



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DE LA CARGA AXIAL ESPERADA EN COLUMNAS DE MARCOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE

JONATHAN LO KEY LAO GARCIA

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

Profesor Supervisor:

MIGUEL MEDALLA RIQUELME, PHD.

Santiago de Chile, noviembre, 2020.

(A mi familia, hermanos e hijos, que
me apoyaron mucho...) (*Dedicatoria*)

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a la Secretaria de Educación Superior, Ciencia y Tecnología e Innovación (SENESCYT) institución del Ecuador y a todos los profesionales que trabajan en ella, por haber confiado en mí y por ayudarme con el financiamiento para emprender mis estudios de cuarto nivel. También quiero expresar mis agradecimientos al señor ingeniero Miguel Medalla Riquelme por transmitir sus conocimientos y por su predisposición para la elaboración del presente trabajo. Finalmente, quiero agradecer a todo el cuerpo docente y administrativo quienes componen el departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
Capítulo I Introducción	1
I.1. Motivación	2
I.2. Objetivos.	2
I.2.1. Generales.....	2
I.2.2. Específicos	2
Capítulo II Antecedentes	4
II.1. Descripción de la Estructura.....	4
II.2. Criterio de diseño sísmico según ASCE 7-16.	6
II.3. Análisis Estático.	6
II.4. Análisis modal espectral.....	7
II.4.1. Clase de Sitio.	8
II.4.2. Coeficientes de sitio y riesgo sísmico máximo considerado en los parámetros de aceleración de respuesta espectral (MCE_R).....	8
II.4.3. Parámetros de aceleración espectral de diseño.	8
II.5. Cargas en la Estructura y Combinaciones de Carga.....	10
II.6. Combinaciones de carga.....	10
Capítulo III Pórticos Especiales Con Arriostramiento Concéntrico SCBF.....	13
III.1. Introducción	13
III.2. Comportamiento general y mecanismo plástico	14
III.3. Filosofía de diseño	14

III.4. Comportamiento inelástico del arriostramiento	15
III.5. Resistencia requerida en vigas y columnas de pórticos SCBF.....	19
III.6. Configuración de pórticos arriostramientos en X.....	21
III.7. Limitaciones en arriostramientos.	22
III.8. Limitaciones en columnas.	23
III.9. Limitaciones en vigas.	23
Capítulo IV. Diseño de pórticos SCBF según AISC 341-16.	25
IV.1. Disposiciones de diseño para comportamiento dúctil marcos especiales con arriostramiento concéntrico.....	25
IV.2. Diseño del arriostramiento.	25
IV.3. Diseño de columnas de pórtico SCBF.....	27
IV.4. Diseño de vigas de pórtico SCBF	29
IV.4.1. Clasificación de la sección y relación ancho espesor	32
Capítulo V Idealización Del Modelo Estructural.....	34
V.1. Modelamiento.....	34
V.2. Cargas aplicadas.	35
V.3. Masas aplicadas.....	36
V.4. Carga sísmica.	36
V.4.1. Carga sísmica estática	36
V.4.2. Espectro de diseño Elástico.	37
V.5. Análisis de los resultados	38
V.5.1. Fuerza de Corte y Momento Flector	38
V.5.2. Distorsión de piso.	42
Capítulo VI Análisis de respuesta en el tiempo de Pórtico SCBF	44
VI.1. Demanda sísmica Tiempo-Historia.	44
VI.2. Registros sísmicos	45
VI.3. Comportamiento no lineal de las diagonales.....	48
VI.4. Resultados del análisis tiempo historia no lineal.....	50
VI.5. Diagramas de iteración en columnas.....	52
VI.6. Historia de respuesta de carga axial normalizadas a P_u	58
VI.7. Valores máximos de α en el tiempo.	64
Capítulo VII Conclusiones	69

VII.1. Conclusiones	69
Bibliografía.....	71
Anexo Diseño De Marcos Especiales Con Arriostramiento Concéntrico (SCBF) ...	72

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II.1-1 Parámetros de diseño según ASCE 7-16.....	5
Tabla II.5-1 Cargas actuantes en la estructura.	10
Tabla II.6-1 Combinaciones de carga	10
Tabla II.6-2 Combinaciones de carga con acción sísmica	11
Tabla II.6-3 Combinaciones de carga incluyendo efecto sísmico.....	11
Tabla IV.2-1 Demanda por Fuerza axial del arriostramiento.....	26
Tabla IV.2-2. Propiedades del arriostramiento	26
Tabla IV.2-3 Resistencias esperadas en los arriostramientos	26
Tabla IV.3-1 Perfiles de Columnas de pórtico SCBF	29
Tabla IV.3-2 Propiedades geométricas de Perfiles W de columnas	29
Tabla IV.4-3 Demanda de Esfuerzos en vigas del pórtico SCFB	32
Tabla IV.4-4. Propiedades de perfiles W en vigas de pórticos SCBF	32
Tabla V.5-1 Fuerza de corte y Momento Flector en vigas eje 1al 3, N+3.50m	40
Tabla V.5-2 Fuerza de corte y Momento Flector en vigas eje 1al 3, N+7.00m	41
Tabla V.5-3 Distorsiones de Piso sin considerar efectos P-Delta	43
Tabla VI.1-1 Registros de Terremotos.....	44
Tabla VI.3-1 Factores de modificación.....	49
Tabla VI.7-1 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de primer piso - MCE	66
Tabla VI.7-2 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de primer piso - DLE.	66
Tabla VI.7-3 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de primer piso - OLE..	67
Tabla VI.7-4 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de tercer piso - MCE .	67
Tabla VI.7-5 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de tercer piso - DLE ..	68
Tabla VI.7-6 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de tercer piso - OLE ..	68

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II.1-1 Geometría en planta del edificio.....	4
Figura II.1-2. Geometría en elevación del edificio	5
Figura II.4-1. Espectro Elástico de diseño ASCE 7-16.....	9
Figura III.1-1 Configuración Geométrica de Pórticos con Riostras Concéntricas.....	13
Figura III.2-1 Esquema de CBF, comportamiento inelástico.....	14
Figura III.4-1 Histéresis de un arriostramiento bajo carga axial cíclica. (Bruneau, 2011, p. 506).....	16
Figura III.5-1 Resistencia Esperada en arriostramientos	20
Figura III.6-1 Diagrama de cuerpo libre de acciones sobre la viga. (Bruneau, 2011, p. 550)	21
Figura IV.2-1 Resistencia esperada en arriostramientos en el pórtico.....	27
Figura IV.3-1 Fuerzas de compresión y tracción en columnas – caso (a)	28
Figura IV.3-2 Fuerzas de compresión y tracción en columnas – caso (b)	28
Figura IV.4-1 Fuerzas actuantes en vigas sección 2 - caso(a)	30
Figura IV.4-2 Fuerzas actuantes en vigas sección 2 - caso(b)	30
Figura IV.4-3 Fuerzas actuantes en vigas sección 1 - caso(a)	31
Figura IV.4-4 Fuerzas actuantes en vigas sección 1 - caso(b)	31
Figura V.1-1 Pórtico de estudio.	34
Figura V.2-1 Distribución de cargas en columnas y vigas.....	35
Figura V.3-1 Masas aplicadas al pórtico.....	36
Figura V.4-1 Espectro de diseño ASCE 16.....	37
Figura V.4-2 Espectros ASCE 7-16, NCH 433, NEC15.....	38
Figura V.5-1 (a) Diagrama de momentos para carga de servicio, (b) carga sísmica en sentido X, (c) envolvente de momentos	40
Figura V.5-2 Envolvente de fuerzas axiales en pórtico de estudio.	42
Figura VI.2-1 Registros de terremotos (componente N-S)	46
Figura VI.2-2 Registros de terremotos (componente E-W)	47
Figura VI.3-1 Curva Esqueleto a). Diagonal O8.625x0.5 b) Diagonal O7.50x0.5 c) Diagonal O6.875x0.5	48
Figura VI.3-2 Modelo Histerético tipo Pivot	49
Figura VI.4-1 Diagrama Fuerza axial vs Deformación de Diagonal O8.625x0.5	50
Figura VI.4-2 Fuerza Axial vs Deformación de Diagonal O7.50x0.50	51
Figura VI.5-1 Curva de Interacción P-M –Componente N-S - Columna W14*257.....	54
Figura VI.5-2 Curva de Interacción P-M – Componente E-W-Columna W14*257	55
Figura VI.5-3 Curva de Interacción P-M – Componente N-S -Columna W14*176.....	56
Figura VI.5-4 Curva de Interacción P-M –Componente EW- Columna W14*176.....	57
Figura VI.6-1 Historias de respuesta carga axial normalizadas a Pu – Columna 1er piso – Componente N-S	59
Figura VI.6-2 Historias de respuesta carga axial normalizadas a Pu – Columna 1er piso – Componente E-W	60

Figura VI.6-3 Historias de respuesta carga axial normalizadas a P_u – Columna 3er piso – Componente N-S	61
Figura VI.6-4 Historias de respuesta carga axial normalizadas a P_u – Columna 3er piso – Componente E-W	62
Figura VI.6-5 Historias de respuesta carga axial normalizadas a $P_u\Omega_0$ – Columna 1er piso – Componente N-S	63
Figura VI.7-1 Respuesta máxima de $[\alpha]$ para columna de 1er piso	64
Figura VI.7-2 Respuesta máxima de $[\alpha]$ para columna de 3er piso	65

RESUMEN

El presente tiene como objetivo evaluar el nivel de carga axial considerado para el diseño de columnas de marcos especiales con arriostramiento concéntrico (SCBF), de acuerdo a las disposiciones de diseño de la norma (AISC 341-16). Se analiza un pórtico SCBF de un edificio típico de oficina de seis niveles, mediante análisis tiempo historia de respuesta no lineal, para ello se considera el modelamiento no lineal de los arriostramientos y se somete al edificio a un conjunto de registros de terremotos subductivos para distintos niveles de intensidad sísmica. Una vez finalizado el análisis fue posible observar que los requisitos de diseño de (AISC 341-16) son adecuados y razonables para el contexto subductivo si el objetivo de diseño es proteger a las columnas ante eventos de intensidad similar al MCE (Maximum Considered Earthquake). Los resultados son también razonables para niveles de intensidad menores, sin embargo, el nivel de dispersión de los resultados debe ser estudiado en mayor detalle.

ABSTRACT

The objective of this document is to evaluate the level of axial load considered for the design of columns of special frames with concentric bracing (SCBF), according to the design provisions of the standard (AISC 341-16). An SCBF portico of a typical six-level office building is analyzed, using non-linear response time-history analysis, for this purpose, the non-linear modeling of the bracing is considered and the building is subjected to a set of subductive earthquake records for different seismic intensity levels. Once the analysis was completed, it was possible to observe that the design requirements of (AISC 341-16) are adequate and reasonable for the subductive context if the design objective is to protect the columns against events of intensity similar to the MCE (Maximun Considered Earthquake). The results are also reasonable for lower intensity levels, however, the level of dispersion of the results must be studied in greater detail.

Capítulo I

Introducción

Ante la implementación de sistemas estructurales que brinden seguridad ante un eventual evento sísmico, involucra un buen diseño de los elementos componentes, por tanto, tienen que cumplir con requisitos de resistencia y ductilidad cada vez más exigentes por las normativas de diseño. En la actualidad, los códigos de diseño sísmico se han limitado en elevar los niveles de fuerzas de diseño como estrategia para reducir el riesgo de estructuras e instalaciones especiales, por lo tanto, en la práctica lo que se busca es reducir el peso de la estructura, de tal forma que pueda cumplir con los requisitos de resistencia y ductilidad sin llegar a tener estructuras demasiado costosas.

Por mucho tiempo, los sistemas estructurales clásicos conformados por hormigón armado han sido empleados para distintos tipos de estructuras, sin embargo, estas estructuras por la composición intrínseca de sus materiales son muy pesadas, esto conlleva a tener fuerzas de corte basales elevadas, esto sin considerar que la estructura se encuentra o no en un sitio de alto riesgo sísmico, estas condiciones hacen que este tipo de estructuras sean costosas. Entonces, a raíz de esto en muchos países, tal como, Ecuador ha comenzado la construcción masiva de estructuras de acero estructural, debido a muchos factores, por ejemplo, su rápida ejecución, estructuras más livianas, lo que implica a tener cimentaciones menos costosas, así como también permite reducir el costo de mano de obra en instalaciones. Por otra parte, en países sísmicos como Chile y Ecuador, los sistemas estructurales compuesto por acero requieren de un nivel de diseño acorde a su realidad sísmica, es por ello que los marcos arriostrados es una propuesta a muchos de los desafíos estructurales, lo que involucra al estudio del comportamiento sísmico de marcos especiales con arriostramiento concéntrico, también llamados *Special Concentric Brace Frame* (por sus siglas en inglés SCBF), y la efectividad de su utilización en un edificio diseñado bajo las siguientes normativas: *Minimum Design Loads And Associated Criteria For Buildings And Other Structures* (ASCE-7.16, 2016), Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-15, 2015), Norma Chilena de Edificaciones (Nch-433, 2010).

I.1. Motivación

En la actualidad, en el campo de la construcción hay mucha demanda sobre sistemas estructurales compuestos por acero, debido a que se tiene una estructura más ligera, y su instalación se realiza en menor tiempo de ejecución y en la mayoría de los casos con menos cantidad de mano de obra, dejando de un lado los sistemas estructurales compuestos por hormigón armado. En países de alto riesgo sísmico tal como Ecuador y Chile (a nivel industrial) un sistema estructural de acero muy empleado son los marcos especiales con arriostramiento concéntrico (SCMF), cuya ventaja recae en el aporte de rigidez de los arriostramientos que a su vez son capaces de alcanzar la resistencia a la fluencia en tracción y se espera que no desarrollen fluencia en compresión, es decir, se espera que pandeen durante un sismo, esto se logra, a través de un adecuado diseño sísmico. Otro aspecto importante, y es de hecho en la que se enmarca el presente estudio, es sobre la carga axial de diseño para columnas del marco SCBF, determinada de acuerdo a los criterios establecidos en la norma (AISC 341-16, 2016), ya que resulta en elementos de gran espesor y que en mucho de los casos podría ser antieconómico, esto último debido a que se considera la fluencia generalizada de las diagonales para la estimación de la carga axial.

La estructura estudiada es un marco SCBF, de un edificio de oficinas de 6 niveles, cuyo diseño se basa en la normativa (AISC 341-16, 2016).

I.2. Objetivos.

I.2.1. Generales.

Evaluar la carga axial esperada en columnas de edificios con marcos especiales con arriostramiento concéntrico, siguiendo la normativa (AISC 341-16, 2016), y la norma (ASCE-7.16, 2016).

I.2.2. Específicos

A partir del modelamiento de un marco bi-dimensional del edificio se busca:

- Diseñar los elementos estructurales del pórtico (vigas, columnas, arriostramientos), según (AISC 341-16, 2016).

- Realizar análisis de respuesta en el tiempo considerando 11 registros de sismicidad subductiva compatibles con la demanda de diseño.
- Evaluar la relación entre el nivel de carga axial registrado y la demanda de diseño considerada.

Capítulo II

Antecedentes

II.1. Descripción de la Estructura

La estructura en estudio se trata de un marco especial con arriostramiento concéntrico perteneciente a un edificio de seis pisos destinado a uso de oficinas, en la Figura II.1-1 se muestra la geometría en planta y elevación del edificio.

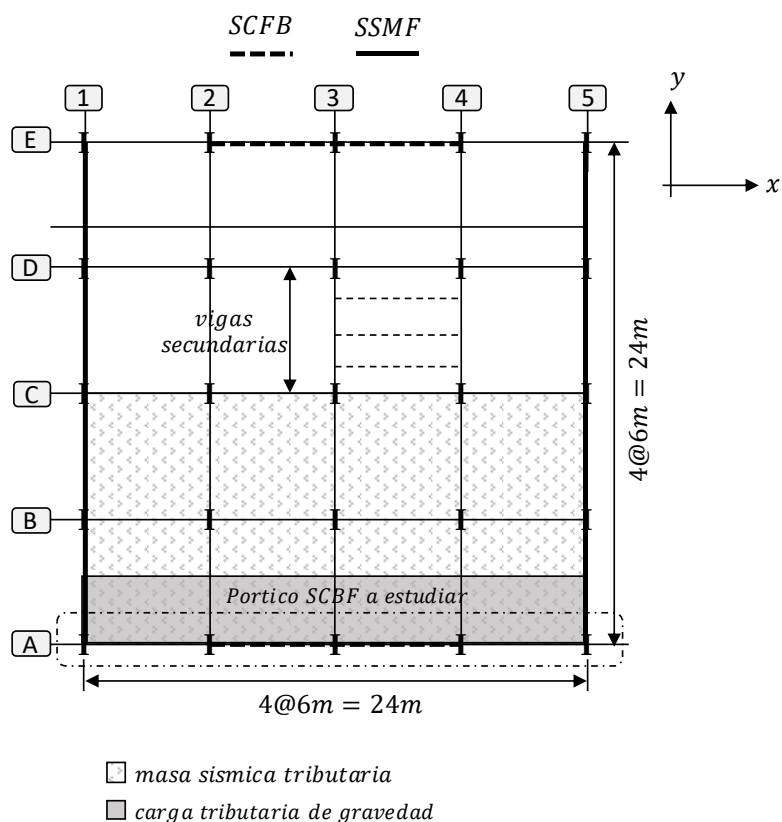


Figura II.1-1 Geometría en planta del edificio.

De este modo la estructura presenta en sentido X, de 5 pórticos especiales a momento espaciados a 6 m, teniendo una dimensión total de 24 m, en sentido Y consta de 5 pórticos diseñados a corte espaciados igualmente a 6 m cada uno, y en los ejes A y E, se encuentran los pórticos especiales con arriostramiento concéntrico SCBF a estudiar (ver Figura II.1-1), además se muestra la carga de gravedad y la masa que tributa sobre el pórtico, en el apartado siguiente se tratarán las cargas y combinaciones para el diseño.

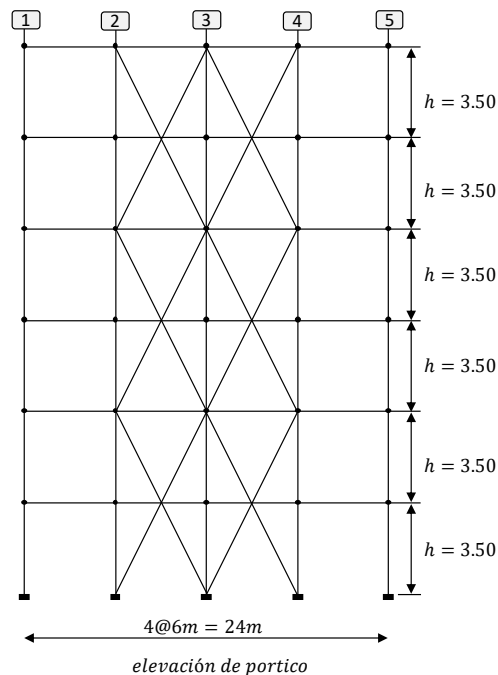


Figura II.1-2. Geometría en elevación del edificio

En la Figura II.1-2 se muestra la geometría en elevación del pórtico SCBF, consta de seis niveles y cada entrepiso tiene una altura de 3.50 m. Los elementos que componen al pórtico llamase columnas, vigas y arriostramientos están compuestos de un acero A500Gr cuya resistencia de fluencia es de 3.52 tonf/cm². Finalmente, en la Tabla II.1-1 se definen los parámetros de diseño según la ASCE para posteriormente calcular los variables de movimiento sísmico al que estará sometida la estructura como se verá más adelante.

Parámetros	Valor	Observaciones
		<i>Categoría D</i>
I_e	1.00	<i>Factor de importancia</i>
S_s	1.50	<i>Parámetro de respuesta para periodos cortos</i>
S_1	0.60	<i>Parámetro de respuesta para periodos de 1 seg.</i>
R	6.00	<i>Factor de Modificación de respuesta</i>
Ω	2.00	<i>Factor de Sobrerresistencia</i>

Tabla II.1-1 Parámetros de diseño según ASCE 7-16

II.2. Criterio de diseño sísmico según ASCE 7-16.

Para el análisis por carga sísmica de la estructura, se utilizarán los criterios de la norma (ASCE-7.16, 2016), como se mencionó en los apartados anteriores, a continuación, se presentan dos métodos de análisis propuesto para la estructura:

- Análisis Estático.
- Análisis modal espectral.

II.3. Análisis Estático.

Cuando se requiera utilizar este método, la fuerza de corte basal de la estructura viene dado por la siguiente expresión:

$$V = C_s W$$

En donde C_s , es el coeficiente sísmico, y W , es el peso sísmico de la estructura.

Según (ASCE-7.16, 2016) sección 12.8.1.1, el parámetro C_s puede ser determinado mediante la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

R =Factor de modificación de respuesta (ASCE-7.16, 2016), tabla 12.2-1

I_e =Factor de importancia de la estructura sección 11.5.1 (ASCE-7.16, 2016)

En la misma sección, el valor calculado de C_s , en el paso anterior no debe ser exceder los valores siguientes:

Para $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Para $T \geq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

C_s , no necesita ser menor que:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Adicionalmente, para el caso de estructuras que se encuentren localizadas en sitios con aceleraciones mayores o iguales 0.6g

$$C_s = \frac{0.5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Finalmente, la distribución de fuerzas sísmicas verticales F_x se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx}V$$

y

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde C_{vx} =factor de distribución vertical, V =fuerza de corte a nivel basal de la estructura, w_x, w_i =porción del peso total efectivo de la estructura (W) localizado o asignado en el nivel i o x , h_x, h_i =altura desde el piso i o x , y k = exponente relacionado con el periodo de la estructura:

- Para estructuras con periodos menor o igual a 0.5s, $k = 1$
- Para estructuras con periodos mayor o igual a 2.5s, $k = 2$
- Para estructuras con periodos entre 0.5 y 2.5s, k puede ser determinado por interpolación lineal, o simplemente igual a 2.

II.4. Análisis modal espectral

Este método se puede aplicar a las estructuras que presentan modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico. Se deben incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según los valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarias para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las direcciones ortogonales de la acción sísmica sea mayor o igual al 90% de la masa modal.

A continuación, se revisan los parámetros para obtener el espectro de respuesta, también lo podemos encontrar en (ASCE-7.16, 2016) Cap. 11.4.

II.4.1. Clase de Sitio.

Basado en las propiedades de suelo del sitio, se puede definir clases de sitio, como A, B, C, D, E, en nuestro caso vamos a estudiar una estructura que se encuentra emplazada en un sitio clase C

II.4.2. Coeficientes de sitio y riesgo sísmico máximo considerado en los parámetros de aceleración de respuesta espectral (MCE_R).

Se define los parámetros de aceleración de respuesta espectral S_{MS} para periodos cortos y S_{M1} , para periodos igual a 1segundo. Se pueden determinar mediante las siguientes expresiones:

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

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

En donde:

S_s =parámetro de respuesta espectral para periodos cortos, obtenidos de acuerdo al mapa de riesgo sísmico (MCE_R), sección 11.4.2, (ASCE-7.16, 2016).

S_1 =parámetro de respuesta espectral para periodos igual a 1s, obtenidos de acuerdo al mapa de riesgo sísmico (MCE_R), sección 11.4.2, (ASCE-7.16, 2016).

Dado el sitio clase C, $S_s = 1.5$, $S_1 = 0.6$, respectivamente.

Los coeficientes de sitio F_a, F_v , se obtienen de la tabla 11.4-1 (ASCE-7.16, 2016).

II.4.3. Parámetros de aceleración espectral de diseño.

En la Figura II.4-1, se muestra la gráfica periodo versus la aceleración espectral, para ello debemos evaluar los siguientes parámetros: la aceleración espectral de diseño S_{DS} , y S_{D1} (periodos igual a 1 s) se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}; \quad S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

A continuación, se determinan las aceleraciones espectrales, según (ASCE-7.16, 2016) Cap. 11.4.4.

