



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO DE ACERO CON
CONEXIONES APERNADAS DOBLE T
MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GERMÁN ROSAURO IGOR BARRIENTOS

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES
FABIÁN ROJAS BARRALES

SANTIAGO DE CHILE

2016

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TITULO DE: Ingeniero Civil en Obras Civiles
POR: Germán Rosauo Igor Barrientos
FECHA: 17/10/2016
PROFESOR GUÍA: Ricardo Herrera Mardones

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO DE ACERO CON CONEXIONES APERNADAS DOBLE T

El presente trabajo tiene como objetivo determinar el desempeño sísmico de marcos de momento con conexión viga-columna doble t soldadas. Para ello, se implementa la metodología presentada en FEMA p695, la cual permite cuantificar el desempeño sísmico de nuevos sistemas estructurales.

Para implementar la metodología, se requiere determinar de forma explícita las curvas de carga vs deformación de todos los elementos estructurales que componen el sistema sismo-resistente. Para las vigas y columnas se emplean las curvas presentadas en FEMA-356, mientras que para determinar la curva de la conexión viga-columna, se utiliza el modelo de rigidez desarrollado por Swanson, 2000.

Los resultados indican que un marco de momento con conexiones doble-t soldadas solo puede considerarse como marcos especiales (SMF) si el tamaño de sus vigas es de perfiles IN70 o inferior. Para marcos que requieran vigas de mayor dimensión, se deben considerar como marcos ordinarios (OMF), con el factor de reducción menor correspondiente. Este resultado ratifica lo expuesto en FEMA-350, donde se precalifica la conexión t-stub plegada para ser usada como SMF solo hasta perfiles tamaño W24.

*“El pasado nos da la sabiduría
Para enfrentar el futuro desafiantes
Así como la familia nos da la alegría
Y el apoyo para seguir adelante”*

TABLA DE CONTENIDO

Índice de tablas	v
Índice de figuras	1
Capítulo 1. Introducción	2
1.1. Motivación.....	2
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo Principal:	3
1.2.2. Objetivos Secundarios:	3
1.3. Contenido de la memoria.....	3
Capítulo 2: Antecedentes.....	5
2.1. Antecedentes.....	5
2.1.1. Swanson et. al (2000).....	6
2.1.2. Bravo et. al (2013)	8
2.2. Determinación del desempeño sísmico	9
2.2.1. Análisis no-lineal estático	10
2.2.2. Análisis no-lineal estático	12
2.2.3. Incertidumbre.....	17
Capítulo 3. Diseño de elementos	19
3.1. Distribución geométrica	21
3.1.1. Edificio destinado a Oficinas	21
3.1.2. Edificio destinado a uso habitacional	21
3.2. Diseño sísmico.....	22
3.2.1. Deformaciones sísmicas.....	23
3.2.2. Torsión accidental.....	24
3.3. Diseño vigas y columnas	25
3.4. Diseño de conexión Viga-Columna.....	26
3.4.1. Falla en pernos del alma (paso 5)	27
3.4.2. Falla del alma de la T (paso 6).....	27
3.4.3. Falla de alas de la T (paso 7)	27
3.4.4. Falla en pernos de las alas (paso 8).....	28
3.4.5. Falla en alas de la viga (paso 9).....	28
3.4.6. Falla por bloque de corte (paso 10).....	28

3.4.7. Rigidez Elástica	29
Capítulo 4. Modelación no-lineal	31
4.1. Vigas y Columnas.....	31
4.2. Conexión doble T (Swanson, 1999)	32
4.2.1. Interacción Pernos a tensión con ala de la T.....	34
4.2.2. Fluencia del alma de la T.	41
4.2.3. Aplastamiento-deslizamiento.....	42
4.2.4. Respuesta total de la conexión.....	46
Capítulo 5. Resultados modelación no-lineal	48
5.1. Análisis Push-Over	48
5.2. Análisis Tiempo-Historia	52
Capítulo 6. Conclusiones.....	56
Bibliografía.....	58
ANEXOS A: Factores de Utilización.....	60
ANEXOS B: Método de Análisis Estático Nch.433	70
ANEXOS C: Diseño de Conexiones	73
ANEXOS D: Códigos de modelación de la conexión.....	80
1. Interacción Alas/Pernos a tracción.....	81
2. Modelo de Alma.....	85
3. Deslizamiento / Aplastamiento	86

Índice de tablas

Tabla 1: Registro de sismos.....	15
Tabla 2: Parámetros pseudo-espectro MCE	15
Tabla 3: Incertidumbre de arquetipos.....	17
Tabla 4: Sobrecargas	19
Tabla 5: Parámetros sísmicos de los arquetipos	22
Tabla 6: Cortes basales	23
Tabla 7: Deformaciones sísmicas máximas	23
Tabla 8: Deformaciones por torsión accidental.....	24
Tabla 9: Perfiles utilizados	25
Tabla 10: F.U. Columnas y vigas	25
Tabla 11: Distancias límites, pernos.....	29
Tabla 12: Geometría de las conexiones (a)	30
Tabla 13: Geometría de la conexión (b).....	30
Tabla 14: Geometría de la conexión (c)	30
Tabla 15: Modelo de rigidez del perno.....	34
Tabla 16: Área nominal y efectiva de pernos.....	35
Tabla 17: Parámetros PushOver	48
Tabla 18: Parámetros sísmicos de PushOver.....	48
Tabla 19: Deriva y giro máximo.....	52
Tabla 20: Factor de Escalamiento	54
Tabla 21: Resultados CMR	55

Índice de figuras

Ilustración 1: Conexión T-stub (Bravo, 2013)	2
Ilustración 2: Tipos de conexión	5
Ilustración 3: Conexión completa ensayada por Swanson	6
Ilustración 4: Modelo de resortes propuesto por Swanson.....	7
Ilustración 5: Comparación entre datos experimentales y modelo de resortes (Swanson, 1999).....	7
Ilustración 6: Curva cíclica de respuesta (Bravo, 2013).....	8
Ilustración 7: Metodología para cuantificar el desempeño sísmico (FEMA, 2009).....	9
Ilustración 8: Curva idealizada de análisis PushOver (FEMA, 2000).....	12
Ilustración 9: Curva de fragilidad de colapso	13
Ilustración 10: Pseudo-espectro de aceleración MCE	16
Ilustración 11: Espectros St y MCE	16
Ilustración 12: Marcos perimetrales como leaning column.....	20
Ilustración 13: Cargas consideradas por marco	20
Ilustración 14: Distribución geométrica en altura [mm]	21
Ilustración 15: Distribución geométrica en altura [mm]	22
Ilustración 16: Geometría según protocolo FEMA 350	26
Ilustración 17: Geometría de la conexión.....	30
Ilustración 18: Modelo FEMA-356	32
Ilustración 19: Curva monotónica vs cíclica (Swanson, 1999)	33
Ilustración 20: Curva monotónica (Herrera, 2008) vs cíclica (Bravo, 2013).....	33
Ilustración 21: Comportamiento de pernos (diámetro 1 in., A325).....	35
Ilustración 22: Modelo de rigidez ala/pernos a tensión.....	36
Ilustración 23: Modelo como viga con resorte	36
Ilustración 24: Comportamiento del ala, conexión Of.8p.	37
Ilustración 25: Comportamiento del ala	40
Ilustración 26: Comportamiento bilineal del Alma (Bravo, 2013).....	41
Ilustración 27: Distribución de pernos en hoyos.	43
Ilustración 28: Modelo bi-lineal de deslizamiento (Rex-Easterling, 1996).....	44
Ilustración 29: Modelo deslizamiento-aplastamiento.....	46
Ilustración 30: Curva monotónica, conexión T-stub Oficina 8 pisos	47
Ilustración 31: Curvas Push Over	49
Ilustración 32: Rotulas en análisis Push Over (a).....	50
Ilustración 33: Rotulas en análisis Push Over	51
Ilustración 34: Curvas Momento-Rotación de las conexiones modeladas	53

Capítulo 1. Introducción

1.1. Motivación

Para sistemas sismo resistentes tradicionales las normas definen los coeficientes de respuesta del sistema (R) según su tipo de estructuración, que junto con el comportamiento dinámico de la estructura, permiten pasar de un problema no lineal muy complejo, a un problema lineal equivalente. El problema de este enfoque es que frente a las nuevas tecnologías constructivas, no se asegura que los sistemas estructurales cumplan con los requisitos de ductilidad ligados a dicho factor.

Frente a este problema, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de E.E.U.U., o FEMA por sus siglas en inglés, desarrolló una metodología con la cual se puede cuantificar el desempeño sísmico de un edificio (FEMA, 2009). En la presente memoria, se aplicará esta metodología a marcos de momento, con conexión viga-columna doble T soldada (Doble T-stub, DST), diseñados según normas chilenas.

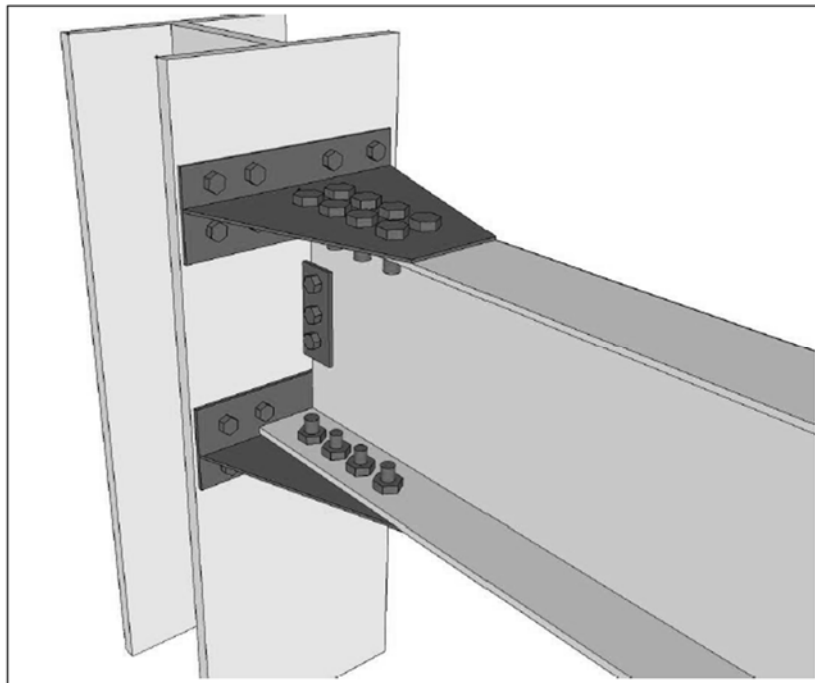


Ilustración 1: Conexión T-stub (Bravo, 2013)

1.2. Objetivos

El presente trabajo de título tiene como objetivos lo siguiente:

1.2.1. Objetivo Principal:

- Determinar el desempeño sísmico de un edificio con sistema sismo resistente basado en marcos de momento con conexiones doble T soldados.

1.2.2. Objetivos Secundarios:

- Determinar la rigidez de la conexión doble T, para ser utilizado en el diseño lineal.
- Determinar la rigideces no lineal de la conexión, asociada a cada modo de falla, para ser modelados en el rango no-lineal.
- Implementar el comportamiento de la conexión en un software de análisis estructural. Para la presente memoria se elige SAP2000 v.18.
- Realizar análisis dinámicos y estáticos de los arquetipos diseñados.
- Determinar el desempeño sísmico de los arquetipos.
- Concluir de acuerdo a los resultados obtenidos.

1.3. Contenido de la memoria

La presente memoria está dividida en los siguientes capítulos:

Capítulo 2: Antecedentes: Se recopila la información desarrollada hasta la fecha de la conexión doble-T. Se presenta la metodología a emplear para cuantificar el desempeño sísmico del sistema estructural.

Capítulo 3: Diseño de elementos: Se presentan los arquetipos a utilizar, su dimensionamiento geométrico global, y el diseño de cada elemento estructural.

Capítulo 4: Modelación no-lineal: Se modelan los elementos estructurales de acuerdo a sus características no-lineales.

Capítulo 5: Resultados de modelación no-lineal: Se presentan los resultados de los análisis no lineales estáticos y dinámicos.

Capítulo 6: Conclusiones: se presentan las conclusiones y recomendaciones de diseño del trabajo realizado.

Capítulo 2: Antecedentes

2.1. Antecedentes

Las conexiones de acero viga-columna se pueden agrupar en 3 grandes grupos. Según su capacidad de transmitir momento, o capacidad de giro, se consideran conexiones rígidas o de momento, conexiones simples de corte, y conexiones semi-rígidas.

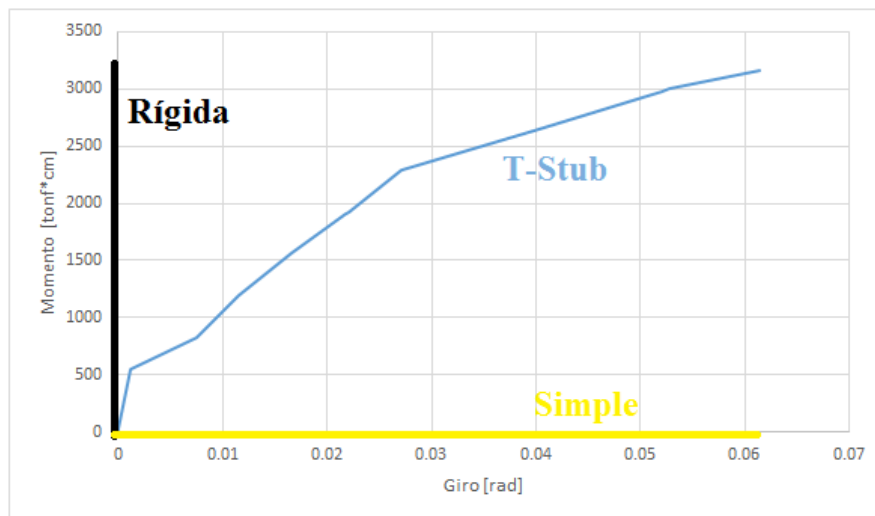


Ilustración 2: Tipos de conexión

La conexión a utilizar en esta memoria corresponde a una conexión semi-rígida, pudiendo transmitir momento de acuerdo a las características propias de cada conexión T-stub. Este problema se puede afrontar de tres formas: realizar un modelo de elementos finitos; ensayar la conexión completa de forma experimental; o simular la conexión como serie de resortes. Los dos primeros procedimientos requieren de muchos recursos (tiempo, computacional y dinero), por lo que se empleará la tercera alternativa, que consiste en caracterizar la conexión como resortes multi-lineales plásticos, que modelan los mecanismos que controlan el comportamiento de la conexión.

Debido al rápido montaje en terreno de los marcos de momento con conexión doble-T, y el poder controlar todos los aspectos de la estructura desde maestranza (principalmente

soldadura entre alma y ala de la conexión), varios autores han estudiado su comportamiento, dentro de los que destacan los siguientes.

2.1.1. Swanson et. al (2000)

En 1999, Swanson presenta su tesis de doctorado, la cual consiste en el estudio completo de la conexión T-stub con perfiles plegados. En este estudio se ensayaron 48 componentes de la conexión, y 8 conexiones completas, incluido la viga y columna. Todo patrocinado por FEMA, quienes luego basarían sus recomendaciones de diseño, publicadas en FEMA-350 (FEMA, 2000b), en las recomendaciones de diseño propuestas por Swanson.

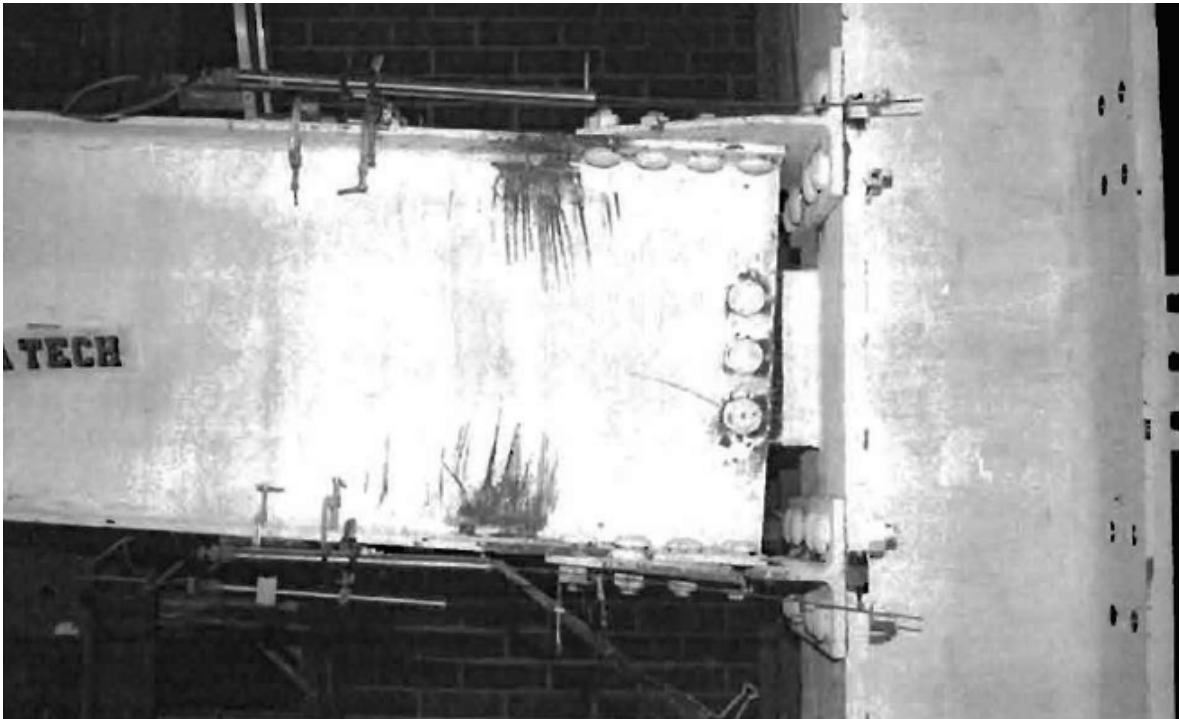


Ilustración 3: Conexión completa ensayada por Swanson

Dentro de los objetivos de Swanson, estaba la modelación en elementos finitos de la conexión, calibrado de acuerdo a los resultados experimentales, y desarrollar un modelo de resortes que pudiera representar el comportamiento de los mecanismos que se producen en la conexión, para cargas monotónicas y dinámicas.

En la presente memoria, utilizaremos este modelo para definir el comportamiento de la conexión en el rango no-lineal, presentada en el capítulo 4. Mientras que para el rango lineal y diseño de la conexión se utiliza lo propuesto por la publicación FEMA-350 (FEMA, 2000b).

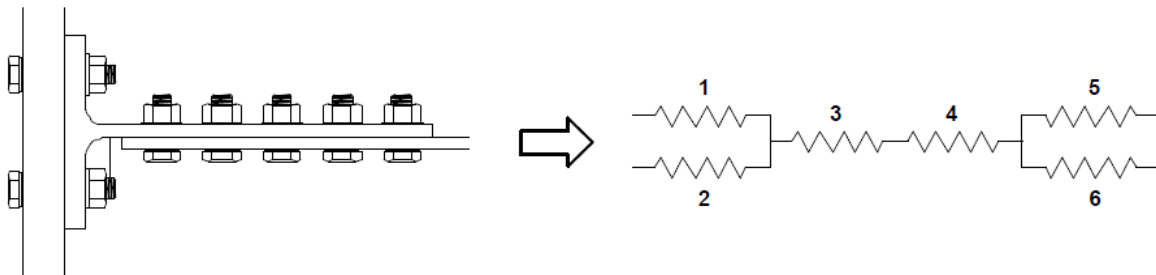


Ilustración 4: Modelo de resortes propuesto por Swanson

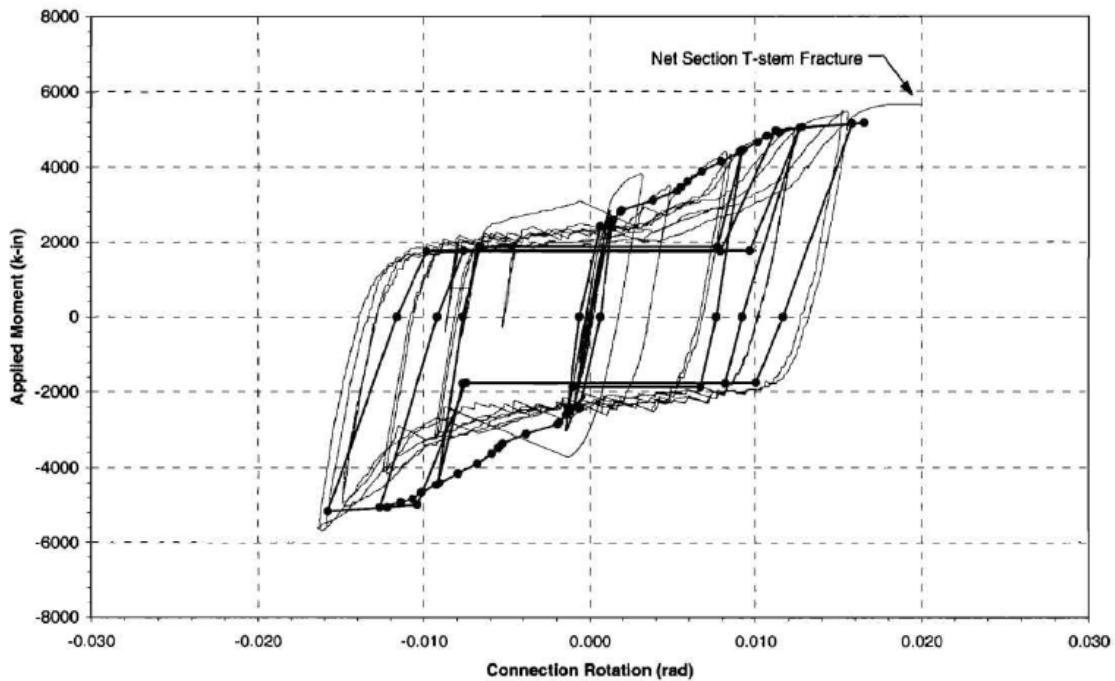


Ilustración 5: Comparación entre datos experimentales y modelo de resortes (Swanson, 1999)

2.1.2. Bravo et. al (2013)

La tesis de magister de M. Bravo (Bravo, 2013) es el último trabajo dentro de la línea investigativa de la Universidad de Chile sobre las conexiones T-stub soldadas. Su tesis recoge los trabajos realizados dentro de la propia Universidad de Chile (Herrera et al, 2009) y otros trabajos realizados por autores de otros países (Piluso et al, 2001).

El trabajo realizado por Bravo consiste en 10 probetas gemelas de la conexión doble-T, 20 en total, ensayadas a carga cíclica, y el desarrollo de un modelo en elementos finitos calibrado con los resultados experimentales. La tipología de las probetas está basada en los ensayos realizados por Herrera et al. (2009) bajo carga monotónica a tracción (11 probetas gemelas, 22 en total), para poder comparar ambos comportamientos de la conexión.

