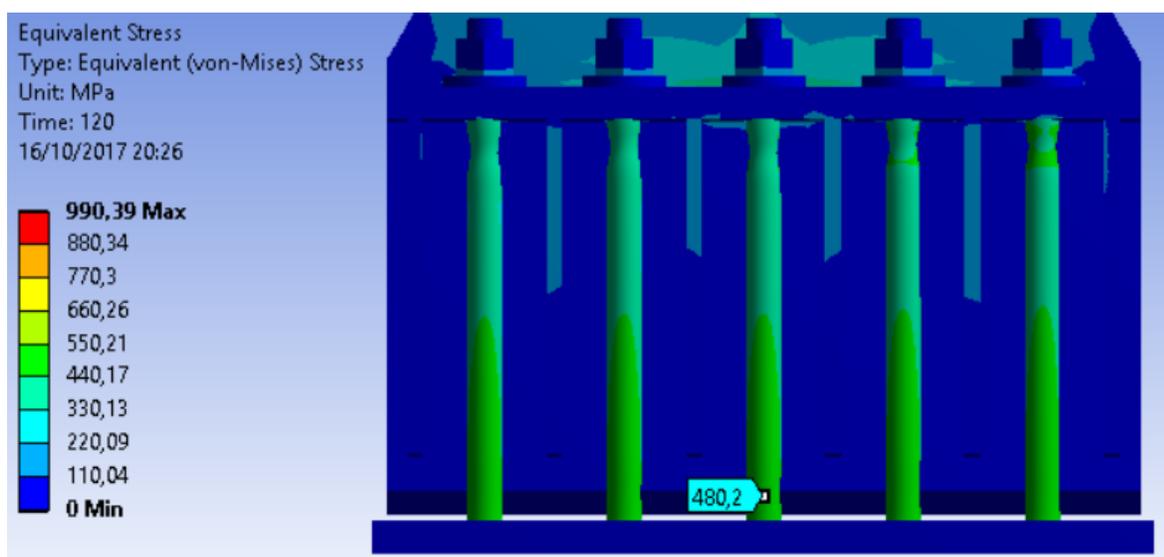


Figura V-6: Distribución de esfuerzo en los pernos, lado en tracción

La deformación plástica promedio de los pernos al final de la secuencia de desplazamientos es  $\varepsilon_p = 0.083$ . El esfuerzo correspondiente de la curva de Mander et al. (1984) (Figura IV-4), es  $\sigma_y = 4.96 \text{ tonf/cm}^2$ , que es el nuevo esfuerzo de fluencia del perno, en caso de aplicar otra secuencia de desplazamientos. Se tiene aún un rango importante de deformación plástica disponible en los pernos antes de que se alcance la

rotura en  $\varepsilon_p = 0.2$ . Con la plastificación y el endurecimiento de los pernos, el momento de fluencia del anclaje es:  $M_y = 1491126.24 \text{ N} * \text{m}$

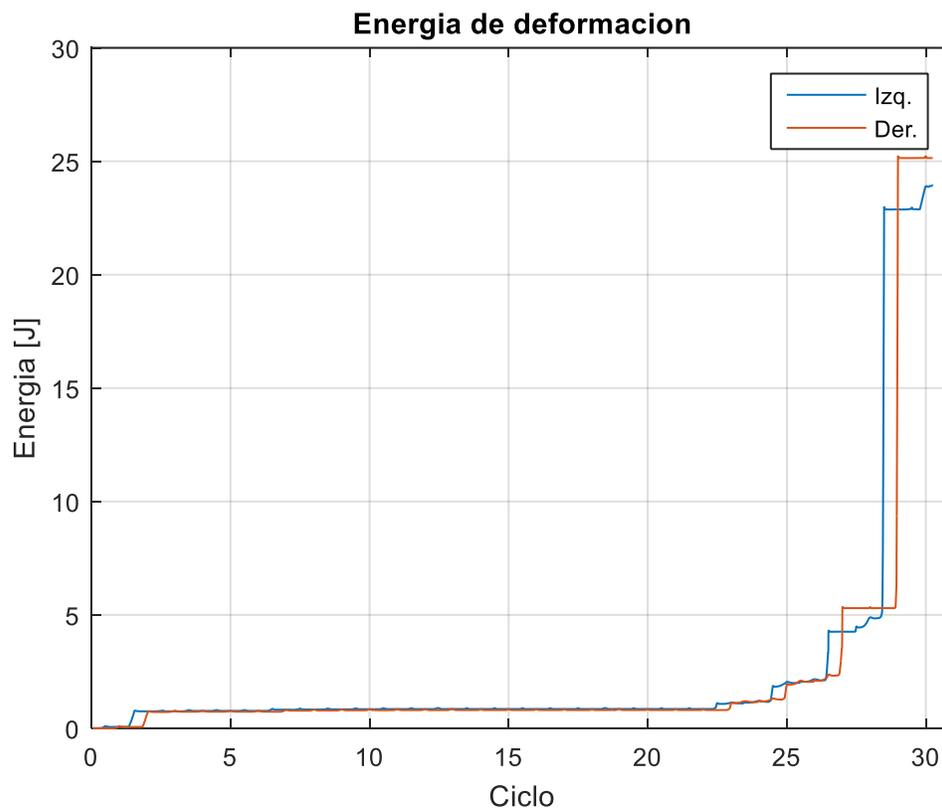


Figura V-7: Energía de deformación plástica acumulada por ciclo de carga en los pernos

#### V.4 Estado tensional en la placa base

En la Figura V-8 se observa la distribución de esfuerzos de la placa base, para el máximo desplazamiento de carga. En general los esfuerzos en la placa base son despreciables. Solo cuando se aplica el máximo giro al anclaje, aparecen esfuerzos importantes concentrados en la unión con los atiesadores de silla en el lado comprimido. Los esfuerzos que superan la resistencia de fluencia esperada del acero están concentrados en zonas muy reducidas y pueden despreciarse.

