



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

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO
COMPUESTOS (C-SMF) CON COLUMNAS TUBULARES CUADRADAS DE
ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN (CFT) Y VIGAS DE PERFIL W**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA
INGENIERÍA MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y
GEOTÉCNICA

GILBERT ADRIAN AÑAZCO CAMPOVERDE

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

PEDRO ROJAS CRUZ

EDUARDO NUÑEZ CASTELLANOS

SANTIAGO DE CHILE

2018

**RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Magíster en Ciencias de la Ingeniería
Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica.
POR: Gilbert Adrian Añazco Campoverde.
FECHA: 10/12/2018.
PROFESOR GUÍA: Ricardo Herrera Mardones.

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO
COMPUESTOS (C-SMF) CON COLUMNAS TUBULARES CUADRADAS DE
ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN (CFT) Y VIGAS DE PERFIL W**

En el presente trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico y el riesgo de colapso de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF), utilizando la metodología de FEMA P695 [24]. Para llevar a cabo este planteamiento como primer punto se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura tomados de una planta típica, ubicados en diferente zonificación sísmica y tipo de suelo, aplicando la norma chilena NCh 433 [25]. Se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material al implementar modelos de plasticidad concentrada basados en fibras utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para dicho fin. Se utilizó el software SAP2000 versión 19.1.1 para llevar a cabo todo el trabajo de investigación.

Como segundo punto se realizaron análisis no lineales estáticos (Pushover) y no lineales dinámicos incrementales (Time History) para obtener el factor de sobrerresistencia Ω , la ductilidad μ_T , la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} , la razón del margen de colapso CMR y así poder evaluar el desempeño sísmico comparando la razón del margen de colapso ajustado calculada ACMR con los valores admisibles propuestos por FEMA P695 [24]. El propósito de esta metodología es determinar los parámetros de respuesta (R, C_d, Ω_o) para que cuando sean propiamente implementados en los procesos de diseño, las edificaciones resulten con una seguridad equivalente contra el colapso durante un terremoto de manera similar a la seguridad que brindan los actuales códigos de diseño sísmico. Además, busca afirmar que el sistema estructural analizado asegure la protección de vida cuando posea una baja probabilidad de colapso (<10%) al ser sometida al sismo máximo considerado (MCE) con la finalidad de incluir el sistema C-SMF en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos.

Un total de 30 diseños y 1373 análisis no lineales efectivos repartidos en 18 modelos seleccionados fueron los que se llevaron a cabo. Acorde a los resultados obtenidos, los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: $\Omega_o=3.0$, $R^*=6.0$ y $C_d=5.5$; esto aplicando las limitaciones impuestas por FEMA P695 [24] y ASCE/SEI 7-16 [20]. La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, se debe remarcar que los valores de CMR obtenidos disminuirán (aproximadamente en un 50%) si se realiza un Full IDA, lo que provocaría que el valor de CMR para las edificaciones de 16 pisos no cumpla con el criterio de aceptación. Con este antecedente, a criterio del autor, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida y puede ser incluido en normativa nacional colocando una limitación en altura de 12 pisos.

DEDICATORIA

A mis padres, Guilber Arturo Añezco Loayza y Susy Campoverde Pinto, ya que sin el apoyo y la confianza depositada en su hijo todo esto no habría sido posible.

A mi hermano, Paul André Añezco Campoverde por ser la motivación a superarme y ser mejor cada día en el ámbito profesional y personal.

A mi país, Ecuador, a la de Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), a mi familia en general y a mis compañeros de universidad por ser parte de la inspiración que ayudó a convertir este sueño en realidad.

A los futuros tesisistas, ya que tengo la plena seguridad que mi trabajo servirá como una buena guía y base para sus investigaciones. ¡Éxitos!

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis más sinceros agradecimientos a la Universidad de Chile, a la Escuela de Postgrado, a la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas y al coordinador del programa de Magíster profesor Fabián Rojas, por haberme abierto sus puertas y haberme dado una excelente formación académica, por haber despertado en mi ese interés y pasión por la investigación y haberme enseñado que las capacidades de uno son infinitas. Culmino la maestría muy satisfecho de haber elegido esta universidad para especializarme y llevar todos los conocimientos impartidos a mi país, Ecuador.