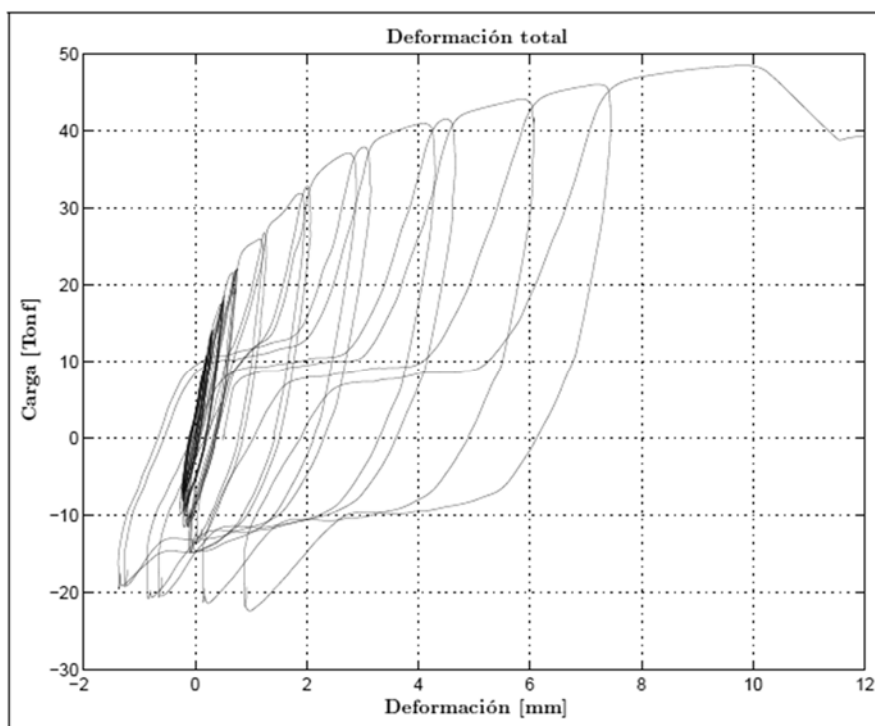


Ilustración 6: Curva cíclica de respuesta (Bravo, 2013)

La conclusión más importante para el presente trabajo, es que ambas conexiones, doble-t soldadas y t-stub plegadas, presentan el mismo comportamiento. A partir de lo cual podemos

utilizar los criterios de diseño propuestos por FEMA 350 y el modelo de resortes propuesto por Swanson, sin consideraciones especiales.

2.2. Determinación del desempeño sísmico

La metodología a utilizar es la especificada en FEMA p-695 (FEMA, 2009) para determinar cuantitativamente el desempeño sísmico de un edificio, mostrada en Ilustración 7: Metodología para cuantificar el desempeño sísmico.

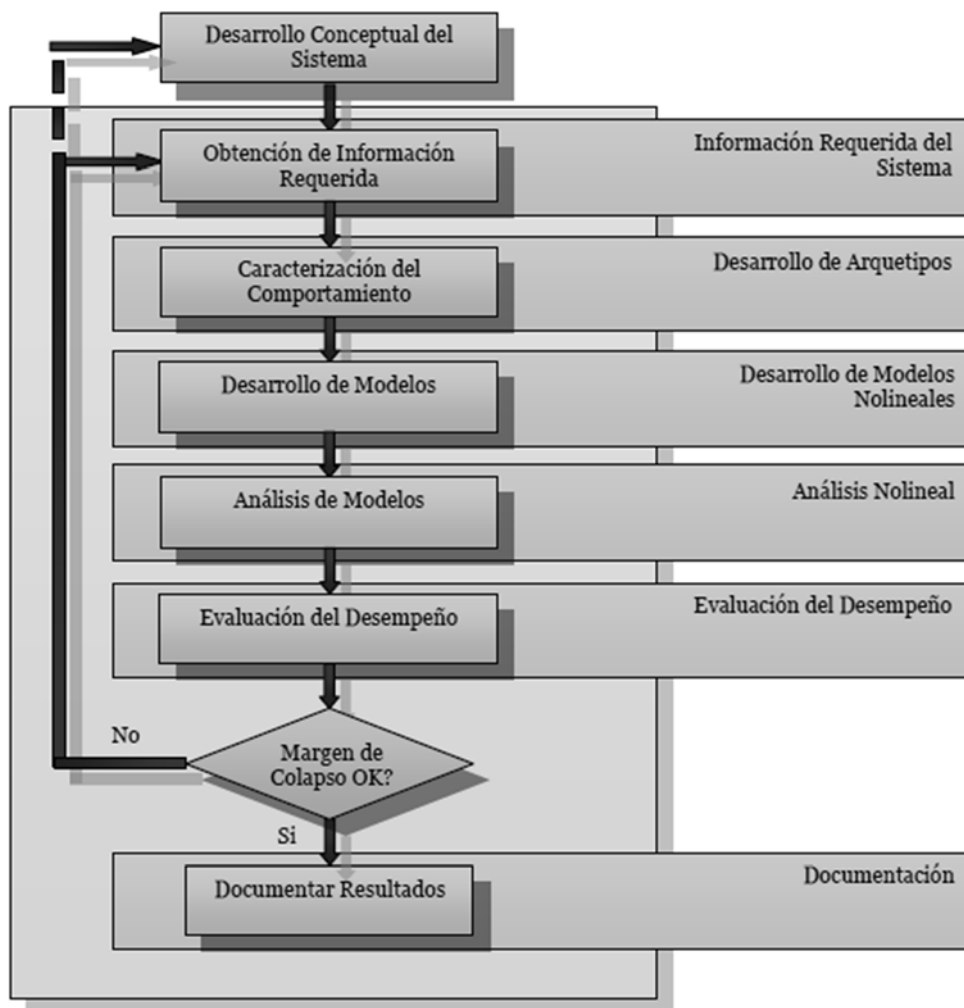


Ilustración 7: Metodología para cuantificar el desempeño sísmico (FEMA, 2009)

El sistema sismo resistente de la presente memoria, es en base a marcos de momento con conexión viga-columna doble T-stub.

Los arquetipos son definidos para cubrir el rango posible de uso de la conexión. Bajo este criterio, quedan descartados los edificios de uso industrial, por tratarse de una conexión semi-rígida (INN, 2003b).

Se definen dos grupos de arquetipos, habitacional y de oficina, según el uso del edificio (cargas de uso) y sus dimensiones geométricas. El criterio de diseño es el utilizado comúnmente en Chile, y corresponde al uso de varias líneas de resistencia, en el eje en el que se emplearán los marcos de momento con T-stub. Para el presente trabajo, se utilizan 3 alturas de edificio, de 3, 8 y 13 pisos.

El siguiente paso consta de caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales. La definición de estos se muestra en su capítulo respectivo (Capítulo 4: Modelación no-lineal).

Con los arquetipos modelados, se realizan los análisis no lineales estático (Push-Over) y dinámico (Tiempo-Historia).

La combinación de cargas gravitacionales que se considera actuando sobre los modelos para los análisis no lineales, de acuerdo a la metodología, es la mostrada en expresión (1).

$$1,05D + 0,25L \quad (1)$$

2.2.1. Análisis no-lineal estático

Se realiza un análisis no lineal estático (Push-Over) para cada arquetipo, por medio del software de análisis estructural SAP2000 v18. El análisis consiste en aplicar una aceleración gradual en cada piso (diafragma), que multiplicado por el peso sísmico de cada uno, genera una fuerza horizontal que produce el desplazamiento de la estructura, el análisis se da por

finalizado cuando se alcanza un desplazamiento horizontal en el techo del 10% de la altura total de la estructura, o hasta que la estructura alcanza su capacidad última.

El análisis Push-Over permite obtener los parámetros sísmicos de: Sobrerresistencia (Ω); factor de ductilidad (μ_T); factor de amplificación de desplazamiento (C_d).

El factor de de sobrerresistencia se determina como el cociente entre el corte máximo alcanzado por la estructura (V_{max}) y el valor de corte basal de diseño (V).

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (2.)$$

El factor de ductilidad se determina como:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}} \quad (3.)$$

$$\delta_{yeff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \max(T, T_1)^2 \quad (4.)$$

$$C_0 = \phi_{1r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1x}^2} \quad (5.)$$

Donde:

- δ_u : Desplazamiento lateral último, o cuando ha disminuido un 20% el corte máximo (0.8 V_{max})
- δ_{yeff} : Desplazamiento de techo de fluencia efectivo.
- C_0 : Factor que relaciona los desplazamientos del modo fundamental con los desplazamientos de nivel de techo.
- W : Peso de la estructura, usado en diseño.
- T : Periodo fundamental de vibración ($T = C_U T_a = C_U C_T H_n^x > 0,25$ s, según ASCE 7-05)
- T_1 : Periodo fundamental de la estructura.
- ϕ_{1x} : Desplazamiento lateral del nivel x en el modo fundamental del modelo.
- m_x : Masa del modelo del edificio en nivel x.

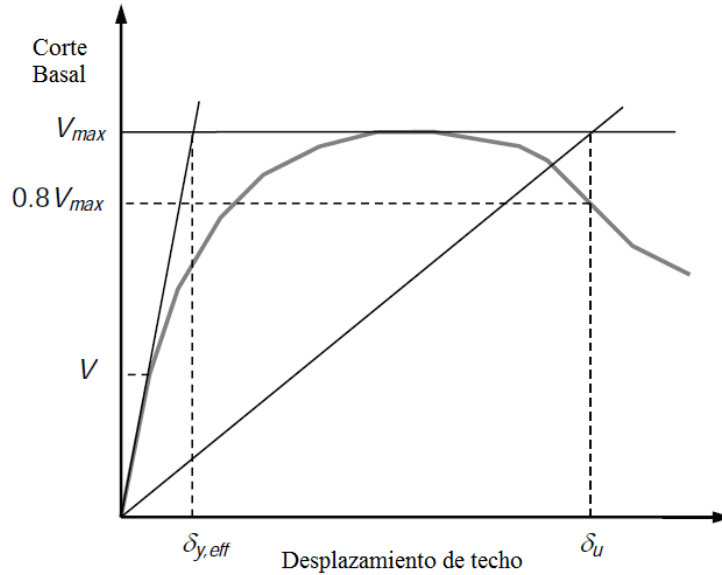


Ilustración 8: Curva idealizada de análisis PushOver (FEMA, 2000)

El factor de amplificación de desplazamiento se determina como:

$$Cd = \frac{\delta}{\delta_E} R \cong R \quad (6.)$$

La ley vertical de aplicación de fuerzas horizontales es en proporción al modo fundamental del arquetipo, en el piso analizado.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (7.)$$

2.2.2. Análisis no-lineal estático

El análisis no lineal dinámico (tiempo-historia), se realiza por medio del software SAP2000 v18. Como el sistema sismo resistente consiste en marcos de momento, se debe utilizar el método de integración directa, debido a que el sistema depende directamente de la plasticidad de las vigas y columnas. Para asegurar la convergencia del sistema, se utiliza el método H-H-T con un valor de alfa pequeño y negativo (CSI, 2015).

La metodología FEMA p695 utiliza el Análisis Dinámico Incremental (IDA) para determinar la aceptabilidad del desempeño sísmico de los arquetipos. Este análisis consiste en escalar registros sísmicos individuales a distintas intensidades hasta alcanzar el colapso de la estructura. En Ilustración 9: Curva de fragilidad de colapso, se muestra la curva que se genera al escalar la intensidad de todos los registros hasta alcanzar el colapso con cada uno de ellos. La intensidad que provoca colapso de la estructura con 50% de probabilidad, se denomina Intensidad Mediana de Colapso (\hat{S}_{CT}).

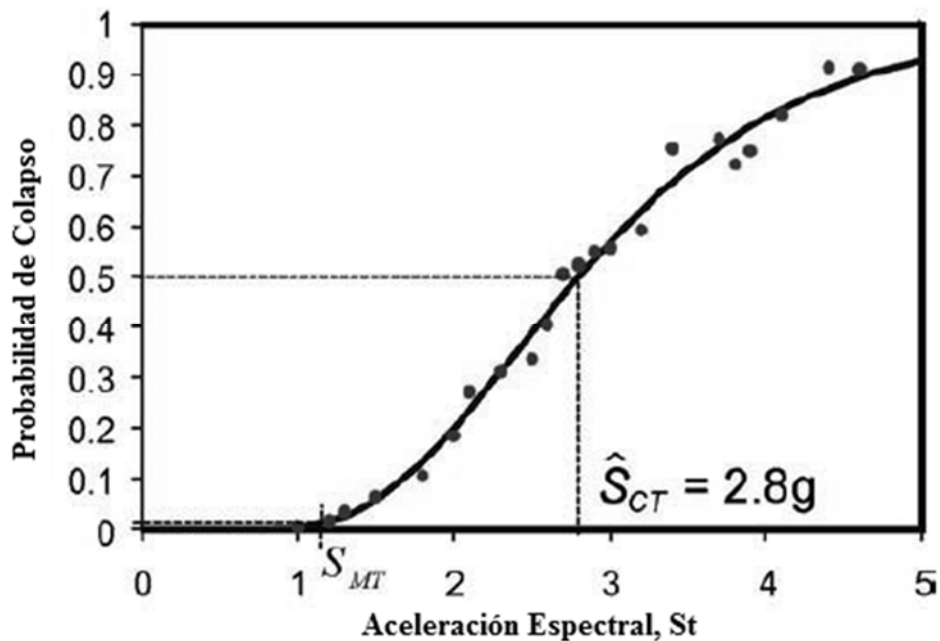


Ilustración 9: Curva de fragilidad de colapso

Como la metodología solo exige el cálculo de esta intensidad mediana, no es necesario generar la curva completa IDA. La intensidad mediana de colapso \hat{S}_{CT} puede obtenerse al escalar todo el set de registro con el Máximo Sismo Considerado (MCE, S_{MT}), he incrementar conjuntamente la intensidad de todos los registros hasta que al menos la mitad de estos causen colapso en la estructura. La razón entre ambas intensidades se denomina Razón de Margen de Colapso (CMR).

$$CMR = \frac{\widehat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (8.)$$

La intensidad mediana de colapso (\widehat{S}_{CT}), puede ser obtenida determinando la intensidad espectral mediana del set de registros (S_T), al período fundamental de la estructura (período de diseño T), al igual que la intensidad del MCE puede ser obtenida determinando el espectro de aceleración del MCE al período fundamental de diseño T. El factor de escalamiento por el que se incrementan las intensidades de registros para producir el colapso, se denomina S.F. o factor de escalamiento. Finalmente se puede determinar el CMR de acuerdo a la siguiente expresión.

$$CMR = \frac{\widehat{S}_{CT}}{S_{MT}} = \frac{S.F.* S_T(T)}{S_{MT}(T)} \quad (9.)$$

Para determinar si el desempeño sísmico de la estructura corresponde al factor de modificación R utilizado en diseño, la metodología impone límites mínimos de CMR que debe alcanzar cada arquetipo y en promedio por grupo, de acuerdo a la incertidumbre que presenten los arquetipos. Si estos límites no son alcanzados, se debe utilizar un factor de modificación R menor.

La metodología FEMA, también indica que el CMR debe ser ajustado por un coeficiente de acuerdo a la ductilidad del sistema. Esta corrección se aplica debido a la diferencia de forma espectral que exhiben los registros norteamericanos, provocados por los diferentes mecanismos de falla que originan el sismo. No obstante, como todos los sismos grandes de Chile son originados por la subducción de la placa de Nazca y la Sudamericana, no se utiliza el factor de forma espectral (Urzúa, 2015).

Simplificando el análisis, se aplican los registros de aceleración multiplicados por un mismo Factor de Escalamiento (S.F.), que debe ser incrementado hasta alcanzar el colapso en al menos el 50% de los registros.

Los registros que se utilizan para el análisis tiempo-historia son los que muestra en Tabla 1: Registro de sismos. Cabe destacar que estos se aplican en la base de la estructura, así como en la zona donde termina el subterráneo. Además como se considera un marco en 2D, se aplican los registros del eje X y del eje Y al mismo modelo.

Epicentro	Fecha	Estación	Mecanismo	Magnitud	Notación
Tarapacá	13-06-2005	Pica	Intraplaca	7.8 Mw	Pica 05
		Iquique			Iquique 05
Tocopilla	14-11-2007	Mejillones	Interplaca	7.7 Mw	Mejillones 14
Cobquecura	27-02-2010	La Florida	Interplaca	8.8 Mw	La Florida 10
		Puente Alto			Puente Alto 10
		Hospital Curicó			Curicó 10
Iquique	01-04-2014	Iquique	Interplaca	8.2 Mw	Iquique 14
		Pica			Pica 14
Illapel	16-09-2014	Monte Patria	Interplaca	8.4 Mw	Monte Patria 14

Tabla 1: Registro de sismos

Debido a que la norma de diseño sísmico chilena (Nch.433) no define un espectro a nivel de Máximo Sismo Considerado, se utiliza el espectro definido en la norma Nch.2745, que define el espectro de aceleración para un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años, para un amortiguamiento $\beta = 5\%$.

Para generar el espectro se utilizan los parámetros según tipo de suelo C (tipo II), mostrados en Tabla 2: Parámetros pseudo-espectro MCE, y escalados por el factor Mm.

Ta	Tb	Tc	Td	Te	Tf	$\alpha_A A$	$\alpha_V V$	$\alpha_D D$	Mm
[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[cm/s ²]	[cm/s]	[cm]	
0.03	0.38	0.68	1.58	10	33	1100	94	30	1.2

Tabla 2: Parámetros pseudo-espectro MCE

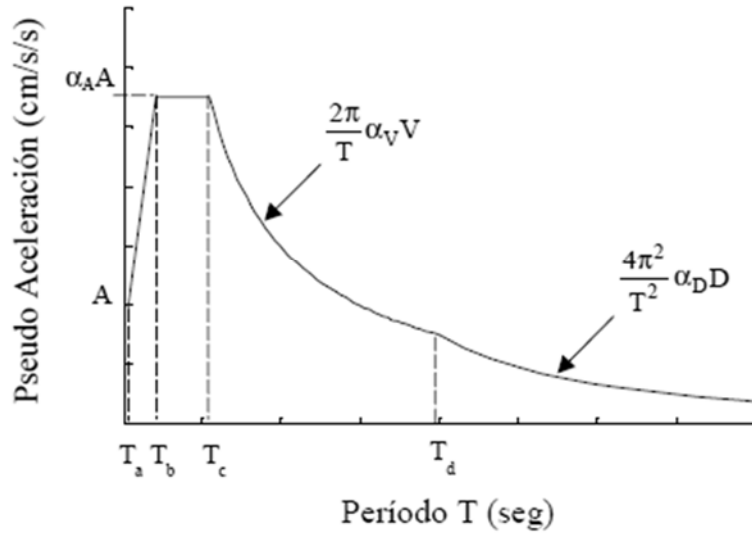


Ilustración 10: Pseudo-espectro de aceleración MCE

Finalmente se generan los espectros elásticos de los registros, se determina la mediana (percentil 50%), y se presentan en Ilustración 11: Espectros St y MCE, junto al espectro determinado según Nch.2745.

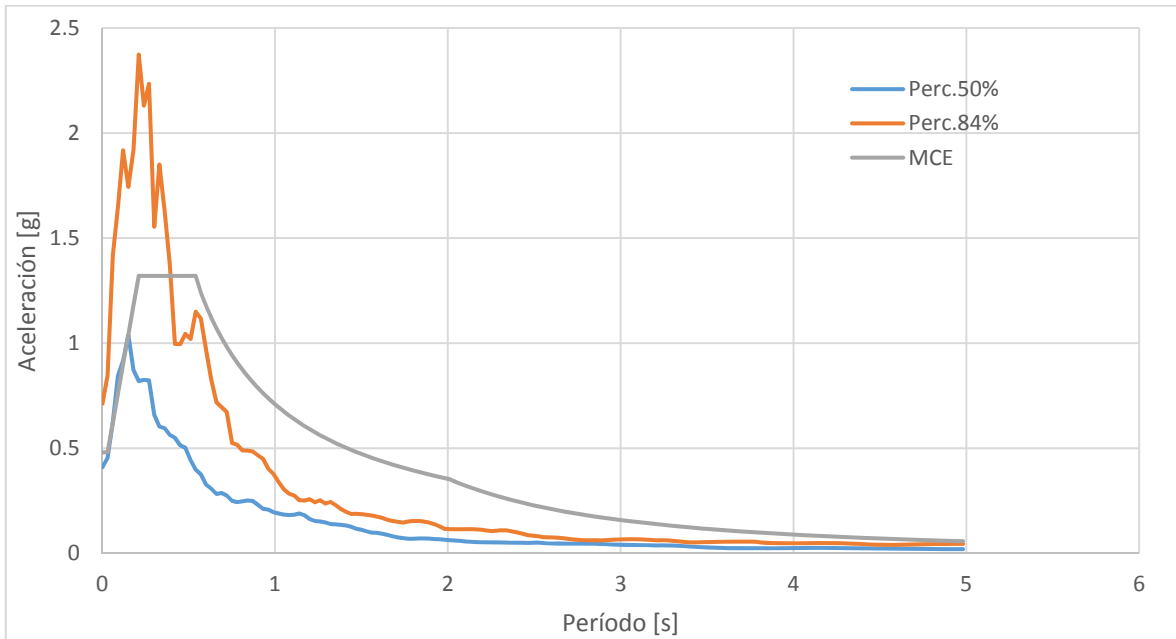


Ilustración 11: Espectros St y MCE

2.2.3. Incertidumbre

El factor de incertidumbre total limita el C.M.R., para poder considerar los resultados como confiables. El análisis realizado evalúa cualitativamente cada factor que incrementa la incertidumbre del sistema, según la capacidad de representar de forma confiable los factores que lo componen.

$$\beta_{TOTAL} = \sqrt{\beta_{Registros} + \beta_{Diseño} + \beta_{Calibración} + \beta_{Modelación}} \quad (10.)$$

Factor	Incertidumbre	β
Registros	$\mu_T > 3$	0.4
Criterios de Diseño	A: Superior	0.1
Calibración	B: Buena	0.2
Modelación	B: Buena	0.2
Total		0.5

Tabla 3: Incertidumbre de arquetipos

Donde:

β_{TOTAL} : Incertidumbre total del sistema

$\beta_{Registros}$: Generalmente se asume igual a 0.4, debido a que en la mayoría de los sistemas estructurales, los períodos se incrementan cuando la estructura se acerca al colapso. No obstante, si la ductilidad del sistema es reducida (menor a 3), se determina de acuerdo a la siguiente expresión.

$$\beta_{Registro} = 0.1 + 0.1\mu_T \in [0.2, 0.4] \quad (11.)$$

$\beta_{Diseño}$: Las estructuras se diseñan de acuerdo a Nch.433, la cual ha sido construida en base a los grandes eventos sísmicos que ha sufrido el país. Las conexiones fueron diseñadas de acuerdo a la publicación FEMA-350, siendo esta una institución de alto prestigio, la calidad del diseño se considera superior.

$\beta_{Calibración}$: Esta incertidumbre se refiere a los datos de ensayos que respaldan los modelos empleados. Como el estudio de M. Bravo fue el primero en realizar ensayos dinámicos de la conexión soldada, se consideran de calidad buena.

$\beta_{Modelación}$: Si bien el modelo de resortes desarrollado por Swanson modela el comportamiento de la conexión de forma muy exacta, no es posible replicar este comportamiento debido a las limitaciones que ofrece el software estructural. Por lo que se considera de calidad buena.

Según los resultados de la incertidumbre total ($\beta_{total} = 0.500$), FEMA p-695, tabla 7-3, impone los siguientes límites para sistemas sismo resistentes. Si estos límites no son alcanzados por los arquetipos, se deben re-diseñar con un Factor de Modificación, R, menor al utilizado:

$$\overline{ACMR} \geq ACMR_{10\%} = 1.90 \quad (12.)$$

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} = 1.52 \quad (13.)$$

Donde:

- \overline{ACMR} : Margen de Colapso Ajustado promedio
- $ACMR_i$: Margen de Colapso Ajustado Individual (i).
- $ACMR_{10\%}$: Margen de Colapso Ajustado con 10% de probabilidad de excedencia
- $ACMR_{20\%}$: Margen de Colapso Ajustado con 20% de probabilidad de excedencia

Capítulo 3. Diseño de elementos

Las sobrecargas a considerar se muestra en Tabla 4: Sobrecargas, la cual cumple con las sobrecargas mínimas impuestas por la Nch.1537-Sobrecargas de uso (INN, 2009).

Las columnas de los marcos perimetrales adyacentes no aportan rigidez en la dirección considerada para los marcos con conexión T-stub, por lo que son modelados como columnas abatibles o “*leaning column*”.