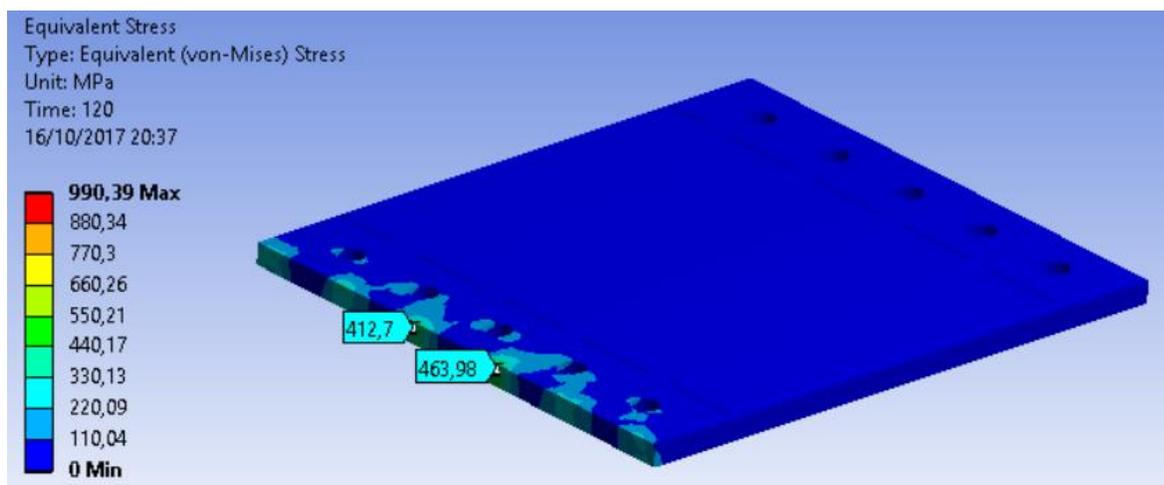


Figura V-8: Distribución de esfuerzos en la placa base, lado comprimido

El borde de la placa en compresión equilibra las fuerzas de tracción de los pernos en el otro extremo, la placa trabaja prácticamente solo en compresión. Los atiesadores proporcionan suficiente rigidez al anclaje y evitan que se produzca flexión en la placa. La zona reducida de compresión puede causar esfuerzos elevados y la falla del hormigón, sin embargo, el comportamiento del hormigón está fuera del alcance del presente estudio.

## V.5 Tensiones en el resto del modelo

A continuación se observa el estado del resto de elementos del anclaje para el máximo desplazamiento lateral. El comportamiento observado es simétrico, así que se muestra solo un lado del anclaje. Las deformaciones están en escala real.

### V.5.1 Alma de la columna

Las tensiones se distribuyen casi uniformemente en el alma. El esfuerzo en el alma supera la resistencia de fluencia esperada para el máximo desplazamiento. Se produce una concentración de esfuerzos en la unión con el ala y la silla. Se observa en la Figura V-9 la transmisión de tensiones del alma hacia los atiesadores. La tracción de los pernos es equilibrada por una reducida zona en compresión. En la zona del alma, por debajo del atiesador los esfuerzos son bajos.

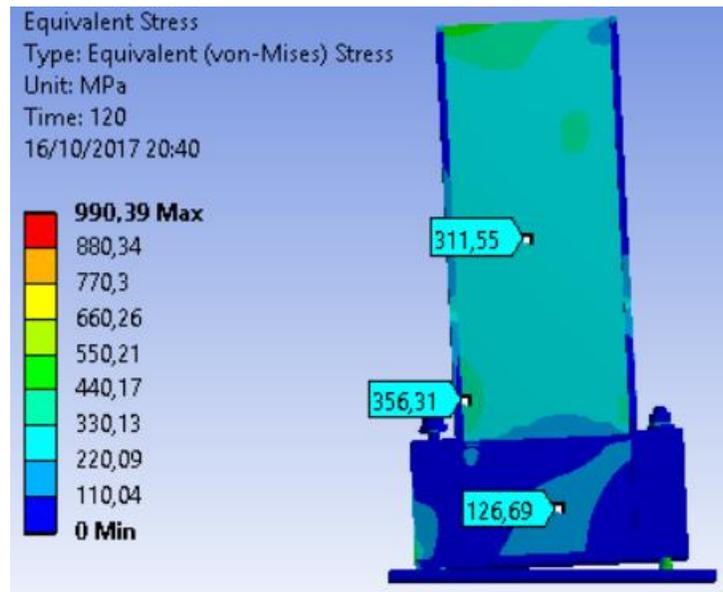


Figura V-9: Distribución de tensiones en el alma de la columna, lado izquierdo comprimido

### V.5.2 Ala de la columna

Como se observa en la Figura V-10, los máximos esfuerzos se localizan en la unión del ala y la silla, además de otras concentraciones menores en los cambios de geometría. El esfuerzo máximo es 430 MPa, aunque casi en su totalidad los esfuerzos no superan la resistencia de fluencia esperada. Como ocurre con la placa base, las zonas de fluencia en el ala son muy pequeñas y despreciables.