A mis profesores guías, Ricardo Herrera y Eduardo Nuñez por haber compartido su conocimiento conmigo, por haberme permitido trabajar junto a ellos como su tesista, por saberme encaminar, corregir y por ser más que todo, calidad de personas. Un agradecimiento especial al profesor Pedro Rojas, por haber sido la base de mi formación académica en la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), pilar fundamental que me permitió tener un alto rendimiento, dedicación y constancia en este duro camino de 2 años, cualidades por las que hoy y siempre estaré eternamente agradecido. Muchas gracias a todos ustedes.

A mis compañeros de la sala de Magíster: Byron, Luis, Gabriel, Gabriela, María Alejandra, Julio, Betzabeth, Marco, Abraham, Camilo y Roberto por haber aportado de manera positiva a mi trabajo de investigación, por sus recomendaciones, por sus observaciones, por esos detalles que hicieron darme cuenta de la gran calidad de profesionales por los que estoy rodeado. ¡Será hasta la próxima amigos!

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	I
DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
TABLA DE CONTENIDO	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Construcción Compuesta	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. Alcance	2
CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LITERATURA.....	5
2.1. Normativas aplicables al diseño.....	5
2.1.1. AISC 360 “Specification for Structural Steel Buildings” [17]	5
2.1.1.1. Columnas Compuestas CFT	5
2.1.1.2. Vigas de perfil W	9
2.1.2. AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” [16]	11
2.1.3. ACI 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete” [19].....	15
2.2. Normativas aplicables a las solicitaciones.....	18
2.2.1. NCh 1537 “Cargas permanentes y sobrecargas de uso” [28]	18
2.2.2. NCh 3171 “Disposiciones generales y combinaciones de carga” [26]	18
2.2.3. NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” [25]	19
2.2.3.1. Sismo de Diseño (DE)	20
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA FEMA P695.....	24
3.1. Desarrollo Conceptual del Sistema	24
3.2. Información Requerida del Sistema	24
3.3. Diseño de Prototipos y Grupos de Desempeño	24
3.4. Desarrollo del Modelo No Lineal.....	26
3.5. Análisis No Lineal.....	27
3.5.1. Análisis No Lineal Estático (Pushover).....	27
3.5.2. Análisis Incremental No Lineal Dinámico (Time-History).....	30
3.5.2.1. Sismo Máximo Considerado (MCE)	30

3.5.2.2. Escalamiento de los Registros Sísmicos	31
3.5.2.3. Cálculo de la Intensidad Media de Colapso \widehat{S}_{CT} y Razón del Margen de Colapso CMR.	32
3.5.3. Documentación de Resultados.....	33
3.6. Evaluación del Desempeño	33
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE EDIFICIOS PROTOTIPO	35
4.1. Características Generales.....	35
4.2. Consideraciones Relevantes.....	41
4.3. Aspectos relacionados al diseño estructural.....	42
4.4. Resultados obtenidos del análisis	42
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	54
5.1. Consideraciones Relevantes.....	54
5.2. Resultados obtenidos del análisis	54
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO	74
6.1. Consideraciones Relevantes.....	74
6.2. Resultados obtenidos del análisis	76
CAPÍTULO 7: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....	98
7.1. Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR.....	98
7.2. Incertidumbre Total del Sistema β_{TOT}	99
7.3. Valores Admisibles-Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR.....	100
7.4. Evaluación del Factor de Modificación de Respuesta R*	101
7.5. Evaluación del Factor de Sobrerresistencia Ω	101
7.6. Evaluación del Factor de Amplificación de Desplazamiento Cd.....	101
7.7. Grupos de Desempeño y Criterios de Aceptación para C-SMF.....	102
CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	105
8.1. Resumen y Conclusiones.....	105
8.2. Recomendaciones y líneas futuras de investigación.....	110
BIBLIOGRAFÍA.....	111
ANEXO A: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO EN SAP2000	114
ANEXO B: PROCEDIMIENTO PUSHOVER EN SAP2000	120
B.1. Vector modo fundamental $\phi_{1,x}$ y peso sísmico por piso Wx	120
B.2. Validación del Modelo No Lineal	121
B.3. No linealidad Geométrica y del Material	123
B.4. Definición de fibras	128
B.5. Definición de rótulas plásticas basadas en fibras	131
B.6. Definición del patrón de carga lateral.....	135