Tipo de Edificio	Sobrecarga		[kPa]	Tipo SC
Oficinas	Piso	Permanentes	3.6	Muerta
		Uso	2.4	Viva
		Tabiquería	1	Muerta
		Paredes exteriores	1.2	Muerta
	Techo	Muertas	4	Muerta
		Vivas	1	Viva
Habitacional	Piso	Muros y tabiques	1.5	Muerta
		Losa (12 cm) y sobrelosa (5 cm)	2.7	Muerta
		Vivas	2	Viva
	Techo	Muertas	1	Muerta
		Vivas	1	Viva

Tabla 4: Sobrecargas

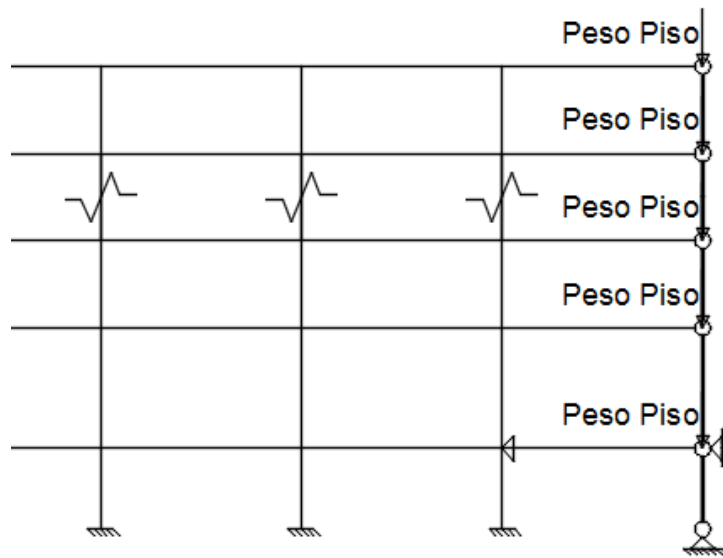


Ilustración 12: Marcos perimetrales como leaning column

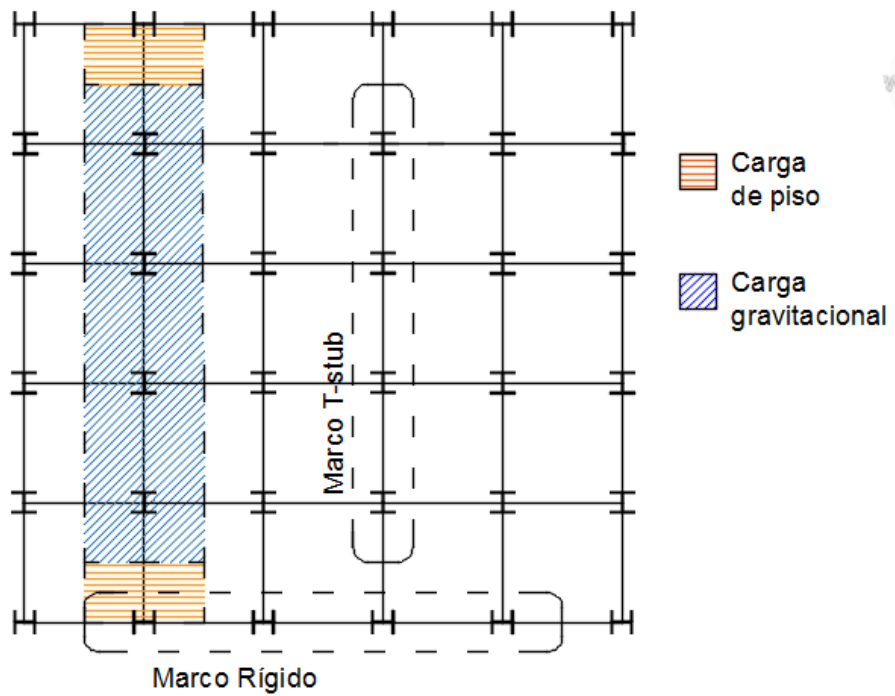


Ilustración 13: Cargas consideradas por marco

3.1. Distribución geométrica

3.1.1. Edificio destinado a Oficinas

Las alturas de piso en el edificio se presentan en Ilustración 14: Distribución geométrica en altura [mm], la cual considera un subterráneo de altura 3,658 [m], mientras que en planta presenta luces libres de 9.144 [m] en ambas direcciones. Esta distribución está basado en el edificio SAC, edificio de acero en Canada, de altura 9 pisos.

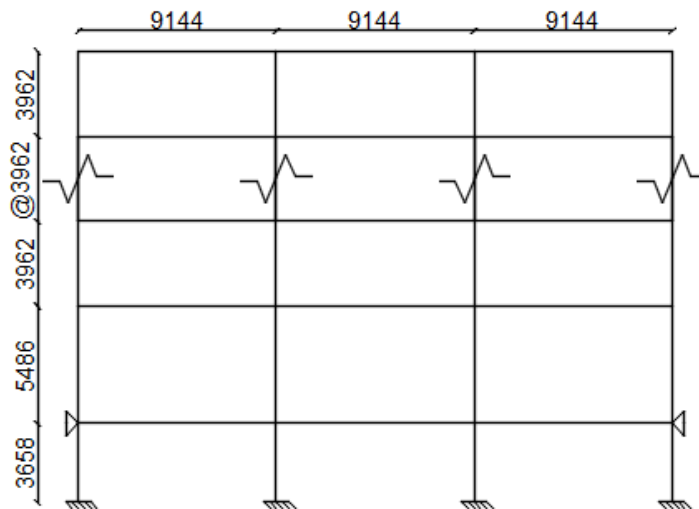


Ilustración 14: Distribución geométrica en altura [mm]

3.1.2. Edificio destinado a uso habitacional

La altura de pisos se define de forma tal de cumplir con lo indicado en O.G.U.C. (MINVU, 2008), donde se establece que la altura mínima bajo vigas es de 2 metros (2.13 m. para edificio habitacional de 13 pisos). Las luces libres entre columnas son de 6 metros en ambas direcciones, para aprovechar de forma máxima los largos comerciales disponibles. También se considera un subterráneo, pero de altura igual a 3 [m].

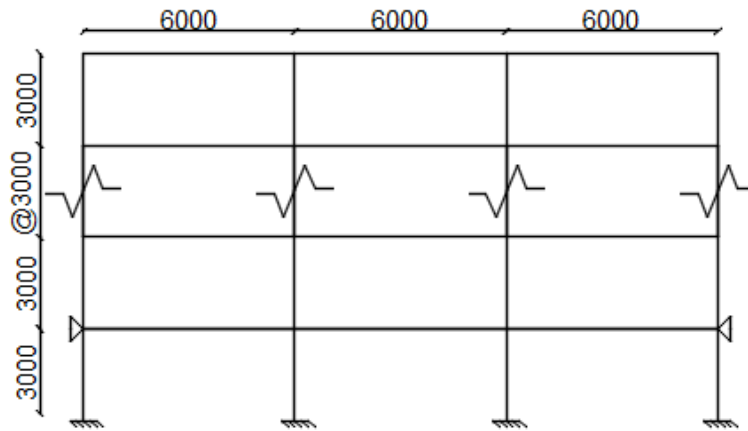


Ilustración 15: Distribución geométrica en altura [mm]

3.2. Diseño sísmico

Para el diseño sísmico de los arquetipos, se considera que están ubicados en las cercanías de Valparaíso, Chile, sobre un suelo tipo C. Por lo que los parámetros sísmicos a utilizar según Nch.433 Diseño sísmico de edificios (INN, 2009), son los presentados en Tabla 5: Parámetros sísmicos de los arquetipos. En primera instancia se diseñan los arquetipos como marcos especiales.

Parámetros de aceleración		
Ao [g]	0.4	Zona 1
Parámetros de estructura		
R	7	Marcos de acero especiales
R0	11	
Importancia	1	Edificio de categoría 2
Parámetros del suelo		
S	1.05	Tipo de Suelo C
T0 [s]	0.4	
T' [s]	0.45	
N	1.4	
P	1.6	

Tabla 5: Parámetros sísmicos de los arquetipos

Se diseñan los edificios por Método de Análisis Modal Espectral, a excepción de los edificios de 3 pisos, que se diseñan según Método de Análisis Estático. En Tabla 6: Cortes basales se muestran los cortes basales de cada arquetipo.

Tipo de Edificio	Altura	Peso [tonf]	Qb _{mínimo} [tonf]	Qb _{modelo} [tonf]	$\Lambda_{\text{amplificación}}$
Oficinas	3 pisos	1,039.7	72.8	72.8	1.0
	8 pisos	2,028.0	142.0	120.1	1.2
	13 pisos	3,164.3	221.5	103.8	2.1
Habitacional	3 pisos	352.5	24.7	48.2	0.5
	8 pisos	908.8	63.6	52.8	1.2
	13 pisos	1,424.1	99.7	54.1	1.8

Tabla 6: Cortes basales

3.2.1. Deformaciones sísmicas

Como es normal para estructuras de marcos de momento, el control en el diseño está dado por la deformación sísmica máxima permitido por la norma Nch.433, limitada a 0.002 veces la altura vertical (h) para centros de masas entre dos pisos.

Tipo Edificio	Altura Edificio	Piso	Altura [m]	$\Delta_{\text{máximo}}$ [cm]	Δ_{modelo} [cm]	$\Delta_{\text{máximo}} / \Delta_{\text{modelo}}$	Resultado
Oficinas	3 pisos	1°Piso	5.486	1.097	0.865	0.788	Ok!
		Piso tipo	3.962	0.792	0.759	0.958	Ok!
	8 pisos	1°Piso	5.486	1.097	0.779	0.710	Ok!
		Piso tipo	3.962	0.792	0.790	0.997	Ok!
	10 pisos	1°Piso	5.486	1.097	0.781	0.711	Ok!
		Piso tipo	3.962	0.792	0.780	0.984	Ok!
Hab.	3 pisos	Tipo	3.000	0.600	0.567	0.946	Ok!
	8 pisos	Tipo	3.000	0.600	0.572	0.953	Ok!
	13 pisos	Tipo	3.000	0.600	0.577	0.962	Ok!

Tabla 7: Deformaciones sísmicas máximas

3.2.2. Torsión accidental

Como los arquetipos analizados corresponden a marcos en 2-D, no se puede integrar de forma directa la excentricidad del centro de masas por piso. Por lo que se aplican a mano las fuerzas por piso que genera esta torsión. La fuerza que se debe aplicar, según Nch.433, es la mostrada en expresión (16).

$$\pm 0.1 * b_{kx} * Z_k / H \quad (15.)$$

Donde:

- b_{kx} : Variación de esfuerzo de corte combinado en nivel k.
- Z_k : Altura de piso k.
- H : Altura total del edificio.

Las deformaciones para cualquier punto del piso no debe exceder en más de 0.001 veces la altura entre piso. Para el análisis de torsión accidental, aplicamos las cargas directamente en los marcos, sin considerar el efecto de diafragma que genera la losa, ya que al distribuir la carga entre todas las líneas resistentes del piso, las deformaciones que se obtienen son menores.

Tipo Edificio	Altura Edificio	Piso	Altura [m]	$\Delta_{\text{máximo}}$ [cm]	Δ_{modelo} [cm]	$\Delta_{\text{máximo}} / \Delta_{\text{modelo}}$	Resultado
Oficinas	3 pisos	1°Piso	5.49	0.549	0.073	0.133	Ok!
		Piso tipo	3.96	0.396	0.067	0.170	Ok!
	8 pisos	1°Piso	5.49	0.549	0.069	0.125	Ok!
		Piso tipo	3.96	0.396	0.087	0.220	Ok!
	10 pisos	1°Piso	5.49	0.549	0.063	0.114	Ok!
		Piso tipo	3.96	0.396	0.076	0.193	Ok!
Hab.	3 pisos	Tipo	3	0.300	0.047	0.156	Ok!
	8 pisos	Tipo	3	0.300	0.127	0.424	Ok!
	13 pisos	Tipo	3	0.300	0.142	0.475	Ok!

Tabla 8: Deformaciones por torsión accidental

3.3. Diseño vigas y columnas

La capacidad de vigas y columnas se determina de acuerdo a las normas norteamericanas AISC-360 (AISC, 2010), y la interacción viga débil – columna fuerte se verifica de acuerdo a la norma AISC-341 (AISC, 2010). Los perfiles utilizados se presentan en Tabla 9, la capacidad y factor de utilización se presenta en Tabla 10: F.U. Columnas y vigas.

Tipo de Edificio	Altura	Vigas	Columnas
Oficinas	3 pisos	IN80x162.9	IN100x323.5
	8 pisos	IN90x143.4	IN110x442.1
	13 pisos	IN100x200.3	IN110x596.6
Habitacional	3 pisos	IN60x121.2	HN45x323.2
	8 pisos	IN50x149.5	HN50x360.1
	13 pisos	IN70x108.1	IN90x299.3

Tabla 9: Perfiles utilizados

				Compresión	Flexión	Corte	C.Fuerte-V.débil
Oficinas	3 pisos	Viga	IN80x162.9	0	0.38	0.35	1.04
		Columna	HN100x323.5	0.33	0.05	0.03	
	8 pisos	Viga	IN90x143.4	0	0.5	0.41	1.09
		Columna	HN110x442.1	0.64	0.27	0.13	
	13 pisos	Viga	IN100x200.3	0	0.55	0.31	1.04
		Columna	HN110x596.6	0.58	0.23	0.15	
Hab.	3 pisos	Viga	IN60x121.2	0	0.26	0.31	1.05
		Columna	HN45x323.2	0.17	0.12	0.11	
	8 pisos	Viga	IN50x149.5	0	0.26	0.34	1.03
		Columna	HN50x360.1	0.28	0.14	0.1	
	13 pisos	Viga	IN70x108.1	0	0.3	0.27	1.05
		Columna	HN90x299.3	0.54	0.23	0.15	

Tabla 10: F.U. Columnas y vigas

3.4. Diseño de conexión Viga-Columna

Para el dimensionamiento de las T soldadas que conectan las vigas con las columnas, se utiliza el método de diseño descrito en FEMA-350 (FEMA, 2000b). La notación para las dimensiones geométricas del perfil se presenta en Ilustración 17: Geometría de la conexión.

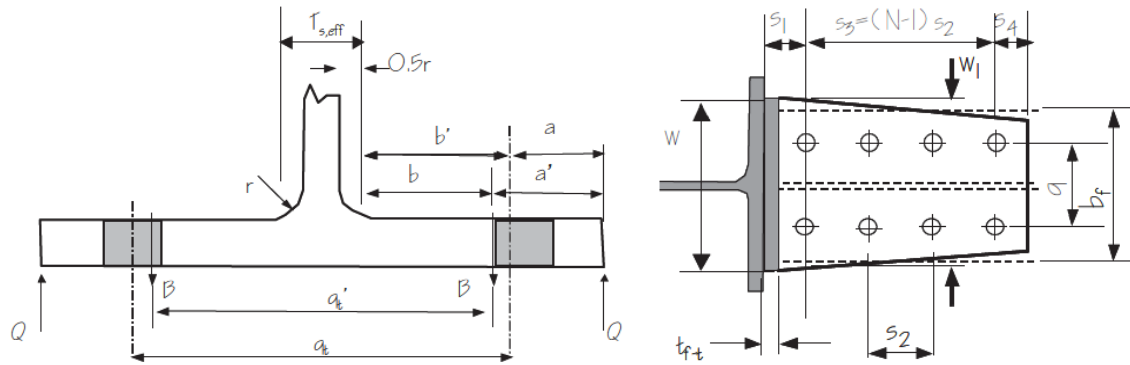


Ilustración 16: Geometría según protocolo FEMA 350

El diseño según el protocolo FEMA 350 se realiza por pasos enumerados del 1 al 15. En los primeros 4 pasos, se calcula el momento de fluencia en la viga (M_{yf}), y se estipula que la capacidad de la conexión (M_{fail}) debe ser al menos 20% mayor a este momento. Este criterio es el más exigente debido a que las columnas y vigas están dimensionadas para mantener las deformaciones sísmicas dentro del rango aceptado por la Nch.433, y no por las cargas del sistema.

$$1.2 * M_{yf} < M_{fail} \quad (16.)$$

Con esta restricción de diseño, se dimensiona la conexión siguiendo los pasos del 5 al 10. Los 5 pasos finales se refieren a la utilización de placas de continuidad y diseño de la conexión de corte. Que al no afectar la rigidez del sistema, se dejarán fuera del análisis.

3.4.1. Falla en pernos del alma (paso 5)

Los pernos en el alma se consideran pernos a corte, por lo que su capacidad está definida por la siguiente expresión.

$$M_{falla_{pernos}} = 2 * N * A_b * (F_{corte_{pernos}}) * d_b * L_{TF1} \quad (17.)$$

Donde:

- N : Cantidad de pernos en alma de la T
- A_b : Área nominal del perno
- $F_{corte_{pernos}}$: Capacidad al corte del perno.
- d_b : Diámetro de pernos a corte.
- L_{TF1} : Razón entre distancia desde el centro del grupo de pernos a la cara de la columna

3.4.2. Falla del alma de la T (paso 6)

Se define la capacidad del alma de la conexión según la siguiente expresión

$$M_{falla} = F_{uT} * (w - 2 * (d_{bt} + 0.125)) * t_{alma} * [d_b + t_{alma}] * L_{TF2} \quad (18.)$$

Donde:

- F_{uT} : Capacidad última del material del alma
- w : Ancho neto, según Anexo C: Diseño de Conexión.
- d_{bt} : Diámetro de pernos a tensión.
- L_{TF2} : Razón entre distancia desde la línea central de pernos más cercana a las alas de la columna, y la cara de la columna

3.4.3. Falla de alas de la T (paso 7)

Se define la capacidad del ala de la conexión según la siguiente expresión

$$M_{falla} = \frac{\left(2a' - \frac{d_{bt}}{4}\right) * w * F_{yT} * t_f^2 * (d_b - t_{alma})}{4 * a' * b' - d_{bt} * (b' + a')} \quad (19.)$$

Donde:

- F_{yT} : Tensión de fluencia del ala de la conexión

- t_f : Espesor del ala de la conexión
 a' : Distancia geométrica definida en Ilustración 7
 b' : Distancia geométrica definida en ilustración 7.

3.4.4. Falla en pernos de las alas (paso 8)

Se define la capacidad de los pernos del ala según la siguiente expresión.

$$M_{falla} = N_{tb} * (d_b + t_{alma}) * \left[T_{ub} + \frac{w * F_{yt} * t_f^2}{16 * a'} \right] * \frac{a'}{a' + b'} \quad (20.)$$

Donde

- N_{tb} : Cantidad de pernos en ala de la T
 T_{ub} : Tensión nominal de pernos en el ala
 F_{yt} : Tensión de fluencia del ala de la conexión

3.4.5. Falla en alas de la viga (paso 9)

La capacidad de las alas de la viga se define por la siguiente expresión.

$$M_{falla} = \left[F_{ubm} \left(Z_b - 2 * (d_{bt\ hole} + 0.062) * t_{fb} * (d_b - t_{fb}) \right) \right] * L_{TF3} \quad (21.)$$

Donde:

- F_{ubm} : Capacidad última de la viga
 Z_b : Momento plástico de la viga
 $d_{bt\ hole}$: Diámetro efectivo del hoyo del perno.
 t_{fb} : Espesor del ala de la viga
 L_{TF3} : Razón entre distancia desde el hoyo de perno más lejano de la cara de la columna, y la cara de la columna.

3.4.6. Falla por bloque de corte (paso 10)

Se determina de acuerdo a AISC-LRFD (AISC, 2010).

$$0.6 * F_{ut} * A_{nv} + U_{bs} * F_{ut} * A_{nt} \leq 0.6 * F_{yt} * A_{gv} + U_{bs} * F_{ut} * A_{nt} \quad (22.)$$

Donde:

F_{ut} : Tensión última del material de la T
 A_{nv} : Área neta del alma de la T
 A_{gv} : Área gruesa del alma de la T.

3.4.7. Rigidez Elástica

Con toda las capacidades de la conexión determinadas, se debe calcular la rigidez de la conexión viga-columna, a utilizar en el software SAP2000 v.18 como rigidez parcial de conexión lineal.

$$k_s = \frac{d_b M_{fail}}{0,375} \left[\frac{kip - inch}{rad} \right] \quad (23.)$$

Donde:

k_s : Rigidez elástica de la conexión.
 M_{fail} : Capacidad mínima calculada en los pasos del 4 al 8
 d_b : Altura H_v de la viga.

Además se tiene en consideración las siguientes recomendaciones:

- El espesor del ala debe ser del orden de 1.25 veces el espesor del alma (Bravo, 2013), de esta forma el ala puede deformarse sin que los pernos a tracción entren en rangos de fluencia.
- La distribución geométrica de los pernos debe respetar lo estipulado en AISC-360 (AISC, 2010).

distancia entre pernos	distancia perno a borde
$3d_b$	$2d_b$

Tabla 11: Distancias limites, pernos.

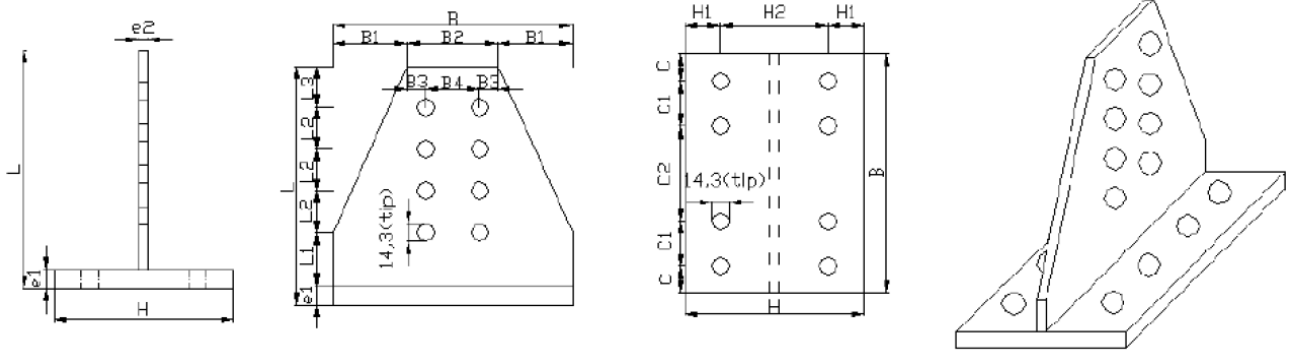


Ilustración 17: Geometría de la conexión

Tipo de Edificio	Altura	e1 [cm]	e2 [cm]	B [cm]	B1 [cm]	B2 [cm]	B3 [cm]	B4 [cm]
Oficinas	3 pisos	2.8	2.2	50	10	30	4	22
	8 pisos	2.8	2.2	50	10	30	4	22
	13 pisos	4	3.2	60	15	30	5	20
Habitacional	3 pisos	2.4	2	35	5	25	3.5	18
	8 pisos	2.4	2	40	5	30	4	22
	13 pisos	2.5	2	50	10	30	4	22

Tabla 12: Geometría de las conexiones (a)

Tipo de Edificio	Altura	L [cm]	L1 [cm]	L2 [cm]	L3 [cm]	H [cm]	H1 [cm]	H2 [cm]	C [cm]	C1 [cm]	C2 [cm]
Oficinas	3 pisos	37.5	5	9.5	4	16.4	4	8.4	10	10	10
	8 pisos	32	4	8	4	16.5	4	8.5	10	10	10
	13 pisos	46	5	9	5	21	5	11	12	12	12
Habitacional	3 pisos	30.8	3.4	8	3.4	15	3.4	8.2	7	7	7
	8 pisos	32	4	8	4	16	4	8	8	8	8
	13 pisos	32	4	8	4	16.5	4	8.5	10	10	10

Tabla 13: Geometría de la conexión (b)

Tipo de Edificio	Altura	Tipo Perno	D [in]	nsb	ntb
Oficinas	3 pisos	A490	1	8	8
	8 pisos	A490	1	8	8
	13 pisos	A490	1+1/8	10	8
Habitacional	3 pisos	A325	1	8	8
	8 pisos	A325	1	8	8
	13 pisos	A490	1	8	8

Tabla 14: Geometría de la conexión (c)

Capítulo 4. Modelación no-lineal

4.1. Vigas y Columnas

Debido a que el presente trabajo está enfocado en las conexiones, las vigas y columnas son modeladas según el comportamiento descrito en FEMA-356 (FEMA, 2000a), incorporado para su implementación directa en el software SAP2000.