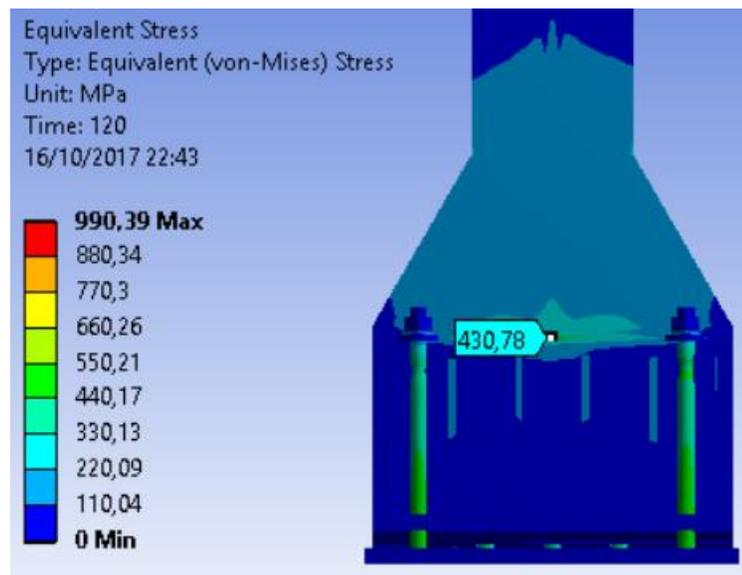


Figura V-10: Distribución de tensiones en el ala de la columna

### V.5.3 Atiesadores de silla

En los atiesadores se presentan las mayores tensiones de todo el sistema, en la unión con la placa base en el lado comprimido del anclaje, como se observa en la Figura V-11. Estas deformaciones superan la fluencia, pero no afectan la estabilidad del anclaje, porque afectan una porción reducida del atiesador, sin embargo, las deformaciones plásticas en esta zona podrían causar la redistribución de esfuerzos en el resto de elementos. En el presente análisis se asumió que sólo los pernos se comportan no linealmente, por lo tanto no se consideran los efectos no lineales del resto de elementos. En el lado con pernos en tracción los esfuerzos son muy inferiores al valor de fluencia.

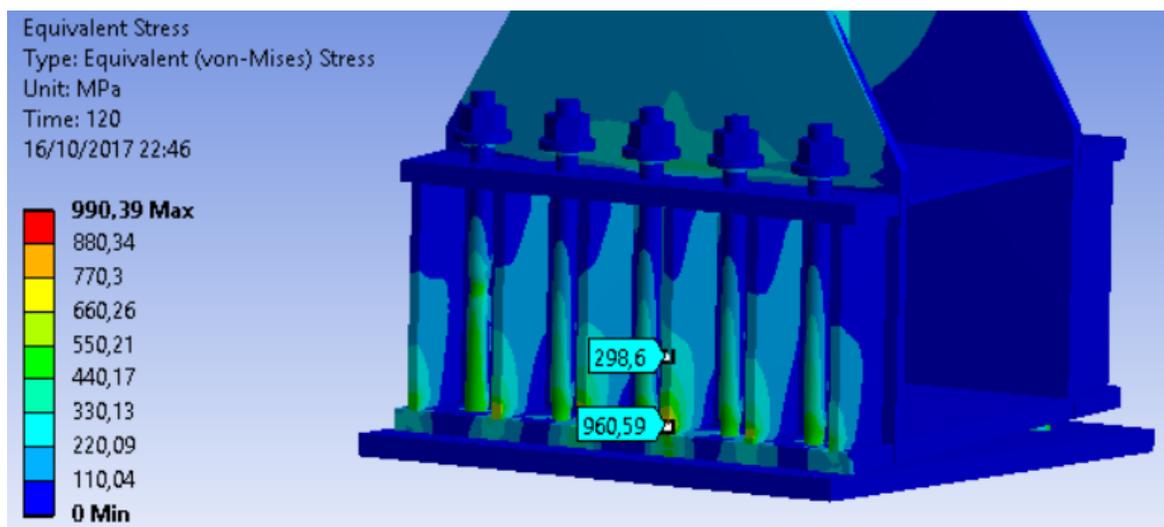


Figura V-11: Distribución de esfuerzos en los atiesadores

#### V.5.4 Silla y atiesador de alma

La distribución de esfuerzos que se observa en la Figura V-12 muestra esfuerzos muy bajos en estos elementos.

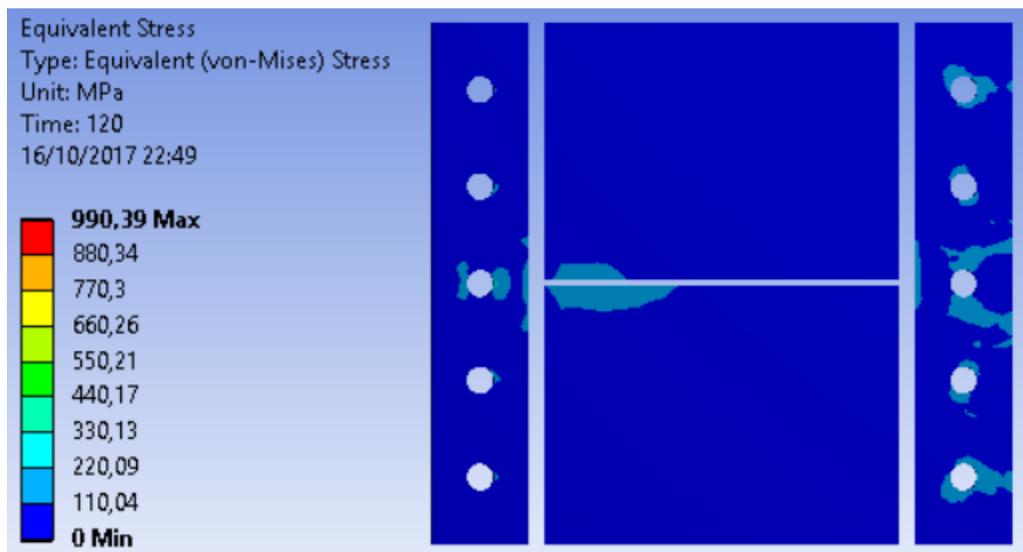


Figura V-12: Esfuerzos en silla y atiesador de alma vistos desde abajo, lado izquierdo comprimido