B.7. Definición del Caso de Carga Gravitacional No Lineal y Pushover.....	136
B.8. Procesamiento de datos	139
ANEXO C: PROCEDIMIENTO TIME-HISTORY EN SAP2000	143
C.1. Desplazamientos Generalizados	143
C.2. Definición del Registro Sísmico	146
C.3. Definición del Caso de Carga Gravitacional No Lineal y Time History	146
C.4. Procesamiento de datos	150

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Marcos resistentes a momento ubicados perimetralmente.....	4
Figura 1.2. Sección transversal de columna compuesta CFT.	4
Figura 2.1. Momento nominal en función de la longitud no soportada lateralmente del patín en compresión.....	9
Figura 2.2. Relación ancho-espesor para las alas de la viga.....	11
Figura 2.3. Relación ancho-espesor para el alma de la viga.	12
Figura 2.4. Relación ancho-espesor para el perfil tubular de acero de la sección compuesta...	12
Figura 2.5. Modos de Falla.	15
Figura 2.6. Distribución de esfuerzos asumida por el ACI 318-2014 para determinar la capacidad a flexo-compresión de la columna compuesta.	16
Figura 2.7. Casos considerados para la elaboración de los diagramas de interacción.	17
Figura 2.8. Espectro de Diseño “DE” para un amortiguamiento efectivo del 5%.	21
Figura 3.1. Curva idealizada de capacidad.	27
Figura 3.2. Ejemplo IDA y capacidad de deriva de entrepiso promedio.	30
Figura 3.3. Espectro Máximo Considerado “MCE” para un amortiguamiento del 5%.	31
Figura 3.4. Ejemplo de análisis incremental dinámico no lineal. Aceleración espectral vs Máxima deriva de entrepiso.	32
Figura 4.1. Planta típica junto con marco seleccionado para crear los edificios prototipo.	36
Figura 4.2. Elevación del edificio prototipo de 3 pisos.	36
Figura 4.3. Elevación del edificio prototipo de 6 pisos.	37
Figura 4.4. Elevación del edificio prototipo de 8 pisos.	37
Figura 4.5. Elevación del edificio prototipo de 12 pisos.	38
Figura 4.6. Elevación del edificio prototipo de 16 pisos.	39
Figura 4.7. Sección transversal de columna CFT cuadrada con placas de acero soldadas.	40
Figura 4.8. Ejemplo de “Split-Tee Moment Connection” utilizada para marcos especiales a momento compuestos.	40
Figura 4.9. Espectros de Respuesta de Aceleración utilizados para diseño.....	52
Figura 4.10. Diagramas de interacción de columnas compuestas CFT.	53
Figura 5.1. Curva de Capacidad. Modelo de 3 pisos, zona 2, suelo E.	55
Figura 5.2. Curva de Capacidad. Modelo de 3 pisos, zona 3, suelo E.	56
Figura 5.3. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo D.	57
Figura 5.4. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo E.	58
Figura 5.5. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo D.	59
Figura 5.6. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo E.	60
Figura 5.7. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo D.	61
Figura 5.8. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo E.	62
Figura 5.9. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo D.	63
Figura 5.10. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo E.	64
Figura 5.11. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo D.	65
Figura 5.12. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo E.	66
Figura 5.13. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo D.	67
Figura 5.14. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo E.	68
Figura 5.15. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo D.	69
Figura 5.16. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo E.	70
Figura 5.17. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo D.	71