La curva que representa a este modelo es la presentada en Ilustración 18: Modelo FEMA-356 donde los límites que definen el comportamiento de los elementos estructurales son los siguientes:

- IO (Immediate Occupancy): El edificio es seguro de habitar. Se requieren reparaciones menores.
- LS (Life Safety): El edificio se mantiene estable y posee una reserva de resistencia. Daño en elementos no estructurales se mantiene controlado.
- CP (Collapse Prevention): La estructura se mantiene estable con dificultad.

Además, se debe hacer la diferencia entre elementos secundarios y primarios. Como el sistema estructural modelado son marcos de momentos, se consideran las vigas y columnas como elementos primarios. Si algún elemento sobrepasa el punto C, se considera que la estructura ha colapsado.

La rotula en vigas se implementa a una distancia igual al largo de la conexión (L), mientras que en columnas se implementan las rotulas a una distancia relativa de 0,05 y 0,95 veces el largo de la columna.

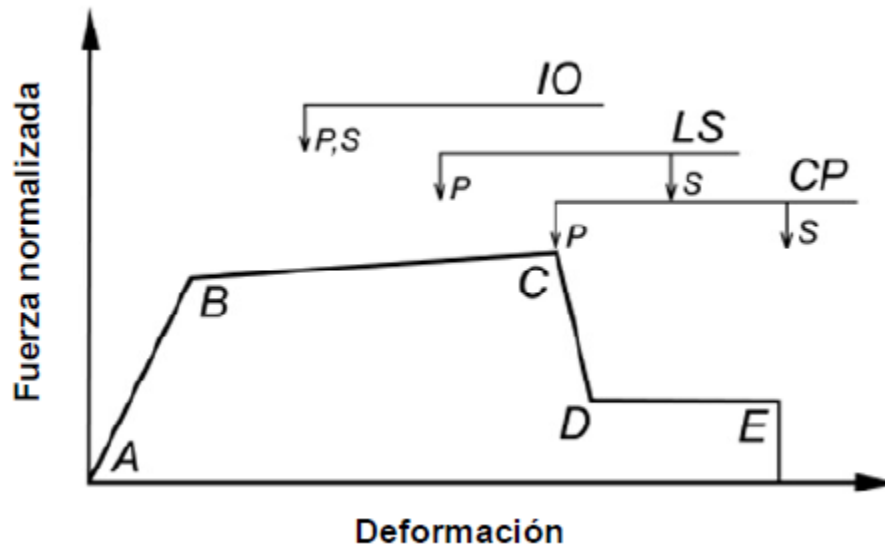


Ilustración 18: Modelo FEMA-356

4.2. Conexión doble T (Swanson, 1999)

Para el modelamiento de la conexión doble T, se divide su comportamiento en tres tipos de mecanismos:

4.2.1 Interacción Pernos a tensión con ala de la T.

4.2.2 Fluencia del alma de la T.

4.2.3 Aplastamiento-deslizamiento.

De acuerdo a los resultados de Bravo y Swanson, la curva monotónica es la envolvente de la curva dinámica de la conexión, por lo que se define la curva monotónica con rutinas computacionales, y el comportamiento dinámico será definido por el método de Takeda, por ser, dentro de las posibilidades ofrecidas por el software SAP2000, el que mejor se aproxima al comportamiento dinámico de la conexión.

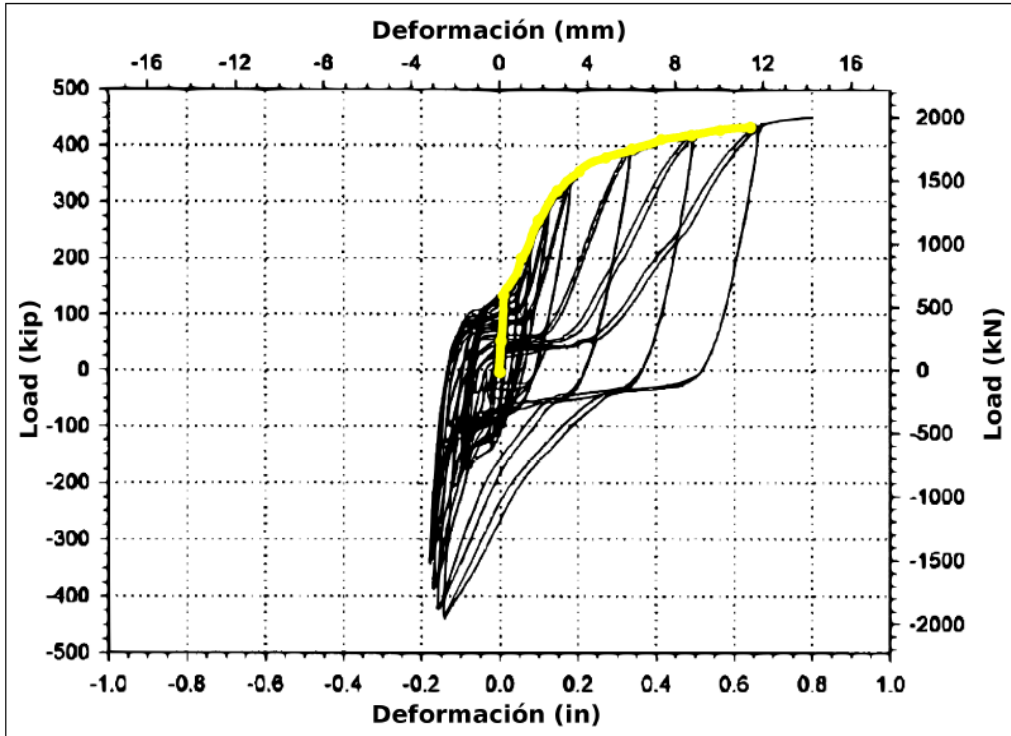


Ilustración 19: Curva monotónica vs cíclica (Swanson, 1999)

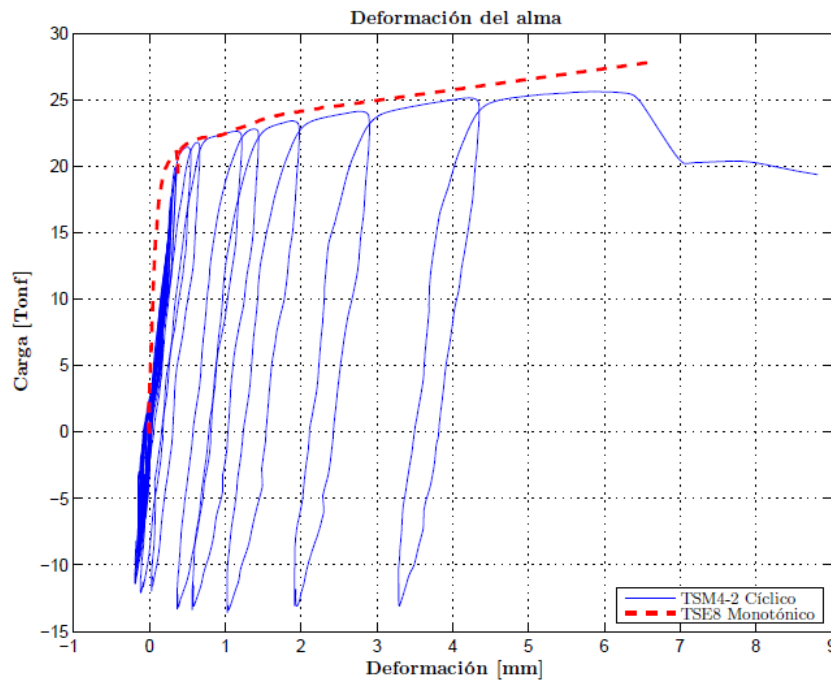


Ilustración 20: Curva monotónica (Herrera, 2008) vs cíclica (Bravo, 2013)

4.2.1. Interacción Pernos a tensión con ala de la T.

Para modelar de forma más precisa el mecanismo de las alas, se debe incluir el comportamiento de los pernos a tensión. Este comportamiento se puede definir en 4 tramos de rigidez.

1. Antes de superar la fuerza de pretensión del perno (B_0).
2. Comportamiento lineal elástico antes de la primera fluencia (K_b).
3. Compartimento elasto-plástico después de la primera fluencia. ($0.1K_b$)
4. El perno se encuentra en el rango plástico, hasta la fractura ($0.02K_b$).

Fuerza	Rigidez
$0 \leq B \leq B_0$	$K_{b,1} = 1000 K_b$
$B_0 \leq B \leq 0.85 B_n$	$K_{b,2} = K_b$
$0.85 B_n \leq B \leq 0.9 B_n$	$K_{b,3} = 0.1 K_b$
$0.9 B_n \leq B \leq B_{fract}$	$K_{b,4} = 0.02 K_b$

Tabla 15: Modelo de rigidez del perno

$$\frac{1}{K_b} = \frac{f * d_b}{A_b * E} + \frac{L_s}{A_b * E} + \frac{L_{tg}}{A_{be} * E} + \frac{f * d_b}{A_{be} * E} \quad (24.)$$

$$\delta_{fract} = \frac{0.90 * B_n * L_s}{A_b * E} + \epsilon_{fract} * \left(L_{tg} + \frac{2}{n_{th}} \right) \quad (25.)$$

$$B_{fract} = \left(\delta_{fract} - \left[\frac{0.85 * B_n}{K_b} + \frac{(0.90 - 0.85) * B_n}{0.10 * K_b} \right] \right) * (0.02 * K_b) \geq 0.90 * B_n \quad (26.)$$

Donde:

- K_b : Rigidez del perno.
- f : Factor de correlación de rigidez, igual a 0,55.
- d_b : Diámetro de perno.
- A_b : Área nominal del perno.
- A_{be} : Área efectiva de la zona con hilo, según tabla 16.
- E : Módulo de elasticidad, igual a 2000 [MPa].
- L_s : Largo del vástago del perno, igual a la suma del grosor de las placas que conecta.
- L_{tg} : Largo de la porción con hilo incluido en la zona de tensión, igual a 0.

- δ_{fract} : Desplazamiento de fractura (última) del perno.
- B_n : Capacidad a tensión del perno, según AISC 2010.
- ϵ_{fract} : Elongación de fractura del perno, igual a 0,14.
- n_{th} : Cantidad de hilos por unidad de longitud, según tabla 16.
- B_{fract} : Carga de fractura del perno.

Diámetro	n_{th}	A_b [cm ²]	A_{be} [cm ²]	A_{br} [cm ²]
1/2"	13	1.27	0.92	0.81
5/8"	11	1.98	1.46	1.30
3/4"	10	2.85	2.16	1.95
7/8"	9	3.88	2.94	2.70
1"	8	5.07	3.91	3.55
1-1/8"	7	6.41	4.92	4.47

Tabla 16: Área nominal y efectiva de pernos

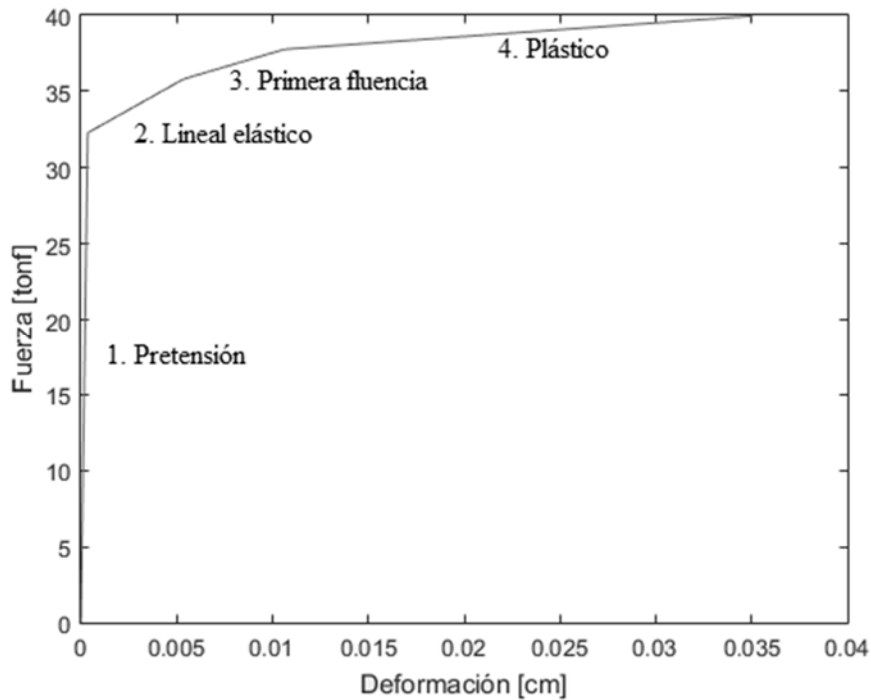


Ilustración 21: Comportamiento de pernos (diámetro 1 in., A325)

Con el perno definido, se modela la interacción en el ala como una viga en voladizo, y el perno actuando como un resorte. Se presenta de forma gráfica esta interacción en Ilustración 22: Modelo de rigidez ala/pernos a tensión, y en Ilustración 23: . En este modelo de ala, la

plastificación puede ocurrir en dos zonas: A, en la unión entre el ala y el alma de la T; y B, en la zona de unión entre pernos a tensión y el ala. Con las restricciones impuestas en el diseño, los efectos de apalancamiento se mantienen controlados, permitiendo un comportamiento dúctil de la conexión, limitando los posibles efectos de segundo orden que se produzcan en el ala, modelada como viga en voladizo.

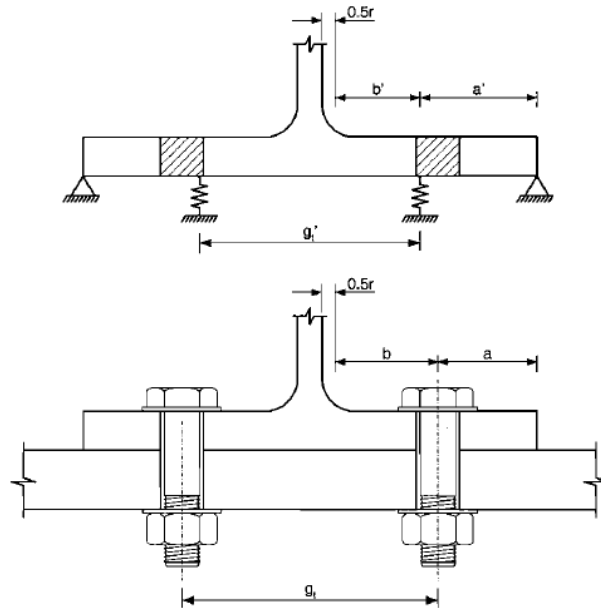


Ilustración 22: Modelo de rigidez ala/pernos a tensión

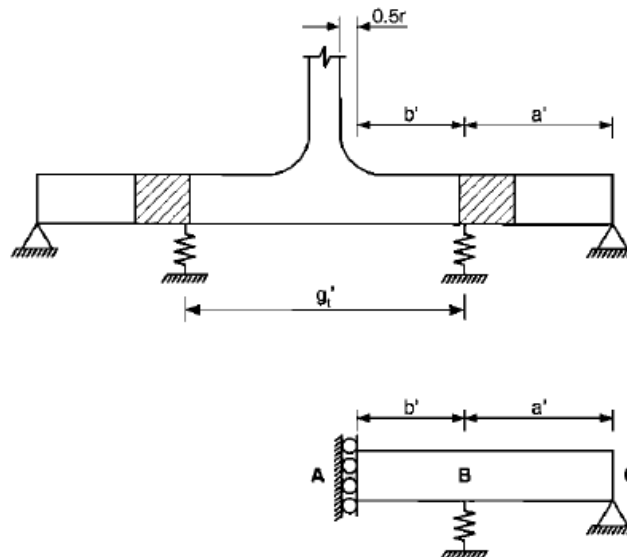


Ilustración 23: Modelo como viga con resorte

Como a priori no se conoce cuál de las dos zonas entra en fluencia o se plastifica primero (debido a que la rigidez del perno va cambiando), se programa una subrutina presentada en Anexos D: Subrutina basada en Matlab para determinar el comportamiento del ala.

La idea central de la subrutina es:

- Calcular la rigidez de los pernos a tensión ($K_{b,k}$) según fuerza aplicada en pernos (B).
- Calcular los límites de fluencia y plasticidad de ambas zonas del ala.
- Según los límites alcanzados, calcular la rigidez en la zona de unión del ala ($K_{xy,k}$) y el alma de la T, y la rigidez en la zona de unión del ala con el perno ($Q_{xy,k}$).
- Calcular las fuerzas de tensión en el ala (T), apalancamiento (Q) y tensión en los pernos ($B=T+Q$) según rigideces, que se serán utilizadas en el próximo paso.
- Se sigue este procedimiento hasta alcanzar la tensión de fractura de pernos (B_{fract}).

De esta forma, podemos conocer la curva de fuerza vs. deformación paso a paso, según el estado en el que se encuentre el ala. Un ejemplo de esta curva se muestra en Ilustración 24: Comportamiento del ala, conexión Of.8p.

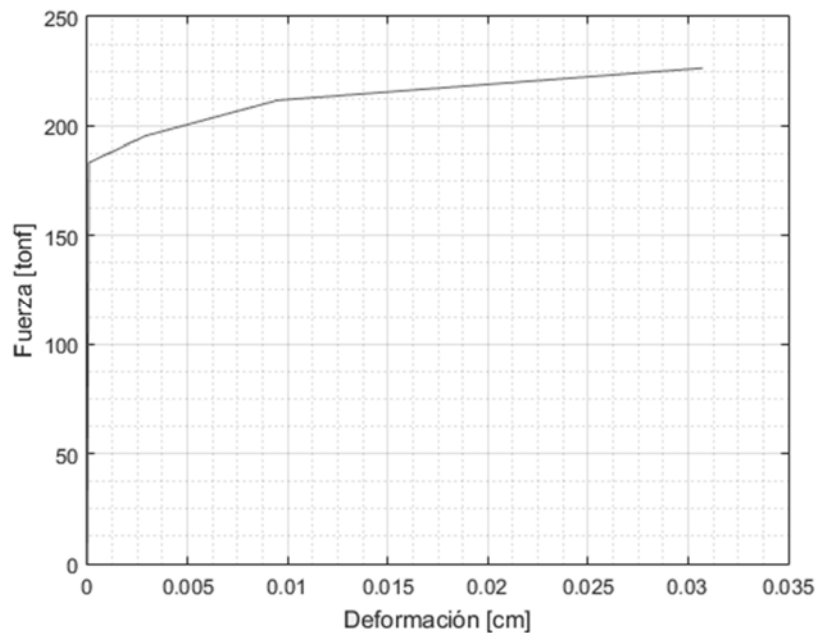


Ilustración 24: Comportamiento del ala, conexión Of.8p.

Los estados en los que se puede encontrar el ala son los mostrados en Ilustración 25: Comportamiento del ala, donde la notación utilizada es $K_{xy,k}$ (o $Q_{xy,k}$ para la zona de unión entre pernos y ala) donde “x” es el estado de la zona de unión del alma y el ala; “y” el estado de la zona de unión del ala y el perno; “k” el estado de los pernos a tensión; “e” indica que se encuentra en estado elástico; “y” en fluencia; y “p” que se ha alcanzado la plastificación.

Las rigideces que controlan este comportamiento, son las ecuaciones desde (27) a (52), con la misma notación mencionada.

$$K_{ee,k} = \frac{12 * E * I * (3 * E * I + K_{b,k} * \gamma_3)}{\gamma_{ee,k}} \quad (27.)$$

$$Q_{ee,k} = \frac{18 * E * I * (K_{b,k} * a' * b'^2 * \beta_b - 2 * E * I)}{\gamma_{ee,k}} \quad (28.)$$

$$\gamma_{ee,k} = 12 * E * I * \gamma_1 + K_{b,k} * \gamma_2 \quad (29.)$$

$$K_{pe,k} = \frac{12 * EI * [3 * EI * (K_{b,k} * a'^2 + K_{h1}) + K_{b,k} * K_{h1} * \gamma_3]}{\gamma_{pe,k}} \quad (30.)$$

$$Q_{pe,k} = \frac{18 * EI * [2 * EI * (K_{b,k} * a' * b' - K_{h1}) + K_{b,k} * K_{h1} * a' * b'^2 * \beta_b]}{\gamma_{pe,k}} \quad (31.)$$

$$\gamma_{pe,k} = 12EI(K_{h1} * \gamma_1 + K_{b,k}(a'^3 b'^2 \beta_a + a'^2 b'^3 \beta_b) + 3EI * \gamma_4) + K_{b,k} K_{h1} \gamma_2 \quad (32.)$$

$$K_{ep,k} = \frac{12EI * [K_{b,k} * K_{h2} * \gamma_3 + 3EI * (K_{h2} + K_{b,k} * a'^2)]}{\gamma_{ep,k}} \quad (33.)$$

$$Q_{ep,k} = \frac{18EI * K_{h2} * (K_{b,k} * a' * b'^2 * \beta_b - 2EI)}{\gamma_{ep,k}} \quad (34.)$$

$$\gamma_{ep,k} = 12EI * (K_{h2} * \gamma_1 + K_{b,k} * a'^2 b'^3 \beta_b + 3EI a'^2) + K_{b,k} * K_{h2} * \gamma_2 \quad (35.)$$

$$K_{pp,k} = \frac{K_{h1} * K_{h2} + K_{b,k} * a'^2 * (K_{h1} + K_{h2})}{\gamma_{pp,k}} \quad (36.)$$

$$Q_{pp,k} = \frac{K_{h2} * (K_{b,k} * a' * b' - K_{h1})}{\gamma_{pp,k}} \quad (37.)$$

$$\gamma_{pp,k} = K_{h2} * \gamma_4 + K_{h1} * a' + K_{b,k} * a'^2 * b'^2 \quad (38.)$$