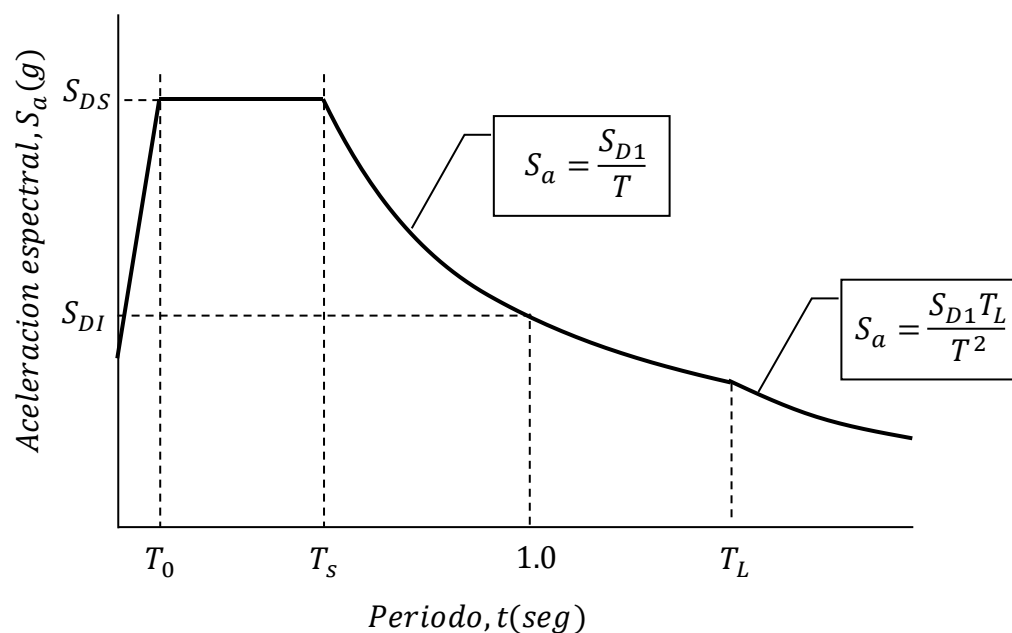


Figura II.4-1. Espectro Elástico de diseño ASCE 7-16

Para periodos menores a T_0 , la aceleración espectral S_a puede calcularse como:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Para periodos mayores e iguales a T_0 , pero menores a T_s , la aceleración S_a , se puede tomar igual a S_{DS} .

Para periodos mayores a T_s , pero menores a T_L , la aceleración S_a , se puede tomar igual a:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Para periodos mayores a T_L , la aceleración S_a , se puede tomar igual a:

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$$

Donde,

S_{DS} = Aceleración espectral de diseño para periodos cortos.

S_{D1} =Aceleracion espectral de diseño para periodos iguales 1 s.

T =Periodo fundamental de la estructura, [seg.]

II.5. Cargas en la Estructura y Combinaciones de Carga

Como se mencionó en el apartado anterior, en la Tabla II.5-1, se muestran las cargas que se ocuparon para el diseño de los elementos que componen la estructura. Se puede observar que la carga viva para oficinas es de 4.8 KN/m^2 (0.48 Tnf/m^2) y la carga muerta considera el peso de los componentes de piso. En total se tiene una carga aplicada de 10.8 KN/m^2 (1.08 Tnf/m^2).

DEAD LOAD	$qD(\text{KN/m}^2)$	$qD(\text{KN/m})$
<i>Stell Framing</i>	0.7	4.2
<i>Concrete Fill</i>	3.5	21
<i>Ceiling and Mechanical</i>	0.4	2.4
<i>Insulation</i>	0.1	0.6
<i>Floor Cover</i>	0.3	1.8
<i>Particions ans other</i>	1	6
LIVE LOAD		
<i>Office/computer rooms</i>	4.8	28.8
<i>Total Gravity Loads</i>	10.8	64.8

Tabla II.5-1 Cargas actuantes en la estructura.

II.6. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga empleadas para el diseño de los elementos estructurales son las que se presentan en la normativa ASCE (ver Tabla II.6-1), en donde: D= carga muerta, L= carga viva, Ev= sismo vertical, Eh= sismo horizontal.

Combinaciones de Carga básicas para diseño
<i>ASCE cap.2.3.1-combinaciones básicas</i>
(1) $1.4D$
(2) $1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ or } S \text{ po } R)$
(3) $1.2D+1.6(Lr \text{ or } S \text{ po } R)+(L \text{ or } 0.5W)$
(4) $1.2D+1.0W+L+0.5(Lr \text{ or } S \text{ or } R)$
(5) $0.9D+1.0W$

Tabla II.6-1 Combinaciones de carga

Las combinaciones para diseño sísmico, se muestran en la Tabla II.6-2 y son adicionales a las combinaciones básicas anteriores.

Combinaciones de carga incluyendo fuerzas sísmicas

incluyendo el factor de redundancia

(6) $1.2D + Ev + Eh + L + 0.2S$

(7) $0.9D - Ev + Eh$

incluyendo el factor de sobre-resistencia

(6) $1.2D + Ev + Emh + L + 0.2S$

(7) $0.9D - Ev + Emh$

Tabla II.6-2 Combinaciones de carga con acción sísmica

Además, la componente horizontal del sismo E_h , se puede determinar con la siguiente expresión:

- En el caso donde considere factor de redundancia de la estructura

$$E_h = \rho \cdot Q_E$$

- En el caso donde se considere la sobre-resistencia de la estructura

$$E_{mh} = \Omega_0 \cdot Q_E$$

En donde,

S_{DS} = parámetro de aceleración espectral para periodos cortos.

Q_E = fuerza sísmica horizontal.

ρ = factor de redundancia, para la estructura estudiada este valor es de 1.3 según el capítulo 12.3.4.2.

Ω_0 = factor de sobre-resistencia, ver tabla 12.2-1, (ASCE-7.16, 2016).

Combinaciones de Carga para diseño sísmico

incluyendo el factor de redundancia

(8) $(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L$

(9) $(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E$

incluyendo el factor de sobre-resistencia

(8) $(1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega Q_E + L$

(9) $(0.9 - 0.2S_{DS})D + \Omega Q_E$

Tabla II.6-3 Combinaciones de carga incluyendo efecto sísmico.

Reemplazando los valores en las componentes horizontal y vertical del sismo en las combinaciones de carga, se obtienen las combinaciones en función de la fuerza sísmica horizontal, esto se evidencia en la Tabla II.6-3.

Finalmente, dependiendo del tipo de análisis ante carga lateral requerida en la estructura se ocupan las ecuaciones de la de la Tabla II.6-3.

Capítulo III

Pórticos Especiales Con Arriostramiento Concéntrico SCBF

III.1. Introducción

Los pórticos de acero arriostrados concéntricos representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificio de baja y mediana altura. Los pórticos arriostrados comenzaron a usarse en el siglo XIX para puentes y construcciones industriales y a comienzos del siglo XX, se extendió a su utilización en edificios residenciales y de oficinas. A continuación, en Figura III.1-1, se muestran algunas configuraciones geométricas:

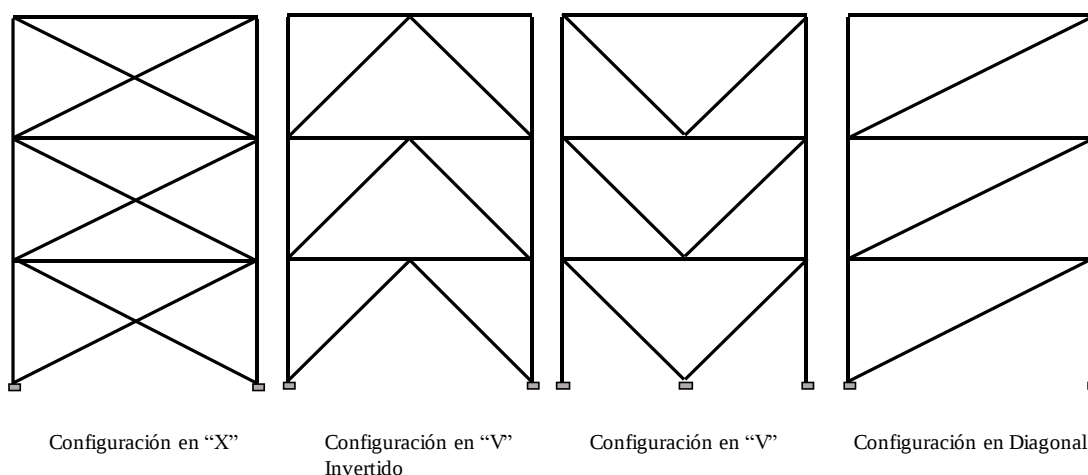


Figura III.1-1 Configuración Geométrica de Pórticos con Riostras Concéntricas

En la década de 1960, se desarrollaron otros sistemas de arriostramientos y, a partir de investigaciones realizadas, se formularon criterios de diseño sismo resistentes más detallados que favorecieron su uso generalizado en edificios de baja y mediana altura. El criterio fundamental de diseño se basa en limitar la ocurrencia del pandeo local de las riostras comprimidas, con lo cual la estructura no tiene la posibilidad de disipar energía en forma significativa, más adelante se verá cómo lograr que el sistema logre una respuesta dúctil y estable.

III.2. Comportamiento general y mecanismo plástico

Los marcos arriostrados son esencialmente una armadura plana en voladizo vertical, en donde se espera que los arriostramientos fluyan y disipen energía de comportamiento histerético a post-pandeo.

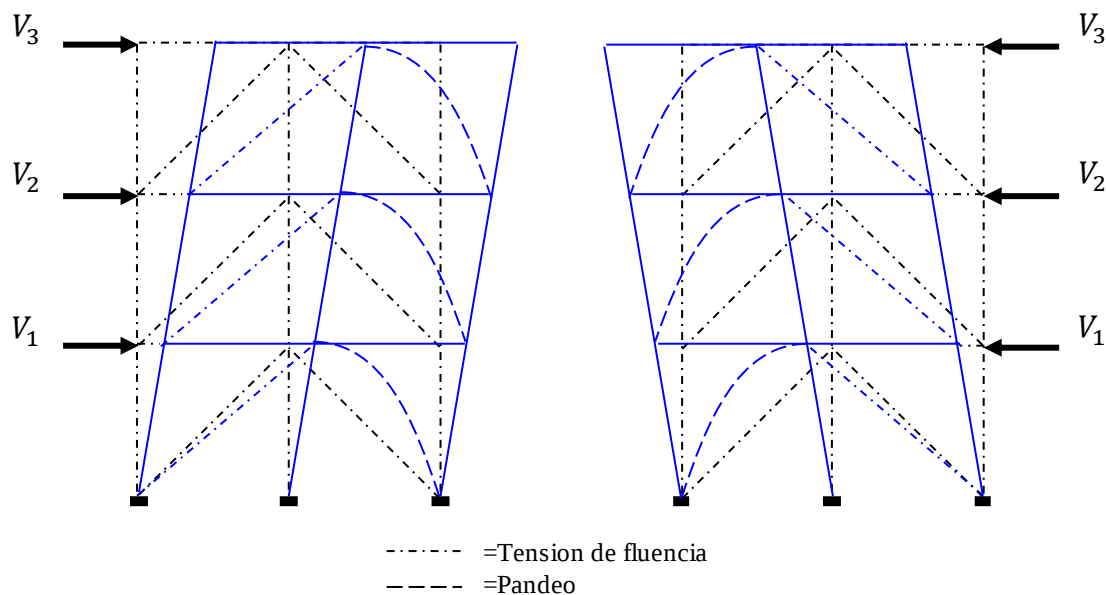


Figura III.2-1 Esquema de CBF, comportamiento inelástico

En la Figura III.2-1, se muestra un marco arriostrado sometido a carga cíclica, para cargas que actúan en dirección inversa, el arriostramiento previamente cederán en tensión y se doblará. Por lo tanto, para un buen desempeño sísmico los arriostramientos, estos deben ser capaces de soportar grandes inversiones de desplazamiento inelástico sin pérdida significativa de fuerza y rigidez, y esto se logra con un detallamiento dúctil de la sección.

III.3. Filosofía de diseño

Como se mencionó en apartados anteriores, los CBF deben estar diseñados para tener una resistencia y respuesta dúctil adecuadas a los terremotos. Para lograrlo, los arriostramientos deben estar especialmente diseñados para soportar deformaciones plásticas y disipar energía histérica de manera estable a través de los ciclos sucesivos de pandeo en compresión y ceder en tensión tal y como se muestra en la Figura III.2-1.

La estrategia de diseño es garantizar que solo se produzcan deformaciones plásticas en los arriostramientos, dejando las columnas y vigas sin daño, permitiendo así que la estructura sobreviva a fuertes terremotos sin perder su resistencia a la carga por gravedad.

Las primeras consideraciones sobre el diseño y el detalle de los arriostramientos, tal y como se implementaron las normas sísmicas en ese momento, fue que los elementos de refuerzo con baja esbeltez $[KL/r]$ y relación ancho espesor $[b/t]$, tienen un comportamiento sísmico superior, teniendo en consideración de que los arriostramientos en compresión con bajo $[KL/r]$ pueden proveer una energía de disipación más significativa.

Tras el pandeo se desarrolla una flexión en el miembro de compresión y finalmente se desarrolla una rotula plástica en la longitud media del refuerzo, es decir, en el punto de momento máximo. Es a través del desarrollo de esta rotula plástica que un elemento en compresión puede disipar energía durante los terremotos. Se prescriben límites bajos de b/t para evitar fallas frágiles debido al pandeo local durante la articulación plástica, porque la carga cíclica invertida inducida durante el sismo conduce al pandeo y al repetido endurecimiento del material en lugar del pandeo local, lo que, combinado con grandes tensiones en el extremo del pandeo local, precipita a fatiga de bajo ciclo. Tenga en cuenta que el (AISC 341-16, 2016) permite dos tipos de sistemas CBF, a saber, los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) y los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF). Aquí se hace hincapié en los SCBF, que están diseñados para un rendimiento inelástico estable y capacidad de disipación de energía, y correspondientemente para el factor de reducción de fuerza más grande, R .

III.4. Comportamiento inelástico del arriostramiento

Es necesario comprender el comportamiento inelástico físico de un miembro de arriostramiento individual sometido a ciclos inversos de carga axial para diseñar marcos de arriostramiento dúctil. El comportamiento de los miembros cargados axialmente se expresa comúnmente en términos de carga axial, P ,

deformación axial, δ y deformación transversal en la longitud media, Δ . Según la convención, las fuerzas de tensión y las deformaciones se toman como positivas, y las fuerzas de compresión y las deformaciones como negativas. (Bruneau, 2011, p. 506)

En la Figura III.4-1, se presenta una curva histerética simplificada para un miembro arriostrado cualquiera.

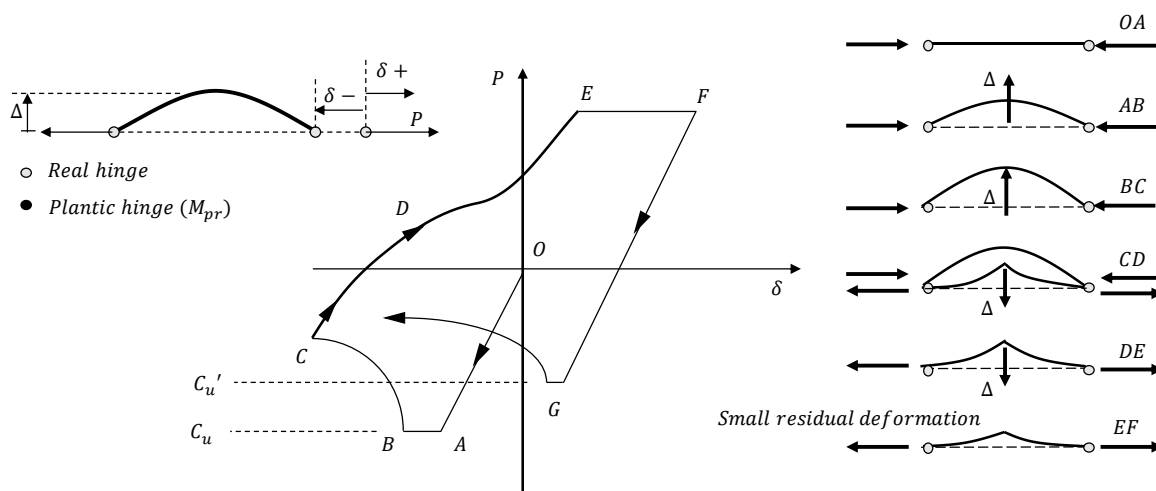


Figura III.4-1 Histéresis de un arriostramiento bajo carga axial cíclica. (Bruneau, 2011, p. 506)

A partir de la condición descargada (punto O de la Figura III.4-1), el arriostramiento se comprime en el rango elástico lineal. El pandeo se produce cuando $P = C_u$, es decir alcanza la carga crítica de pandeo del arriostramiento C_u . En arriostramientos esbeltos que doblan elásticamente en el punto “A”, pueden sostener su carga axial aplicada a medida que la arriostramiento se desvía lateralmente, con un acortamiento axial correspondiente (como se muestra en la meseta AB de la Figura III.4-1). En ese punto, si el comportamiento del arriostramiento seguía siendo elástico, la descarga se produciría a lo largo de la línea BAO si se eliminara la carga de compresión axial.

Durante el pandeo, debido a sus desviaciones transversales, el arriostramiento se somete a momentos de flexión. Suponiendo un comportamiento flexural elastoplástico bilineal, a medida que el desplazamiento transversal del arriostramiento aumenta aún más bajo la fuerza axial constante, el momento plástico de la arriostramiento finalmente se alcanza y se forma una articulación plástica (punto B en la Figura

III.4-1). El valor del desplazamiento transversal, Δ , cuando esto sucede puede obtenerse teniendo en cuenta la interacción flexión-carga axial en el arriostramiento, reconociendo, sin embargo, para el comportamiento real del material y las tensiones residuales, el desarrollo de la articulación plástica sería gradual.

Los aumentos adicionales en las deformaciones axiales producen aumentos correspondientes en Δ y en las rotaciones plásticas de las articulaciones (segmento BC), lo que resulta en una forma desviada que tiene una curvatura plástica, como se muestra esquemáticamente en la Figura III.4-1. La resistencia axial de la arriostramiento cae a lo largo del segmento BC: debido a que el momento en la mitad de la longitud ($M = P\Delta$) no puede aumentar más allá del momento plástico, un aumento en Δ debe ir acompañado de una disminución en P . Sin embargo, la ruta del punto B al punto C es no lineal debido a la interacción flexión-carga axial en la articulación plástica, reconociendo que una disminución en la carga axial produce un aumento en la capacidad de momento.

Al descargar (desde el punto C en la Figura III.4-1) a $P=0$, el arriostramiento retiene una deformación axial residual, δ , y una deformación transversal residual, Δ , que incluye una curvatura en la riostra debido a rotaciones plásticas residuales. Cuando el arriostramiento se carga en tensión desde $P = 0$ hasta el punto D, el comportamiento es elástico. En el punto D, el producto de la carga axial y el desplazamiento transversal es igual al momento plástico del arriostramiento (similar al equilibrio descrito en el punto B anteriormente), y se forma una articulación plástica en la mitad de la longitud del arriostramiento. Sin embargo, a lo largo del segmento DE, las rotaciones plásticas de las articulaciones actúan en la dirección inversa contrario al segmento BC y reducen efectivamente la magnitud de la desviación transversal, Δ . Como resultado, se pueden aplicar fuerzas axiales mayores que las del punto D. No es posible eliminar por completo el desplazamiento transversal y devolver la arriostramiento a una condición perfectamente recta.

La fuerza axial teórica requerida para producir rotaciones de rótula plásticas adicionales tiende al infinito a medida que el desplazamiento transversal se aproxima a cero, pero la fuerza axial en la riostra no puede exceder su resistencia a la tracción

($= AF_y$), y no pueden evitarse las deformaciones transversales residuales. La tensión de fluencia se muestra como segmento EF en la Figura III.4-1. Luego de recargar en compresión, la riostra se comporta como un miembro que tiene una deformación inicial, y su capacidad de pandeo al recargar (C_u' en el punto G) es típicamente menor que su capacidad de pandeo en la primera carga (C_u en el punto A). La relación C_u'/C_u depende principalmente de la relación de esbeltez (KL/r). La longitud de la meseta de pandeo elástico (segmento AB) también se reduce en cada ciclo inelástico posterior como resultado de la desviación inicial residual. Más allá de estas dos diferencias, la forma de las curvas de histéresis (OABCDEF) en ciclos inelásticos posteriores permanece básicamente sin cambios. Las evaluaciones cuantitativas del comportamiento histérico y la capacidad de disipación de energía de los arriostramientos se han obtenido típicamente de pruebas de miembros sometidos a desplazamientos axiales cíclicos inelásticos repetidos. Los resultados han incluido curvas de histéresis completas para el historial de carga de un experimento dado o simplemente la envolvente de todas las curvas de histéresis (Black et al. 1980).

La relación de esbeltez tiene un impacto dominante en la forma de las curvas de histéresis. Para un arriostramiento esbelto (KL/r grande), el segmento OA será bastante pequeño, mientras que el segmento de meseta AB podría ser bastante largo, lo que da como resultado una capacidad de disipación de energía histérica relativamente pequeña en la compresión. Para un arriostramiento grande (KL/r pequeño), lo contrario es cierto, y el segmento AB puede no existir.

El comportamiento cíclico de un arriostramiento depende en gran medida de su esbeltez, KL/r , donde K es un factor de longitud efectivo, L es el tramo libre del arriostramiento y r es el radio de giro del miembro sobre el eje de pandeo en consideración. El radio de giro, r_i , alrededor del eje i, es igual a $\sqrt{I_i/A}$, donde I_i es el segundo momento del área del componente sobre el eje i, y A es el área de la sección transversal del miembro. Tenga en cuenta que algunos estándares de diseño o documentos de investigación se refieren alternativamente a la relación de esbeltez no dimensional, λ , definida como $(KL/r)\sqrt{F_y/\pi^2 E}$. Los datos para A, I_i , r_i para formas

estructurales estándar generalmente se tabulan en manuales y manuales de diseño (AISC 2011 y CISC 2010). La mayor relación de esbeltez obtenida, considerando los posibles ejes de pandeo para un miembro dado, gobierna el comportamiento y se usa para el diseño.

En todos los casos, quedan grandes deformaciones laterales residuales tras la descarga (es decir, cuando $P = 0$) como consecuencia del pandeo inelástico. La magnitud creciente de las deformaciones laterales es una consecuencia del "crecimiento" del arriostramiento debido a alargamientos plásticos incrementales en los ciclos posteriores de tensión y el menor acortamiento axial plástico de la arriostramiento antes de que se doble en compresión; Por lo tanto, el arriostramiento progresivamente más largo debe desplazarse lateralmente más para encajar en su mismo tramo claro original. Tenga en cuenta que, a medida que este desplazamiento lateral residual aumenta en los ciclos posteriores, la capacidad de pandeo de la arriostramiento se reduce, de manera equivalente a la de un arriostramiento que tiene una curvatura inicial o curvatura.

A continuación, se revisarán los requerimientos para diseño en columnas, vigas y arriostramientos

III.5. Resistencia requerida en vigas y columnas de pórticos SCBF

La resistencia requerida en vigas y columnas en el sistema resistente a sismo se determinará utilizando las combinaciones de carga que incluyan la carga sísmica amplificada de la Tabla II.6-3.