## VI CONCLUSIONES

- Los pernos disipan una cantidad importante de energía, sin embargo, se debe refinar el diseño del anclaje para mejorar su eficiencia. En este aspecto el protocolo de diseño propuesto por Ing. Carlos Peña L. garantiza que los pernos disipen energía sin daño en los demás componentes del anclaje.
- Los atiesadores de silla evitan que se produzca flexión en la placa base y favorece un comportamiento rígido del anclaje.
- Los atiesadores de silla trabajan principalmente a compresión y transmiten grandes esfuerzos desde la columna hacia la base por lo que están expuestos a fluencia o pandeo. Si llegan a fallar los atiesadores, reducirían la rigidez de la base provocando importantes esfuerzos de flexión en la placa base.
- Para futuras investigaciones se debe tomar en cuenta la disipación de energía en el impacto entre placa base y pedestal.
- La deformación flexural de los pernos, causado por el empuje lateral de la silla, produce daño en la base de los mismos. Una forma de evitar esto es aumentar la holgura en los orificios de la placa.
- Los pernos disipan energía cuando se supera la deformación plástica previa, es decir cuando hay incremento en la amplitud de la oscilación. Cuando se mantiene constante la amplitud de desplazamiento, no se produce disipación.
- El protocolo de diseño validado en el presente documento permitió tolerar las demandas de deformación definida para conexiones de marcos especiales de momento, estableciéndolo formalmente como una zona potencial de disipación de energía.
- Luego de los análisis se logró validar a través de una modelación analítica los resultados obtenidos experimentalmente por Takamatsu y Tamai (2005). Se propone para trabajos futuros la incorporación de esta ley constitutiva, u otras que puedan

desarrollarse, en modelos estructurales globales para evaluar el impacto de este anclaje o disipador dúctil en el comportamiento global de edificios de acero.

## BIBLIOGRAFIA

American Institute of Steel Construction (2010) *AISC 341-10: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction (2010) *AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL.

American Society of Civil Engineers (2010) *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, Reston, VA.

CHÁVEZ, N. (2011) *Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje*. Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Instituto Nacional de Normalización (2003), *NCh2369Of.2003: Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*, Santiago, Chile.

MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N. y PARK, R. (1984) Seismic design of bridge piers. *Research Report No. 84-2*, University of Canterbury, New Zealand.

MONTESINOS, R. (2015) Evaluación de la Norma NCh 2369.Of2003: Diez años de uso. *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015*. Santiago de Chile, 18-20 de Marzo, 2015.

PEÑA, C., MEDALLA, M., BRAVO, M.E. e HIDALGO, P. (2015) Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 - Aplicación a marcos de momento. *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015*. Santiago de Chile, 18-20 de Marzo, 2015.

PEÑA, C., MEDALLA, M., BRAVO, M.E. e HIDALGO, P. (2015) Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 - Aplicación a marcos arriostrados. *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015*. Santiago de Chile, 18-20 de Marzo, 2015.

SOULES, J.G., BACHMAN, R. y SILVA, J. (2016) Chile Earthquake of 2010, Assessment of Industrial Facilities around Concepción. *Published by the American Society of Civil Engineers*.

TAKAMATSU, T. y TAMAI, H. (2005) Non-slip-type restoring force characteristics of an exposed-type column base. *Journal of Constructional Steel Research* 61 (2005) 942–961.

URZUA, C. (2015) *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC*. Tesis Para Optar al

Grado de Magister en Ciencias de La Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica,  
Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

**ANEXOS**

## ANEXO A: VERIFICACIONES DE DISEÑO (ING. CARLOS PEÑA L.)

### Verificaciones geométricas

Giro global requerido	$\theta$	0.04
Estiramiento de pernos requerido	$\delta$	2.75 Cm
Deformación unitaria de diseño	$\varepsilon_n$	0.10
Longitud expuesta mínima	$L_{\min 1}$	27.5 cm
	$L_{\min 2}$	31.8 cm
Longitud expuesta máxima	$L_{\max}$	38.1 cm
Longitud expuesta de diseño	L	35.6 cm

### Verificación de resistencia de elementos

#### Pernos de anclaje

Tracción máxima de perno	$T_{ub}$	16.8 tonf
Resistencia de diseño	$\phi T_{nb}$	18.2 tonf
	FU	0.93 OK

#### Placa de silla

Resistencia esperada en perno	$T_{ue}$	30.0 tonf
Resistencia flexural placa	$\phi M_{np}$	4.5 tonf cm/cm
Factor de líneas de fluencia	$k_{ps}$	6.6
Resistencia de diseño	$\phi T_{np}$	29.5 tonf
	FU	1.02 Se acepta
Área mínima de corte	$A_v$	27.9 cm <sup>2</sup>
Resistencia de diseño	$\phi V_{np}$	38.2 tonf
	FU	0.79 OK

Placa base

Falla potencial en hormigón	$P_u$	43.2 tonf
Resistencia flexural placa	$\phi M_{np}$	4.5 tonf cm/cm
Factor de líneas de fluencia	$k_{pb}$	24.0
Resistencia de diseño	$\phi P_{np}$	107.1 tonf
	FU	0.40 OK