$$\gamma_1 = \beta_b (b'^3 + 3a'b'^2 + 3a'^2b') + a'^3\beta_a \quad (39.)$$

$$\gamma_2 = 3a'^2b'^4\beta_b^2 + 4a'^3b'^3\beta_a\beta_b \quad (40.)$$

$$\gamma_3 = a'^3\beta_a + 3a'^3b'\beta_b \quad (41.)$$

$$\gamma_4 = a'^2 + 2a'b' + b'^2 \quad (42.)$$

$$I = \frac{p * t_f^3}{12} \quad (43.)$$

$$\beta_a = 1 + \frac{12 * EI}{G * p * t_f * a'^2} \quad (44.)$$

$$\beta_b = 1 + \frac{12 * EI}{G * p * t_f * b'^2} \quad (45.)$$

$$K_{h1} = \frac{E_s * I}{t_f} \quad (46.)$$

$$K_{h2} = \left(1 - \frac{d_h}{p}\right) * \frac{E_s * I}{t_f} \quad (47.)$$

$$K_{ye,k} = \frac{K_{ee,k} + 3K_{pe,k}}{4}$$

$$Q_{ye,k} = \frac{Q_{ee,k} + 3Q_{pe,k}}{4} \quad (48.)$$

$$K_{ey,k} = \frac{K_{ee,k} + 3K_{ep,k}}{4}$$

$$Q_{ey,k} = \frac{Q_{ee,k} + 3Q_{ep,k}}{4} \quad (49.)$$

$$K_{py,k} = \frac{K_{pe,k} + 3K_{pp,k}}{4}$$

$$Q_{py,k} = \frac{Q_{pe,k} + 3Q_{pp,k}}{4} \quad (50.)$$

$$K_{yp,k} = \frac{K_{ep,k} + 3K_{pp,k}}{4}$$

$$Q_{yp,k} = \frac{Q_{ep,k} + 3Q_{pp,k}}{4} \quad (51.)$$

$$K_{yeyk} = \frac{K_{ee,k} + 3K_{pp,k}}{4}$$

$$Q_{yy,k} = \frac{Q_{ee,k} + 3Q_{pp,k}}{4} \quad (52.)$$

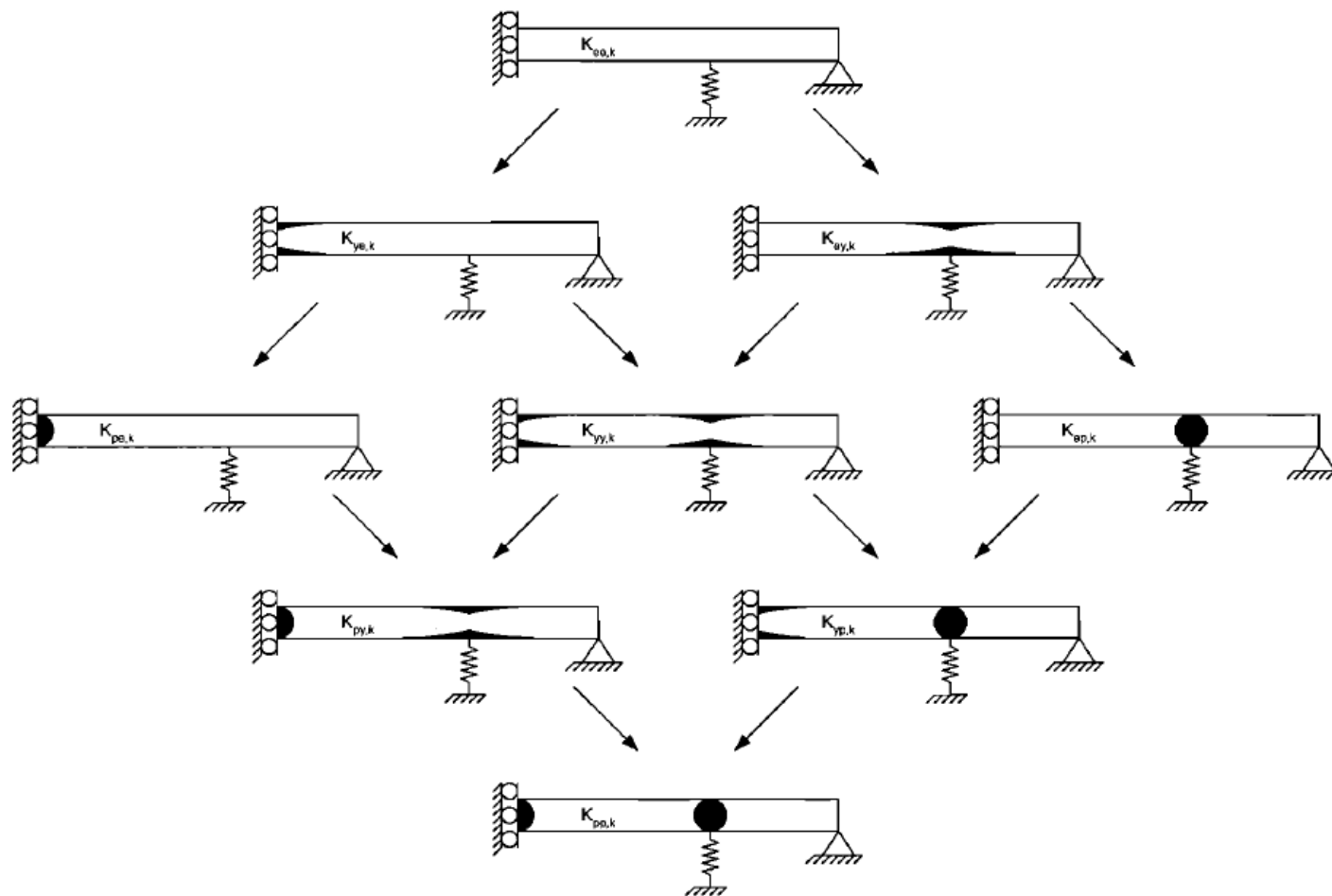


Ilustración 25: Comportamiento del ala

4.2.2. Fluencia del alma de la T.

El modelo es del tipo bi-lineal, con capacidad última y de fluencia, calculada para el área efectiva de la sección de alma. Las rigideces elástica y plástica del modelo se presentan en ecuaciones (53) y (55), mientras que la fuerza de fluencia, y deformación última que alcanza el alma se presentan en expresión (54) y (56) respectivamente.

$$K_{e. alma} = \frac{4 * L_{sb} * t_s * E * (\tan\theta_{eff})^2}{2 * L_{sb} * \tan\theta_{eff} + g_s * \ln\left(\frac{g_s}{2 * L_{sb} * \tan\theta_{eff} + g_s}\right)} \quad (53.)$$

$$P_{fluencia} = F_y * (W_{eff} - 2 * d_{h,eff}) \quad (54.)$$

$$K_{p. alma} = \frac{(g_s - d_{h,eff}) * t_s * E_s}{3 * d_b} \quad (55.)$$

$$\Delta_{alma,fract} = \varepsilon_{fract} * d_{h,eff} + \frac{P_{fluencia}}{K_{e. alma}} \quad (56.)$$

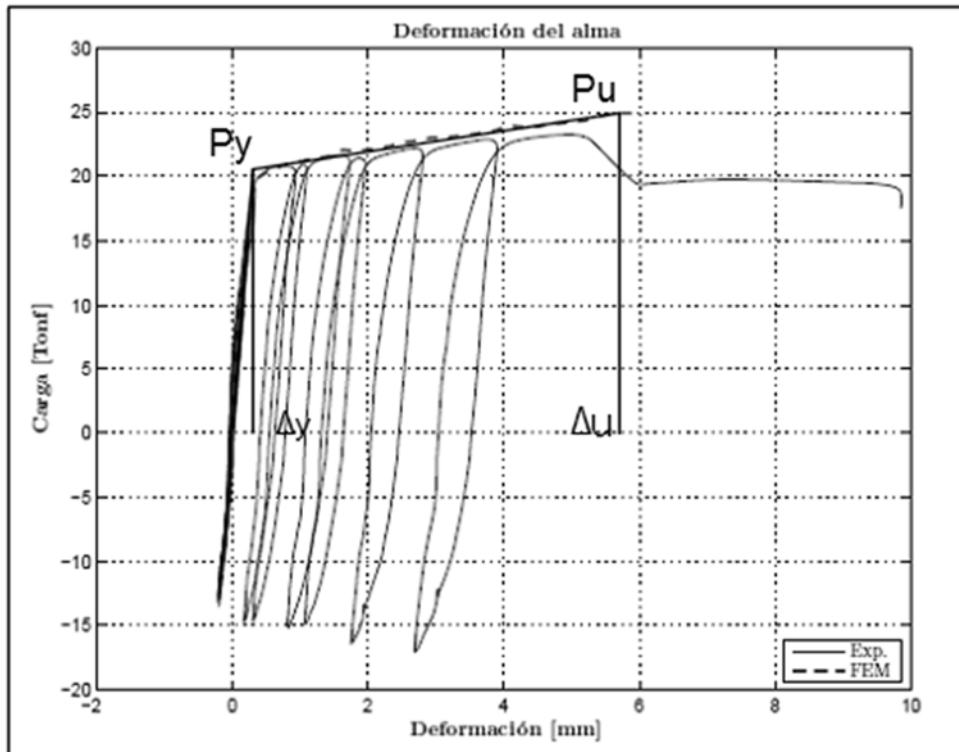


Ilustración 26: Comportamiento bilineal del Alma (Bravo, 2013)

4.2.3. Aplastamiento-deslizamiento

Se presenta la ecuación que gobierna el mecanismo de aplastamiento para un solo perno, según Rex-Easterling (1996).

$$\frac{P_{aplast}}{R_{n, \text{aplast}}} = \frac{1.74 * \bar{\Delta}}{(1 + \bar{\Delta}^{0.5})^2} - 0.009 * \bar{\Delta} \quad (57.)$$

Donde:

$$R_{n, \text{aplast}} = L_e t_p F_u \leq 2.4 d_b t_p F_u \quad (58.)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta * \beta * K_{i, \text{aplast}}}{R_{n, \text{aplast}}} \quad (59.)$$

$$K_{i, \text{aplast}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{br}} + \frac{1}{K_{be}} + \frac{1}{K_{ve}}} \quad (60.)$$

$$K_{i, \text{aplast}} \approx K_{br} = 120 * F_y * t_p * d_b^{0.8} \quad (61.)$$

- P_{aplast} : Carga de aplastamiento
- $R_{n, \text{aplast}}$: Capacidad a aplastamiento de la placa.
- L_e : Distancia entre el perno y el borde de la placa.
- t_p : Espesor del ala de la viga, o alma de la conexión t-stub
- F_u : Capacidad última de la placa considerada.
- d_b : Diámetro del perno.
- $\bar{\Delta}$: Deformación de aplastamiento normalizada.
- β : Factor de corrección del acero, igual a 1.
- Δ : Deformación por aplastamiento de la placa.
- K_{br} : Rigidez de aplastamiento.
- K_{be} : Rigidez ligada a flexión de la placa.
- K_{ve} : Rigidez ligada al corte entre perno y sección final de la placa.

La rigidez K_i , para el modelo de Rex-Easterling, presenta otras 2 rigideces adicionales, la rigidez de flexión y corte entre el perno y el final de la placa, que son despreciadas debido a que se consideran varias líneas de ejes de pernos y solo una de ellas está sujeta a estas 3

rigidices (pernos en Eje 1), mientras que para las demás líneas de pernos, que no están al borde de la placa, la única rigidez aplicable es la de aplastamiento.

El aplastamiento también depende de la posición del perno dentro del hoyo en que se coloca, como este parámetro no es posible de controlar debido a lo aleatorio que puede ser este durante la fase de construcción, se considera que este espacio se distribuye de forma lineal entre las líneas de pernos, de acuerdo a la ilustración 27, por lo que se debe calcular la expresión (54) para cada eje de resistencia de pernos de acuerdo a su parámetro Δ .

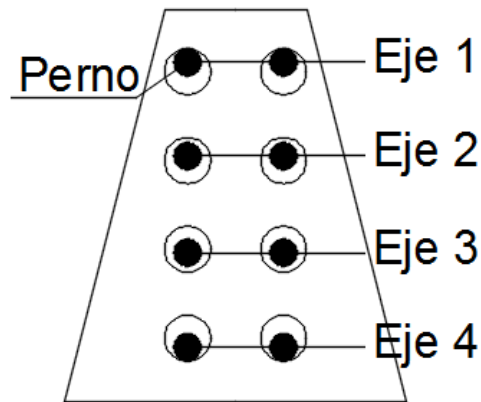


Ilustración 27: Distribución de pernos en hoyos.

La ecuación que gobierna el mecanismo de deslizamiento, es el siguiente (Rex-Easterling, 1996).

$$P_{slip} = n_{sb} \alpha_{desl} (0.70 * F_u) (0.75 * A_b) * \mu \quad (62.)$$

$$\Delta_{slip} = 0.0076 \text{ in} = 0.0193 \text{ cm} \quad (63.)$$

$$K_{fi} = \frac{P_{slip}}{\Delta_{slip}} \quad (64.)$$

$$K_{fp} = \frac{P_{slip}}{\Delta_{slip} - \Delta_{fu}} \quad (65.)$$

El cual se representa como un gráfico bilineal, representando el esfuerzo estático para comenzar el deslizamiento (P_{slip}, Δ_{slip}) de la viga sobre la conexión doble-T. Como este modelo bi-lineal modela el comportamiento al deslizamiento de forma muy burda, se utiliza el modelo cuadrático desarrollado por Swanson, el cual modela el comportamiento de deslizamiento de forma mucho más exacta, alcanzando su mínimo al escalar la ecuación (66) a la deformación mostrada en (67).

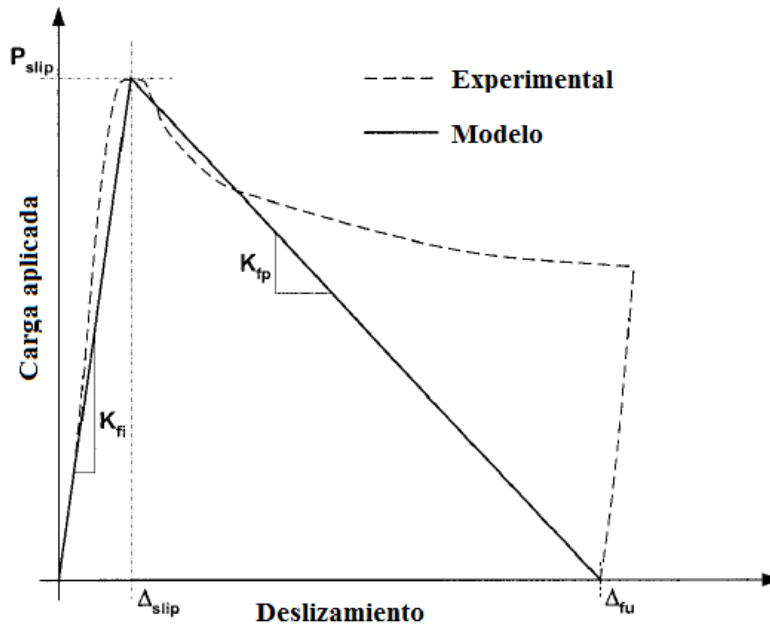


Ilustración 28: Modelo bi-lineal de deslizamiento (Rex-Easterling, 1996)

$$P = \frac{K_{fp}^2 (\Delta - \Delta_{slip})^2 - 4K_{fp} [(P_{slip} - P_{min})(\Delta - \Delta_{slip})] - 4P_{slip}P_{min} + 4P_{slip}^2}{4(P_{slip} - P_{min})} \quad (66.)$$

$$\Delta_{min} = \frac{2P_{min} + K_{fp} - 2P_{slip}}{K_{fp}} \quad (67.)$$

Como se aprecia, ambas ecuaciones están en control de deformación. Como estamos tratando la conexión como si fueran resortes conectados en serie, sería mucho más adecuado tener las ecuaciones en control de fuerza, no obstante, no es trivial despejar la ecuación de

aplastamiento. Frente a este problema, recurriremos a un tipo de solución iterativa, en la que se impone una fuerza objetivo, y se aproxima la deformación, compuesta por ambos mecanismos de deslizamiento y aplastamiento, hasta obtener una fuerza resultante igual a la objetivo.

La implementación de la solución se realiza por medio de una subrutina basada en el software Matlab, presentada en Anexos D: 3. Deslizamiento/aplastamiento. La idea central de la subrutina es:

- Definir una fuerza objetivo, creciente en cada iteración.
- Determinar la deformación que produce una fuerza de aplastamiento (P_{brs}) en el alma de la conexión.
- Determinar iterativamente, la deformación por aplastamiento en el ala de la viga que produzca una fuerza (P_{brf}) igual a la de aplastamiento en el alma de la conexión (P_{brs}).
- Determinar la fuerza de deslizamiento que producen ambas deformaciones (P_{slip_i})
- Sumar ambas fuerzas (P_{brf} y P_{slip_i})
- Si la suma de ambas fuerzas es igual a la fuerza objetivo, terminar la iteración, de otra forma, ajustar la deformación por aplastamiento según corresponda.

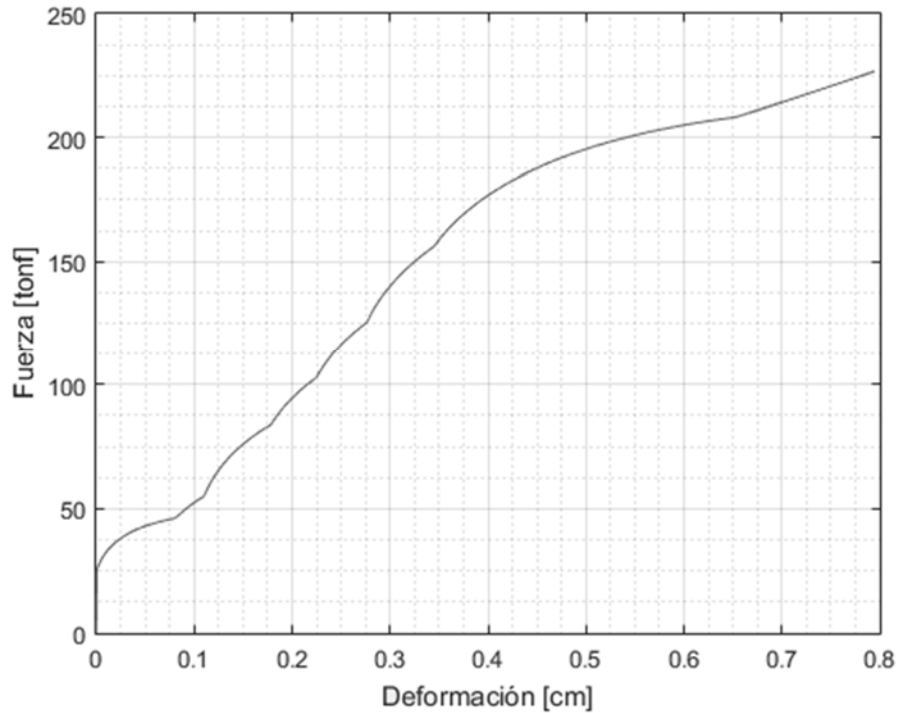


Ilustración 29: Modelo deslizamiento-aplastamiento

4.2.4. Respuesta total de la conexión

Finalmente, ensamblamos todos los mecanismos de la conexión sumando el deslizamiento de cada mecanismo. En Ilustración 30: Curva monotónica, conexión T-stub Oficina 8 pisos se presenta la curva monotónica de una de las conexiones analizadas, donde se puede apreciar como el aporte de fluencia del alma es despreciable, y la mayor disipación de energía la realiza el mecanismo de deslizamiento-aplastamiento.

Esto se corrobora con lo expuesto por Swanson, donde en sus resultados obtuvo que el 70% de la energía disipada por la conexión era a través del mecanismo de deslizamiento-aplastamiento. Ante este resultado se debe tener en cuenta que la zona de las alas de la t-stub que ensayó Swanson eran mucho más flexibles que las que permite por diseño la publicación FEMA 350.

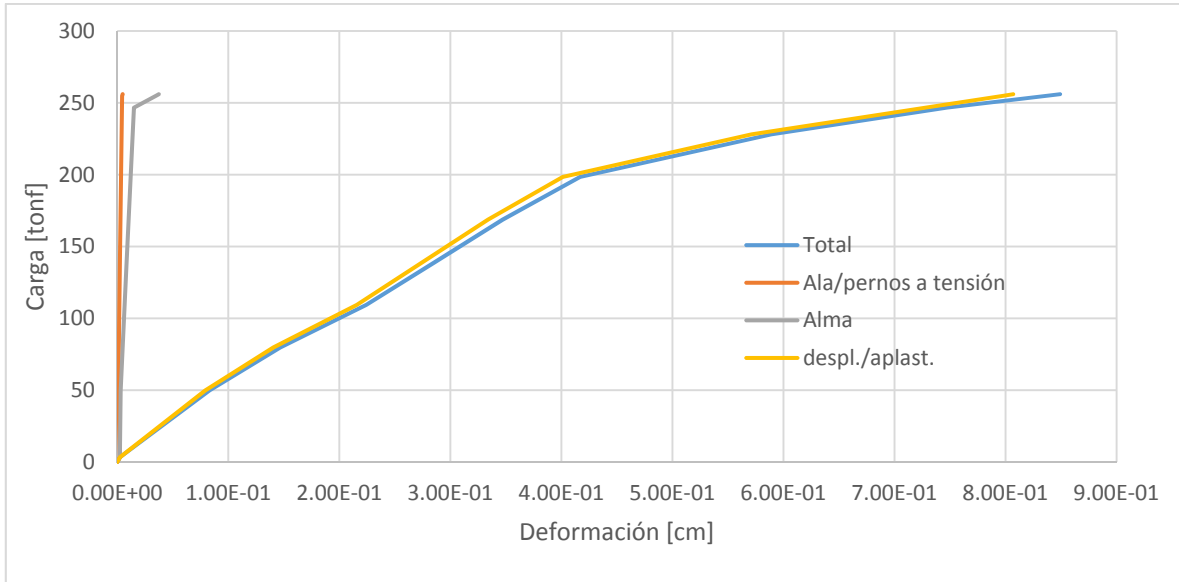


Ilustración 30: Curva monotónica, conexión T-stub Oficina 8 pisos

Dentro de los comportamientos cíclicos que ofrece el software SAP2000 v.18, se elige el modelo de Takeda para representar a la conexión, debido a que al utilizar una desviación despreciable en el tramo inicial del comportamiento de la conexión, se puede controlar la pendiente de la curva de descarga, que para las T-stub, es igual a la rigidez K_f presentada en ecuación (64).

La curva de momento vs. curvatura se obtiene al aproximar la rotación de la conexión según ecuación (67), y el momento como ecuación (68).

$$\theta = \frac{d_{superior} - d_{inferior}}{H_{viga}} \quad (68.)$$

$$M_{conexión} = \frac{P_{t-stub} * H_{viga}}{2} \quad (69.)$$

Capítulo 5. Resultados modelación no-lineal

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los análisis Push Over y tiempo-historia.

5.1. Análisis Push-Over

Los resultados obtenidos a través del análisis no lineal estático se presentan en Tabla 17: Parámetros PushOver y Tabla 17: Parámetros PushOver..

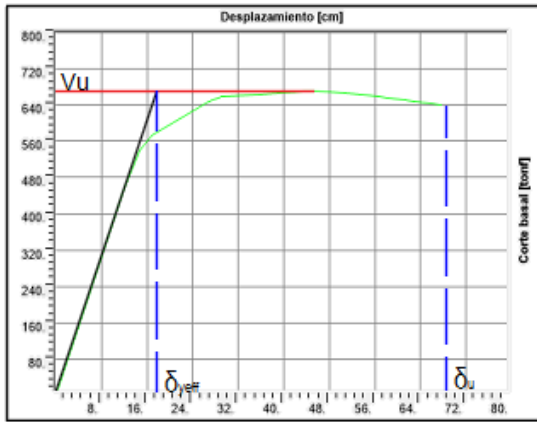
Tipo de Edificio	Altura	V_U [tonf]	$0.8V_U$ [tonf]	Δ_U [cm]	W [tonf]	C0	T [seg]
Oficinas	3 pisos	800	640	34.5	1039.7	1.281	0.877
	8 pisos	622.5	498	176.75	2028	1.315	2.329
	13 pisos	971	776.8	116	3164.3	1.308	2.307
Habitacional	3 pisos	671.4	537.12	68.8	352.3	1.183	0.468
	8 pisos	650.8	520.64	482	908.8	1.312	1.633
	13 pisos	456.6	365.28	61.4	1424.1	1.346	2.245

Tabla 17: Parámetros PushOver

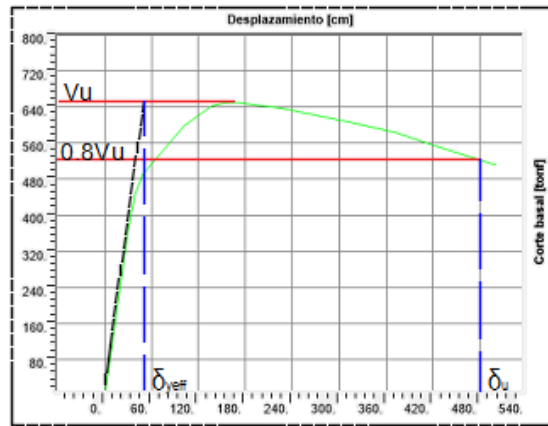
Tipo de Edificio	Altura	Q_{basal} [tonf]	δ_{yeff} [cm]	μ_T	Ω
Oficinas	3 pisos	77.78	20.96	1.646	10.285
	8 pisos	141.96	42	4.208	4.385
	13 pisos	221.5	50	2.320	4.384
Habitacional	3 pisos	24.68	17.6	3.909	27.204
	8 pisos	63.62	51	9.451	10.229
	13 pisos	99.6	46.4	1.323	4.584

Tabla 18: Parámetros sísmicos de PushOver

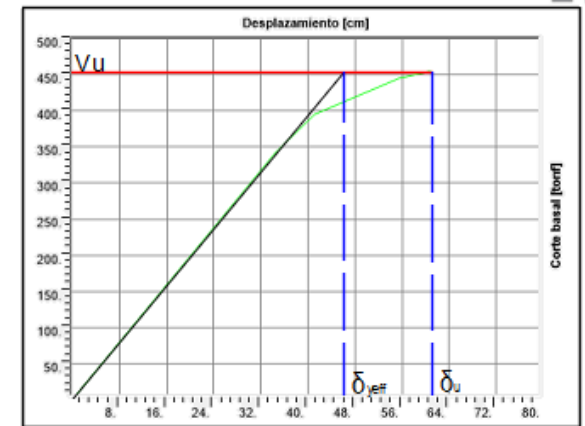
En todos los arquetipos el colapso ocurre en el primer piso de la estructura. En todos los arquetipos, a excepción del de 8 pisos de uso habitacional, las rotulas no alcanzan el punto último (C), pero como son elementos primarios, se considera que ha colapsado al superar el punto C, o tramo amarillo, lo que sucede en todos los arquetipos.