La carga sísmica amplificada definida como E_{mh} se debe determinar como el mayor valor obtenido en los siguientes análisis:

- Un análisis en el que se considera que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión P_{cr} o tracción P_y , ver Figura III.5-1(a).
- La fuerza de tracción en el arriostramiento puede determinarse como:

$$P_y = R_y F_y A_g$$

- La fuerza esperada en compresión en el arriostramiento puede determinarse como:

$$P_{cr} = 1.14F_{cre}A_g$$

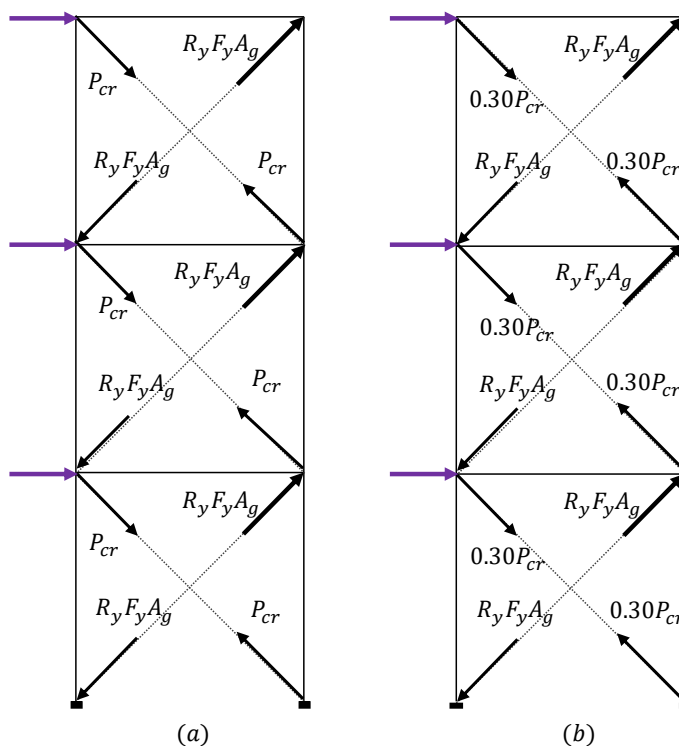


Figura III.5-1 Resistencia Esperada en arriostramientos

- Un análisis en el que se considera que todos los arriostramientos en tracción resistan sus fuerzas correspondientes a su resistencia esperada a tracción, y que todos los arriostramientos a compresión resistan su resistencia esperada a post-pandeo, ver Figura III.5-1(b).

hay excepciones para el diseño de las columnas, se permite despreciar fuerzas a flexión que resultan de los desplazamientos generados por el sismo en esta determinación. El momento de una carga aplicada a la columna entre puntos de soporte lateral debe ser considerado:

- La resistencia requerida en columnas no necesita exceder el menor de los siguientes valores: 1) Las fuerzas determinadas usando las combinaciones de carga mencionadas anteriormente incluyendo la carga sísmica amplificada,

aplicadas a un modelo de pórticos en donde los arriostramientos en compresión han sido removidos. 2) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de las fundaciones a levantamiento por volcamiento. 3) Las fuerzas determinadas en un análisis no lineal definido en el capítulo 16 de la norma ASCE/SEI 7.

III.6. Configuración de pórticos arriostramientos en X

Para las configuraciones de arriostramientos en X, se muestran los diagramas de acciones correspondientes a las secciones 1 y 2, que se muestran en la Figura III.6-1.

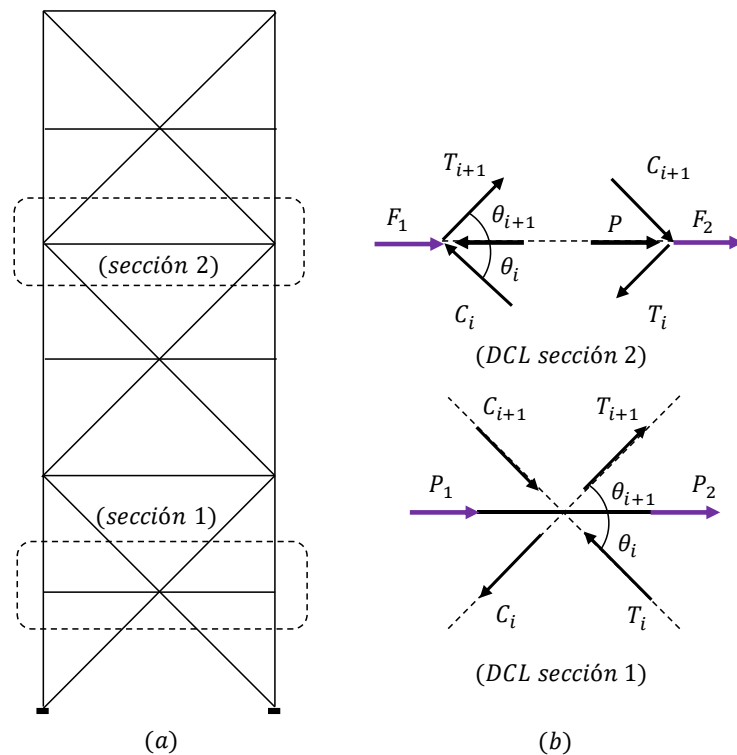


Figura III.6-1 Diagrama de cuerpo libre de acciones sobre la viga. (Bruneau, 2011, p. 550)

Usando el diagrama de cuerpo libre de la sección 1 de la viga, se puede calcular la fuerza axial en la misma mediante la siguiente ecuación:

$$\sum F_x = 0 = 2P + (T_{i+1} + C_{i+1}) \cdot \cos\theta_{i+1} - (T_i + C_i) \cdot \cos\theta_i$$

Donde se consideran las fuerzas nominales del miembro en los pisos i e $i + 1$. Se podrían escribir ecuaciones de equilibrio similares para marcos con carga no simétrica

(es decir, $P1 \neq P2$). En este caso, la mitad de la viga está en compresión (P1) y la otra mitad en tensión (P2).

En el diagrama de cuerpo libre de la sección 2, de la Figura III.6-1, la viga se extiende por todo el ancho del vano arriostrado, el pandeo y la fluencia del arriostramiento producirán una distribución de fuerzas internas. Incluso para el caso de cargas sísmicas aplicadas simétricamente al vano, esta viga actúa como un miembro de transferencia de cargas, se obtiene la fuerza axial P, resolviendo las siguientes ecuaciones de equilibrio.

$$P = (T_{i+1}) \cdot \cos\theta_{i+1} - (C_i) \cdot \cos\theta_i + F_1$$

$$P = (T_i) \cdot \cos\theta_i - (C_{i+1}) \cdot \cos\theta_{i+1} - F_2$$

Y consecuentemente,

$$F_1 + F_2 = (T_i + C_i) \cdot \cos\theta_i - (T_{i+1} + C_{i+1}) \cdot \cos\theta_{i+1}$$

donde el valor de P debe tomarse como el valor máximo calculado utilizando la resistencia de pandeo esperada o la fuerza de pandeo esperada para el arriostramiento de compresión por encima y por debajo de la viga. Cuando estas fuerzas axiales se combinan con los momentos que actúan sobre las vigas debido a las cargas de gravedad y otras acciones sísmicas, la efectividad de las vigas se puede verificar con las ecuaciones de diseño de columna de viga estándar.

III.7. Limitaciones en arriostramientos.

Las secciones utilizadas como arriostramientos deben tener ductilidad alta (λ_{hd}), y deben verificar la relación ancho espesor $\frac{L}{r} \leq \lambda_{hd}$, de la tabla D1.1 del AISC para secciones circulares.

$$\lambda_{hd} = 0.053 \frac{E}{R_y F_y}$$

En donde L=longitud del arriostramiento, r=radio, E=módulo de elasticidad del acero, R_y =factor de sobre-ductilidad, F_y =esfuerzo de fluencia del acero.

Para perfiles I rolados o armados la relación ancho-espesor (λ_{hd}), obtenida de la misma tabla anterior:

$$\text{Alas de arriostramientos diagonales: } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

Alma de arriostramientos diagonales: $\frac{h}{t_w} \leq 1.49\sqrt{E/F_y}$

III.8. Limitaciones en columnas.

Deberán cumplir con las limitaciones para miembros de moderada ductilidad (λ_{md})

Alas de vigas: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{E/F_y}$

Almas de vigas.

Si $C_a \leq 0.125$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a)$$

Si $C_a > 0.125$

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

$$C_a = \frac{P_y}{A_g F_y}; P_y = A_g F_y$$

III.9. Limitaciones en vigas.

Deberán cumplir con las limitaciones para miembros de moderada ductilidad (λ_{md})

Alas de vigas: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38\sqrt{E/F_y}$

Almas de vigas.

Si $C_a \leq 0.125$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75C_a)$$

Si $C_a > 0.125$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

$$C_a = \frac{P_y}{A_g F_y}; P_y = A_g F_y$$

Los arriostramientos deben tener una relación de esbeltez máxima de:

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

En donde: K = factor de longitud efectiva, L = longitud del arriostramiento, r = radio de giro del arriostramiento en dirección calculada.

Capítulo IV.

Diseño de pórticos SCBF según AISC 341-16.

En este apartado se revisará los aspectos normativos para el diseño de marcos SCBF, para ello nos hemos basado en la norma (AISC 341-16, 2016) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. La demanda sísmica amplificada definida como E_{mh} se debe determinar con los dos métodos de análisis, y el diseño de las columnas y vigas se realizan para un nivel moderado de ductilidad, esto es debido a que los arriostramientos son los elementos que van a tener comportamiento no lineal, mientras que el resto de elementos se mantendrá en el rango elástico.

IV.1. Disposiciones de diseño para comportamiento dúctil marcos especiales con arriostramiento concéntrico

Se diseña el pórtico para que el comportamiento inelástico se presente solo en los arriostramientos.

Los arriostramientos serán los elementos de menos resistencia del sistema.

- Los arriostramientos deberán cumplir con los requisitos de miembros de elevada ductilidad para garantizar una elevada capacidad de disipación de energía y prevenir fallas locales.
- Las conexiones se deberán diseñar para las máximas fuerzas y deformaciones impuestas por el arriostramiento cuando este pandee o seda.
- Los arriostramientos se deberán diseñar en base a las acciones sísmicas que imponga la Norma (combinaciones de carga), el resto de miembros para la máxima fuerza que puedan desarrollar los arriostramientos.

IV.2. Diseño del arriostramiento.

Como se mencionó en el apartado anterior, AISC 341-10 por primera vez especificó explícitamente que todas las partes de un SCBF deben analizarse en consecuencia, considerando un primer caso en el que los arriostramiento en compresión han alcanzado su máxima resistencia al pandeo esperada, y otro en el que alcanzan su

fuerza esperada después del pandeo (ver Figura III.5-1), junto con los otros arriostramiento que alcanzan su fuerza esperada en tensión.

Arriostramiento	F. Axil [Tonf]	$A_g(cm^2) = \frac{1.30 \cdot P_t}{R_y F_y}$
1er. Nivel	75.77	41.97
2do. Nivel	61.20	33.90
3er. Nivel	37.23	20.62

Tabla IV.2-1 Demanda por Fuerza axial del arriostramiento

En la Tabla IV.2-2. Propiedades del arriostramiento, se muestran las fuerzas axiales en los arriostramientos, y el área de acero requerida en los mismos, finalmente se adopta los siguientes perfiles para el arriostramiento del pórtico como se muestra en la Tabla IV.2-2.

Elemento	A [cm²]	I [cm⁴]	S [cm³]	r [cm]	Z [cm³]	D/t
HSS8.625x0.5	76.77	4162.31	378.54	7.34	508.00	18.50
HSS7.5x0.50	66.45	2659.72	278.58	6.32	376.90	16.10
HSS6.875x0.5	60.39	2010.40	231.06	5.77	312.99	14.80

Tabla IV.2-2. Propiedades del arriostramiento

A continuación, se calculan las resistencias esperadas a tracción y a compresión en los arriostramientos, esto se calculó en base a las ecuaciones mostradas en el apartado III.7 y se muestran en la Tabla IV.2-3.

Elemento	P_y [tonf]	P_c [tonf]	0.3*P_c [tonf]
HSS8.625x0.5	405.367	272.050	81.615
HSS7.5x0.50	350.864	225.506	67.652
HSS6.875x0.5	318.843	198.054	59.416

Tabla IV.2-3 Resistencias esperadas en los arriostramientos

Estos resultados se ven evidenciados en la Figura IV.2-1, la cual muestra las resistencias esperadas en los arriostramientos en este caso considerando en (a) su resistencia esperada a tracción y a compresión, y (b) su resistencia esperada a tracción y a post-pandeo en compresión.

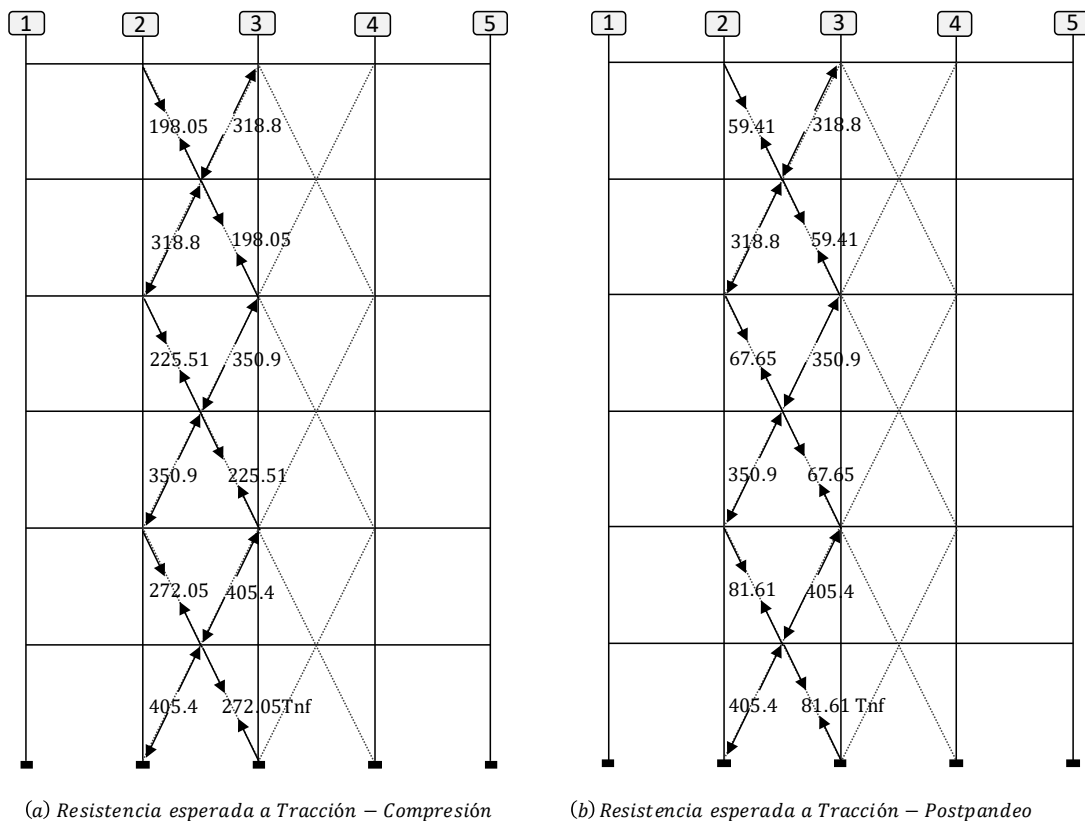


Figura IV.2-1 Resistencia esperada en arriostramientos en el pórtico

IV.3. Diseño de columnas de pórtico SCBF

El diseño de la columna depende de la componente vertical de la fuerza que genera el arriostramiento en cada nivel de piso, en la Figura IV.2-1(a) muestra las fuerzas en cada nivel de piso correspondiente a la resistencia esperada a tracción y compresión en el arriostramiento. A continuación, en la Figura IV.2-1(b) se muestran la distribución de cargas para la resistencia esperada a tracción y compresión a postpandeo en el arriostramiento. Del análisis se obtiene una carga axial para el caso (a) de 1344.40 ton-f, tal y como se muestra en la Figura IV.3-1 y para el caso (b) a postpandeo una fuerza axial de 974.70 ton-f como se muestra en la Figura IV.3-2. La columna deberá diseñarse para la mayor carga axial.

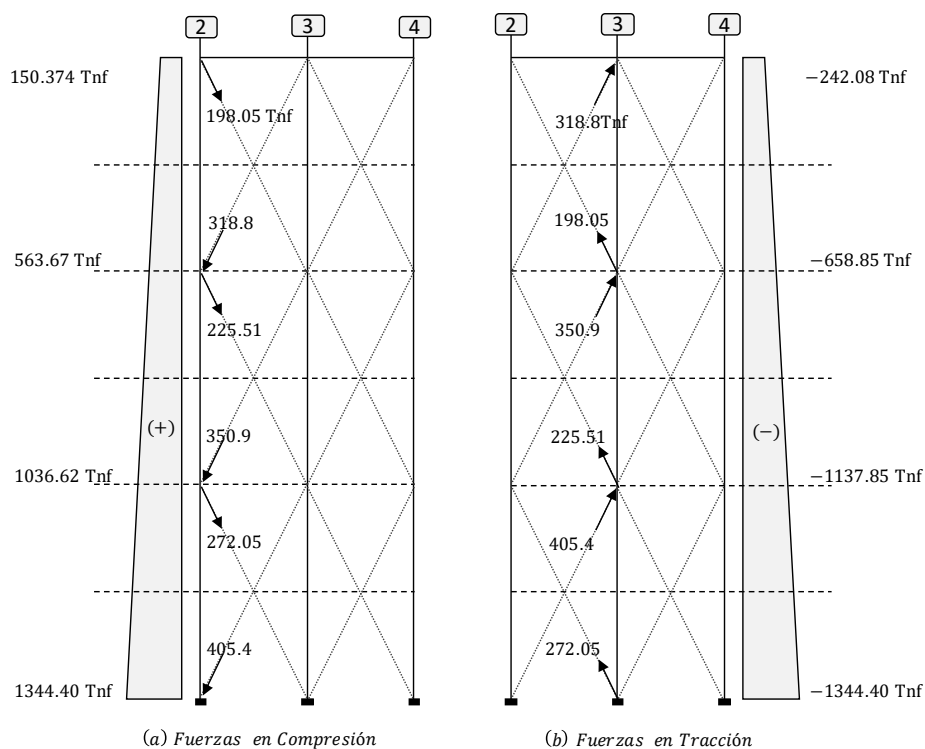


Figura IV.3-1 Fuerzas de compresión y tracción en columnas – caso (a)

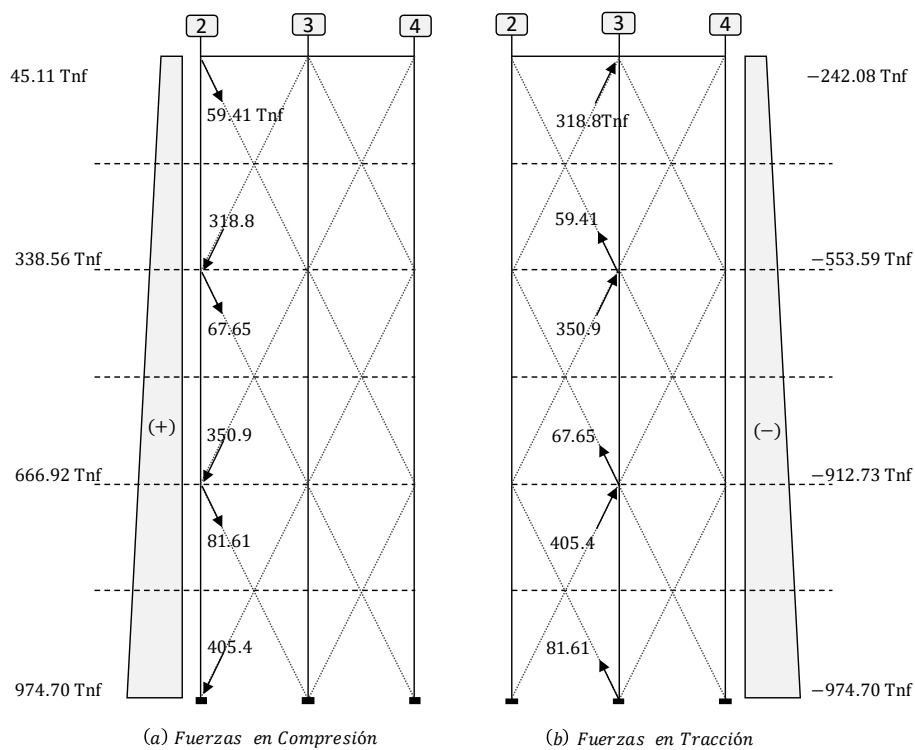


Figura IV.3-2 Fuerzas de compresión y tracción en columnas – caso (b)

Finalmente, las columnas y vigas se diseñan para una demanda de ductilidad moderada, según el apartado III.8. En la Tabla IV.3-1, muestra los perfiles de columnas del pórtico SCBF.

<i>Elemento</i>	<i>Pu</i> [tonf]	<i>ØPn</i> [tonf]	<i>Observ.</i> <i>Columnas</i>
W14x257	1344.40	1500.00	nivel 1 y 2
W14x176	563.67	1025.00	nivel 3 y 4
W14x132	150.37	766.00	nivel 5 y 6

Tabla IV.3-1 Perfiles de Columnas de pórtico SCBF

En la Tabla IV.3-2, se muestran las propiedades geométricas de los perfiles utilizados para columnas.

<i>Elemento</i>	<i>Ag</i> (cm ²)	<i>d</i> (cm)	<i>tw</i> (cm)	<i>bf</i> (cm)	<i>tf</i> (cm)	<i>r</i> (cm)
W14x257	487.74	41.66	3.00	40.64	4.80	17.04
W14x176	334.19	38.61	2.11	39.88	3.33	16.33
W14x132	250.32	37.34	1.64	37.34	2.62	15.95

Tabla IV.3-2 Propiedades geométricas de Perfiles W de columnas

IV.4. Diseño de vigas de pórtico SCBF

El diseño de la viga depende de la componente vertical y horizontal de la fuerza que genera el arriostramiento en cada nivel de piso, en la Figura IV.4-3 muestra las fuerzas que actúan sobre la viga para la sección 1 y 2. Para el caso (a) (ver Figura IV.2-1) para la resistencia esperada a tracción y compresión en el arriostramiento. A continuación, se muestran la distribución de cargas para el caso (b) (ver Figura IV.2-1), para la resistencia esperada a tracción y compresión a post-pandeo en el arriostramiento.

En la Figura IV.4-3 y Figura IV.4-2 se muestran las fuerzas actuantes en las vigas (sección 2) del nivel $n+3.50$ m y $n+14.0$ m, esto debido a los puntos de conexión con el arriostramiento. Del análisis se obtienen las fuerzas resultantes en las vigas para los niveles antes mencionados, esto se realiza para el caso (a) y caso (b), respectivamente. el mismo procedimiento se realiza para viga (sección 1).