Atiesadores de silla

Factor de tributación hormigón	$k_{th}$	0.8
Falla potencial en hormigón	$P_u$	34.5 tonf
Factor de tributación perno	$k_{tb}$	1.0
Falla potencial en pernos	$P_u$	30.0 tonf
Esbeltez global	$\lambda$	55.7 OK
Tensión crítica	$F_{cr}$	2.159 tonf/cm <sup>2</sup>
Resistencia de diseño	$\phi P_n$	34.0 tonf
	FU	1.02 Se acepta

Atiesador de alma

Falla potencial en hormigón	$P_u$	45.0 tonf
Falla potencial en pernos	$P_u$	31.3 tonf
Esbeltez global	$\lambda$	149.4
Tensión crítica	$F_{cr}$	0.184 tonf/cm <sup>2</sup>
Área total colaborante	$A_{at}$	65.4 cm <sup>2</sup>
Resistencia de diseño	$\phi P_n$	47.9 tonf
	FU	0.94 OK

**Resumen de verificaciones**

Pernos de anclaje	Resistencia axial	FU	0.93	OK
Placa de silla	Resistencia flexural	FU	1.02	Se acepta
Placa base	Resistencia flexural	FU	0.40	OK
Atiesadores de silla	Resistencia axial	FU	1.02	Se acepta
Atiesadores de alma	Resistencia axial	FU	0.94	OK