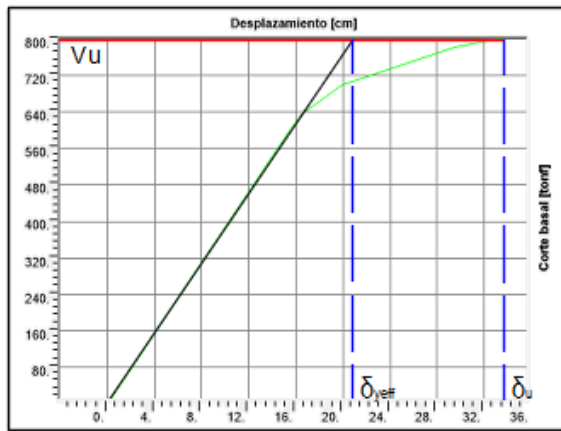
a. Habitacional, 3 pisos.



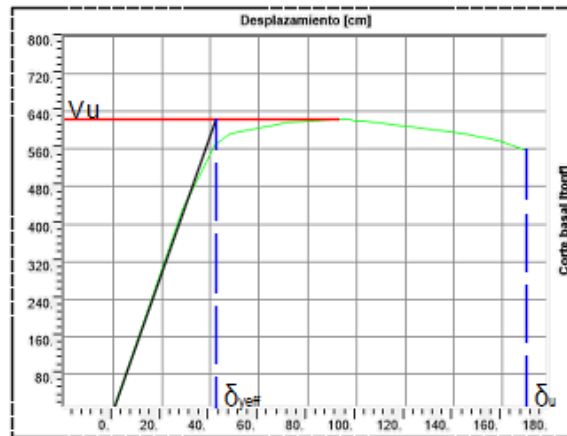
b. Habitacional, 8 pisos.



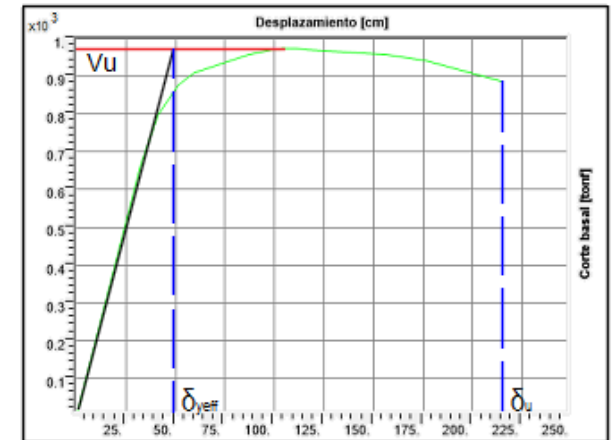
c. Habitacional, 13 pisos.



d. Oficinas, 3 pisos.

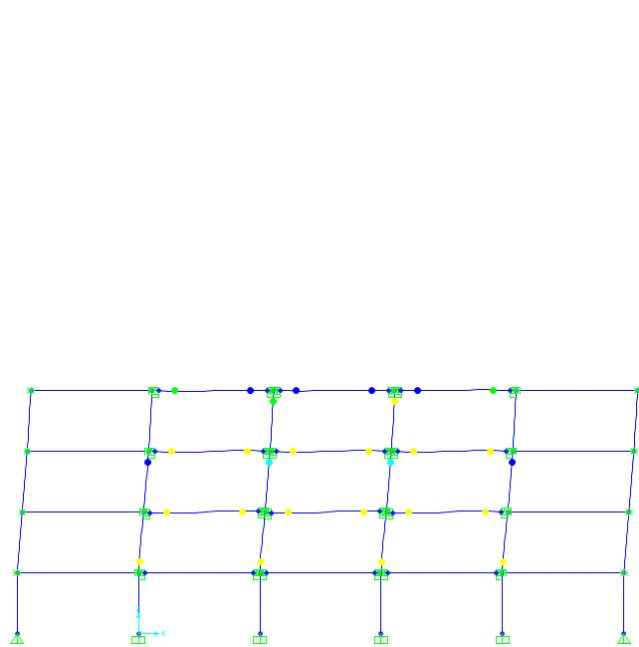


e. Oficinas, 8 pisos.

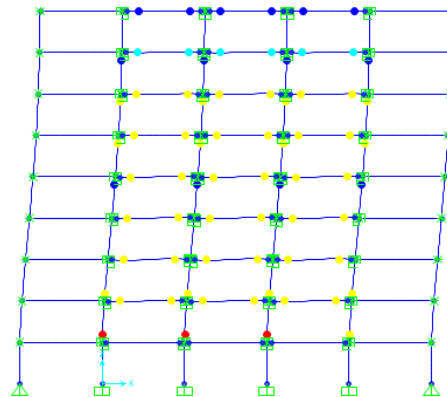


f. Oficinas, 13 pisos

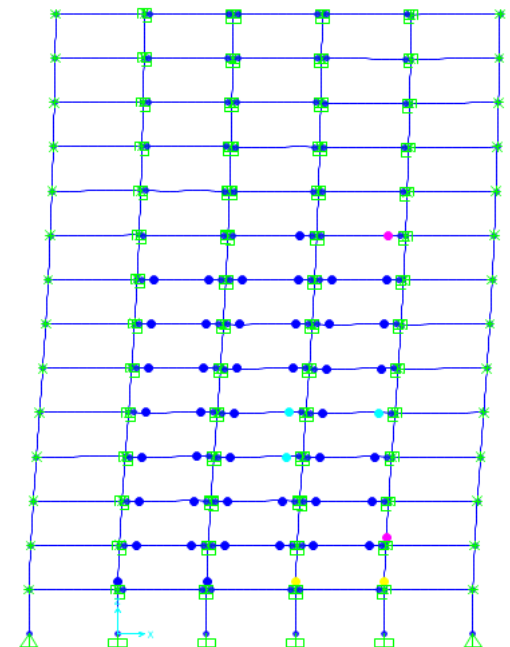
Ilustración 31: Curvas Push Over



a. Modelo Habitacional, 3 pisos



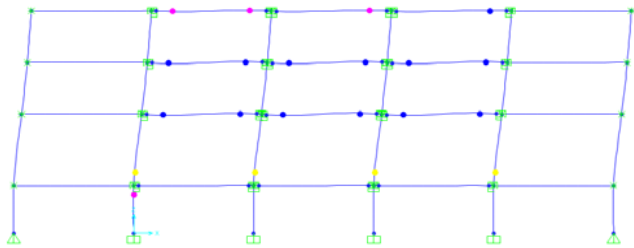
b. Modelo Habitacional, 8 pisos



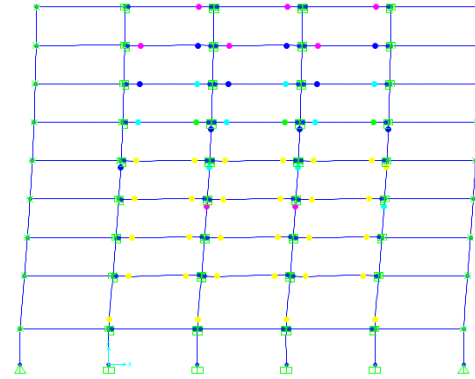
c. Modelo Habitacional, 13 pisos

Ilustración 32: Rotulas en análisis Push Over (a)

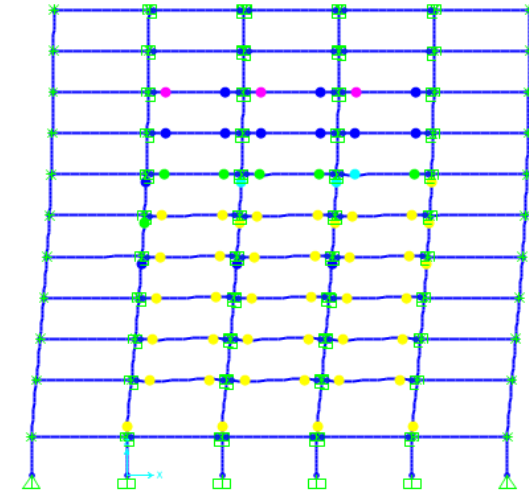




d. Modelo Oficinas, 3 pisos



e. Modelo Oficinas, 8 pisos



f. Modelo Oficinas, 3 pisos

Ilustración 33: Rotulas en análisis Push Over



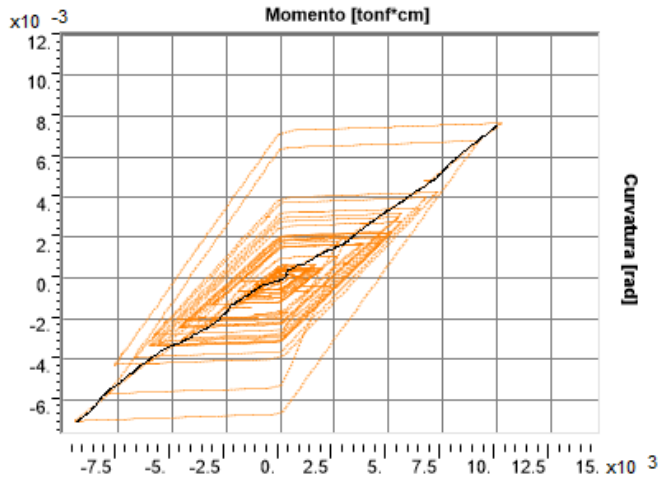
5.2. Análisis Tiempo-Historia

Se presentan los resultados de deriva máxima para cada arquetipo. Se puede apreciar que para todos los arquetipos los máximos desplazamientos se alcanzan en el techo. No se consideran los datos de las estructuras que han colapsado.

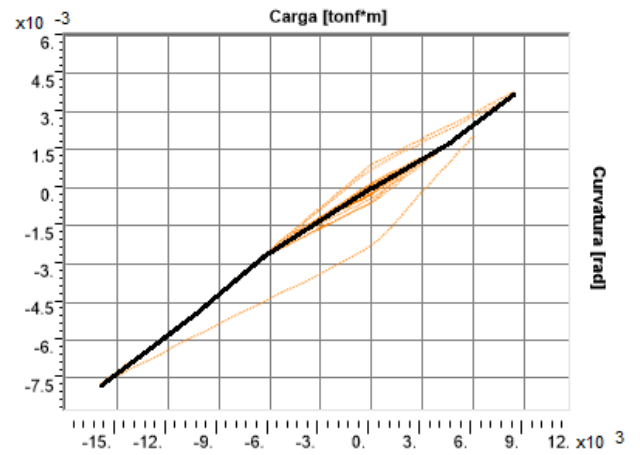
Modelo	Parámetro	Deriva [cm]	Registro	Eje	Piso
Habitacional 3 pisos	Deriva Max	15.71	Iquique14	X	Techo
	Deriva Min	-16.34	Curicó10	X	Techo
	Giro Max	0.02	Iquique14	X	2 piso
	Giro Min	-0.021	Curicó10	X	2 piso
Habitacional 8 pisos	Deriva Max	16.72	Monte Patria	X	Techo
	Deriva Min	-15.16	Iquique 14	X	Techo
	Giro Max	0.002	Curicó 10	X	3 piso
	Giro Min	-0.002	Curicó 10	X	3 piso
Habitacional 13 pisos	Deriva Max	12.54	Monte Patria	Y	Techo
	Deriva Min	-12.00	Iquique14	X	Techo
	Giro Max	0.002	Curicó 10	Y	5 piso
	Giro Min	-0.002	Curicó 10	Y	5 piso
Oficina 3 pisos	Deriva Max	16.46	Pica14	Y	Techo
	Deriva Min	-21.82	Pica14	Y	Techo
	Giro Max	0.013	Pica14	Y	3 piso
	Giro Min	-0.018	Pica14	Y	2 piso
Oficina 8 pisos	Deriva Max	24.11	Iquique 05	X	Techo
	Deriva Min	-38.75	Iquique 05	X	Techo
	Giro Max	0.016	Iquique 05	X	2 piso
	Giro Min	-0.022	Iquique 05	X	7 piso
Oficina 13 pisos	Deriva Max	27.77	Pica 14	Y	Techo
	Deriva Min	-21.79	Pica 14	Y	Techo
	Giro Max	0.010	Pica 14	Y	6 piso
	Giro Min	-0.010	Pica 14	Y	6 piso

Tabla 19: Deriva y giro máximo.

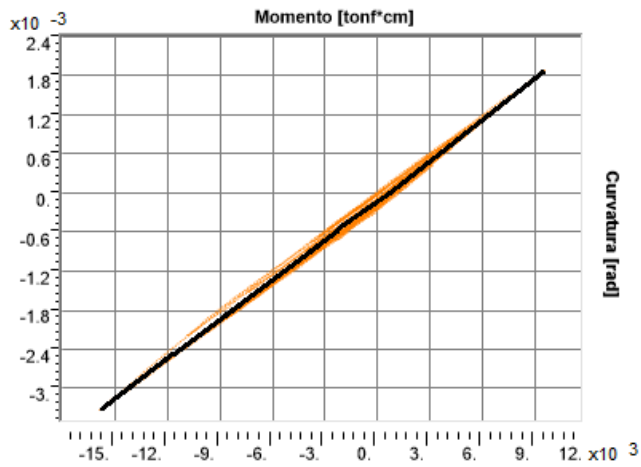
En las ilustraciones siguientes se presentan las curvas de momento-rotación alcanzados por la conexión, evaluada en el piso y registro antes del colapso de la estructura.



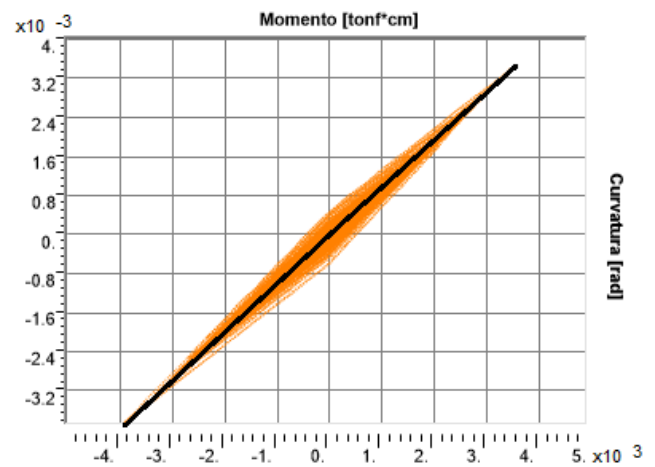
Hab. 3pisos, techo, Pica14Y.



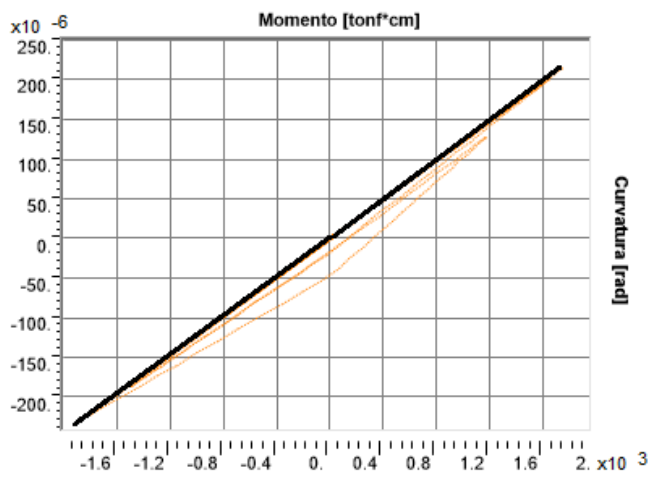
Of. 8pisos, techo, Iquique05X



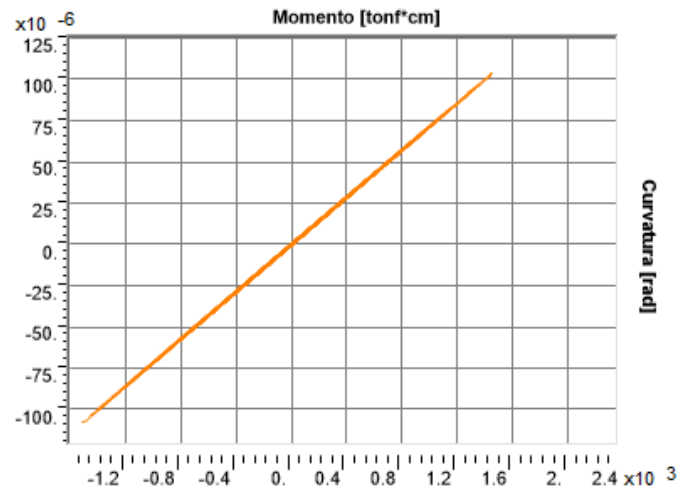
Of. 13pisos, techo, Pica14Y



Hab. 3pisos, techo, Curicó10X



Hab. 8pisos, techo, Montepatria14X



Hab. 8pisos, techo, Montepatria14X

Ilustración 34: Curvas Momento-Rotación de las conexiones modeladas

A continuación se presentan los factores de escalamiento con los que cada registro alcanza el colapso del arquetipo. Se escalan los registros directamente hasta los factores necesarios para alcanzar el límite impuesto por la metodología FEMA p695.

Registro		Oficina			Habitacional		
		3 pisos	8 pisos	13 pisos	3 pisos	8 pisos	13 pisos
Curicó 10	X	5.8	6.1	6.1	4.6	8.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	3.7	8.1	<8
Iquique 14	X	5.8	6.1	6.1	4.6	<10.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	3.7	<10.1	<8
Iquique 05	X	<7.2	7.6	6.1	<4.6	<10.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	<4.6	<10.1	<8
La Florida 07	X	5.8	6.1	6.1	<4.6	<10.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	<4.6	<10.1	<8
Mejillones 07	X	5.8	6.1	6.1	<4.6	<10.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	3.7	8.1	<8
Monte Patria 14	X	5.8	6.1	6.1	<4.6	8.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	3.7	10.1	<8
Pica 14	X	5.8	6.1	6.1	<4.6	<10.1	<8
	Y	7.2	<7.6	<7.7	<4.6	<10.1	<8
Pica 05	X	5.8	6.1	6.1	3.7	<10.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	3.7	<10.1	<8
Puente Alto 10	X	5.8	6.1	6.1	4.6	8.1	<8
	Y	5.8	6.1	6.1	<4.6	8.1	<8
Colapso 50%		>5.8	>6.1	>6.1	4.6	<10.1	<8

Tabla 20: Factor de Escalamiento

Se presenta el cálculo del CMR, y el criterio de aceptación para cada arquetipo.

	Oficina			Habitacional		
	3 pisos	8 pisos	13 pisos	3 pisos	8 pisos	13 pisos
Periodo [s]	0.877	2.329	2.307	0.468	1.633	2.245
Sa [g]	0.304	0.074	0.075	0.663	0.113	0.076
MCE [g]	1.149	0.294	0.299	1.598	0.597	0.316
SF	>5.8	>6.1	>6.1	4.6	<10.1	<8
Sct	1.761	0.449	0.574	3.049	1.130	0.606
CMR	>1.533	>1.529	>1.919	1.908	<1.912	<1.919
Criterio Colapso 50%	Rechazado	Rechazado	Rechazado	Aceptado	Aceptado	Aceptado

Tabla 21: Resultados CMR

Recordemos que los límites impuestos por la incertidumbre del sistema son los siguientes:

$$\overline{ACMR} \geq ACMR_{10\%} = 1.90 \quad (71.)$$

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} = 1.52 \quad (72.)$$

Donde:

- \overline{ACMR} : Margen de Colapso Ajustado promedio
- $ACMR_i$: Margen de Colapso Ajustado Individual (i).
- $ACMR_{10\%}$: Margen de Colapso Ajustado con 10% de probabilidad de excedencia
- $ACMR_{20\%}$: Margen de Colapso Ajustado con 20% de probabilidad de excedencia

Capítulo 6. Conclusiones

Debido a las mayores cargas y dimensiones geométricas, los marcos diseñados bajo la configuración de edificio de oficinas (of.) presentan vigas y columnas mucho mayores a las de los arquetipos de uso habitacional (hab.). Siendo incluso mayores las dimensiones de los elementos estructurales del edificio of. 3 pisos, que el de hab. 13 pisos, según Tabla 9: Perfiles utilizados, lo cual implica conexiones doble-T de mayores dimensiones.

Recordemos que para considerar marcos con conexión doble t-stub como marcos especiales, la publicación FEMA 350, tabla 3-12, establece un límite de tamaño de viga para la que se puede considerar como marco especial, siendo el tamaño máximo de viga limitado por perfiles W24 (60 cm. aprox.). De acuerdo a los resultados obtenidos en la presente memoria, mostrados en Tabla 21: Resultados CMR, este límite se repite para perfiles soldados y para los métodos de diseños utilizados en la práctica nacional. Siendo el límite de tamaño de viga, los perfiles soldados IN70. Para perfiles mayores, los marcos con conexión doble t-stub solo se pueden considerar como marcos ordinarios (OMF).

Este límite impuesto en el límite del tamaño de la viga, antes que en el tamaño de la columna o la configuración del sistema estructural, se ve reflejado en que el tamaño de la viga tiene un impacto directo en el tamaño de la conexión. Como es normal en marcos de momento, el diseño está enfocado en contener las deformaciones sísmicas, antes que en las cargas de los elementos estructurales, hecho reflejado en Tabla 10: F.U. Columnas y vigas, donde los factores de utilización son bajos. Luego, la limitante en el diseño de la conexión es el límite impuesto en el paso 4 del procedimiento de diseño publicado en FEMA-350, que estipula que la capacidad de la conexión debe ser 1,2 veces mayor que el momento plástico de la viga.

De Tabla 19: Deriva y giro máximo., se aprecia como las conexiones viga-columna permiten que la viga gire lo suficiente como para considerar marcos especiales en todos los casos. No obstante, debido al análisis por CMR esto no es posible. También se aprecia en Ilustración 34: Curvas Momento-Rotación de las conexiones modeladas, como la envolvente de la conexión se mantiene en el rango elástico.