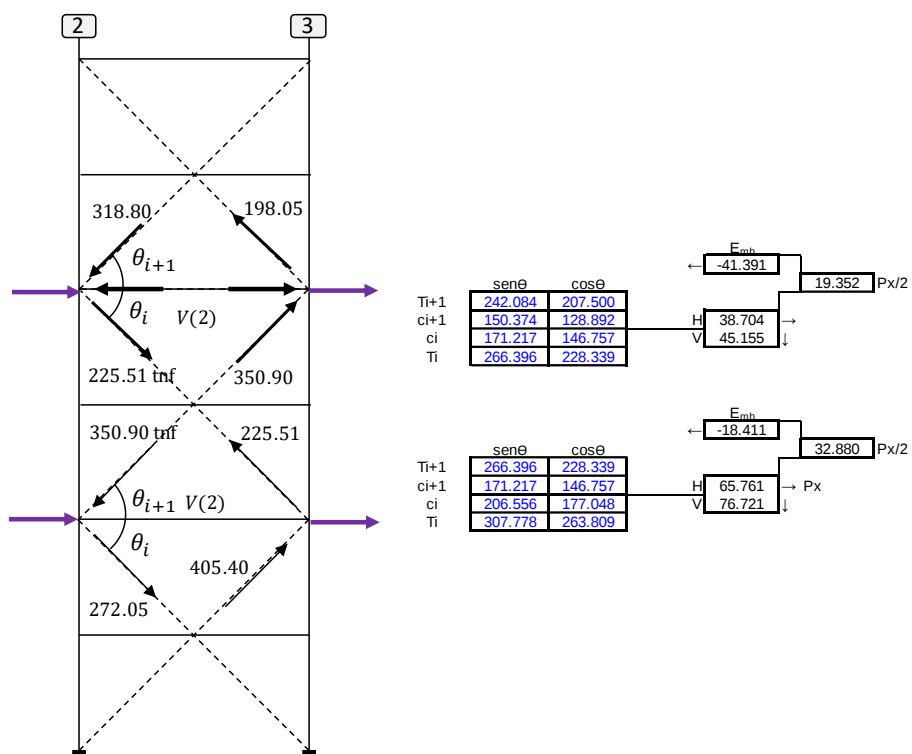


Figura IV.4-1 Fuerzas actuantes en vigas sección 2 - caso(a)

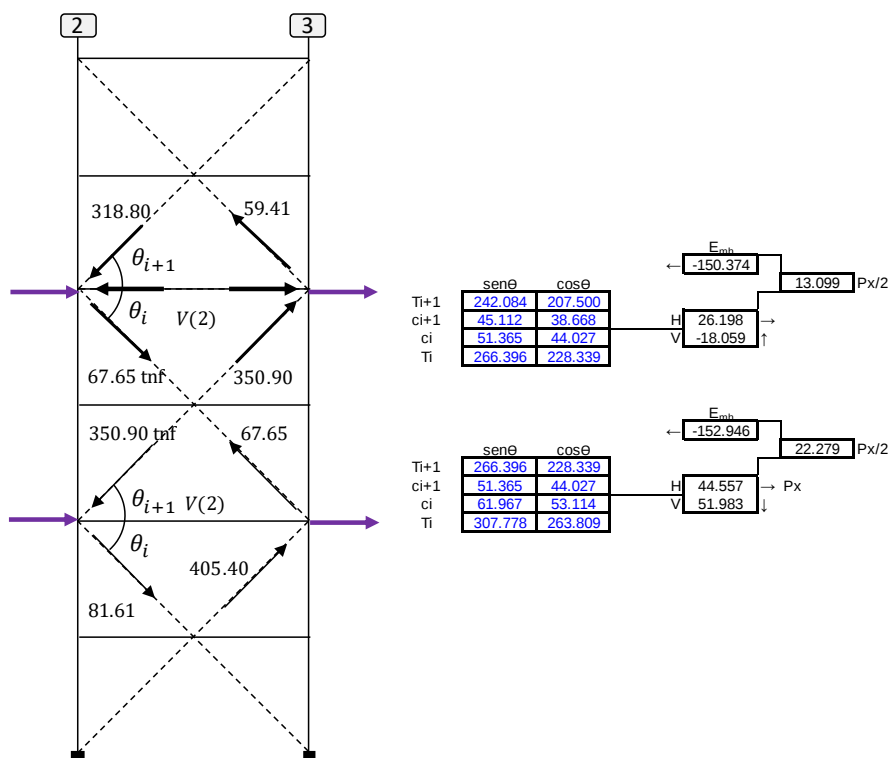


Figura IV.4-2 Fuerzas actuantes en vigas sección 2 - caso(b)

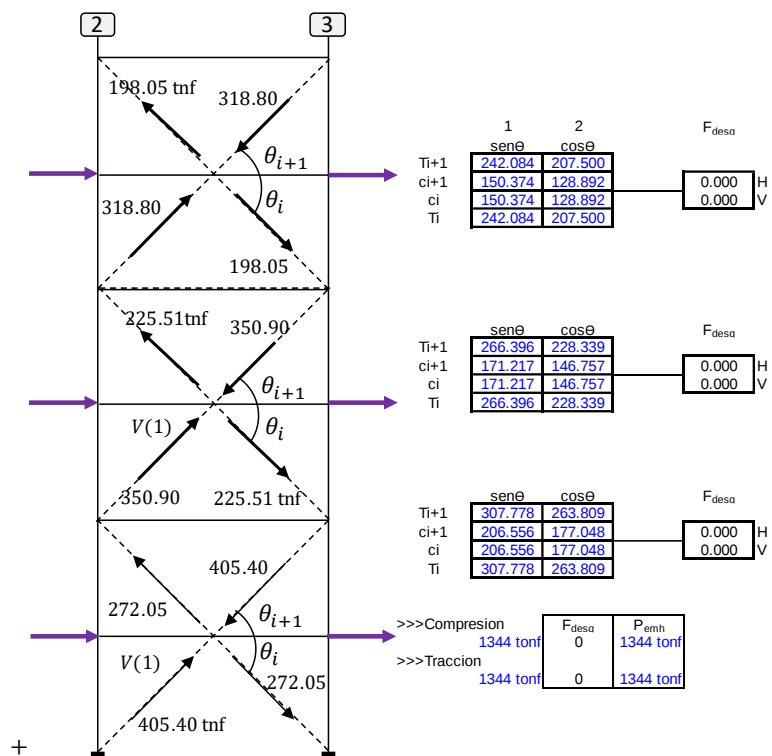


Figura IV.4-3 Fuerzas actuantes en vigas sección 1 - caso(a)

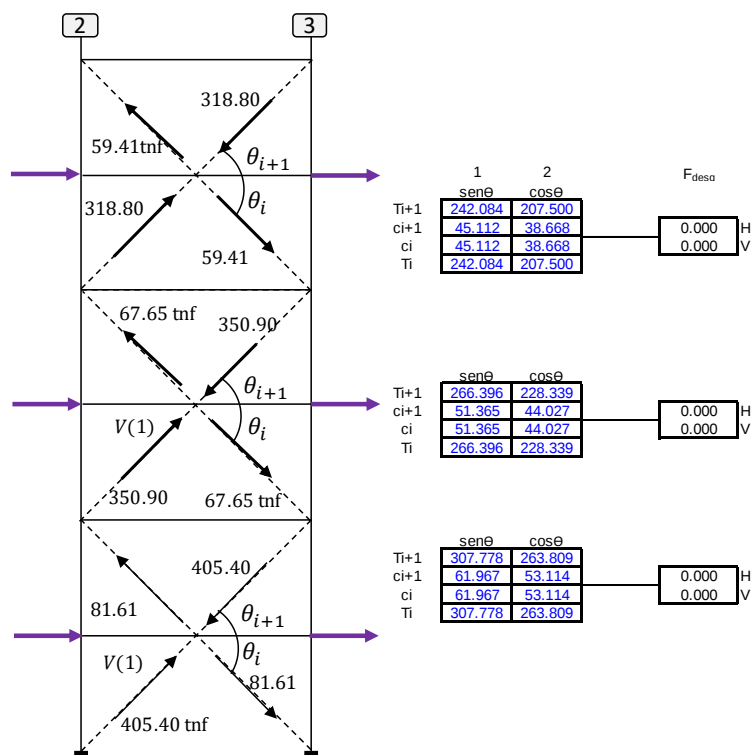


Figura IV.4-4 Fuerzas actuantes en vigas sección 1 - caso(b)

Finalmente, en la Tabla IV.4-1 se muestran las demandas en las vigas una vez realizado el análisis de fuerzas.

Elemento	P_u [tonf]	V_u [tonf]	M_u [tonf.m]	Observ. vigas
V-1(a)	0.00	531.96	35.26	nivel +3.50
V-1(b)	0.00	446.62	138.37	nivel +3.50
V-2(a)	18.40	3.90	5.15	nivel +14.0
V-2(b)	152.90	3.90	5.15	nivel +14.0

Tabla IV.4-1 Demanda de Esfuerzos en vigas del pórtico SCFB

A continuación, en la Tabla IV.4-2. se muestran las características geométricas de los perfiles obtenidos del diseño por capacidad.

Elemento	A_g (cm²)	d (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	r_x (cm)	Z_x (cm³)
W40x331	630.32	103.63	3.10	30.99	5.41	40.39	23433.50
W16x40	76.13	40.64	0.77	17.78	1.28	16.84	1196.26
W14x43	81.29	34.80	0.77	20.32	1.35	14.78	1140.54

Tabla IV.4-2. Propiedades de perfiles W en vigas de pórticos SCBF

IV.4.1. Clasificación de la sección y relación ancho espesor

En primer lugar se procede a clasificar la sección a partir de los criterios indicados en la tabla D1.1b del (AISC 341-16, 2016).

En el caso de los elementos viga, de la Tabla IV.4-2 se ha escogido un perfil W16x40 de acero A992 con un $F_y=3520 \text{ Kg/cm}^2$, y un factor de sobre resistencia para la viga de $R_y=1.1$.

Esbeltez del ala: $b_f/(2 \cdot t_f) = 6.945$

$$\lambda_p = 0.32 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y * F_y}} = 7.452$$

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \lambda_p = \text{ala compacta}$$

Esbeltez del alma: $h/t_w = 49.55$

$$\lambda_w = 2.57 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y * F_y}} = 59.85$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_w = \text{alma compacta}$$

En el caso de los elementos columna, de la Tabla IV.3-2 se ha escogido un perfil W14x257 de acero A992 con un $F_y=3520 \text{ Kg/cm}^2$, y un factor de sobre resistencia para la viga de $R_y=1.1$.

Esbeltez del ala: $b_f/(2 \cdot t_f) = 4.233$

$$\lambda_p = 0.32 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y * F_y}} = 7.452$$

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \lambda_p = \text{ala compacta}$$

Esbeltez del alma: $h/t_w = 10.696$

Del diseño por capacidad obtenido del apartado IV.2, $P_u = 1487.33 \text{ tonf}$, la carga de fluencia de la columna es $P_{yc} = 1711.48 \text{ tonf}$.

Relación demanda - capacidad axial

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_{yc}} = 0.966$$

$$\lambda_w = 2.57 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y * F_y}} = 59.85$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.57 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y * F_y}} * (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a \geq 0.125$

$$\frac{h}{t_w} \leq \left[0.88 * \sqrt{\frac{E_s}{R_y * F_y}} * (2.68 - C_a) \geq 1.57 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \right] = 36.563$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 36.563 = \text{alma compacta}$$

Capítulo V

Idealización Del Modelo Estructural

V.1. Modelamiento

Una vez realizado el dimensionamiento de los elementos estructurales que conforman la estructura, se procede a la idealización del modelo estructural con ayuda del software de análisis estructural SAP2000. Consiste en una estructura en 2D utilizando elementos tipo Frame para representar columnas, vigas y arriostramientos, unidos mediante nodos tal y como se muestra en la Figura V.1-1, en el pórtico de estudio todas las vigas que conectan mediante articulaciones a las columnas (conexión de corte), las columnas en planta baja se consideran articuladas en la base. Para el análisis de la estructura se considera como Gdl globales la traslación en los ejes U_x y U_z y rotación alrededor del eje Y .

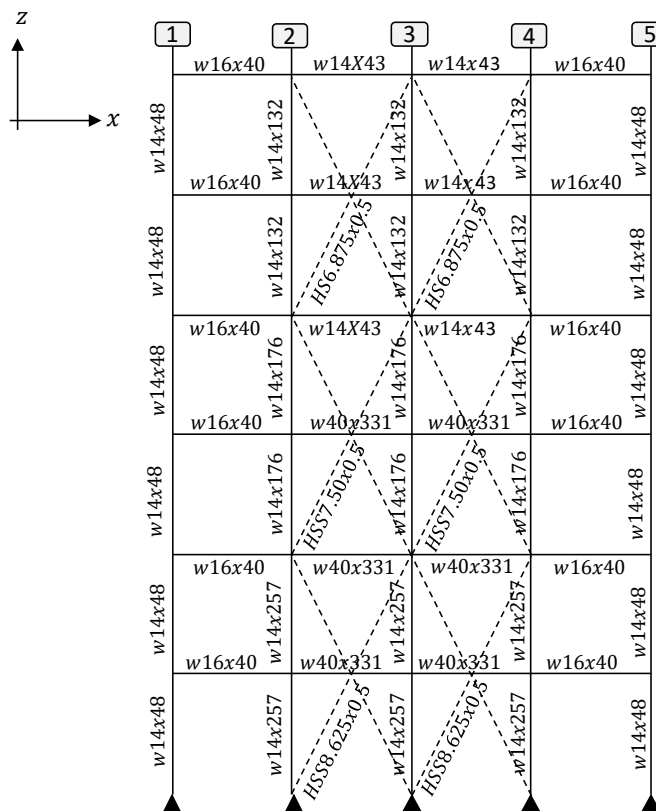


Figura V.1-1 Pórtico de estudio.

V.2. Cargas aplicadas.

En el apartado anterior se muestran las cargas consideradas en cada piso, las cuales se deben transmitirse al pórtico de estudio mediante áreas tributarias esto se muestra en la Figura V.2-1.

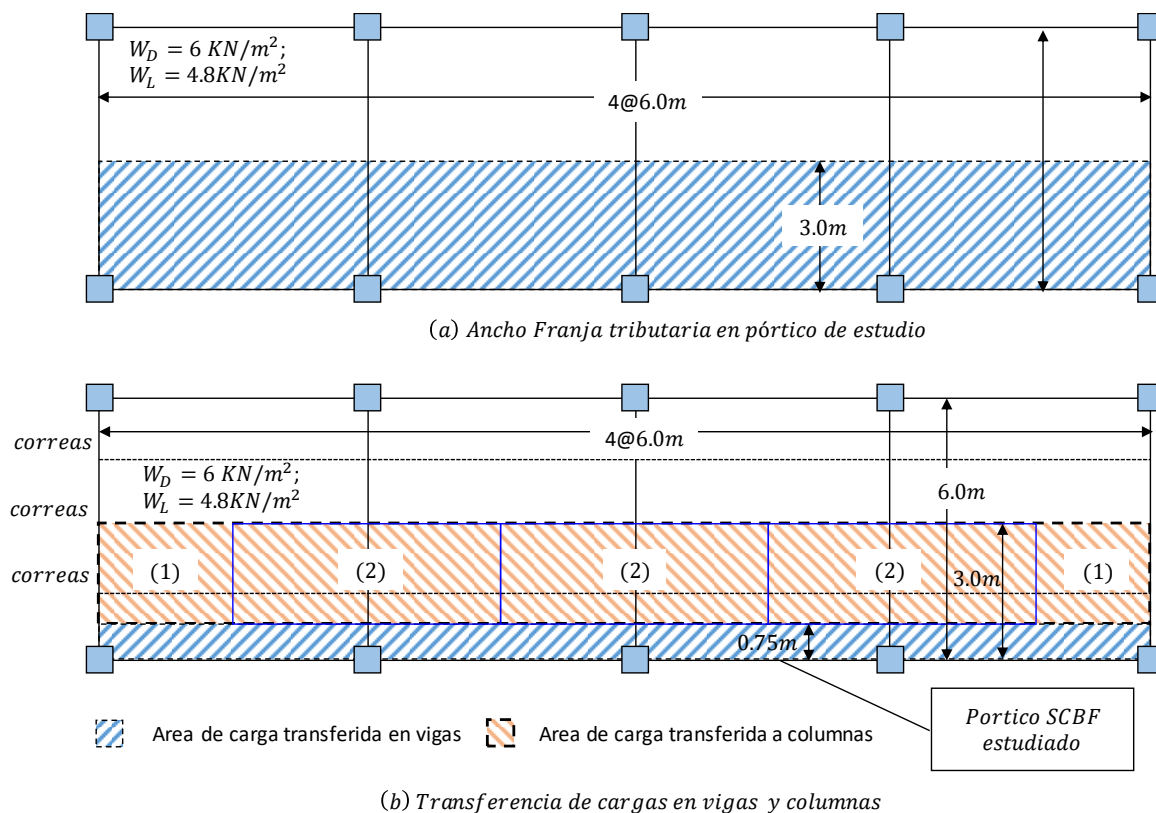


Figura V.2-1 Distribucion de cargas en columnas y vigas.

Entonces, para la carga distribuida en vigas se tiene:

$$w_D = 6 \times 0.75 = 4.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; w_L = 4.8 \times 0.75 = 3.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

En el caso de las columnas, el área tributaria 1 y 2 se obtiene:

$$A_{T1} = 6 \times (3 - 0.75) = 13.5 \text{ m}^2$$

$$A_{T2} = 3 \times (3 - 0.75) = 6.75 \text{ m}^2$$

carga muerta transferida a la columna:

$$Q_{D1} = 6 \times 13.5 = 81 \text{ KN}$$

$$Q_{D2} = 6 \times 6.75 = 40.5 \text{ KN}$$

carga viva transferida a la columna:

$$Q_{L1} = 4.8 \times 13.5 = 64.8 \text{ KN}$$

$$Q_{L2} = 4.8 \times 6.75 = 32.4 \text{ KN}$$

V.3. Masas aplicadas

Para aplicar las masas al pórtico se plantean las franjas que se muestran en la Figura V.3-1, la masa aplicada se obtiene multiplicando el área de la franja por la carga de piso y dividiendo por la gravedad, se obtienen los siguientes resultados:

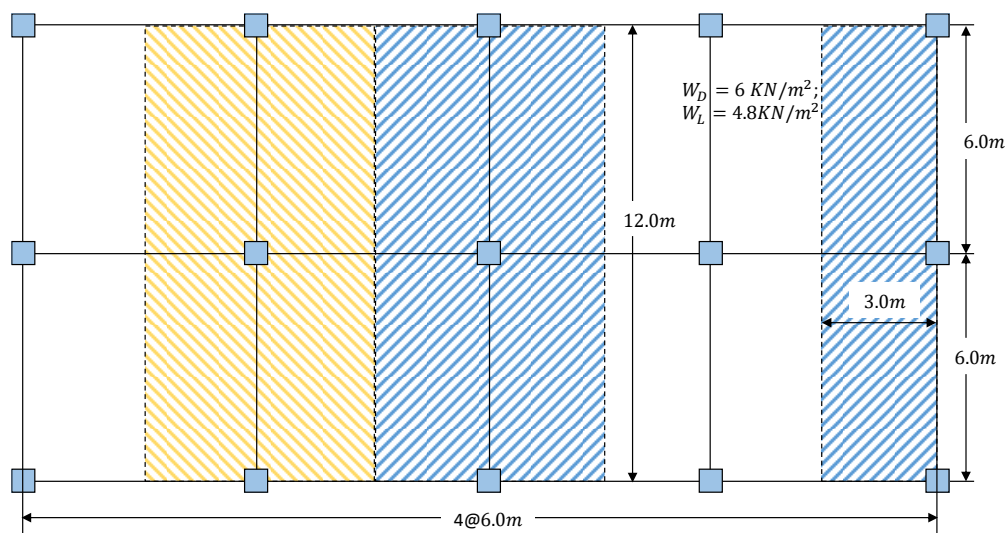


Figura V.3-1 Masas aplicadas al pórtico.

Para una franja:

$$M_1 = (12 \times 6) \times \frac{6}{9.81} = 44.036 \text{ Tn}$$

Para una media franja:

$$M_2 = (12 \times 3) \times \frac{6}{9.81} = 22.02 \text{ Tn}$$

V.4. Carga sísmica.

V.4.1. Carga sísmica estática

En el capítulo 11.4 del (ASCE-7.16, 2016) se muestran las expresiones para calcular la fuerza sísmica horizontal que se aplicará al pórtico de estudio, esto también se muestra en el apartado II.4. A continuación, se presentará la metodología de cálculo empleada:

El corte basal se puede determinar con la siguiente expresión:

$$V = C_s W$$

En donde C_s , es el coeficiente sísmico y depende del periodo de la estructura ($T = 0.61 \text{ seg}$ parámetro obtenido del programa), la aceleración espectral se obtuvo del espectro de diseño que se muestra en la Figura V.4-1, el valor de $S_a = 0.933g$, y del factor de importancia $I_e = 1$, para nuestro caso

$$C_s = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.933}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0.155$$

El peso sísmico de la estructura es $W_{sismico} = 1105.04 \text{ tonf}$, podemos calcular el corte basal como:

$$V = 0.155 * 1105.04 = 171.89 \text{ tonf}$$

V.4.2. Espectro de diseño Elástico.

Para elaborar el espectro de diseño se siguió los lineamientos del ASCE7-16 y del apartado II.4, a continuación en la Figura V.4-1, se muestra el espectro de diseño elástico para un $T_n=8 \text{ seg.}$ y $T_L= 3 \text{ seg.}$

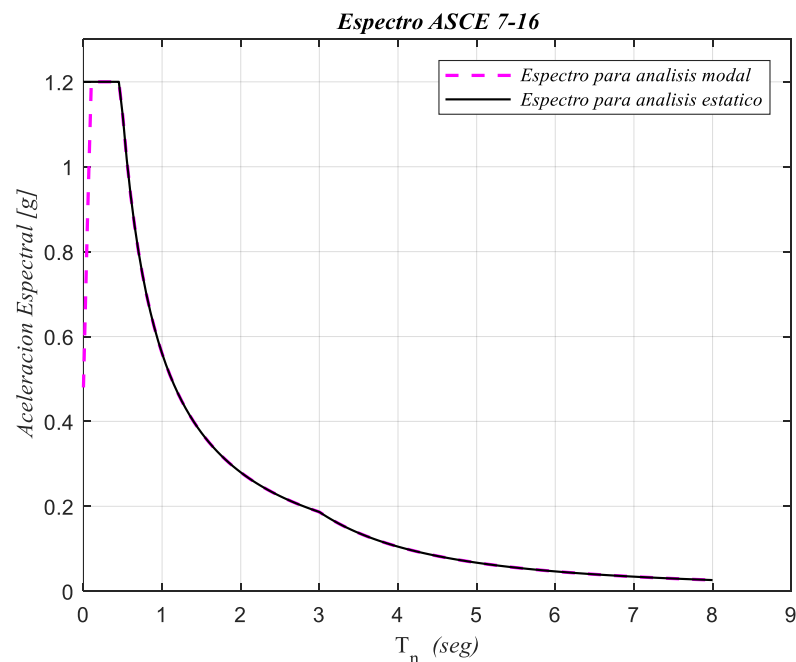


Figura V.4-1 Espectro de diseño ASCE 16

Finalmente, este tendrá que ser escalado para el posterior diseño de los elementos estructurales que componen el pórtico de estudio. Para fines comparativos con otras normativas de diseño como por ejemplo la normativa de Ecuador el espectro de diseño comparativo al de ASCE-16 se da en la zona con un PGA de 0.5g y característica de suelo tipo C