## ANEXO B: RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

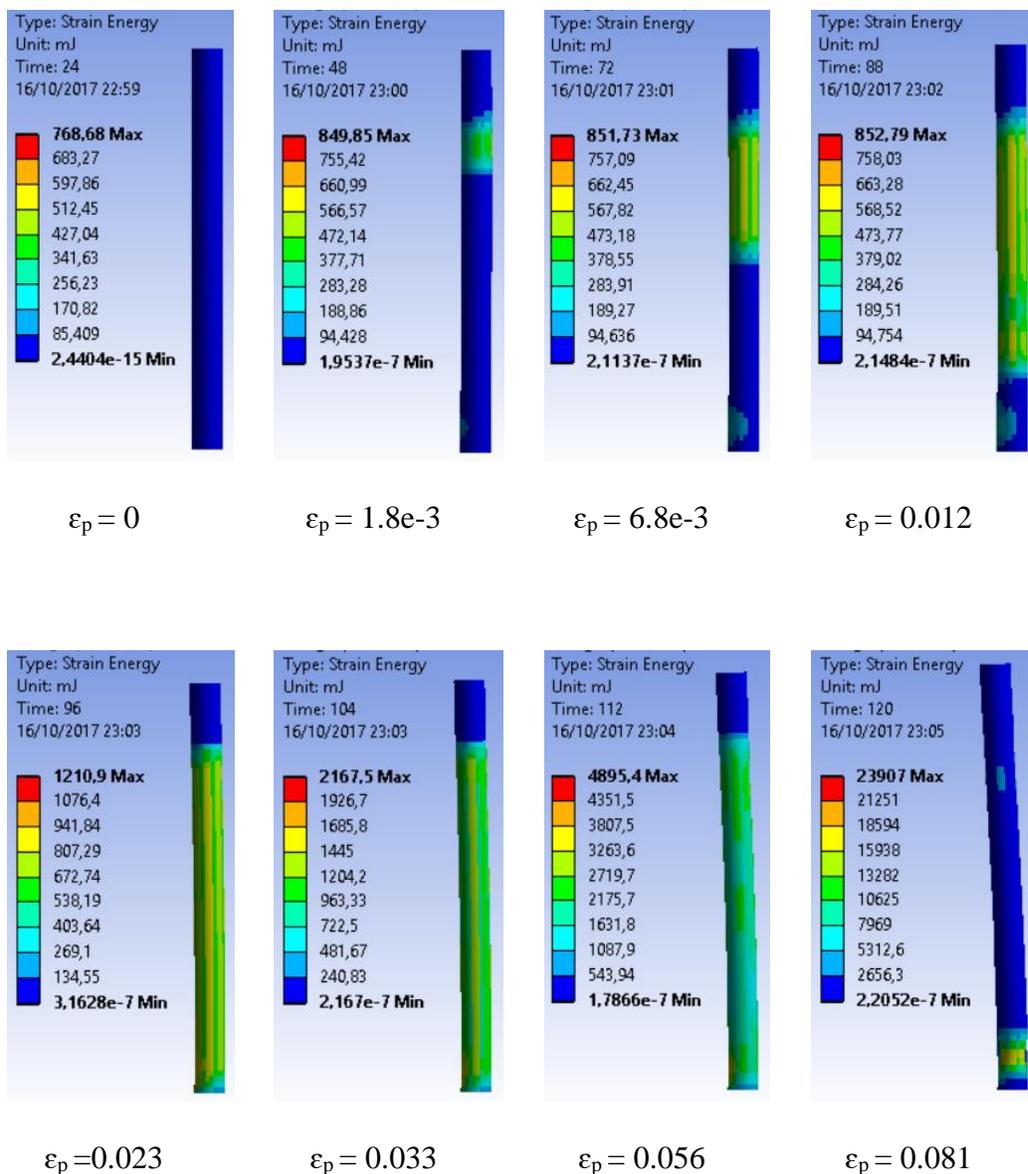


Figura B-1: Distribución de energía de deformación plástica en pernos

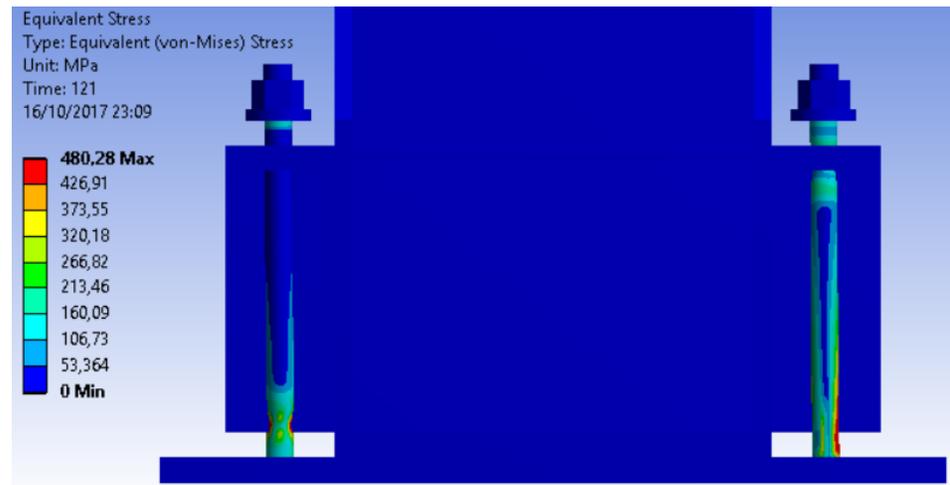


Figura B-2: Esfuerzos en los pernos al final del ensayo con desplazamiento nulo