La recomendación de diseño de utilizar en la t-stub una relación de ala/alma igual a 1.25, permite que la fuerza de fluencia del alma este dentro de los límites de las cargas últimas que resisten los otros dos mecanismos de la conexión, permitiendo la fluencia de esta y un incremento en la capacidad total plástica de la conexión.

En la práctica, las limitaciones para modelar el comportamiento dinámico de la conexión no son relevantes, debido a que, como se aprecia en Ilustración 30: Curva monotónica, conexión T-stub Oficina 8 pisos, la mayor cantidad de energía es disipada por el mecanismo deslizamiento/aplastamiento, mientras que el mecanismo de ala/pernos a tensión, es la que limita la cantidad de carga que puede soportar la conexión completa. Como se aprecia en Ilustración 34: Curvas Momento-Rotación de las conexiones modeladas, las curvas son muy similares a las obtenidas por Swanson, donde el efecto de deslizamiento de la viga sobre la conexión puede ser emulado por medio de la pendiente de descarga impuesta en el primer tramo de la curva.

Los resultados del análisis PushOver muestran una ductilidad menor a 3 para 3 arquetipos, no obstante, como el promedio de las ductilidades es mayor a 3 ($\bar{\mu}_t = 4.89$), la incertidumbre registro a registro se mantiene en 0,4. El único arquetipo que alcanza a desarrollar completamente la curva de la rótula es el modelo Hab.8 pisos, los demás solo alcanzan a desarrollar rotulas hasta el punto C, no obstante, como son elementos primarios, se considera como colapso de la estructura.

Bibliografía

AISC. 2010a. “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, 3rd ed. Chicago, Illinois, USA: American Institute of Steel Construction.

AISC. 2010b. “*Specification for Structural Steel Buildings*”, Chicago, Illinois, USA: American Institute of Steel Construction.

Bravo, M. 2013, “*Estudio analítico experimental de perfiles T soldados sometidos a carga cíclica*”, tesis para optar al grado de magister. Universidad de Chile, Santiago, Chile.

CSI, 2015. “*CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSiBridge*”. Computers and Structures inc., Berkley, California, USA.

FEMA. 2000a. “*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”. FEMA 356, Washington D.C., USA: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. 2000b. “*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*”, FEMA Publication N°.350, Washington DC, USA: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. 2009. “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, FEMA p695. Washington D.C., USA: Federal Emergency Management Agency.

Herrera, R., Gomez, G., & Sarrazin, M. 2009. “*Design and behavior of welded T-stubs for DST connections*”. Stessa, Taylor & Francis Group, London, ISBN-978-0-415-56326-0.

INN, 1996: Mod.2009. “*Diseño sísmico de edificios*”. Nch.433.Of. 1996. Mod.2009. Insituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2003a. “*Análisis y diseño de edificios con asilación sísmica*”, Nch.2745. Of.2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2003b. “*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*”. Nch2369. Of.2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2009. “*Diseño Estructural de Edificios- Cargas Permanentes y Sobrecargas de uso*”. Nch. 1537. Of2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2010, “*Diseño Estructural –Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga*”, Nch.3171. Of.2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

MINVU, 2016. “*Ordenanza General de Urbanismo y Construcción*”. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile.

Rex, C.O., Easterling, W.S., 1996. “*Behavior and Modeling of a Single Plate Bearing on a Single Bolt*”, Report No. CE/VPI-ST 96/14.

Swanson, J. 1999, “*Characterization of the strength, stiffness, and ductility behavior of T-stub connections*”, tesis para optar al grado de doctor. Georgia Institute of Technology, Georgia, USA.

Urzúa, 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. Universidad de Chile, Santiago.

ANEXOS A: Factores de Utilización

Título: Columna IN1100x596.6 (Oficinas 13 pisos)
Preparado por: Germán Igor
Chequeado por:
Fecha:

1.Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC
 360-10
 Tipo de Diseño: LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Laminado

1.3 Material

Calidad del
 Acero A36

Fy=	2.53	[Ton/cm ²]	Tensión de Fluencia
Fr=	4.00	[Ton/cm ²]	Tensión de Rotura
E=	2,100.00	[Ton/cm ²]	Módulo de Elasticidad
G=	840.00	[Ton/cm ²]	Módulo de Corte

1.4 Cargas

Pu=	941.36	[Ton]	Carga de Compresión
Mux=	178.00	[Ton*m]	Carga de Flexión Eje Fuerte
Vux=	36.22	[Ton]	Carga de Corte Eje Fuerte
Muy=	0.00	[Ton*m]	Carga de Flexión Eje Débil
Vuy=	0.00	[Ton]	Carga de Corte Eje Débil

1.5 Condiciones Geométricas

Lpx=	914.40	[cm]	Longitud de Pandeo
Kx=	0.50	[]	Condición de Borde
Lpy=	914.40	[cm]	Longitud de Pandeo
Ky=	0.50	[]	Condición de Borde
Lv=	396.20	[cm]	Longitud de Volcamiento
Kz=	0.50	[]	Condición de Borde

Cb=	1.00	[]	Factor de Forma del Diagrama de Momento
a=	0.00	[cm]	Distancia entre Atiesadores
2. Perfil IN			
2.1 Datos			
H=	110.00	[cm]	Altura del Perfil
B=	60.00	[cm]	Ancho del Perfil
e=	5.00	[cm]	Espesor del Ala del Perfil
t=	1.60	[cm]	Espesor del Alma del Perfil
IN1100x596.6			
2.2 Propiedades			
A=	760.00	[cm ²]	Área de Perfil
Ix=	1,788,333.33	[cm ⁴]	Inercia Eje Fuerte del Perfil
Iy=	104,178.00	[cm ⁴]	Inercia Eje Débil del Perfil
rx=	40.04	[cm]	Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil
ry=	13.22	[cm]	Radio de Giro Eje Débil del Perfil
Zx=	35,500.00	[cm ³]	Módulo Plástico Eje Fuerte del Perfil
Zy=	9,064.00	[cm ³]	Modulo Plástico Débil del Perfil
Wx=	32,515.15	[cm ³]	Módulo de Sección Eje Fuerte del Perfil
Wy=	6,001.14	[cm ³]	Módulo de Sección Eje Débil del Perfil
J=	5,143.36	[cm ⁴]	Constante Torsional del Perfil
Cw=	496,125,000	[cm ⁶]	Constante de Alabeo del Perfil
λala=	6.00	[]	Esbeltez del Ala del Perfil
λalma=	62.50	[]	Esbeltez del Alma del Perfil
3. Compresión			
3.1 General			

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

$\phi = 0.90$ Factor de Resistencia

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La Longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determinan según la sección E2.

$\lambda_x =$	11.42	[]	Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil
$\lambda_y =$	34.58	[]	Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil
$\lambda_{max} =$	34.58	[]	Esbeltez Efectiva del Perfil

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

Caso:	5.00		
$\lambda_{alma\ max} =$	42.93	[]	Esbeltez Límite del Alma del Perfil
$\lambda_{alma} =$	62.50	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

El alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

Caso:	2.00		
$\lambda_{ala\ max} =$	13.12	[]	Esbeltez Límite del Ala del Perfil
$\lambda_{ala} =$	6.00	[]	Esbeltez del Ala del Perfil

El ala es Compacta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la fórmula E3-4

$$F_e = 17.33 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la fórmula E4-4

$$F_e = 140.74 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo global

$$F_e = 17.33 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

$\lambda_{\text{ala}} =$	6.00	□	Esbeltez del Ala del Perfil
$\lambda_{\text{ala1}} =$	13.12	□	Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil
$\lambda_{\text{ala2}} =$	23.98	□	Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la fórmula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad \square$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

$\lambda_{\text{alma}} =$	62.50	□	Esbeltez del Alma del Perfil
$F_{cr} =$	2.38	[Ton/cm ²]	
$\lambda_{\text{alma lim}} =$	44.26	□	Límite para la Esbeltez del Alma del Perfil

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la fórmula e7-17

$$Q_a = 1.00 \quad \square$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E7

El F_{cr} se determina según la formula E7-2

$$F_{cr} = 2.38 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la formula E7-1

$$P_n = 1,808.82 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

$$\phi = 0.90$$
$$P_n = 1,808.82 \quad [\text{Ton}]$$

$$P_u = 941.36 \quad [\text{Ton}]$$

$$F_U = 0.58 \quad \text{OK!}$$

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.90 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

Caso:	15.00		
$\lambda_{alma1} =$	108.33	[]	Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil
$\lambda_{alma2} =$	164.22	[]	Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil
$\lambda_{alma} =$	62.50	[]	Esbeltez del Alma del Perfil

El alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

Caso:	11.00		
$\lambda_{ala1} =$	10.95	[]	Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil
$\lambda_{ala2} =$	23.27	[]	Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil
$\lambda_{ala} =$	6.00	[]	Esbeltez del Ala del Perfil

El ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F2-1

$$M_n = 89,815.00 \quad [\text{Ton} \cdot \text{cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la formula F2-2

$$\begin{aligned} r_{ts} &= 14.87 \quad [\text{cm}] \\ L_p &= 670.34 \quad [\text{cm}] \\ L_r &= 2,219.41 \quad [\text{cm}] \\ L_b &= 914.40 \quad [\text{cm}] \\ F_{cr} &= 30.39 \quad [\text{Ton}/\text{cm}^2] \\ M_n &= 84,736.93 \quad [\text{Ton} \cdot \text{cm}] \end{aligned}$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles
simétricos

4.7 Factor de Utilización

$\phi=$	0.90	
$M_n=$	847.37	[Ton*m]
$M_{ux}=$	178.00	[Ton*m]
$FU=$	0.23	OK!

5. Corte Eje Fuerte

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$\phi=$	0.90
---------	------

5.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1(b)

$A_w=$	176.00	[cm ²]	
$K_v=$	5.00	[]	
$\lambda_{alma1}=$	70.86	[]	Límite 1 para Alma del Perfil
$\lambda_{alma2}=$	88.26	[]	Límite 2 para Alma del Perfil
$\lambda_{alma}=$	62.50	[]	Esbeltez del Alma del Perfil
$C_v=$	1.00		
$V_n=$	267.17	[Ton]	

5.3 Factor de Utilización

$\phi=$	0.90	
V_n	267.17	[Ton]
$V_{ux}=$	36.22	[Ton]

FU= 0.15 OK!

6. Resumen

6.1 Perfil

El perfil elegido es el IN90x467

6.2 Factores de Utilización

FU=	0.58	OK!	Compresión
FU=	0.23	OK!	Flexión Eje Fuerte
FU=	0.15	OK!	Corte Eje Fuerte

El perfil cumple con todos los requerimientos

Verificación criterio columna fuerte - viga débil según AISC 341

1.0 Acero A36

Propiedades mecánicas del acero utilizado

Fy=	2.53	[Ton/cm ²]
Fu=	4.00	[Ton/cm ²]
γ =	7850	[kg/m ³]

2.0 Columna

h _c =	110.00	[cm]	Altura y ancho de la columna
B _c	50.00	[cm]	
tf _c =	50.00	[cm]	Espesor del ala de la columna
tw _c =	5.00	[cm]	Espesor del alma de la columna
A _c =	760.00	[cm ²]	Área de la columna
P _c =	0.006	[Ton/cm]	Peso por unidad de longitud de la columna

3.0 Viga

h _v =	100.00	[cm]	Altura de la viga
bf _v =	35.00	[cm]	Ancho de la viga

$t_{fv} =$	2.00	[cm]	Espesor del ala de la viga
$t_{wv} =$	1.20	[cm]	Espesor del alma de la viga
$A_v =$	255	[cm ²]	Área de la viga
$P_v =$	0.002	[Ton/m]	Peso por unidad de longitud de la viga

4.0 Conexión

$L =$	46	[cm]	Largo de la conexión
$L_v =$	914.40	[cm]	Largo de la viga

5.0 Momento en la columna

$Z_c =$	35,500.00	[cm ³]
$P_{uc} =$	941.36	[Ton]
$M_{pc} =$	458.44	[Ton*m]

6.0 Momento en la viga

$Z_v =$	9,624.80	[cm ³]
$R_y =$	1.3	[]
$M_{pr} =$	34,822	[Ton*cm]
$w =$	0	[Ton/cm]
$L_p =$	822	[cm]
$V_p =$	92	[Ton]
$M_{uv} =$	9,326	[Ton*cm]
$M_{pv} =$	441	[Ton*m]

7.0 Comprobación

Razón			
M_{pc}/M_{pv}	1.038	>1	OK!

La condición columna fuerte-viga débil SÍ se cumple

ANEXOS B: Método de Análisis Estático Nch.433

Dimensión de los Pisos:

Npisos := 4

i := 1..Npisos

k := 1..4

$$h_{\text{piso}} := \begin{pmatrix} 3 \\ 3 \\ 3 \\ 3 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

$$H_{\text{Total}} := \sum_{j=1}^{N_{\text{pisos}}} h_{\text{piso}_j}$$

Área Columnas

Ac := 183cm²

Área viga

Av := 98cm²

Lv := 6m

$$\gamma_a := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Tonf := 1000·kgf

$$Av \cdot \gamma_a \cdot \frac{Lv}{\text{tonf}} = 0.509$$

Zona Sísmica: 3

Ao := 0.4 g

Suelo: C

Tp := 0.45·s

Ss := 1.05

n := 1.4

T0 := 0.4·s

R := 7

I := 1

p := 1.6

Peso_Total := 352.5tonf

Corte Basal

$$C_{\text{min}} := \frac{Ao \cdot Ss}{6 \cdot g}$$

Cmin = 0.07

$$C_{\text{max}} := \frac{0.35 Ss \cdot Ao}{g}$$

Cmax = 0.147

Periodo de la estructura como

Tn := 0.515s

$$C_c := \frac{2.75 Ss \cdot Ao}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{Tp}{Tn} \right)^n$$

Cc = 0.137

Se necesita usar

$$C := \begin{cases} C_{\text{min}} & \text{if } C_{\text{min}} > C_c \\ C_c & \text{otherwise} \\ C_{\text{max}} & \text{if } C_{\text{max}} < C_c \end{cases}$$

C = 0.137

Qbasal := C·I·Peso_Total

Qbasal = 428.378kN

$$Z := \begin{pmatrix} h_{\text{piso}_1} \\ h_{\text{piso}_1} + h_{\text{piso}_2} \\ h_{\text{piso}_1} + h_{\text{piso}_2} + h_{\text{piso}_3} \\ h_{\text{piso}_1} + h_{\text{piso}_2} + h_{\text{piso}_3} + h_{\text{piso}_4} \end{pmatrix} \quad Z = \begin{pmatrix} 300 \\ 600 \\ 900 \\ 1.2 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ cm}$$

$$A_k := \begin{cases} \left(\sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H_{\text{Total}}}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H_{\text{Total}}}} \right) & \text{if } k \neq 1 \\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H_{\text{Total}}}} \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad A = \begin{pmatrix} 0.134 \\ 0.159 \\ 0.207 \\ 0.5 \end{pmatrix}$$

$$F_k := \frac{A_k \cdot w_{\text{Piso}_k}}{\sum_{j=1}^{N_{\text{pisos}}} (A_j \cdot w_{\text{Piso}_j})} \cdot Q_{\text{basal}} \quad \frac{F}{\text{tonf}} = \begin{pmatrix} 9.812 \\ 11.639 \\ 15.168 \\ 11.533 \end{pmatrix}$$

$$Q := \begin{pmatrix} F_1 + F_2 + F_3 + F_4 \\ F_1 + F_2 + F_3 \\ F_1 + F_2 \\ F_1 \end{pmatrix} \quad \frac{Q}{\text{tonf}} = \begin{pmatrix} 48.152 \\ 36.619 \\ 21.451 \\ 9.812 \end{pmatrix}$$

$$F_{\text{tracc}} := \begin{pmatrix} 0.1 \cdot F_1 \cdot \frac{Z_1}{H_{\text{Total}}} \\ 0.1 \cdot F_2 \cdot \frac{Z_2}{H_{\text{Total}}} \\ 0.1 \cdot F_3 \cdot \frac{Z_3}{H_{\text{Total}}} \\ 0.1 \cdot F_4 \cdot \frac{Z_4}{H_{\text{Total}}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.182 \\ 5.177 \\ 10.121 \\ 10.26 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

ANEXOS C: Diseño de Conexiones

Cálculo de la conexión flexible DST según FEMA350, Modelo Oficinas 13 pisos

1. Material

$$F_y := 2.53 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \quad F_u := 4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \quad R_y := 1.5$$

$$\gamma_a := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

2. Columna

Altura y ancho de la columna

$$H_c := 1100 \text{ mm} \quad B_c := 600 \text{ mm}$$

$$e_c := 50 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala de la columna}$$

$$t_c := 16 \text{ mm} \quad \text{Espesor del alma de la columna}$$

$$A_c := 2 \cdot B_c \cdot e_c + (H_c - 2 \cdot e_c) \cdot t_c = 760 \text{ cm}^2$$

$$P_c := A_c \cdot \gamma_a = 5.851 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$h := 3.95 \text{ m}$$

3. Viga

Altura y ancho de la viga

$$H_v := 1000 \text{ mm} \quad B_v := 350 \text{ mm}$$

$$e_v := 20 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala de la viga}$$

$$t_v := 12 \text{ mm} \quad \text{Espesor del alma de la viga}$$

$$A_v := 2 \cdot B_v \cdot e_v + (H_v - 2 \cdot e_v) \cdot t_v = 255.2 \text{ cm}^2$$

$$P_v := A_v \cdot \gamma_a = 1.965 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

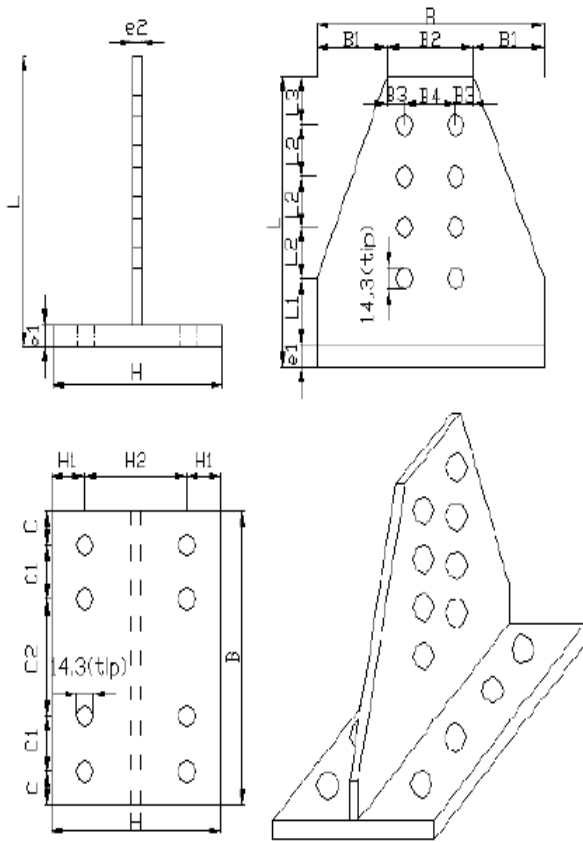
$$L_v := 9.144 \text{ m} - H_c \quad \text{Largo de la viga}$$

4 Cargas en Conexión Viga

$$F3_u := 25.8 \text{ tonf}$$

$$M3_u := 37.53 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

5. Geometría de la conexión (caso Flexible)



Pernos A490

$$d_{\text{perno}} := \left(1 + \frac{1}{8}\right) \cdot \text{in} = 2.857\text{cm}$$

Diametro

$$n_{\text{sb}} := 10$$

Cantidad de Pernos al corte

$$n_{\text{tb}} := 8$$

Cantidad de Pernos a tensión

$$F_{\text{nv}} := 579\text{MPa}$$

$$F_{\text{nt}} := 780\text{MPa}$$

$$A_{\text{b}} := d_{\text{perno}}^2 \cdot \pi \cdot 0.25 = 6.413\text{cm}^2$$

Límite de espaciamento de pernos

$$1.5\text{in} = 3.81\text{cm}$$

$$3d_{\text{perno}} = 8.572\text{cm}$$

Soldadura

$$F_{\text{e7x}} := 480\text{MPa}$$

$$\text{weld} := 20\text{mm}$$

Conexión T-stub

$$e1 := 40\text{mm}$$

ala

$$\frac{e1}{1.25} = 3.2\text{cm}$$

$$e2 := 32\text{mm}$$

alma

$$B := 600\text{mm}$$

$$B3 := 50\text{mm}$$

$$B2 := 300\text{mm}$$

$$B4 := B2 - 2 \cdot B3 = 20\text{cm}$$

$$B1 := \frac{B - B2}{2} = 15\text{cm}$$

$$L2 := 90\text{mm}$$

$$L1 := 50\text{mm}$$

$$L3 := 50\text{mm}$$

$$L := L1 + L3 + \frac{(nsb - 2)}{2} \cdot L2 = 46 \text{ cm}$$

$$H1 := 50 \cdot \text{mmr} \quad H := 210 \text{ mmr}$$

$$H2 := H - 2 \cdot H1 = 11 \text{ cm}$$

$$C := 50 \cdot \text{mmr} \quad C1 := 80 \cdot \text{mmr}$$

$$C2 := B - 2 \cdot (C + 2C1) = 18 \text{ cm}$$

Geometría según FEMA350

$$S1 := L1 \quad S2 := L2$$

$$N := \frac{nsb}{2} \quad S3 := (N - 1) \cdot S2 = 36 \text{ cm}$$

$$S4 := L3 \quad t_{ft} := e1$$

$$t_{wc} := t_c \quad t_{stem} := e2$$

$$T_{stem} := H_V + 2 \cdot e2 \quad g := B4$$

$$d_b := H_V \quad d_c := H_c$$

$$x := L \quad a := 0.5 \cdot (H - H2)$$

$$b := 0.5 \cdot \left(H2 - \frac{e2}{2} - \frac{\text{weld}}{2} \right)$$

$$bp := b - \frac{d_{perno}}{2} \quad bp = 2.771 \text{ cm}$$

$$ap := a + \frac{d_{perno}}{2} \quad ap = 6.429 \text{ cm}$$

$$Sh := \frac{L}{L_V} = 0.057 \quad Sh_p := 1 - Sh = 0.943$$

5. Momento en las vigas

$$I := \frac{(H_V - 2 \cdot t_V)^3 \cdot e_V}{12} + 2 \cdot \left[\frac{t_V^3 \cdot B_V}{12} + B_V \cdot t_V \cdot \left(\frac{H_V - t_V}{2} \right)^2 \right] = 3.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$Z_V := B_V \cdot e_V \cdot (H_V - e_V) + t_V \cdot \frac{(H_V - 2 \cdot e_V)^2}{4} = 9.625 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$S_b := \frac{2 \cdot I}{H_V} = 7.199 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.291$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_V = 4.194 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$w := P_V + 1.666 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}} = 1.679 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$L_p := L_V - 2 \cdot x = 712.4 \text{ cm}$$

$$V_p := \frac{2 \cdot M_{pr} + \frac{w \cdot L_p^2}{2}}{L_p} = 139.055 \text{ tonf}$$

6. Cálculo según FEMA350

Paso 1 (3.2.6):

$$M_f := M_{pr} + V_p \cdot x = 4.763 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c := M_{pr} + V_p \cdot \left(x + \frac{H_c}{2} \right) = 5.443 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 2 (3.2.7):

$$C_y := \frac{1}{\frac{Z_v}{C_{pr} \cdot S_b}} = 0.58$$

$$M_{yf} := C_y \cdot M_f = 2.76 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 3 (3.3.3.2):

$$t := \frac{C_y \cdot M_c \cdot \frac{(h - d_b)}{h}}{0.9 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot R_y \cdot d_c \cdot \left(d_b - \frac{t_{stem}}{2} \right)} = 1.194 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } t < t_c \\ \text{"reforzar"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"ok"}$$