Figura 5.18. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo E.	72
Figura 6.1. Registros sísmicos utilizados.	75
Figura 6.2. Representación del MCE & Median Response Spectrum. $T=1[s]$	75
Figura 6.3. I.D.A. Modelo de 3 pisos Zona 2 Suelo E.	77
Figura 6.4. I.D.A. Modelo de 3 pisos Zona 3 Suelo E.	77
Figura 6.5. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 2 Suelo D.....	78
Figura 6.6. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 2 Suelo E.	78
Figura 6.7. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 3 Suelo D.....	79
Figura 6.8. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 3 Suelo E.	79
Figura 6.9. I.D.A. Modelo de 8 pisos Zona 2 Suelo D.....	80
Figura 6.10. Modelo de 8 pisos Zona 2 Suelo E.....	80
Figura 6.11. I.D.A. Modelo de 8 pisos Zona 3 Suelo D.....	81
Figura 6.12. I.D.A. Modelo de 8 pisos Zona 3 Suelo E.	81
Figura 6.13. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 2 Suelo D.	82
Figura 6.14. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 2 Suelo E.	82
Figura 6.15. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 3 Suelo D.	83
Figura 6.16. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 3 Suelo E.	83
Figura 6.17. I.D.A. Moldeo de 16 pisos Zona 2 Suelo D.	84
Figura 6.18. I.D.A. Modelo de 16 pisos Zona 2 Suelo E.	84
Figura 6.19. I.D.A. Modelo de 16 pisos Zona 3 Suelo D.	85
Figura 6.20. I.D.A. Modelo de 16 pisos Zona 3 Suelo E.	85
Figura A.1. Caso Modal.....	114
Figura A.2. Caso de Carga Gravitacional No Lineal.	115
Figura A.3. Definición del Espectro de Respuesta Inelástico en $[m/s^2]$	115
Figura A.4. Caso Response Spectrum correspondiente al Sismo X.	116
Figura A.5. Definición de la Masa Sísmica.	116
Figura A.6. Definición de los Materiales.	117
Figura A.7. Propiedades lineales de los Materiales.....	117
Figura A.8. Definición de Diafragma Rígido por Piso.....	117
Figura A.9. Definición de opción de análisis en 2D.	118
Figura A.10. Definición de extremos rígidos en los elementos.....	118
Figura A.11. Section Designer.	118
Figura A.12. Columna CFT dibujada en Section Designer.	119
Figura A.13. Viga de perfil W dibujada en Section Designer.	119
Figura B.1. Protocolo de ensayo y validación de la cantidad de fibras a utilizar en columnas CFT.	121
Figura B.2. Protocolo de ensayo y validación de la resistencia de los materiales a utilizar en columnas CFT.	122
Figura B.3. Protocolo de ensayo y validación del modelo de viga de perfil W.	123
Figura B.4. Modelo de degradación histerético TAKEDA utilizado para el hormigón.....	124
Figura B.5. Modelo de degradación histerético KINEMATIC utilizado para el acero.	125
Figura B.6. Definición de curva efectiva esfuerzo-deformación para el hormigón.	125
Figura B.7. Curva efectiva esfuerzo-deformación del hormigón.	126
Figura B.8. Definición de curva efectiva esfuerzo-deformación para el tubo de acero.....	126
Figura B.9. Curva efectiva esfuerzo-deformación del tubo de acero.....	127
Figura B.10. Definición de curva efectiva esfuerzo-deformación para la viga de acero.....	127
Figura B.11. Curva efectiva esfuerzo-deformación de la viga de acero.....	128
Figura B.12. Definición de la cantidad de fibras a utilizar.	129