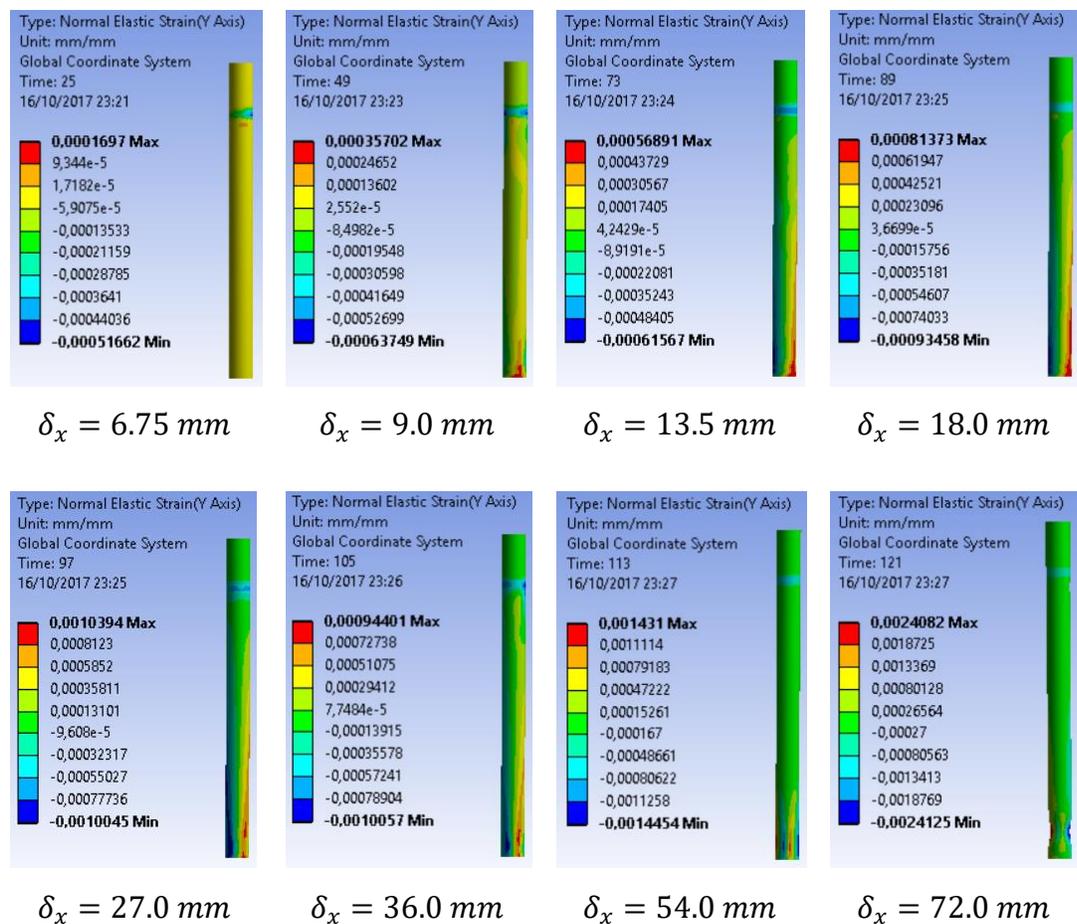
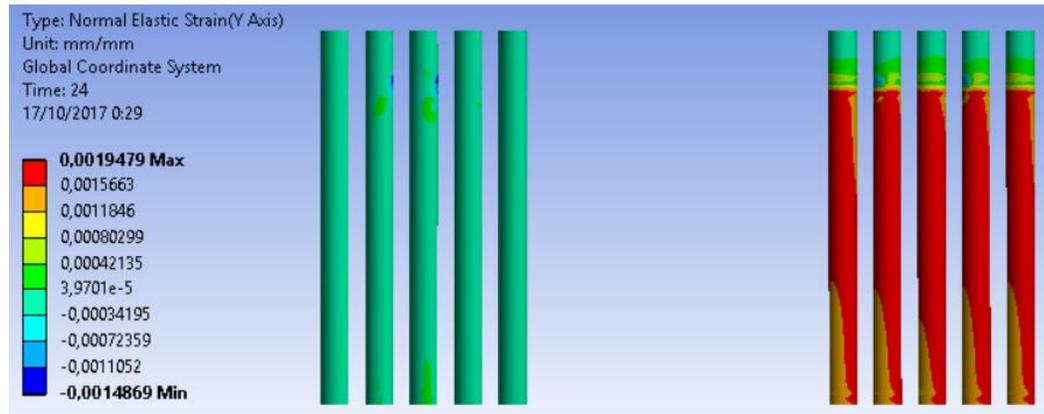
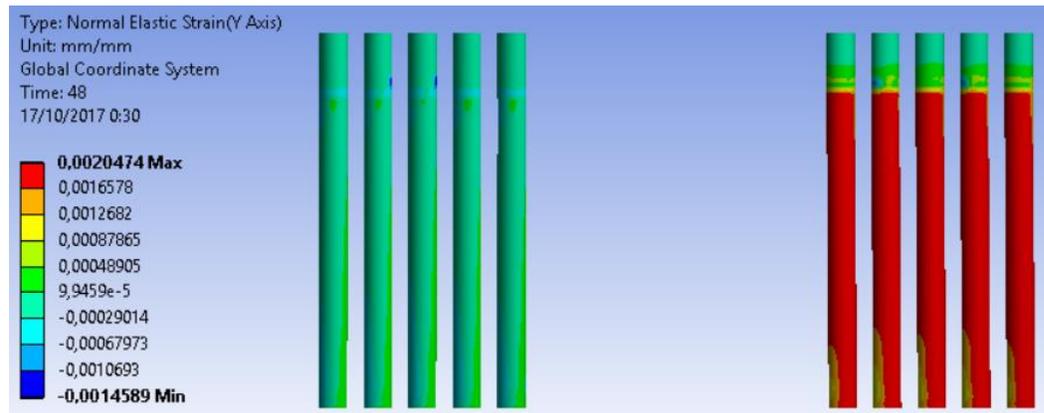
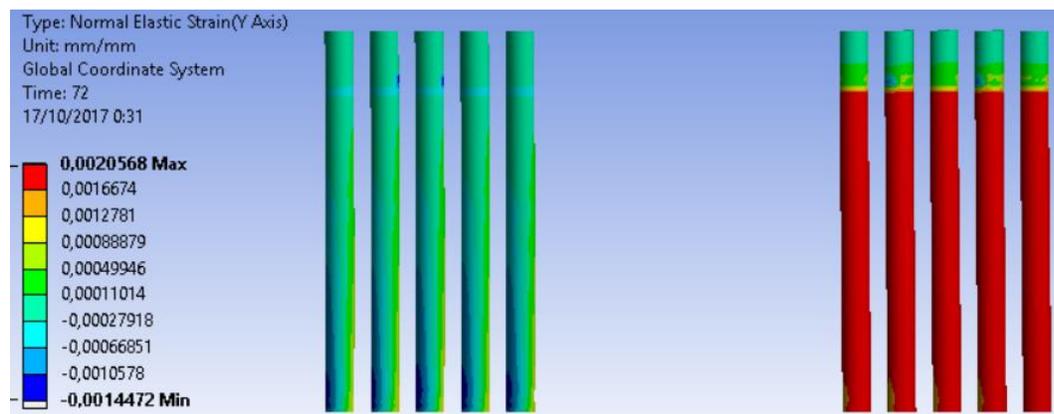
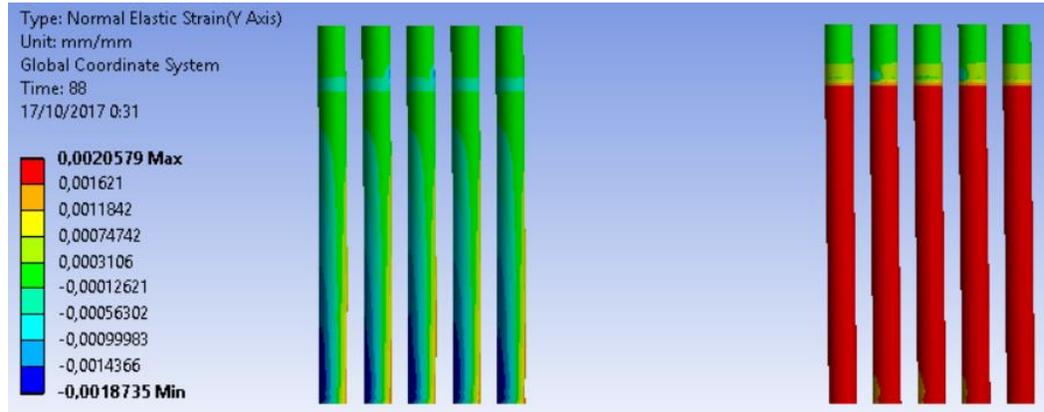
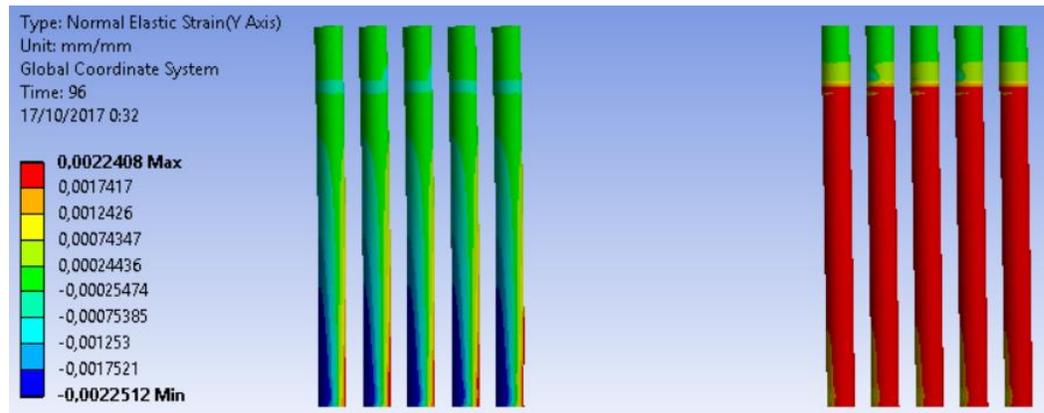
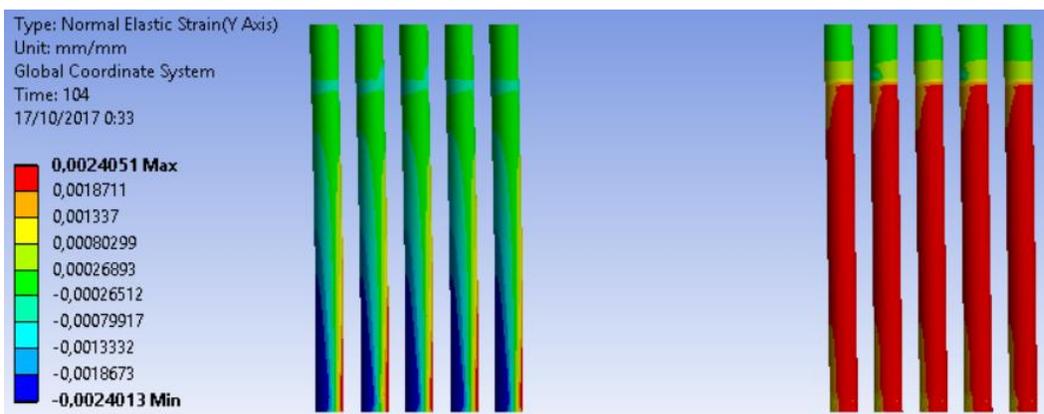