Paso 4:

$$M_u := \max(1.2 \cdot M_{yf}, M_f) = 4.763 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u2} := 1.2 \cdot M_{yf} = 3.312 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 5 (pernos al corte)

$$L_{TF1} := \frac{L_v - d_c}{L_v - d_c - 2 \cdot (S1 + S3)} = 1.134$$

$$M_{fail1} := 2 \cdot N \cdot A_b \cdot F_{nv} \cdot d_b \cdot L_{TF1} = 4.21 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 6 (fractura de alma de la T):

$$L_{TF2} := \frac{L_v - d_c}{L_v - d_c - 2 \cdot S1} = 1.015$$

$$\theta := 60 \cdot \frac{t_{stem} \cdot \text{deg}}{\text{in}} = 1.319$$

$$\theta_{eff} := \begin{cases} 15 \text{ deg} & \text{if } \theta < 15 \text{ deg} \\ 30 \text{ deg} & \text{if } \theta > 30 \text{ deg} \\ \theta & \text{otherwise} \end{cases} = 0.524$$

$$w := \min(g + S3 \cdot \tan(\theta_{eff}), B, H_c) = 40.785 \text{ cm}$$

$$M_{fail2} := F_u \cdot \left[\frac{w}{in} - 2 \cdot \left(\frac{d_{perno}}{in} + 0.125 \right) \right] \cdot in \cdot t_{stem} \cdot (d_b + t_{stem}) \cdot L_{TF2} = 4.106 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 7 (apalancamiento)

$$M_{fail3} := \frac{\left(2 \cdot ap - \frac{d_{perno}}{4} \right) \cdot w \cdot F_y \cdot t_{ft}^2 \cdot (d_b - t_{stem})}{4 \cdot ap \cdot bp - d_{perno} \cdot (bp + ap)} = 3.839 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 8 (pernos en tensión)

$$T_{ub} := F_{nt} \cdot A_b = 56.226 \text{ tonf}$$

$$N_{tb} := n_{tb} = 8$$

$$M_{fail4} := N_{tb} \cdot (d_b + t_{stem}) \cdot \left(T_{ub} + \frac{w \cdot F_y \cdot t_{ft}^2}{16 \cdot ap} \right) \cdot \frac{ap}{ap + bp} = 3.71 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 9 (ala de la viga)

$$L_{TF3} := \frac{L_v - d_c}{L_v - d_c - 2 \cdot (S1 + S3)} = 1.134$$

$$M_{fail5} := \left[F_u \cdot \left[Z_v - 2 \cdot (d_{perno} + 0.062 \text{ in}) \cdot e_v \cdot (d_b - e_v) \right] \right] \cdot L_{TF3} = 3.407 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 10 (bloque de corte):

$$A_{gv} := 2 \cdot (L3 + 4 \cdot L2) \cdot e2 = 262.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := \left[B4 - (d_{perno} + 4 \text{ mm}) \right] \cdot e2 = 53.576 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - 7 \cdot (d_{perno} + 4 \text{ mm}) \cdot e2$$

$$U_{bs} := 1.0$$

$$R_{n1} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 668.94 \text{ tonf}$$

$$R_{n2} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 612.627 \text{ tonf}$$

$$M_{fail6} := 0.75 \cdot \min(R_{n1}, R_{n2}) \cdot d_b = 4.088 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Paso 11

$$t_{f_t} := e_v = 2 \text{ cm}$$

$$t_{cf} := e_c = 5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{"ok"} & \text{if } t_{cf} \geq 1.5 \cdot t_{f_t} & = \text{"ok"} \\ \text{"Placas de continuidad"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Paso 12 (espesor de ala de columna)

$$k := e_c + 15 \text{ mm}$$

$$t_c = 1.6 \text{ cm}$$

Se debe reforzar con placas de continuidad

$$\frac{M_f}{(d_b - t_{stem}) \cdot (6 \cdot k) \cdot F_y} = 5.605 \text{ cm}$$

Paso 13 (placas de continuidad):

$$e_2 < e_c = 1$$

Paso 14

J.2. Soldaduras

$$E_{fth} := \frac{\text{weld}}{\sqrt{2}} = 1.414 \text{ cm}$$

$$L_{eff} := 2 \cdot B$$

$$A_{eff} := L_{eff} \cdot E_{fth} = 169.706 \text{ cm}^2$$

$$M_{fail7} := 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_{e7} \cdot A_{eff} \cdot d_b = 3.666 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resumen

$$M_{fail1} = 4.21 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail2} = 4.106 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail3} = 3.839 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail4} = 3.71 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail5} = 3.407 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail6} = 4.088 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail7} = 3.666 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{nfail} := \min(M_{fail1}, M_{fail2}, M_{fail3}, M_{fail4}, M_{fail5}, M_{fail6}, M_{fail7}) = 3.407 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1.2 \cdot M_{yf} = 3.312 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k_s := \frac{d_b}{0.375} \cdot \frac{M_{nfail}}{\text{kip} \cdot \text{in}} \cdot \left(\frac{\text{kip} \cdot \text{in}}{\text{rad}} \right) = 3.577 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$FU_1 := \frac{M_3^u}{M_{nfail}} = 0.098$$

ANEXOS D: Códigos de modelación de la conexión

1. Interacción Alas/Pernos a tracción

%Caracterización de la T-stub [Tonf/cm]

E=2100; G=840; Fy=2.53; Fu=4;

ap=6.429; bp=2.771; tf=4; p=15;

tfc=4;%ala de la columna

I=p*tf^3/12;

Es=E/32.78;

%Características de los pernos

f=0.55; db=(1+1/8)*2.54; Ab=pi()*db^2/4; Abe=0.7679*Ab;

dh=(1+1/8+1/16)*2.54;

Ls=tfc+tf; Ltg=0; nth=7/2.54; efract=0.14;

Fnt=8.768;

Kb(1)=((f*db/2.54/(Ab/2.54^2*E/0.078)+Ls/2.54/(Ab/2.54^2*E/0.078)+Ltg/2.54/(Abe/2.54^2*E/0.078)+f*db/2.54/(Abe/2.54^2*E/0.078))^(-1))*0.197;Kb1=Kb(1);

%MODELO ALA/PERNOS A TENSION

%Estado inicial elastico-elastico

Kh1=Es*I/tf; Kh2=(1-dh/p)*Es*I/tf;

beta_a=1+12*E*I/(G*p*tf*ap^2);

beta_b=1+12*E*I/(G*p*tf*bp^2);

sigma1=beta_b*(bp^3+3*ap*bp^2+3*ap^2*bp)+ap^3*beta_a;

sigma2=3*ap^2*bp^4*beta_b^2+4*ap^3*bp^3*beta_a*beta_b;

sigma3=ap^3*beta_a+3*ap^2*bp*beta_b;

sigma4=ap^2+2*ap*bp+bp^2;

sigma_ee(1)=12*E*I*sigma1+Kb(1)*sigma2;

Kee(1)=12*E*I*(3*E*I+Kb(1)*sigma3)/sigma_ee(1);

Qee(1)=18*E*I*(Kb(1)*ap*bp^2*beta_b-2*E*I)/sigma_ee(1);

%Limites de estado

Bn=(Fnt)*Ab;

```

B0=40;
dfraction=0.9*Bn*Ln/(Ab*E)+(efraction)*(Ltg+2/nth);
Bfraction=(dfraction-(0.85*Bn/Kb(1)+(0.9-0.85)*Bn/(0.1*Kb(1))))*0.02*Kb(1);
if Bfraction<(0.9*Bn)
    Bfraction=0.9*Bn;
end
Mpa=Fy*p*tf^2/4; Mpb=(1-dh/p)*Fy*p*tf^2/4;
Mya=2*Mpa/3; Myb=2*Mpb/3;

%Calculo de Fuerzas
dt=0.00001; d=0.00001;
T(1)=dt(1)*Kee(1); Q(1)=dt(1)*Qee(1); B(1)=Q(1)+T(1);
Ma(1)=T(1)*bp-Q(1)*ap; Mb(1)=Q(1)*ap;
%Hiteraciones
d1=(Kee(1)*d+Qee(1)*d)/(Kee(1)+Qee(1)); d2=(Kee(1)*d*bp-Qee(1)*d*ap)/(Kee(1)*bp-
Qee(1)*ap);
d3=(Qee(1)*d*ap)/(Qee(1)*ap);d4=[d1;d2;d3];
d=min(d4);
i=2;
while(1)
    dt(i)=dt(i-1)+d;
    if (B(i-1)<=B0)
        Kb(i)=1000*Kb1;end
    if ((0.85*Bn)>B(i-1)) && (B(i-1)>=B0)
        Kb(i)=Kb1; end
    if ((0.85*Bn)<B(i-1)) && (B(i-1)<(0.9*Bn))
        Kb(i)=0.1*Kb1; end
    if ((0.9*Bn)<B(i-1)) && (B(i-1)<Bfraction)
        Kb(i)=0.02*Kb1; end
    if (B(i-1)>Bfraction)
        break

```



```

end
%Calculo de Rigideces
sigma_ee(i)=12*E*I*sigma1+Kb(i)*sigma2;
Kee(i)=12*E*I*(3*E*I+Kb(i)*sigma3)/sigma_ee(1);
Qee(i)=18*E*I*(Kb(i)*ap*bp^2*beta_b-2*E*I)/sigma_ee(1);

sigma_pe(i)=12*E*I*(Kh1*sigma1+Kb(i)*(ap^3*bp^2*beta_a+ap^2*bp^3*beta_b)+3*E*I
*sigma4)+Kb(i)*Kh1*sigma2;
Kpe(i)=12*E*I*(3*E*I*(Kb(i)*ap^2+Kh1)+Kb(i)*Kh1*sigma3)/sigma_pe(i);
Qpe(i)=18*E*I*(2*E*I*(Kb(i)*ap*bp-Kh1)+Kb(i)*Kh1*ap*bp^2*beta_b)/sigma_pe(i);

sigma_ep(i)=12*E*I*(Kh2*sigma1+Kb(i)*ap^2*bp^3*beta_b+3*E*I*ap^2)+Kb(i)*Kh2*s
igma2;
Kep(i)=12*E*I*(Kb(i)*Kh2*sigma3+3*E*I*(Kh2+Kb(i)*ap^2))/sigma_ep(i);
Qep(i)=18*E*I*Kh2*(Kb(i)*ap*bp^2*beta_b-2*E*I)/sigma_ep(i);

sigma_pp(i)=Kh2*sigma4+Kh1*ap+Kb(i)*ap^2*bp^2;
Kpp(i)=(Kh1*Kh2+Kb(i)*ap^2*(Kh1+Kh2))/(sigma_pp(i));
Qpp(i)=Kh2*(Kb(i)*ap*bp-Kh1)/sigma_pp(i);

Kye(i)=(Kee(i)+3*Kpe(i))/4; Qye(i)=(Qee(i)+3*Qpe(i))/4;
Key(i)=(Kee(i)+3*Kep(i))/4; Qey(i)=(Qee(i)+3*Qep(i))/4;
Kpy(i)=(Kpe(i)+3*Kpp(i))/4; Qpy(i)=(Qpe(i)+3*Qpp(i))/4;
Kyp(i)=(Kep(i)+3*Kpp(i))/4; Qyp(i)=(Qep(i)+3*Qpp(i))/4;
Kyy(i)=(Kee(i)+3*Kpp(i))/4; Qyy(i)=(Qee(i)+3*Qpp(i))/4;

Kk(i)=Kee(i); Qq(i)=Qee(i);
if(Ma(i-1)>Mya)
    if(Mb(i-1)>Myb), Kk(i)=Kyy(i); Qq(i)=Qyy(i);
    else Kk(i)=Kye(i); Qq(i)=Qye(i);
end

```

```

end
if(Mb(i-1)>Myb)
    if(Ma(i-1)>Mya), Kk(i)=Kyy(i); Qq(i)=Qyy(i);
    else Kk(i)=Key(i); Qq(i)=Qey(i);
    end
end
end

if(Ma(i-1)>Mpa)
    if(Mb(i-1)<Myb), Kk(i)=Kpe(i); Qq(i)=Qpe(i);
    end
    if(Mb(i-1)>Myb), Kk(i)=Kpy(i); Qq(i)=Qpy(i);
    end
    if(Mb(i-1)>Mpb), Kk(i)=Kpp(i); Qq(i)=Qpp(i);
    end
end
end
if(Mb(i-1)>Mpb)
    if(Ma(i-1)<Mya), Kk(i)=Kep(i); Qq(i)=Qep(i);
    end
    if(Ma(i-1)>Mya), Kk(i)=Kyp(i); Qq(i)=Qyp(i);
    end
    if(Ma(i-1)>Mpa), Kk(i)=Kpp(i); Qq(i)=Qpp(i);
    end
end
end

T(i)=Kk(i)*d+T(i-1);Q(i)=Qq(i)*d+Q(i-1); B(i)=Q(i)+T(i);
Ma(i)=bp*T(i)-Q(i)*ap; Mb(i)=ap*Q(i);
d1=(Kk(i)*d+Qq(i)*d)/(Kk(i)+Qq(i)); d2=(Kk(i)*d*bp-Qq(i)*d*ap)/(Kk(i)*bp-Qq(i)*ap);
d3=(Qq(i)*d*ap)/(Qq(i)*ap);d4=[d1;d2;d3];
d=min(d4);
i=i+1;
end

```

2. Modelo de Alma

$$db := d_{\text{perno}} = 2.857\text{cm}$$

$$Abs := nsb \cdot (db)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 64.13\text{cm}^2$$

$$Abt := ntb \cdot (db)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 51.304\text{cm}^2$$

$$Lsb := 3 \cdot L2 = 27\text{cm}$$

$$ts := e2 = 3.2\text{cm}$$

$$Dwh := B4 + 6 \cdot L2 \cdot \tan(30^\circ) = 51.177\text{cm}$$

Distancia de Whutmore

$$\theta_{\text{eff}} := 30^\circ$$

$$gs := B4 = 20\text{cm}$$

$$Weff := Dwh = 51.177\text{cm}$$

$$Es := \frac{E}{(30)} = 6.667 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{cm} \cdot \text{s}^2}$$

$$d_{\text{heff}} := db + \frac{1}{16}\text{in} = 3.016\text{cm}$$

$$\epsilon_{\text{frac}} := 0.20$$

$$K_{\text{stem}} := \frac{4 \cdot Lsb \cdot ts \cdot E \cdot (\tan(\theta_{\text{eff}}))^2}{2 \cdot Lsb \cdot \tan(\theta_{\text{eff}}) + gs \cdot \ln\left(\frac{gs}{2 \cdot Lsb \cdot \tan(\theta_{\text{eff}}) + gs}\right)} = 1.86 \times 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$P_{\text{yield}} := F_y \cdot (Weff - 2 \cdot d_{\text{heff}}) \cdot ts = 365.489\text{tonf}$$

$$\Delta_{\text{yield}} := \frac{P_{\text{yield}}}{K_{\text{stem}}} = 0.017\text{cm}$$

$$K_{\text{pstem}} := \frac{(gs - d_{\text{heff}}) \cdot ts \cdot Es}{3 \cdot db} = 4.227 \times 10^8 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$\Delta_{\text{stemfrac}} := \epsilon_{\text{frac}} \cdot d_{\text{heff}} + \frac{P_{\text{yield}}}{K_{\text{stem}}} = 0.621\text{cm}$$

$$P_{\text{frac}} := K_{\text{pstem}} \cdot (\Delta_{\text{stemfrac}} - \Delta_{\text{yield}}) + P_{\text{yield}} = 652.082\text{tonf}$$

3. Deslizamiento / Aplastamiento

%SLIP-BEARING

%Material

Fy=2.5; Fu=4; mu=0.3; alfa_s=0.88; %alfa=1 A325; alfa=0.88 A490

%Bearing, parámetros ala de viga

Le_f=5; Kbearing=1; tf=2; i=1; dPtarget=0.5;

db_f=(1+1/8)*2.54; nsb=10; Abt=db_f^2/4*3.14;

Kbr_f=(120*(Fy)*(tf)*(db_f)^0.8);

%Bearing, parámetros alma

Le_s=5; ts=3.2;

db_s=(1+1/8)*2.54; hb=1/16*2.54; Abs=db_s^2/4*3.14;

Kbr_s=(120*(Fy)*(ts)*(db_s)^0.8);

%según cantidad de líneas de pernos de corte

dbr_1(i)=0.0076*2.54;dbr_2=0; dbr_3=0; dbr_4=0;dbr_5=0;

dbrs=0;

Pbr1(i)=0; Pbr2=0; Pbr3=0; Pbr4=0;Pbr5=0;

Pbrf=0; Pbrs=0; Ptotal(i)=0;

dbrf=0; dbr2=0; dbr3=0; dbr4=0; dbr5=0;

Pbr1f=0; Pbr2f=0; Pbr3f=0; Pbr4f=0;Pbr5f=0;

%Slip

Pslip=nsb*alfa_s*(0.7*Fu)*(0.75*Abs)*mu;

Pmin=0.25*Pslip;

dslip_i=0.0076*2.54;

Kfi=Pslip/dslip_i; Kfp=Pslip/(0.25-0.0193);

Pslip_i=0;

Dslip_min=(2*Pmin+Kfp-2*Pslip)/Kfp;

```

Ptarget(i)=Pslip;
Pslip_min=(Kfp^2*(Dslip_min-dslip_i)^2-4*Kfp*((Pslip-Pmin)*(Dslip_min-dslip_i))-
4*Pslip*Pmin+4*Pslip^2)/(4*(Pslip-Pmin));

%Rn_bearing
Rn_bearing_f= min(Le_f*tf*Fu, 2.4*db_f*tf*Fu);
Rn_bearing_s= min(Le_s*ts*Fu, 2.4*db_s*ts*Fu);

%curva slip-bearing
while (Pbr1(i)<(2*Rn_bearing_s) && Pbr1f(i)<(2*Rn_bearing_f))
    i=i+1;
    Ptarget(i)=Ptarget(i-1)+dPtarget;
    Ptotal(i)=0;
    dbr_1(i)=dbr_1(i-1);dbr_2=0; dbr_3=0; dbr_4=0;
    dbrs=0; dbrf=0;

    while (Ptotal(i)<0.9*Ptarget(i) || Ptotal(i)>1.1*Ptarget(i))

        if Ptotal(i)<Ptarget(i)
            dbr_1(i)=dbr_1(i)+0.0001;end
        if Ptotal(i)>Ptarget(i)
            dbr_1(i)=dbr_1(i)-0.0001;end
        Pbr4(i)=0;
        if (dbr_1(i)>(1/16*2.54*1/4))
            dbr_2=dbr_1(i)-1/16*2.54*1/4;

Pbr2=2*Rn_bearing_s*(1.74*(Kbr_s*dbr_2/Rn_bearing_s)/(1+(Kbr_s*dbr_2/Rn_bearing_
s)^0.5)^2-0.009*(Kbr_s*dbr_2/Rn_bearing_s));end
        if (dbr_1(i)>(1/16*2.54*2/4))
            dbr_3=dbr_1(i)-1/16*2.54*2/4;

```

```
Pbr3=2*Rn_bearing_s*(1.74*(Kbr_s*dbr_3/Rn_bearing_s)/(1+(Kbr_s*dbr_3/Rn_bearing_s)^0.5)^2-0.009*(Kbr_s*dbr_3/Rn_bearing_s));end
```

```
if (dbr_1(i)>(1/16*2.54*3/4))
```

```
    dbr_4=dbr_1(i)-1/16*2.54*3/4;
```

```
Pbr4(i)=2*Rn_bearing_s*(1.74*(Kbr_s*dbr_4/Rn_bearing_s)/(1+(Kbr_s*dbr_4/Rn_bearing_s)^0.5)^2-0.009*(Kbr_s*dbr_4/Rn_bearing_s));end
```

```
if (dbr_1(i)>(1/16*2.54*4/4))
```

```
    dbr_5=dbr_1(i)-1/16*2.54*4/4;
```

```
Pbr5=2*Rn_bearing_s*(1.74*(Kbr_s*dbr_5/Rn_bearing_s)/(1+(Kbr_s*dbr_5/Rn_bearing_s)^0.5)^2-0.009*(Kbr_s*dbr_5/Rn_bearing_s));end
```

```
Pbr1(i)=2*Rn_bearing_s*(1.74*(Kbr_s*dbr_1(i)/Rn_bearing_s)/(1+(Kbr_s*dbr_1(i)/Rn_bearing_s)^0.5)^2-0.009*(Kbr_s*dbr_1(i)/Rn_bearing_s));
```

```
Pbrs(i)=(Pbr1(i)+Pbr2+Pbr3+Pbr4(i)+Pbr5);
```

```
if (Pbr1(i)<0)
```

```
    break; end
```

```
while (0.9*Pbrs(i)>Pbrf || Pbrf>1.1*Pbrs(i))
```

```
    if Pbrf<Pbrs(i)
```

```
        dbrf=dbrf+0.00001;end
```

```
    if Pbrf>Pbrs(i)
```

```
        dbrf=dbrf-0.00001;end
```

```
if (dbrf>(1/16*2.54*1/4))
```

```
    dbr2=dbrf-1/16*2.54*1/4;
```

```
Pbr2f=2*Rn_bearing_f*(1.74*(Kbr_f*dbr2/Rn_bearing_f)/(1+(Kbr_f*dbr2/Rn_bearing_f)
^0.5)^2-0.009*(Kbr_f*dbr2/Rn_bearing_f));end
```

```
if (dbrf>(1/16*2.54*2/4))
    dbr3=dbrf-1/16*2.54*2/4;
```

```
Pbr3f=2*Rn_bearing_f*(1.74*(Kbr_f*dbr3/Rn_bearing_f)/(1+(Kbr_f*dbr3/Rn_bearing_f)
^0.5)^2-0.009*(Kbr_f*dbr3/Rn_bearing_f));end
```

```
if (dbrf>(1/16*2.54*3/4))
    dbr4=dbrf-1/16*2.54*3/4;
```

```
Pbr4f=2*Rn_bearing_f*(1.74*(Kbr_f*dbr4/Rn_bearing_f)/(1+(Kbr_f*dbr4/Rn_bearing_f)
^0.5)^2-0.009*(Kbr_f*dbr4/Rn_bearing_f));end
```

```
if (dbrf>(1/16*2.54*4/4))
    dbr5=dbrf-1/16*2.54*4/4;
```

```
Pbr5f=2*Rn_bearing_f*(1.74*(Kbr_f*dbr5/Rn_bearing_f)/(1+(Kbr_f*dbr5/Rn_bearing_f)
^0.5)^2-0.009*(Kbr_f*dbr5/Rn_bearing_f));end
```

```
Pbr1f(i)=2*Rn_bearing_f*(1.74*(Kbr_f*dbrf/Rn_bearing_f)/(1+(Kbr_f*dbrf/Rn_bearing_f)
^0.5)^2-0.009*(Kbr_f*dbrf/Rn_bearing_f));
```

```
if (Pbr1f(i)<0)
    break; end
```

```
Pbrf=Pbr1f(i)+Pbr2f+Pbr3f+Pbr4f+Pbr5f;
```

```
if(Pbrf<1.1*Pbrs(i) && Pbrf>0.9*Pbrs(i))
    break; end
```

```
end
```

```

if (Pbr1f(i)<0)
    break; end

d(i)=dbr_1(i)+dbrf;

Pslip_i(i)=(Kfp^2*(d(i)-dslip_i)^2-4*Kfp*((Pslip-Pmin)*(d(i)-dslip_i))-
4*Pslip*Pmin+4*Pslip^2)/(4*(Pslip-Pmin));

if(Pslip_i(i)<Pslip_min)
    Pslip_i(i)=Pslip_min;end

Ptotal(i)=Pslip_i(i)+Pbrs(i);

if (Ptotal(i)>0.9*Ptarget(i) && Ptotal(i)<1.1*Ptarget(i))
break; end
    end
if (Pbr1(i)<Pbr1(i-1))
    break; end
if (Pbr1f(i)<Pbr1f(i-1))
    break; end
end

```