Figura B.13. Distribución de fibras en Columna Compuesta CFT.....	130
Figura B.14. Distribución de fibras en Viga de perfil W.	130
Figura B.15. Definición de rótulas plásticas basadas en fibras.	131
Figura B.16. Propiedades de la Rótula Columna.	131
Figura B.17. Definición de fibras para Rótula Columna.	132
Figura B.18. Propiedades de la Rótula Viga.	132
Figura B.19. Definición de fibras para Rótula Viga.	132
Figura B.20. Asignación de rótulas plásticas a las vigas.	133
Figura B.21. Asignación de rótulas plásticas a las columnas.....	133
Figura B.22. División de elementos en las rótulas plásticas.....	134
Figura B.23. Rótulas plásticas asignadas al C-SMF.	134
Figura B.24. Definición de patrones de carga.	135
Figura B.25. Definición del patrón de carga lateral para modelo de 3 pisos.	135
Figura B.26. Definición de casos de carga.	136
Figura B.27. Definición del caso de carga gravitacional no lineal.	137
Figura B.28. Definición del caso de carga Pushover.....	137
Figura B.29. Control de la carga lateral aplicada en el Pushover.	138
Figura B.30. Forma de guardar los resultados del Pushover.....	138
Figura B.31. Parámetros de convergencia para el Pushover.	139
Figura B.32. Curva de Capacidad. Corte Basal vs Desplazamiento de Techo.....	140
Figura B.33. Resultados obtenidos del análisis pushover.	140
Figura B.34. Momento vs Rotación. Elemento Viga.....	141
Figura B.35. Momento vs Rotación. Elemento Columna.	142
Figura C.1. Definición de número de nodo y altura de entrepiso.....	143
Figura C.2. Definición de desplazamiento generalizado 3.	144
Figura C.3. Definición de desplazamiento generalizado 2.	144
Figura C.4. Definición de desplazamiento generalizado 1.	145
Figura C.5. Derivas de Entrepiso definidas.....	145
Figura C.6. Definición del registro sísmico.	146
Figura C.7. Definición del caso de carga gravitacional no lineal.	147
Figura C.8. Definición del caso de carga Time History.	147
Figura C.9. Amortiguamiento estructural utilizado en el análisis Time History.....	148
Figura C.10. Método de integración utilizado en el análisis Time History.....	148
Figura C.11. Parámetros de convergencia para el Time History.	149
Figura C.12. Casos de carga utilizados.	149
Figura C.13. Análisis no lineal Time-History.	150
Figura C.14. Definición del caso de carga a graficar.....	151
Figura C.15. Selección de desplazamientos generalizados.	151
Figura C.16. Selección de derivas de entrepiso a graficar.....	152
Figura C.17. Definición de funciones a graficar.....	152
Figura C.18. Caso de carga y funciones a graficar.	153
Figura C.19. Derivas de Entrepiso [Rad] vs Tiempo [s].....	153
Figura C.20. Selección de desplazamientos nodales.....	154
Figura C.21. Selección de nodos, tipo de vector y componente de interés.....	154
Figura C.22. Definición de funciones a graficar.....	155
Figura C.23. Caso de carga y funciones a graficar.	155
Figura C.24. Desplazamientos de Piso [m] vs Tiempo [s].....	156
Figura C.25. Selección de solicitaciones en los elementos.	157

Figura C.26. Selección de la componente de interés a graficar.	157
Figura C.27. Definición de función a graficar.	158
Figura C.28. Caso de carga y función a graficar.....	158
Figura C.29. Momento [T-m] vs Tiempo [s].....	159
Figura C.30. Corte [T] vs Tiempo [s].	159
Figura C.31. Fuerza Axial [T] vs Tiempo [s].....	159
Figura C.32. Selección de funciones basales.	160
Figura C.33. Selección de Corte Basal y Momento Volcante.	160
Figura C.34. Definición de funciones a graficar.....	161
Figura C.35. Caso de carga y funciones a graficar.	161
Figura C.36. Corte Basal [T] vs Tiempo [s].....	162
Figura C.37. Momento Volcante [T-m] vs Tiempo [s].	162
Figura C.38. Momento [T-m] vs Rotación [Rad]. Elemento Viga.....	163
Figura C.39. Momento [T-m] vs Rotación [Rad]. Elemento Columna.	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Factores de modificación de la respuesta estructural.	22
Tabla 2.2. Valores del factor de importancia.	22
Tabla 2.3. Valores de la aceleración efectiva máxima del suelo.	22
Tabla 2.4. Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo.	23
Tabla 2.5. Valores máximos del coeficiente sísmico C.	23
Tabla 3.1. Grupos de Desempeño.	26
Tabla 4.1. Diseño modelo de 3 pisos, zona sísmica 2, suelo E.	43
Tabla 4.2. Diseño modelo de 3 pisos, zona sísmica 3, suelo E.	43
Tabla 4.3. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 2, suelo D.	44
Tabla 4.4. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 2, suelo E.	44
Tabla 4.5. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 3, suelo D.	45
Tabla 4.6. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 3, suelo E.	45
Tabla 4.7. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 2, suelo D.	46
Tabla 4.8. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 2, suelo E.	46
Tabla 4.9. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 3, suelo D.	47
Tabla 4.10. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 3, suelo E.	47
Tabla 4.11. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 2, suelo D.	48
Tabla 4.12. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 2, suelo E.	48
Tabla 4.13. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 3, suelo D.	49
Tabla 4.14. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 3, suelo E.	49
Tabla 4.15. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 2, suelo D.	50
Tabla 4.16. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 2, suelo E.	50
Tabla 4.17. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 3, suelo D.	51
Tabla 4.18. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 3, suelo E.	51
Tabla 5.1. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 3 pisos, zona 2, suelo E.	55
Tabla 5.2. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 3 pisos, zona 3, suelo E.	56
Tabla 5.3. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo D.	57
Tabla 5.4. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo E.	58
Tabla 5.5. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo D.	59
Tabla 5.6. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo E.	60
Tabla 5.7. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo D.	61
Tabla 5.8. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo E.	62
Tabla 5.9. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo D.	63
Tabla 5.10. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo E.	64
Tabla 5.11. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo D.	65
Tabla 5.12. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo E.	66
Tabla 5.13. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo D.	67
Tabla 5.14. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo E.	68
Tabla 5.15. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo D.	69
Tabla 5.16. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo E.	70
Tabla 5.17. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo D.	71
Tabla 5.18. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo E.	72
Tabla 5.19. Resumen Análisis No lineal Estático.	73
Tabla 6.1. Parámetros utilizados para obtener el espectro del sismo máximo considerado.	76
Tabla 6.2. Resumen Análisis No Lineal Dinámico.	86