Figura B-3: Deformación axial residual con desplazamiento nulo

a)  $\delta_x = 6.75 \text{ mm}$ b)  $\delta_x = 9.0 \text{ mm}$ c)  $\delta_x = 13.5 \text{ mm}$

d)  $\delta_x = 18.0 \text{ mm}$ e)  $\delta_x = 27.0 \text{ mm}$ f)  $\delta_x = 36.0 \text{ mm}$

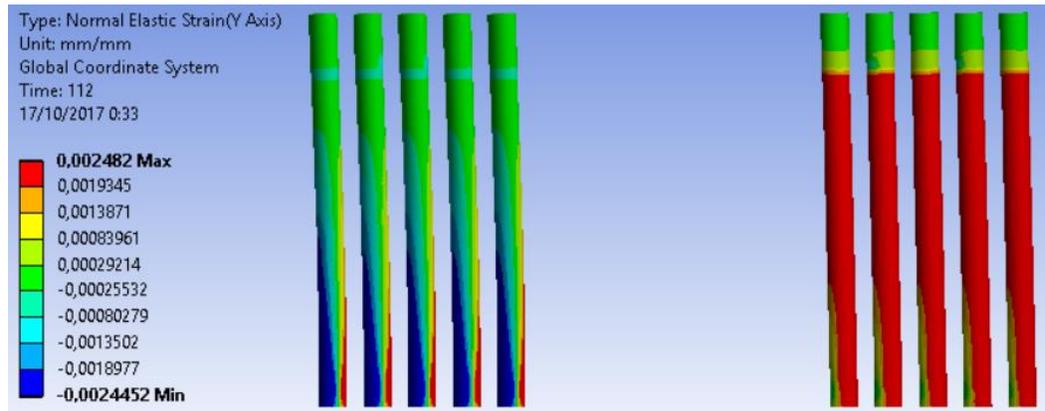
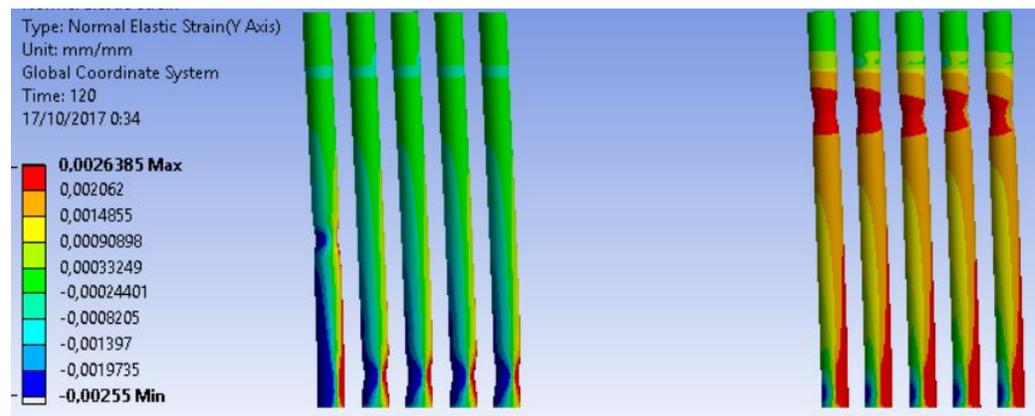
g)  $\delta_x = 54.0 \text{ mm}$ h)  $\delta_x = 72.0 \text{ mm}$ 

Figura B-4: Distribución de deformación unitaria axial en los pernos para cada magnitud de desplazamiento, lado izquierdo en compresión