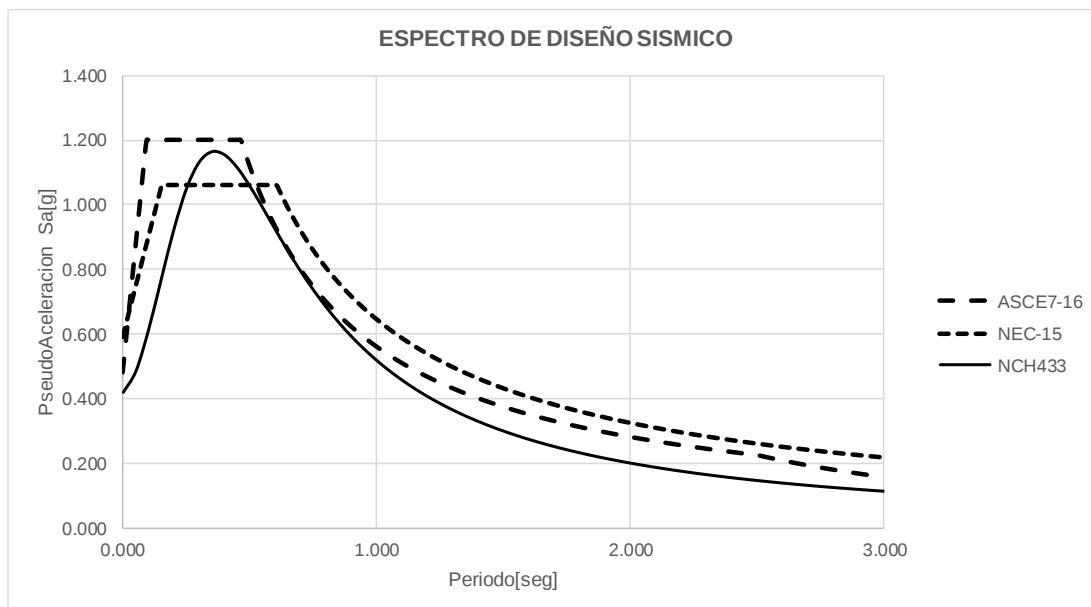
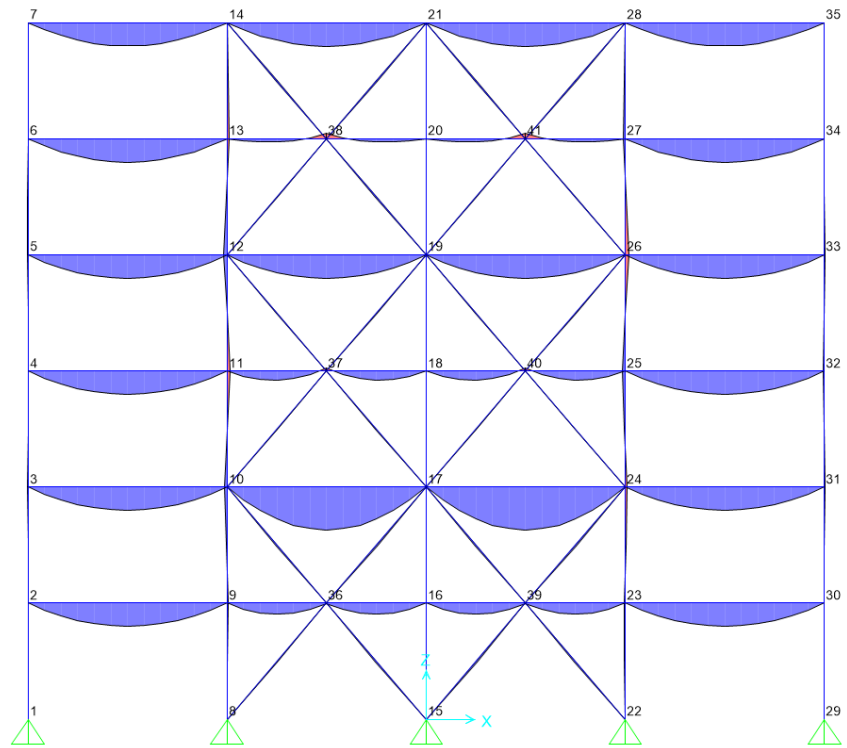


Figura V.4-2 Espectros ASCE 7-16, NCH 433, NEC15

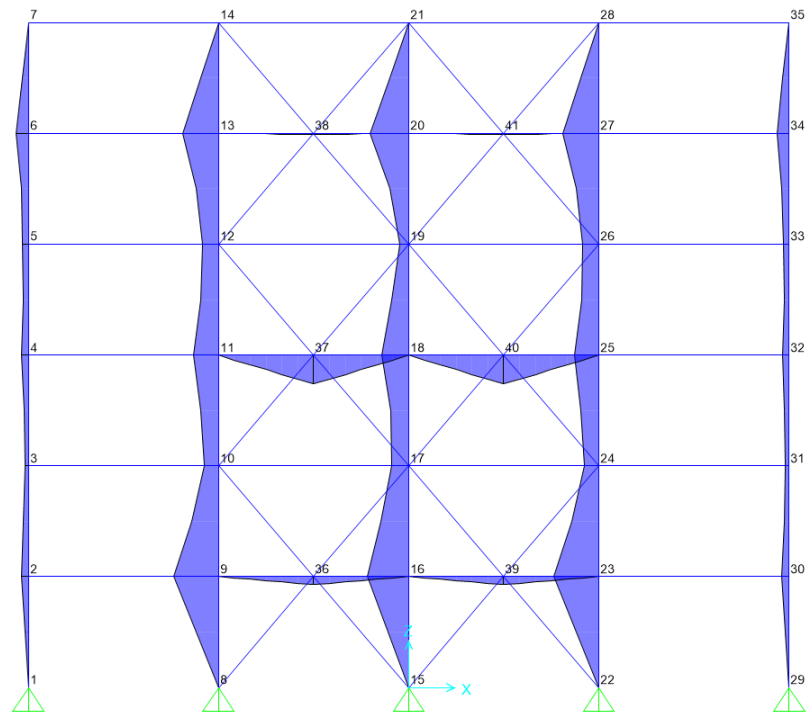
V.5. Análisis de los resultados

V.5.1. Fuerza de Corte y Momento Flector

A partir de los resultados del análisis modal espectral, en la Figura V.5-1 se muestran los diagramas de momento a) para la carga de servicio, (b) los diagramas de momento para el sismo en dirección X, y c) para la combinación envolvente de momentos. En esta sección se mostrarán los resultados más relevantes de tal forma que los demás resultados se mostrarán en los anexos de este documento.



(a)



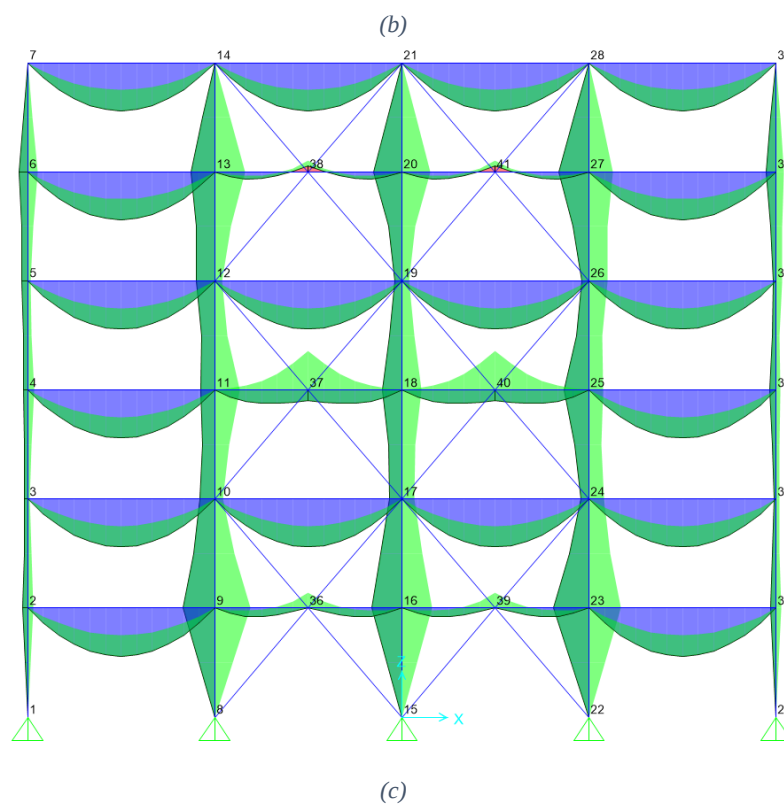


Figura V.5-1 (a) Diagrama de momentos para carga de servicio, (b) carga sísmica en sentido X, (c) envolvente de momentos

En la Tabla V.5-1 se muestran las demandas de corte y de momento flector en las vigas de pórtico (c) de la Figura V.5-1, pertenecientes a los ejes 1-2 y 2-3.

<i>N+3.50 m</i>				
<i>Viga</i>		<i>Posición</i>	<i>Vu (tonf)</i>	<i>Mu (tonf.m)</i>
<i>Viga izquierda L= 6.0 m</i>	<i>Valores máximos</i>	<i>Apoyo i</i>	-3.63	0
		<i>Tramo</i>	0	5.44
		<i>Apoyo d</i>	3.63	0
	<i>Valores mínimos</i>	<i>Apoyo i</i>	-2.13	0
		<i>Tramo</i>	0	3.19
		<i>Apoyo d</i>	2.13	0
<i>Viga derecha L= 6.0 m</i>	<i>Valores máximos</i>	<i>Apoyo i</i>	-2.69	0
		<i>Tramo</i>	2.93	2.08
		<i>Apoyo d</i>	2.69	0
	<i>Valores mínimos</i>	<i>Apoyo i</i>	-1.18	0
		<i>Tramo</i>	-2.93	-0.96
		<i>Apoyo d</i>	1.18	0

Tabla V.5-1 Fuerza de corte y Momento Flector en vigas eje 1a1 3, N+3.50m

En la Tabla V.5-2, se muestran que la viga tiene una sollicitación de momento flector en el tramo de 5.44 tnf.m, y los momentos en el extremo son cero debido a que es una conexión a corte.

<i>N+7.00 m</i>				
<i>Viga</i>		<i>Posición</i>	<i>Vu (tonf)</i>	<i>Mu (tonf.m)</i>
<i>Viga (1-2)</i> <i>izquierda</i> <i>L= 6.0 m</i>	<i>Valores máximos</i>	<i>Apoyo i</i>	-3.63	0
		<i>Tramo</i>	0	5.44
		<i>Apoyo d</i>	3.63	0
	<i>Valores mínimos</i>	<i>Apoyo i</i>	-2.13	0
		<i>Tramo</i>	0	3.19
		<i>Apoyo d</i>	2.13	0
<i>Viga (2-3)</i> <i>derecha L=</i> <i>6.0 m</i>	<i>Valores máximos</i>	<i>Apoyo i</i>	-5.22	0
		<i>Tramo</i>	0	7.83
		<i>Apoyo d</i>	5.22	0
	<i>Valores mínimos</i>	<i>Apoyo i</i>	-2.99	0
		<i>Tramo</i>	0	4.48
		<i>Apoyo d</i>	-5.22	0

Tabla V.5-2 Fuerza de corte y Momento Flector en vigas eje 1a1 3, N+7.00m

En el caso de las columnas, la Figura V.5-2, muestra la envolvente de fuerzas axiales del pórtico de estudio, se puede observar que la columna de planta baja se le solicita una fuerza axial de 442 tonf en compresión.

Si comparamos las demandas obtenidas con el SAP 2000 y las demandas por fuerza axial del arriostramiento obtenidas (ver Tabla IV.2-1) según los lineamientos de diseño según (AISC 341-16, 2016), es decir, la carga axial de $P_{u1}=1344$ tonf frente a $P_{u2}=442$ tonf, esto es debido a que el software de cálculo no considera que las diagonales trabajan con toda su capacidad axial a tracción y compresión.

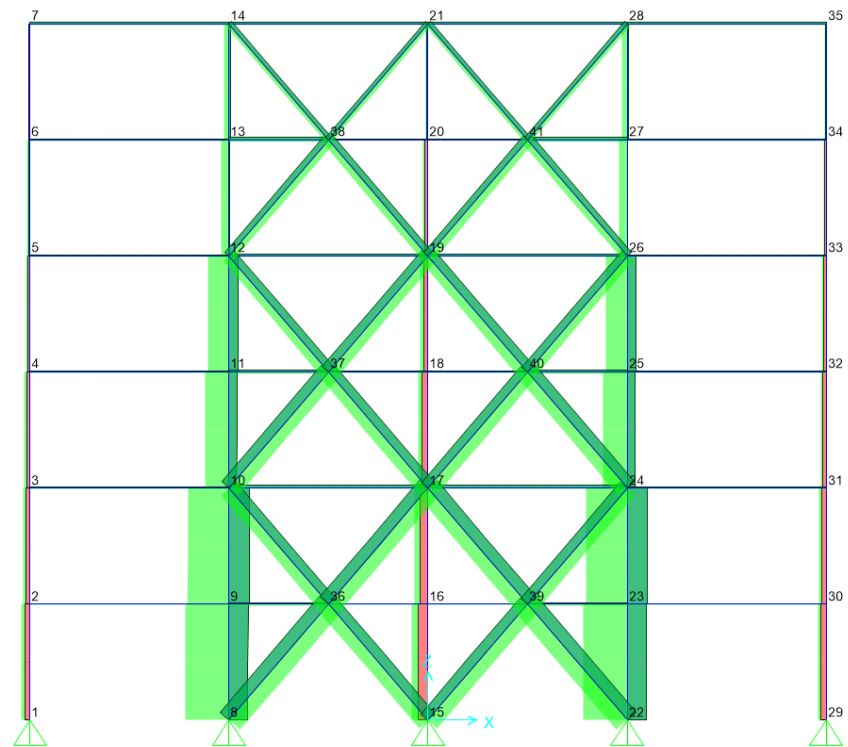


Figura V.5-2 Envolvente de fuerzas axiales en pórtico de estudio.

V.5.2. Distorsión de piso.

La distorsión de piso se puede determinar como:

$$\Delta m = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h}$$

En donde,

Δ_i =desplazamiento del piso i

Δ_{i+1} =desplazamiento del piso i+1

h=altura de entrepiso

en la Tabla V.5-3 se muestran las distorsiones de piso obtenidas sin considerar efecto P-delta para el pórtico de estudio:

<i>Piso</i>	<i>h (m)</i>	Δ (m)	Δm
1	3.5	0.00343	
			0.0010971
2	3.5	0.00727	
			0.0011257
3	3.5	0.01121	
			0.0011229
4	3.5	0.01514	
			0.0008571
5	3.5	0.01814	

Tabla V.5-3 Distorsiones de Piso sin considerar efectos P-Delta

Como se observa en la Tabla V.5-3, la máxima distorsión de piso que resulta del análisis estructura es de 0.001123.

Capítulo VI

Análisis de respuesta en el tiempo de Pórtico SCBF

A continuación, se evalúa el desempeño sísmico del pórtico SCBF, para ello se realizará un análisis tiempo historia no lineal, esto con la finalidad de capturar el comportamiento no lineal de los arriostramientos del pórtico.

VI.1. Demanda sísmica Tiempo-Historia.

Para la realización de este análisis, se utilizan 11 registros de terremotos con su componente: N-S y E-W (norte-sur, este-oeste). Los sismos corresponden a eventos sucedidos en Chile, Japón y Ecuador esto se muestra en la Tabla VI.1-1. Una de las características importantes para su escogimiento es las propiedades de tipo de suelo en este caso C, y D.

ID	Epicentro	año	Estación	Duración	Mw	Componente	PGA [g]
CH-1985-3	Valparaiso	1985	San isidro	89.71 s	7.9	N-S	0.7
CH-1985-3	Valparaiso	1985	San isidro	89.71 s	7.9	E-W	0.7
JA-2003-14	Tokachi-oki	2003	Taiki	150.00 s	8	N-S	0.42
CH-2010-23	Maule	2010	Angol	200.00 s	8.8	N-S	0.95
CH-2010-24	Maule	2010	Angol	200.00 s	8.8	E-W	0.73
JA-2011-25	Tohoku	2011	Mijakoji	300.00 s	9	N-S	0.58
JA-2011-26	Tohoku	2011	Mijakoji	300.00 s	9	E-W	0.89
JA-2011-27	Tohoku	2011	Yanagawa	300.00 s	9	N-S	0.49
JA-2011-28	Tohoku	2011	Yanagawa	300.00 s	9	E-W	0.58
EC-2016-41	Manabi	2011	Chone	300.00 s	7.8	E-W	0.3
EC-2016-42	Manabi	2011	Chone	300.00 s	7.8	N-S	0.37

Tabla VI.1-1 Registros de Terremotos

Finalmente, los registros que se muestran en la Tabla VI.1-1 han sido ajustados para un nivel de demanda MCE (Maximun considered level earthquake) que corresponde a 1.5 veces el nivel considerado en el diseño de acuerdo al ASCE 7-16. A continuación, se muestran los niveles de riesgo considerados para el análisis:

- OLE (operational level earthquake): el cual resulta de multiplicar el registro original por un factor de 0.6 esto obedece a terremotos reducidos que representan demandas con periodos de retorno medio de aproximadamente 50 años.

- DLE (design level earthquake): el cual resulta de multiplicar el registro original por un factor de 1.0 esto obedece a terremotos reducidos que representan demandas con periodos de retorno medio de aproximadamente 475 años.
- MCE (Maximum considered level earthquake): el cual resulta de multiplicar el registro original por un factor de 1.5 esto obedece a terremotos reducidos que representan demandas con periodos de retorno medio de aproximadamente 2475 años.

VI.2. Registros sísmicos

A continuación, se muestran las gráficas en el tiempo de los registros de aceleraciones para cada nivel de demanda MCE, DLE, y OLE para la componente N-S y E-W utilizados en el análisis, cabe mencionar que los mismo fueron escalados a la demanda MCE (maximum considered earthquake) utilizando la metodología Response Spectral Matching en todo el dominio del tiempo.

En la Figura VI.2-1, se describen algunos de los registros de aceleraciones para una demanda MCE, como por ejemplo el registro de Tokachi tiene una duración de 150 segundos, con una aceleración máxima de 6.55 m/s^2 y un sitio clase C, mientras que en el terremoto de Tohoku que tiene una duración de 300 segundos, con una aceleración máxima de 8.41 m/s^2 y una característica de sitio clase C, para el caso de Manabí tienen la misma duración y el sitio corresponde a una característica de sitio suelo tipo D. todos los terremotos son tipo superficial (profundidades menores a 60 Km), es decir, la distancia del foco al epicentro varían de 20 a 40 Km desde la superficie terrestre.

En la Figura VI.2-2, se muestran los registros de aceleraciones para la componente E-W como dato importante observado en el sismo de Manabí del 2016 es el peak de 9.06 m/s^2 se aproxima casi a valor de la aceleración de la gravedad esto para un nivel de demanda MCE.

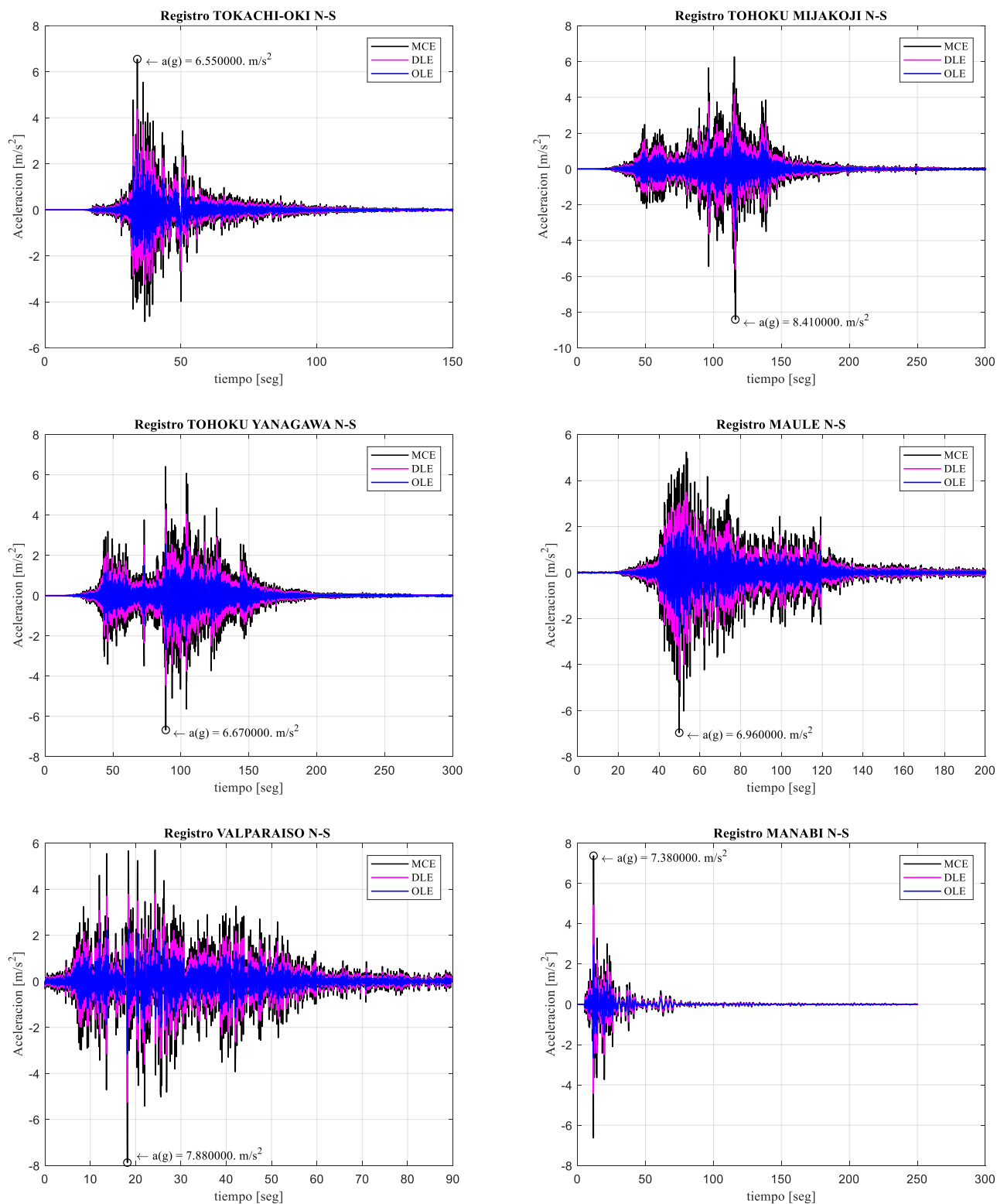


Figura VI.2-1 Registros de terremotos (componente N-S)

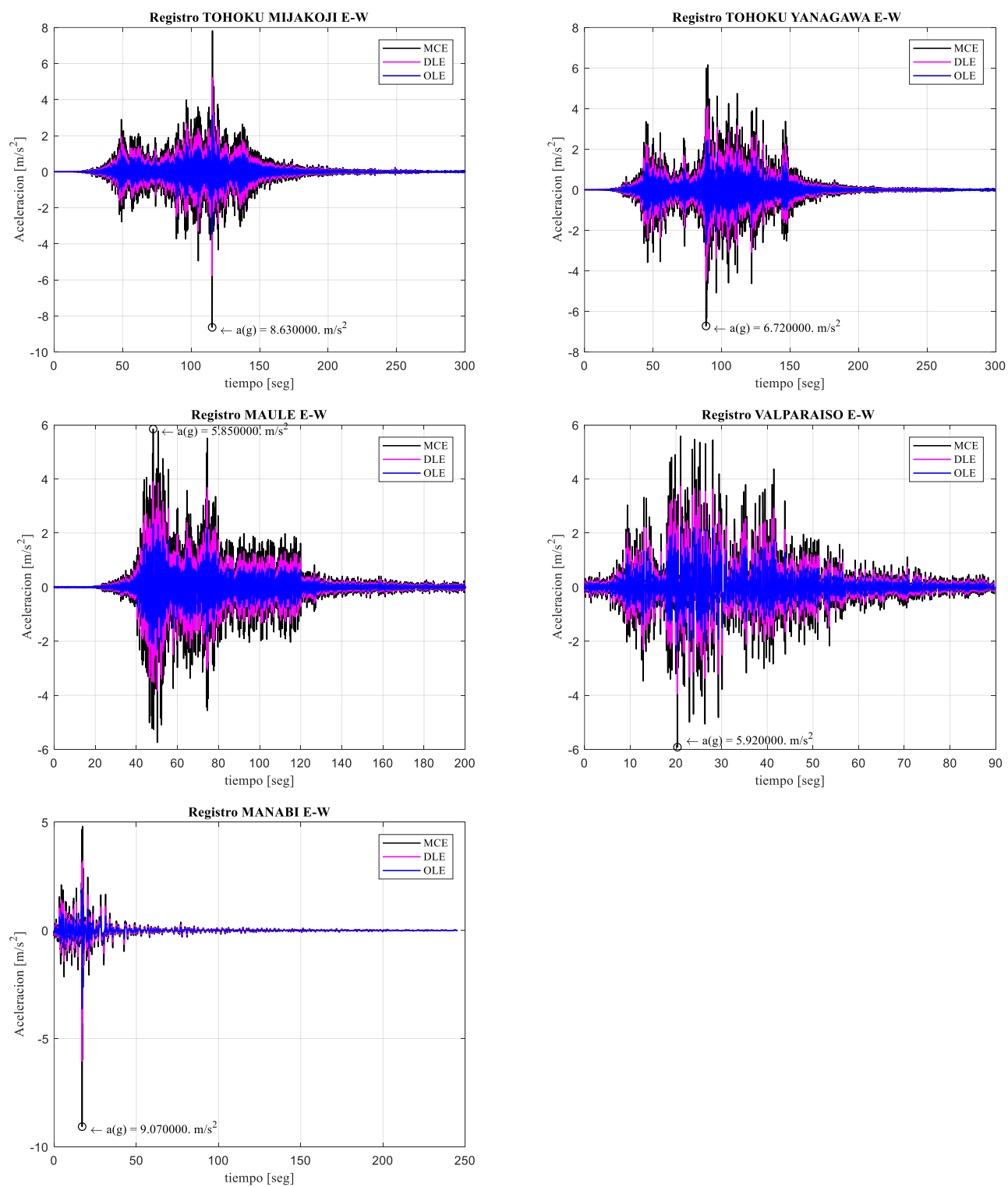


Figura VI.2-2 Registros de terremotos (componente E-W)

VI.3. Comportamiento no lineal de las diagonales

Las evaluaciones cuantitativas del comportamiento histérico y la capacidad de disipación de energía de los arriostramientos se han obtenido típicamente de pruebas de miembros sometidos a desplazamientos axiales cíclicos inelásticos repetidos. Los resultados han incluido curvas de histéresis completas para el historial de carga de un experimento dado o simplemente la envolvente de todas las curvas de histéresis (Black et al. 1980).