Tabla 6.3. Resumen de Derivas, Desplazamientos, Cortes Basales y Momentos Volcantes.	97
Tabla 7.1. Incertidumbre total del sistema β_{TOT} para una calidad de modelación B= Buena y una ductilidad $\mu_T \geq 3$	99
Tabla 7.2. Valores admisibles de la razón del margen de colapso ajustado ACMR.	100
Tabla 7.3. Grupos de Desempeño y Criterios de Aceptación.....	104

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Construcción Compuesta

Las ventajas de la construcción compuesta radican en que se puede aprovechar los atributos de cada material en conjunto, es decir, utilizando acero se tiene la capacidad de poseer largos vanos, rapidez de montaje, alta resistencia, uniformidad, ductilidad, tenacidad y posibilidad de prefabricar los miembros de la estructura en combinación con la rigidez, durabilidad y amortiguamiento propio del hormigón.

Existen 2 tipos de construcción compuesta para columnas: perfiles de acero encajonados dentro del hormigón y perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón. En el presente trabajo de investigación, los marcos especiales a momento compuestos utilizarán columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón o más conocidos internacionalmente como “Concrete Filled Tube - CFT” y vigas de perfil W.

Para el caso de las CFT, el tubo de acero reemplaza el encofrado durante la construcción y confina el hormigón que se encuentra adentro con poca o nula necesidad de utilizar varillas de refuerzo longitudinal y estribos; al mismo tiempo el hormigón evita el pandeo local del tubo de acero, aumenta considerablemente la resistencia y rigidez al compararlo con un perfil tubular de acero hueco “Hollow Structural Section-HSS” y mejora la capacidad para resistir el fuego.

El primer estudio sobre la aplicabilidad de las columnas CFT a la realidad sísmica chilena en marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) fue realizado en el año 2007 por Rodrigo Valenzuela Quintana [2], Ingeniero Civil graduado en la Universidad de Chile. En su trabajo se llevó a cabo la comparación del diseño de 3 edificios de 6, 12 y 20 pisos de altura utilizando columnas de perfil W, columnas compuestas CFT y vigas de perfil W (6 diseños en total), cuyas dimensiones generales en planta fueron típicas de los edificios chilenos, aplicando la normativa sísmica NCh 433 [25]. Los marcos resistentes a momento se encontraban ubicados perimetralmente, conformados por 4 vanos de $L=7$ [m] cada uno y una altura de entrepiso constante de $H=3.5$ [m]; además, se utilizó una resistencia convencional para los materiales siendo estos de $f'_c=25$ [MPa] para el hormigón y $F_y=250$ [MPa] (ASTM A 36) para las vigas y el perfil tubular.