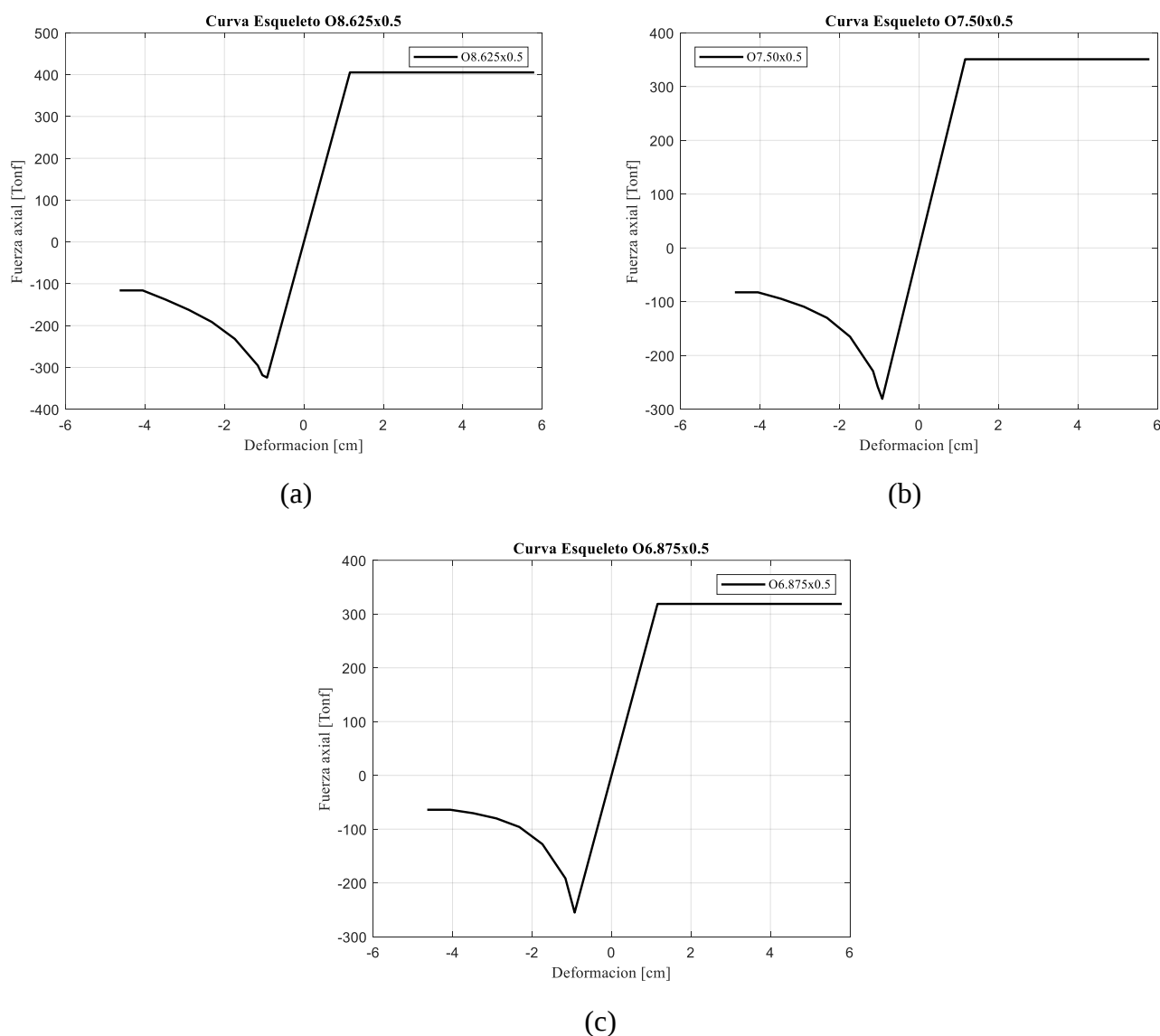


Figura VI.3-1 Curva Esqueleto a). Diagonal O8.625x0.5 b) Diagonal O7.50x0.5 c) Diagonal O6.875x0.5

A partir de estos estudios, se pueden construir las curvas esqueletos para distintos perfiles que confirman las diagonales de ambas estructuras, incorporando además los valores esperados de resistencias a las compresiones de pandeo efectivas y las resistencias residuales de compresión a post-pandeo.

En la Figura VI.3-1, se muestran las diferentes curvas esqueleto que representa a las diagonales del pórtico de estudio mostrados en el apartado VI, esto con la finalidad de capturar el comportamiento no lineal de las mismas en un análisis historia en el tiempo. Finalmente, el comportamiento de los ciclos de histéresis asociado a las diagonales corresponde a una modelación tipo “pivot” con SAP 2000, que se aproxima bien a la histéresis del arriostramiento bajo carga cíclica (ver Figura III.4-1) , el modelo histórico pivot se ilustra en la Figura VI.3-2, en donde los parámetros de $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, \eta$ utilizados se muestran en la Tabla VI.3-1.

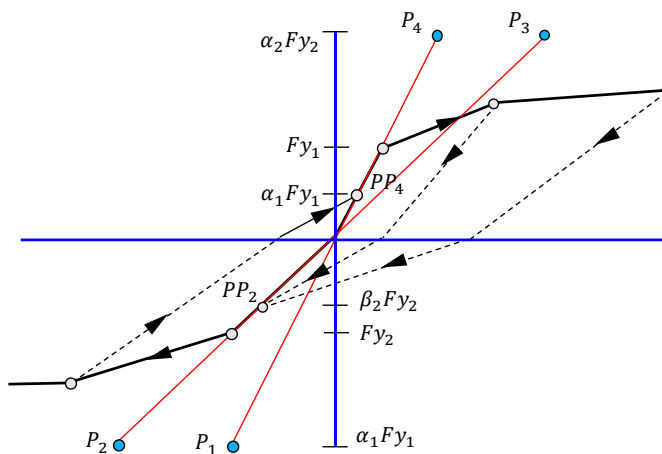


Figura VI.3-2 Modelo Histerético tipo Pivot

α_1	α_2	β_1	β_2	η
100	0.5	0.1	1	0

Tabla VI.3-1 Factores de modificación

Finalmente, para el análisis no lineal en el tiempo de la estructura en estudio, se considera un amortiguamiento de Rayleigh de 2% asociados a los modos principales de vibración, no se consideró el efecto P-delta y el método de integración utilizado

corresponde al método del Fast Non linear Analysis (FNA) con un paso de integración de 0.005 s.

VI.4. Resultados del análisis tiempo historia no lineal

Una vez realizado el análisis tiempo historia no lineal, a continuación, se presentan los resultados del comportamiento no lineal de las diagonales para los diferentes registros de aceleraciones que se muestran en la Tabla VI.1-1.

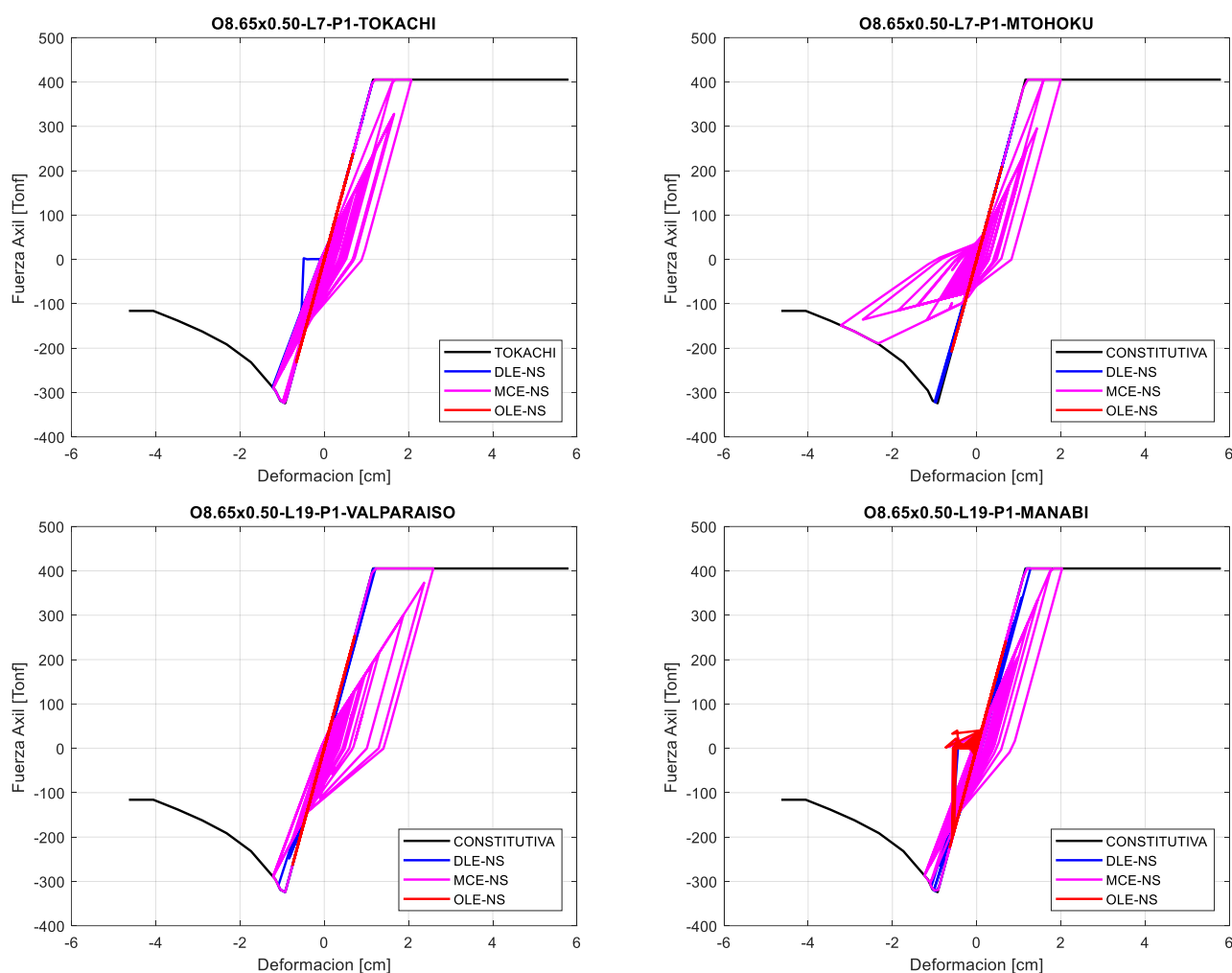


Figura VI.4-1 Diagrama Fuerza axial vs Deformación de Diagonal O8.625x0.5

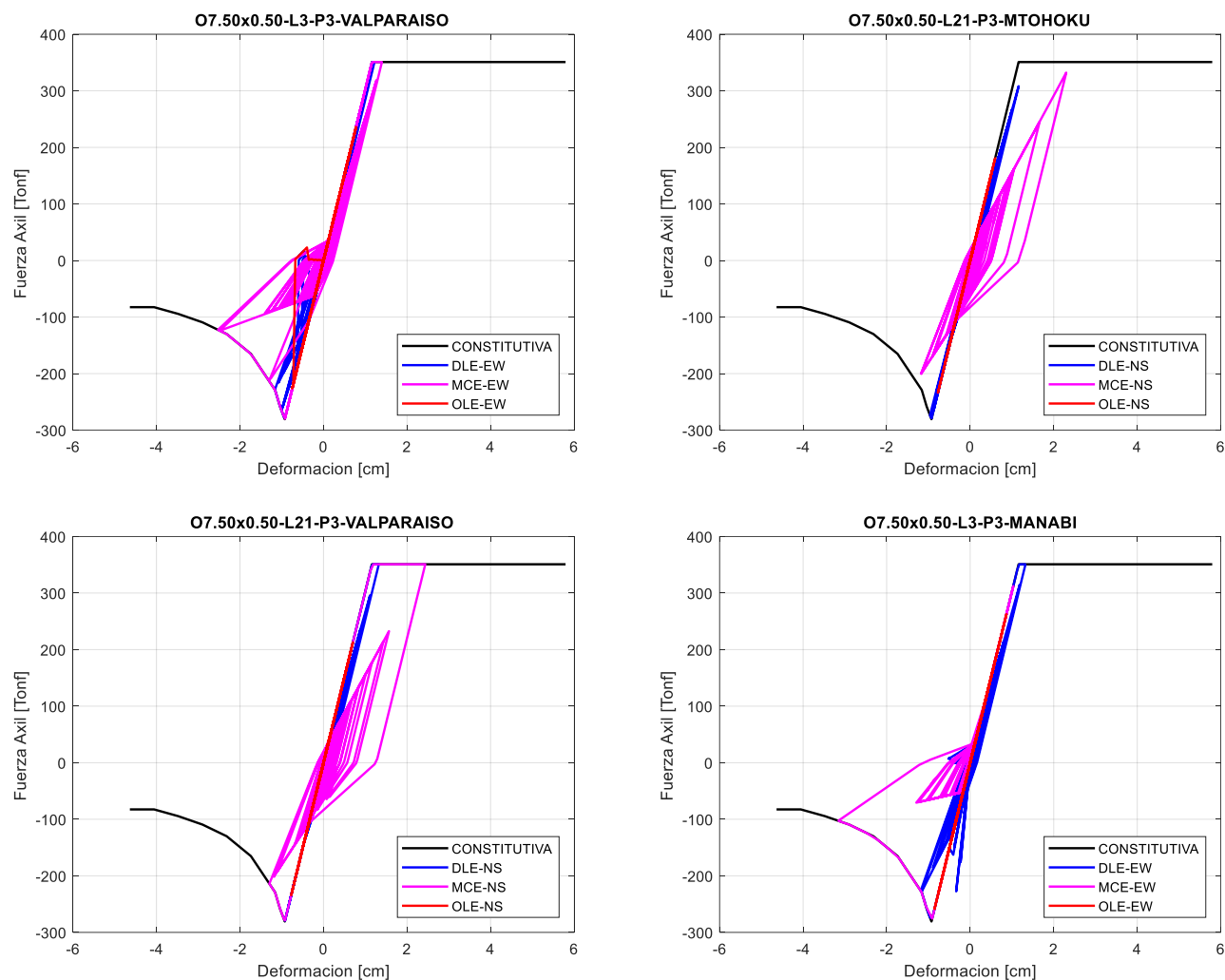


Figura VI.4-2 Fuerza Axial vs Deformación de Diagonal O7.50x0.50

A continuación, una vez realizado el análisis historia en el tiempo no lineal se muestran algunos de los resultados obtenidos de las respuestas de las diagonales del primer piso y del segundo piso.

En la Figura VI.4-1, se muestran las respuestas de las diagonales del primer piso en donde se observa como fluyen las diagonales para cierto nivel de deformación y sobrepasado su fluencia comienza el ciclo histerético, también se observa la magnitud de carga axial llega a 400 tonf que es la aproximadamente a la resistencia del arriostramiento esperada en tracción ($P_t=405.4$ tonf, ver Tabla IV.2-3) y la carga

esperada a post-pandeo en la parte inferior ($0.3 \cdot P_c = 81.61$ tonf), estos resultados el caso del terremoto de Tokachi, Valparaiso, Manabi, Tohoku.

En el caso de las diagonales del segundo nivel (ver Figura VI.4-2), se observa a magnitud de carga axial llega a 300 tonf que es la aproximadamente a la resistencia del arriostramiento esperada en tracción ($P_t = 350.9$ tonf, ver Tabla IV.2-3) y la carga esperada a post-pandeo en la parte inferior ($0.3 \cdot P_c = 67.65$ tonf).

Finalmente, para las diagonales del último piso se pudo observar un comportamiento elástico lineal y no llegan a fluir para las demandas MCE, DEL y OLE.

VI.5. Diagramas de iteración en columnas

A continuación, se grafican las respuestas en el tiempo respecto a la curva de resistencia máxima en compresión de la columna P_e y el momento plástico de la columna M_p . La expresión para el cálculo se muestra a continuación:

Resistencia máxima en compresión:

$$P_e = 1.14 F_{cr} R_y F_y$$

En donde,

F_{cr} =esfuerzo critico de pandeo

R_y =Sobre resistencia de la columna igual a 1.1 para aceros A992

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero (3520 Kgf/cm² para acero A992)

Sin embargo, para obtener el esfuerzo critico hay que evaluar la siguiente condición:

$$1. \text{ Para } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$2. \text{ Para } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e ; \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

En donde F_e , es el esfuerzo de pandeo elástico. Finalmente, el momento plástico de la sección se puede evaluar con la siguiente expresión:

$$M_p = Z_x R_y F_y$$

En donde Z_x es el modulo plástico de la columna y tanto R_y como F_y se evaluaron anteriormente.

El código AISC permite aproximar la curva con la siguiente aproximación bilineal:

$$\frac{P_u}{2P_y} + \frac{M_u}{M_p} = 1; \quad \frac{P_u}{P_y} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2P_y} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{M_p} \right) = 1; \quad \frac{P_u}{P_y} > 0.2$$

esto previendo que la columna no pueda fluir en toda su longitud y teniendo en cuenta que la misma puede presentar imperfecciones.

En la Figura VI.5-1, se muestran las curvas de respuesta en el tiempo P-M de la columna W14*257 las distintas demandas MCE, DEL, OLE en donde se observa que para la demanda MCE de Valparaíso es mayor que la capacidad de la columna, así mismo para la componente E-W del registro de Maule y Manabí de la Figura VI.5-2 se observa que la demanda supera la capacidad de la columna para una demanda MCE. Para los sismos restantes estaría cumpliendo la capacidad de la misma, se podría decir que el diseño de la misma no es tan conservador esto para una para una demanda MCE, sin embargo, para demandas como DEL y OLE podría ser conservador.

Para las columnas del segundo piso (perfil W14x156), las curvas de respuesta en el tiempo P-M son las que se muestran en la Figura VI.5-3 hasta Figura VI.5-4, se puede observar que están cumpliendo para los niveles de demanda MCE, DEL, OLE.

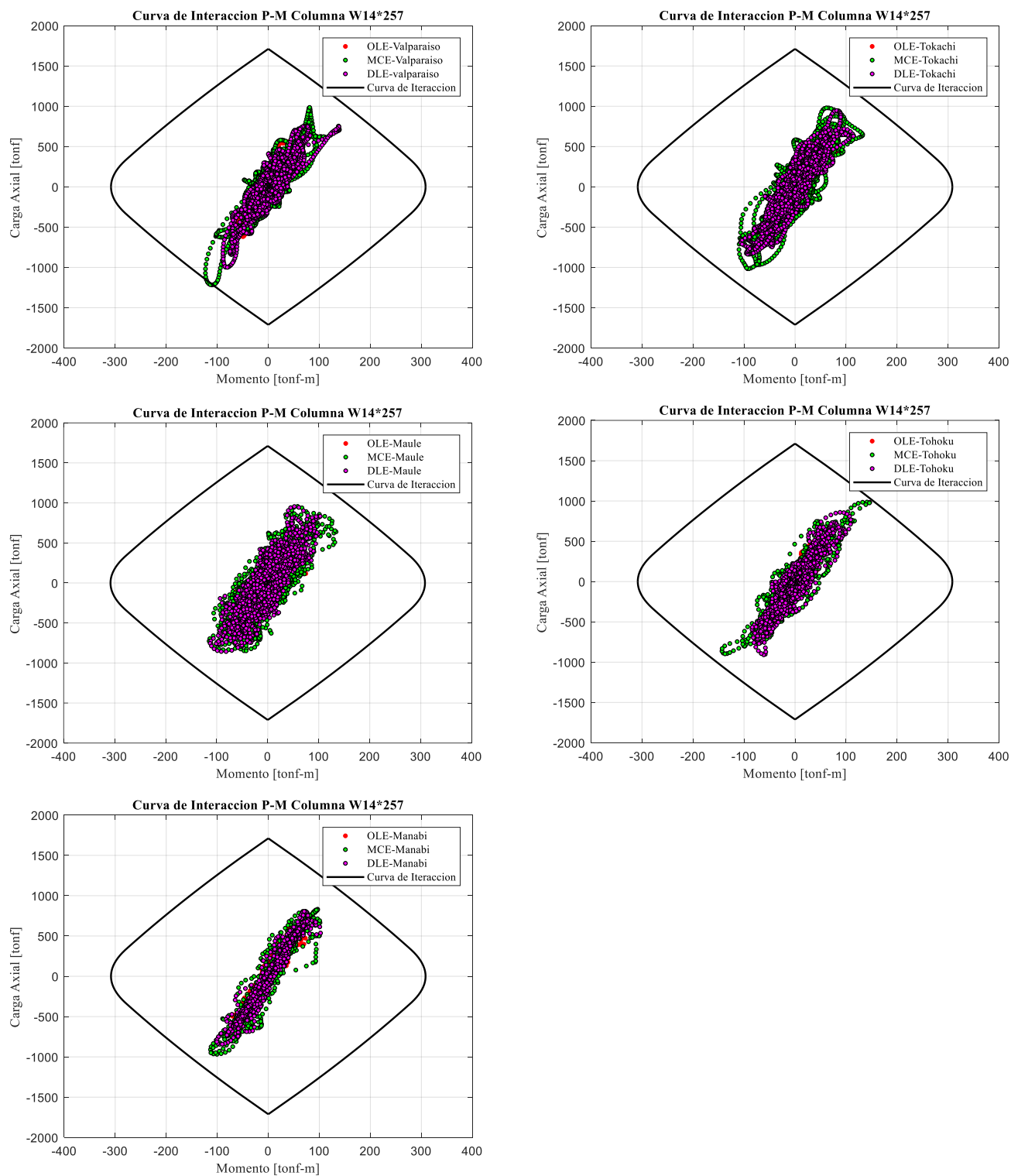


Figura VI.5-1 Curva de Interacción P-M –Componente N-S - Columna W14*257

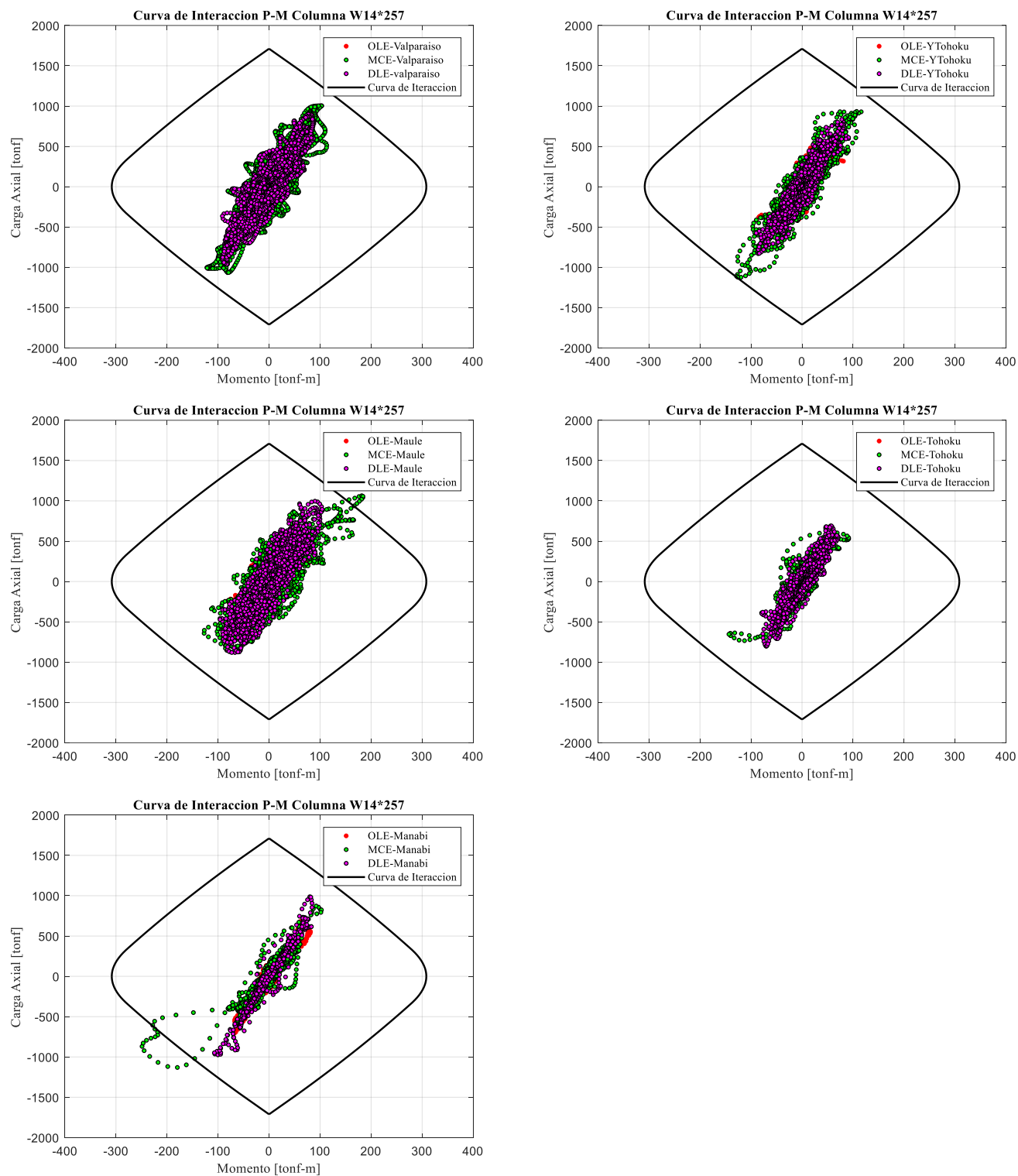


Figura VI.5-2 Curva de Interacción P-M – Componente E-W-Columna W14*257

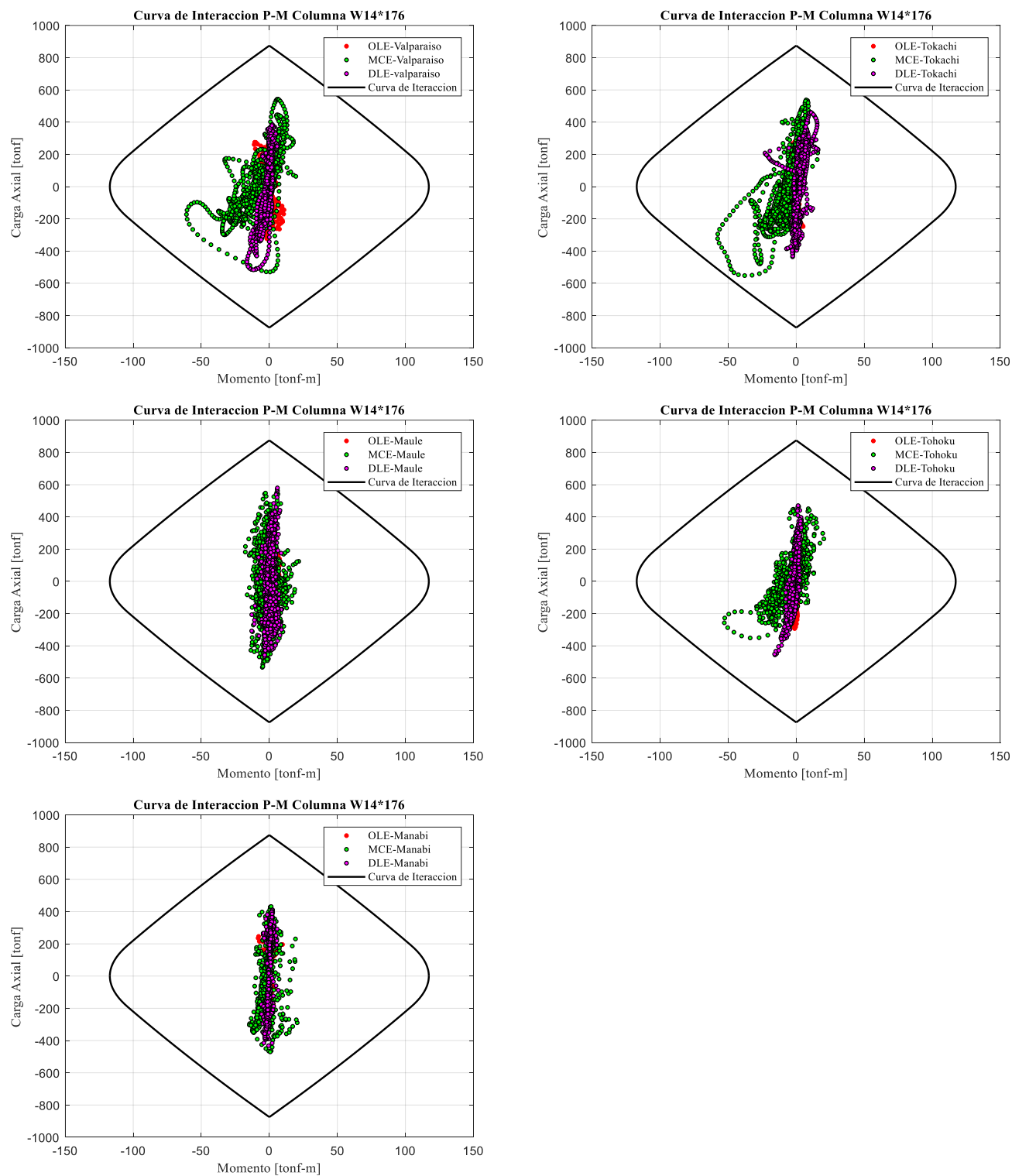


Figura VI.5-3 Curva de Interacción P-M – Componente N-S-Columna W14*176

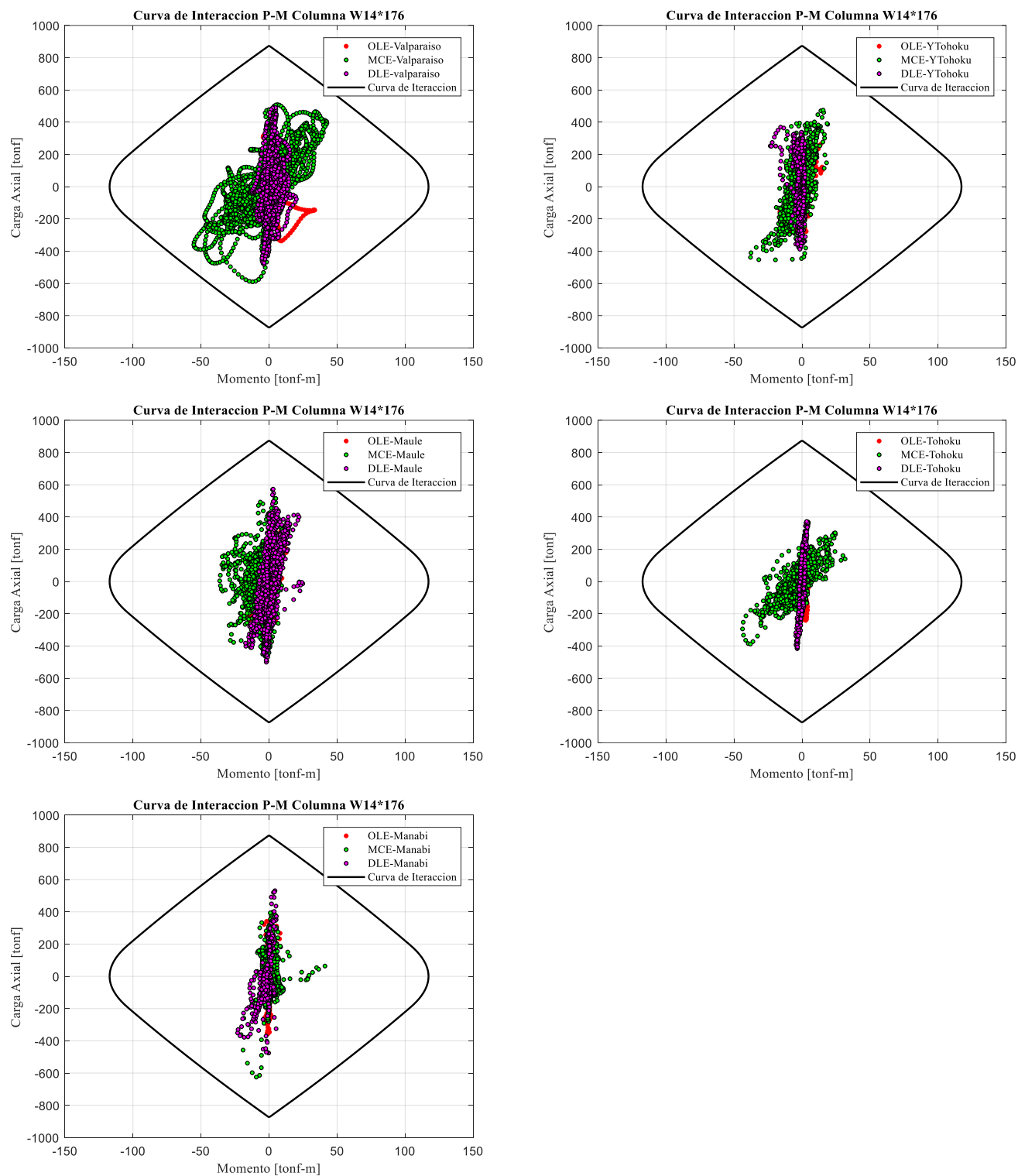


Figura VI.5-4 Curva de Interacción P-M –Componente EW- Columna W14*176

VI.6. Historia de respuesta de carga axial normalizadas a P_u

El coeficiente α se puede determinar como la razón entre la historia de carga axial obtenida del análisis tiempo historia no lineal y la carga axial de diseño de la columna obtenida bajo el supuesto que los arriostramientos trabajan con su carga de fluencia P_y . La ecuación se muestra a continuación:

$$\alpha = \frac{P_{response TH}}{P_u}$$

A continuación, en la Figura VI.6-1 se muestra las historias de respuestas de carga axial obtenida de la simulación no lineal normalizado a la fuerza axial de diseño de las columnas (ver apartado IV.3), esto para la componente N-S de los sismos de Valparaíso, Tohoku, Maule, Tokachi, Manabí, todos sismo de subducción.

En la Figura VI.6-1, se puede observar que el coeficiente α , para una demanda MCE del terremoto de Valparaíso $\frac{P_{response TH}}{P_u} = 0.91 < 1$, por debajo de la capacidad de la columna, así mismo para la componente E-W del mismo registro (ver Figura VI.6-2) se tiene una relación $\alpha = \frac{P_{response TH}}{P_u} = 0.79 < 1$. En el caso de la demanda sísmica esta vez para el registro de Manabí del 2016, el coeficiente $\alpha = \frac{P_{response TH}}{P_u} = 0.72 < 1$, así mismo para la componente E-W del mismo registro (ver Figura VI.6-2) se tiene una relación $\alpha = \frac{P_{response TH}}{P_u} = 0.84 < 1$. Finalmente, se puede observar para las columnas del tercer piso un coeficiente $\alpha = \frac{P_{response TH}}{P_u} = 0.96 < 1$ para una demanda MCE del sismo de Valparaíso (ver Figura VI.6-3). Para el mismo nivel de piso para la demanda MCE esta vez para el registro de Manabí del 2016, el coeficiente $\alpha = \frac{P_{response TH}}{P_u} = 0.83 < 1$ (ver Figura VI.6-3).

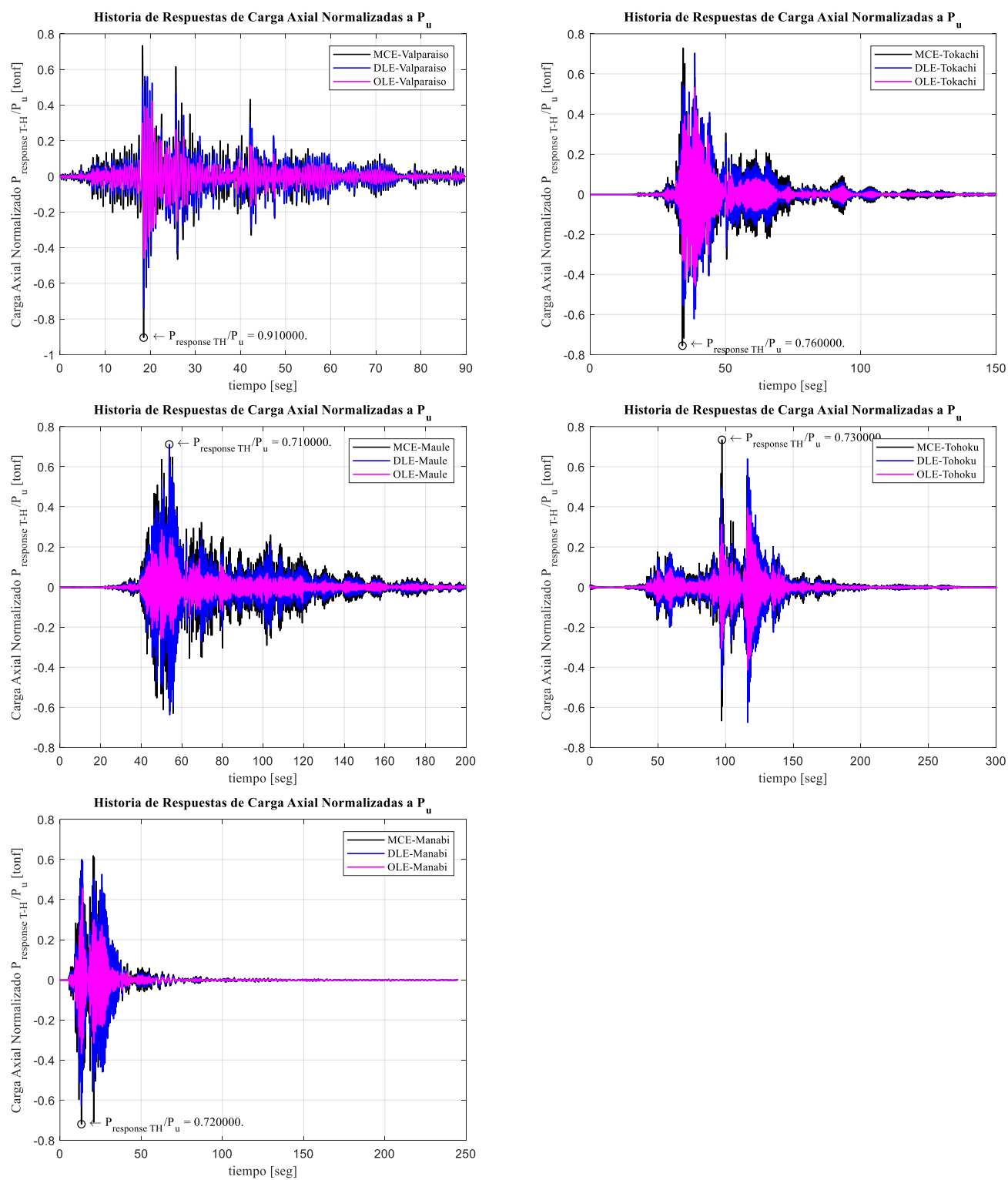


Figura VI.6-1 Historias de respuesta carga axial normalizadas a P_u – Columna 1er piso – Componente N-S

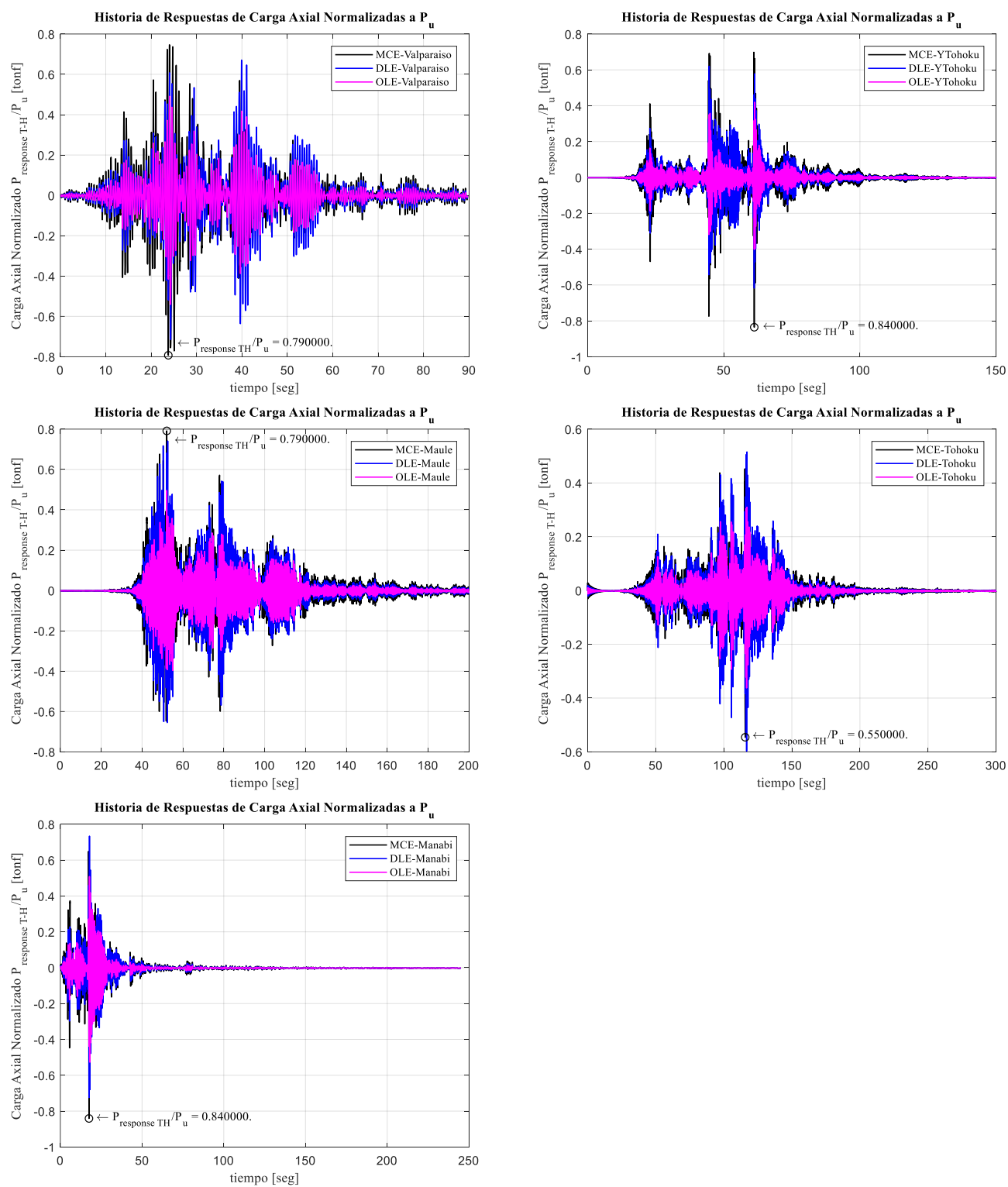


Figura VI.6-2 Historias de respuesta carga axial normalizadas a P_u – Columna 1er piso – Componente E-W

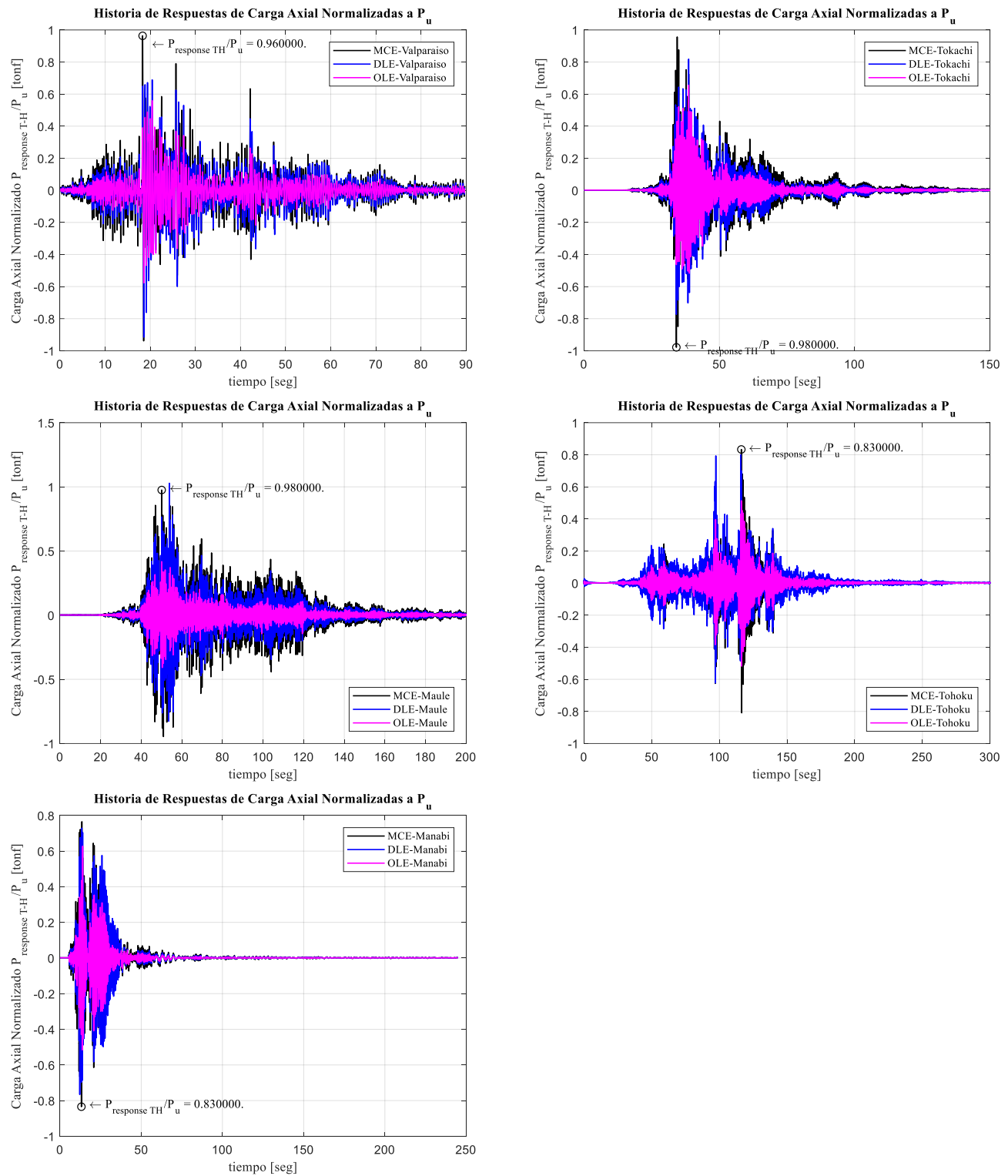


Figura VI.6-3 Historias de respuesta carga axial normalizadas a P_u – Columna 3er piso – Componente N-S

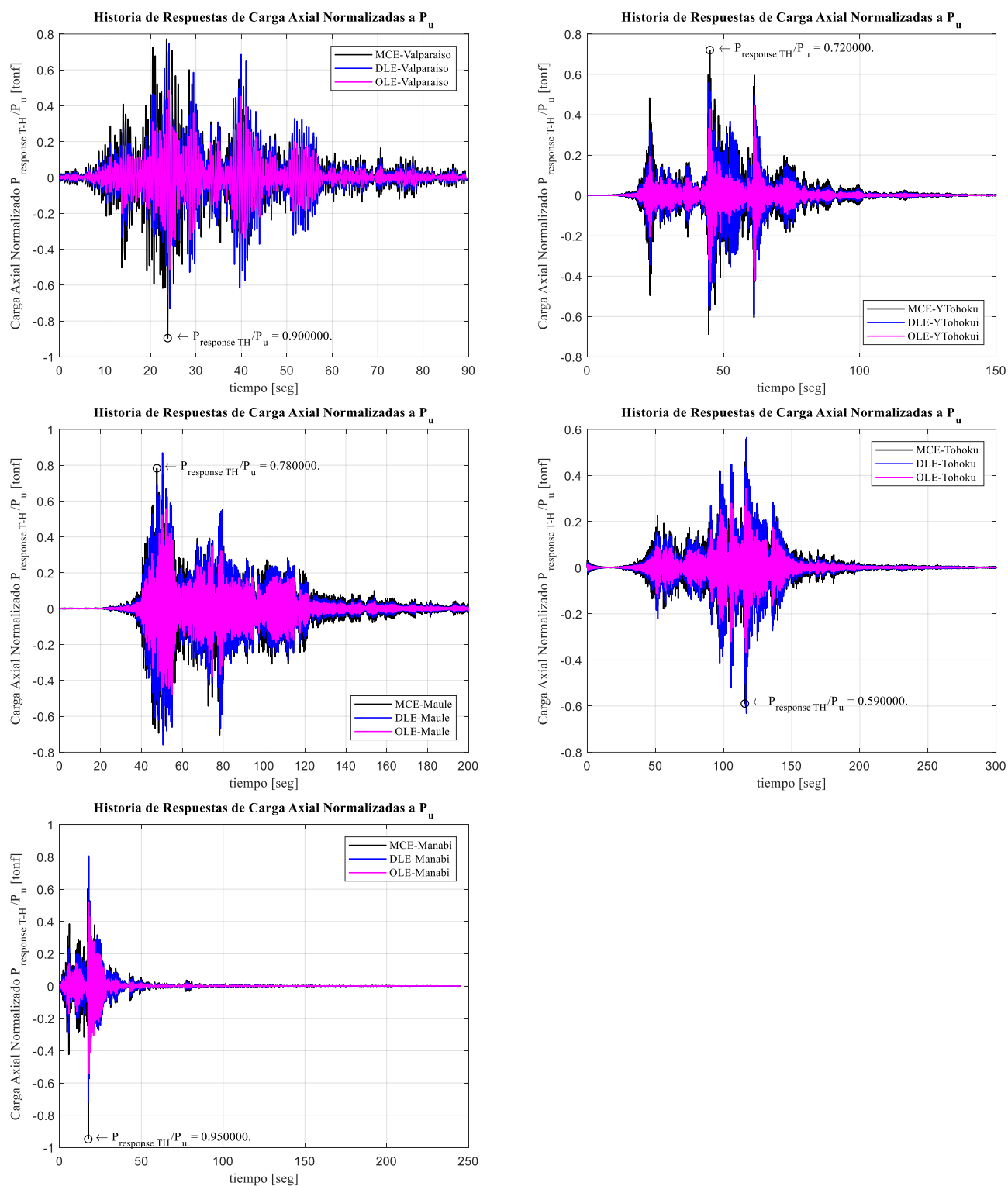


Figura VI.6-4 Historias de respuesta carga axial normalizadas a P_u – Columna 3er piso – Componente E-W

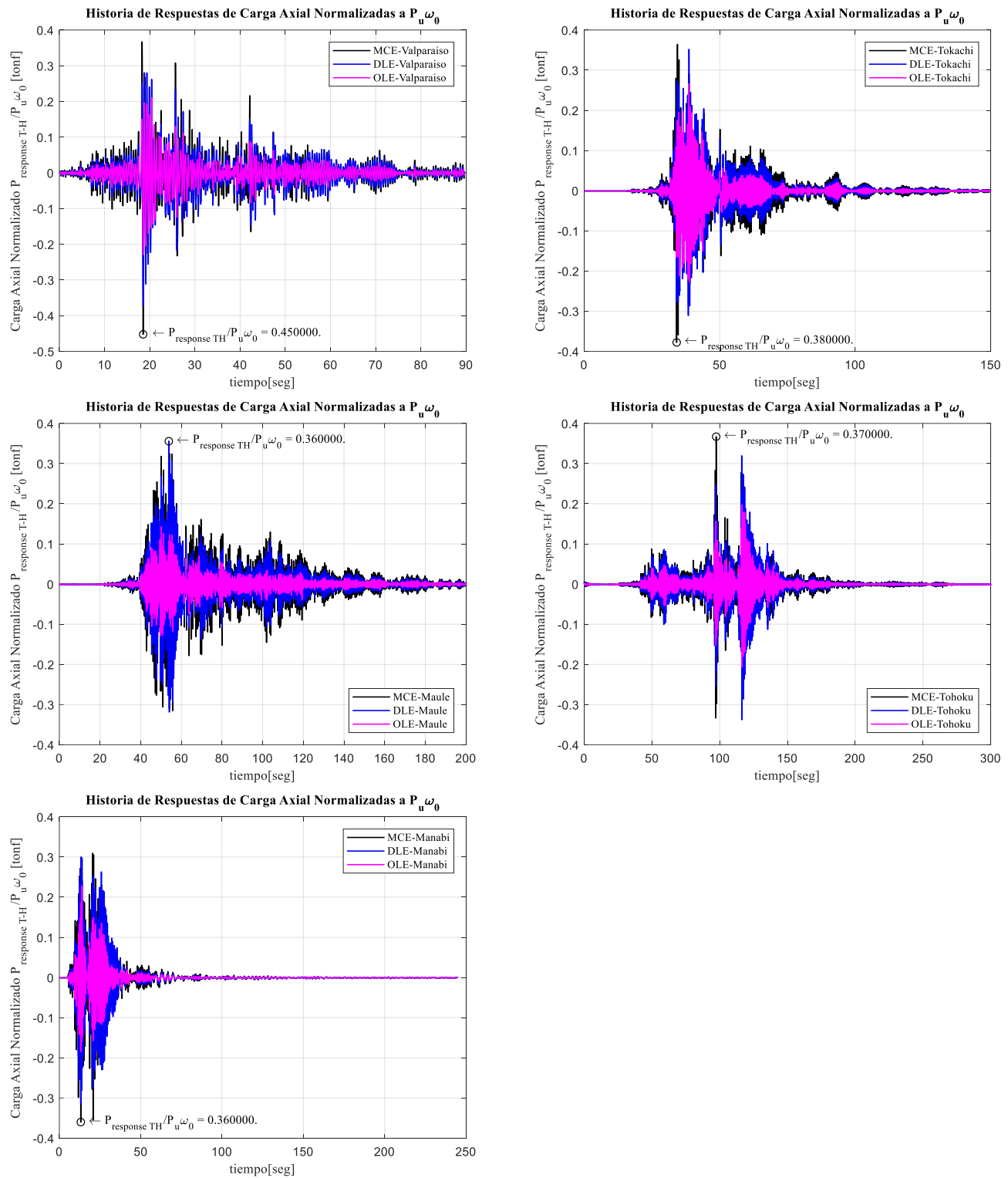


Figura VI.6-5 Historias de respuesta carga axial normalizadas a $P_u \Omega_0$ – Columna 1er piso – Componente N-S

VI.7. Valores máximos de α en el tiempo.

En el aparato obtuvimos la historia de valores en el tiempo del coeficiente α , el cual se define con la razón entre la historia de respuesta de las cargas axiales obtenidas de la simulación no lineal y la carga de diseño de la columna del pórtico SCBF, ahora se pretende capturar los máximos valores en el tiempo del coeficiente “ α ”, esto con el objetivo de establecer si el diseño propuesto por el AISC es conservador o no.

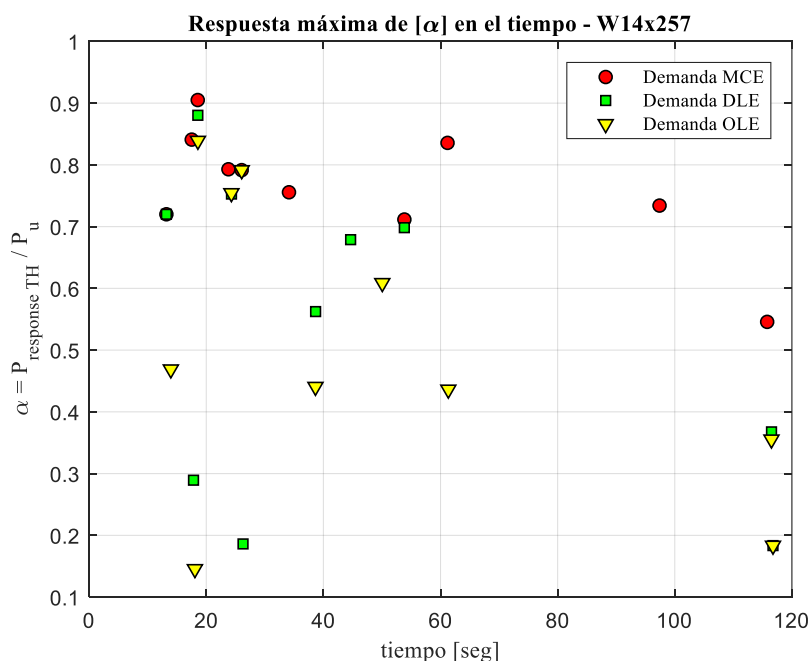


Figura VI.7-1 Respuesta máxima de $[\alpha]$ para columna de 1er piso

En la Figura VI.7-1, se observan los valores máximos de respuesta del coeficiente α en el tiempo correspondiente a la columna del primer piso para las demandas MCE, DLE, y OLE, se puede observar que los valores para la demanda MCE están más arriba del promedio y muy cercanas a la capacidad de la columna. Finalmente, en la Figura VI.7-2 se muestran los valores del coeficiente α para las columnas del tercer piso.

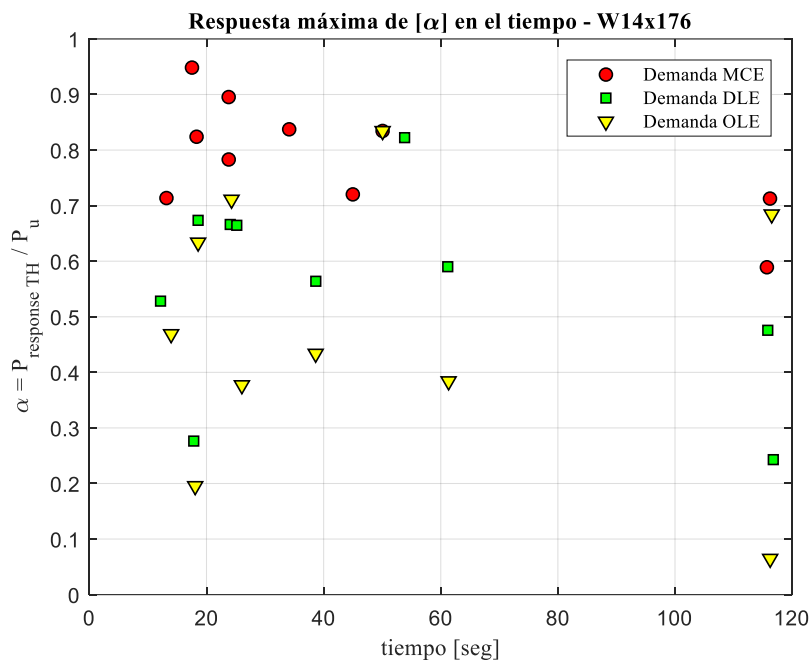


Figura VI.7-2 Respuesta máxima de $[\alpha]$ para columna de 3er piso

A continuación, se determina la media ($\bar{x}$) más una desviación estándar (σ) de los máximos valores de α , a partir de la siguiente expresión:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N}$$

En donde,

N= número de elementos

x_i = valores de alpha

la varianza se puede calcular con la expresión siguiente:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N}$$

Finalmente, la desviación estándar (σ) se determina como la raíz cuadrada de la varianza.

En la Tabla VI.7-1 se muestran los resultados obtenidos para la columna del primer piso en donde la media más la desviación estándar del coeficiente α da un valor de $0.86 < 1$.

α	$\xi - x$	$(\xi - x)^2$	$\min$	$\max$	varianza [σ^2]	Desviación estandar σ	$x + \sigma$
0.9050	0.1417	0.02008456	0.546	0.905	0.0086	0.0926	0.86
0.7556	-0.0077	5.8982E-05					
0.7115	-0.0518	0.00268117					
0.7341	-0.0292	0.00085147					
0.7200	-0.0433	0.00187316					
0.7929	0.0296	0.00087734					
0.8356	0.0723	0.00523018					
0.7915	0.0282	0.00079637					
0.5457	-0.2176	0.04734106					
0.8409	0.0776	0.00602486					
	sum	0.08581916					
	promedio (x)	0.7633					
	muestra	10					

Tabla VI.7-1 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de primer piso - MCE

En la Tabla VI.7-4 se muestran los resultados obtenidos para la columna del tercer piso en donde la media más la desviación estándar del coeficiente α da un valor de $0.77 < 1$. Todos estos valores corresponden a un nivel de demanda DLE.

α	$\xi - x$	$(\xi - x)^2$	$\min$	$\max$	varianza [σ^2]	Desviación estandar σ	$x + \sigma$
0.8803	0.3484	0.12138256	0.183	0.880	0.0583	0.2414	0.77
0.5624	0.0305	0.00093025					
0.6983	0.1664	0.02768896					
0.3676	-0.1643	0.02699449					
0.7200	0.1881	0.03538161					
0.7527	0.2208	0.04875264					
0.6789	0.1470	0.021609					
0.1861	-0.3458	0.11957764					
0.1834	-0.3485	0.12145225					
0.2893	-0.2426	0.05885476					
	sum	0.58262416					
	promedio (x)	0.5319					
	muestra	10					

Tabla VI.7-2 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de primer piso - DLE

En la Tabla VI.7-3 se muestran los resultados obtenidos para la columna del tercer piso en donde la media más la desviación estándar del coeficiente α da un valor de $0.73 < 1$. Todos estos valores corresponden a un nivel de demanda OLE.

α	$x_i - x$	$(x_i - x)^2$	$\min$	$\max$	varianza [σ^2]	Desviación estandar σ	$x + \sigma$
0.8392	0.3368	0.11346119	0.146	0.839	0.0532	0.2306	0.73
0.4406	-0.0618	0.0038143					
0.6087	0.1063	0.0113082					
0.3553	-0.1471	0.02162664					
0.4689	-0.0335	0.00111957					
0.7543	0.2519	0.06347376					
0.4362	-0.0662	0.00437715					
0.7915	0.2891	0.08360194					
0.1834	-0.3190	0.10173548					
0.1455	-0.3569	0.12734906					
	sum	0.53186728					
	promedio (x)	0.5024					
	muestra	10					

Tabla VI.7-3 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de primer piso - OLE

A continuación, se muestran los resultados para la columna del tercer piso. En la Tabla VI.7-4 se muestran los resultados obtenidos para la columna del tercer piso en donde la media más la desviación estándar del coeficiente α da un valor de $0.89 < 1$. Todos estos valores corresponden a un nivel de demanda MCE.

α	$x_i - x$	$(x_i - x)^2$	$\min$	$\max$	varianza [σ^2]	Desviación estandar σ	$x + \sigma$
0.8240	0.0382	0.00145695	0.589	0.948	0.0098	0.0992	0.89
0.8373	0.0515	0.00264916					
0.8344	0.0486	0.00235904					
0.7127	-0.0731	0.005348					
0.7137	-0.0721	0.00520274					
0.8954	0.1096	0.01200558					
0.7203	-0.0655	0.00429418					
0.7830	-0.0028	8.0089E-06					
0.5891	-0.1967	0.03870269					
0.9484	0.1626	0.026429					
	sum	0.09845536					
	promedio (x)	0.7858					
	muestra	10					

Tabla VI.7-4 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de tercer piso - MCE

En la Tabla VI.7-5, se muestran los resultados obtenidos para la columna del tercer piso en donde la media más la desviación estándar del coeficiente α da un valor de $0.72 < 1$. Todos estos valores corresponden a un nivel de demanda DLE.

α	$\xi_i - x$	$(\xi_i - x)^2$	$\min$	$\max$	varianza [σ^2]	Desviación estandar σ	$x + \sigma$
0.6736	0.1232	0.0151881	0.243	0.822	0.0293	0.1712	0.72
0.5639	0.0135	0.00018333					
0.8223	0.2719	0.07395136					
0.4757	-0.0747	0.00557412					
0.5281	-0.0223	0.00049551					
0.6661	0.1157	0.01339575					
0.5901	0.0397	0.00157927					
0.6646	0.1142	0.01305078					
0.2429	-0.3075	0.09453165					
0.2763	-0.2741	0.07510888					
	sum	0.29305874					
	promedio (x)	0.5504					
	muestra	10					

Tabla VI.7-5 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de tercer piso - DLE

En la Tabla VI.7-6, se muestran los resultados obtenidos para la columna del tercer piso en donde la media más la desviación estándar del coeficiente α da un valor de $0.71 < 1$. Todos estos valores corresponden a un nivel de demanda OLE.

α	$\xi_i - x$	$(\xi_i - x)^2$	$\min$	$\max$	varianza [σ^2]	Desviación estandar σ	$x + \sigma$
0.6337	0.1550	0.024025	0.065	0.834	0.0520	0.2280	0.71
0.4337	-0.0450	0.002025					
0.8344	0.3557	0.12652249					
0.6843	0.2056	0.04227136					
0.4689	-0.0098	9.604E-05					
0.7109	0.2322	0.05391684					
0.3841	-0.0946	0.00894916					
0.3770	-0.1017	0.01034289					
0.0646	-0.4141	0.17147881					
0.1954	-0.2833	0.08025889					
	sum	0.51988648					
	promedio (x)	0.4787					
	muestra	10					

Tabla VI.7-6 Media más desviación estándar de $[\alpha]$ para columna de tercer piso - OLE

Capítulo VII

Conclusiones

A continuación, se presentan los principales comentarios y conclusiones acerca del trabajo realizado, en base a los resultados obtenidos. Se evalúan los parámetros de diseño sísmico de la normativa (ASCE-7.16, 2016), y (AISC 341-16) para la estructura de estudio, el efecto del arriostramiento de pandeo restringido y su influencia en el diseño de columnas.

VII.1. Conclusiones

Para el nivel de demanda de servicio u operacional (OLE) se observa:

- Limitada incursión no lineal de los arriostramientos, es decir, disipación de energía histerética baja, como se muestran en la Figura VI.4-1.
- El valor de la media más una desviación estándar obtenido e igual a $(x+\sigma) = 0.73 < 1$ establece que el comportamiento esperado en la columna del primer piso (W14x254), fue satisfactorio ya que no se superó la capacidad de la misma, esto para los 11 registros de aceleraciones con los que se simuló el pórtico de estudio.
- Para el mismo nivel de demanda OLE, el valor de la media más una desviación estándar $(x+\sigma)$ correspondiente a la columna del tercer piso (W14x176) es igual a $(x+\sigma) = 0.71$, su comportamiento fue satisfactorio ya que no se superó la capacidad de la misma.

Para el nivel de demanda de servicio u operacional (DLE) se observa:

- Incursión no lineal de los arriostramientos a nivel intermedio, como se muestran en la Figura VI.4-1.
- El valor de la media más una desviación estándar obtenido e igual a $(x+\sigma) = 0.77 < 1$ establece que el comportamiento esperado en la columna del primer piso (W14x254), fue satisfactorio ya que no se superó la capacidad de la misma, esto para los 11 registros de aceleraciones con los que se simuló el pórtico de estudio.

- Para el mismo nivel de demanda DLE, el valor de la media más una desviación estándar $(x+\sigma)$ correspondiente a la columna del tercer piso (W14x176) es igual a $(x+\sigma)=0.71<1$, su comportamiento fue satisfactorio ya que no se superó la capacidad de la misma.

Para el nivel de demanda de servicio u operacional (MCE) se observa:

- Incursión no lineal de los arriostramientos a nivel alto, es decir, hubo bastante disipación de energía histerética esto se muestra en la Figura VI.4-1.
- El valor de la media más una desviación estándar obtenido e igual a $(x+\sigma)=0.86<1$ establece que el comportamiento esperado en la columna del primer piso (W14x254), fue satisfactorio ya que no se superó la capacidad de la misma, esto para los 11 registros de aceleraciones con los que se simulo el pórtico de estudio.
- Para el mismo nivel de demanda MCE, el valor de la media más una desviación estándar $(x+\sigma)$ correspondiente a la columna del tercer piso (W14x176) es igual a $(x+\sigma)=0.89<1$, su comportamiento fue satisfactorio ya que no se superó la capacidad de la misma.

Luego de realizados los análisis es posible observar que para la configuración en estudio las disposiciones definidas (AISC 341-16) son adecuadas y no pueden ser definidas como muy conservadoras si el objetivo es evitar el colapso de sistemas estructurales ante eventos de intensidad equivalente al MCE (Maximun Considered Earthquake). Se logra observar también que para niveles de intensidad menores (OLE, DLE) se tiene un factor de seguridad razonable, sin embargo, no es menos cierto que los niveles de incertidumbre observados (desviaciones estándar elevados) dependen también del escalamiento y selección del registro, así también los limites bien establecidos en los arriostramientos, tanto en tensión como en compresión pudieran afectar a la respuesta no lineal. Finalmente, se recomienda estudios adicionales con más sistemas estructurales y considerando un mayor nivel de simulaciones.

Bibliografía

- AISC 341-16, 2016. *AISC-341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago: IL.
- AISC, 2016b. *AISC-360-10, Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago: IL.
- ASCE-7.16, 2016. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. s.l.:s.n.
- Bruneau, U. S., 2011. *Ductile Design of Steel Structures*. Second ed. New York: Mc Graw Hill.
- Chopra, A., 2014. *Dynamics of Structures*. Fourth ed. California(United States of America): Pearson.
- FEMA, 2000. *FEMA 355c, State of the art report on System Performance of Steel Moment*. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.: s.n.
- FEMA, 2009. *FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.: s.n.
- Nch-433, 2010. *Norma Chilena de Edificaciones*. Santiago: s.n.
- NEC-15, 2015. *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*. Quito: s.n.
- Villaverde, R., 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering, 2009*. First ed. New York: CRC Press.

Anexo**Diseño De Marcos Especiales Con Arriostramiento Concéntrico (SCBF)**

A continuación, se adjuntan los cálculos efectuados para el diseño por capacidad de los componentes de la estructura de estudio, teniendo como referencia norma (AISC 341-16, 2016).

Las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura son: acero A992 con un $F_y=3520 \text{ Kgf/cm}^2$, un módulo de elasticidad del acero $E_s=2100000 \text{ Kgf/cm}^2$, factor de sobre ductilidad $R_y=1.1$. Otros factores normativos como el factor de sobre resistencia $\Omega=2$, factor de modificación de respuesta $R=6$.