Luego de haber efectuado los diseños, se sometió únicamente el edificio de 6 pisos conformado por columnas compuestas CFT y vigas de perfil W a un análisis no lineal estático utilizando 2 patrones de carga, uno triangular y uno constante con la finalidad de obtener la máxima capacidad de la estructura; seguidamente se obtiene la respuesta no lineal dinámica del edificio al ser solicitado en su base por 1 terremoto (Valparaíso 1985 $M_w=7.8$) medido en 3 estaciones diferentes (Llolleo, Viña y Ventanas) con la finalidad de conocer el comportamiento real de la estructura frente a un sismo.

En un afán por continuar con este tipo de investigación y de ampliar el estudio analítico de la construcción compuesta en territorio chileno siguiendo las recomendaciones para estudios futuros sugerida por Rodrigo Valenzuela [2], se propone evaluar el riesgo de

colapso y el nivel de protección de vida que provee este sistema estructural a través de la metodología especificada en FEMA P695 [24] utilizando materiales de alta resistencia, una planta donde todos sus ejes sean resistentes a momento y las especificaciones del AISC 2016. Con estos antecedentes, en el presente trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico de los marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) en territorio chileno, con la finalidad de incluir este sistema estructural en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) utilizando columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón y vigas de perfil W aplicando la norma sísmica chilena NCh 433 [25] y la metodología especificada en FEMA P695 [24].

1.2.2. Objetivos Específicos

- Diseñar 5 configuraciones diferentes de edificios prototipo en 2D utilizando columnas CFT y vigas de perfil W aplicando la normativa NCh 433 [25] para la zona sísmica 2 y 3 sobre suelo tipo C, D, E.
- Implementar un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras a los edificios prototipo utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tanto para el acero y hormigón.
- Realizar un análisis no lineal estático (Pushover) a cada prototipo y calcular el factor de sobrerresistencia Ω y la ductilidad μ_T .
- Realizar un análisis incremental no lineal dinámico (Time-History) a cada prototipo utilizando 18 registros sísmicos chilenos y calcular la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR.
- Evaluar el desempeño sísmico a través de la razón del margen de colapso ajustado ACMR y la incertidumbre total del sistema β_{TOT} .
- Proponer los factores de desempeño sísmico (R^* , Ω_0 , Cd) para uso normativo en marcos especiales a momento compuestos C-SMF.

1.3. Alcance

Capítulo 2: REVISIÓN DE LITERATURA

Se presentan las normativas aplicables al diseño de elementos tanto de acero como de hormigón, entre las que se encuentran el AISC 360 “Specification for Structural Steel Buildings” [17], AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” [16] y el

ACI 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete” [19]; así como también las normativas aplicables a las solicitaciones como la NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” [25], la NCh 3171 “Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga” [26] y la NCh 1537 “Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso” [28].

Capítulo 3: METODOLOGÍA FEMA P695

Se presenta un resumen de la secuencia de trabajo implementada; los pasos esquematizan un procedimiento que permite identificar el sistema estructural a utilizar, obtener la información requerida del sistema, caracterizar el comportamiento de los edificios prototipo, realizar el diseño de los edificios prototipo, desarrollar los modelos no lineales, identificar los modos de colapso simulados y no simulados, hacer los análisis no lineales, evaluar el desempeño sísmico a través de la razón del margen de colapso ajustado (ACMR), finalizando con la documentación de resultados.

Capítulo 4: DISEÑO DE EDIFICIOS PROTOTIPO

Se presenta la configuración estructural de los edificios prototipo (planta y elevación), especificando los materiales a utilizar, longitud de vano, altura de entrepiso, cargas gravitacionales, categoría de ocupación, zona sísmica y tipo de suelo, utilizando el espectro de la norma NCh 433 [25] para las cargas sísmicas. Posterior a eso se procede a crear los modelos en el software SAP2000 para realizar el análisis lineal dinámico modal espectral y así concluir con los diseños de los edificios prototipo presentando los parámetros más importantes como son el período fundamental, peso sísmico, corte basal de diseño, R^* , desplazamientos de piso, derivas de entrepiso y las secciones de los elementos concluyendo con el chequeo del criterio columna fuerte-viga débil.

Capítulo 5: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO – PUSHOVER

Se presenta el modelo no lineal de plasticidad concentrada de los edificios prototipo, se ilustran las secciones transversales de las vigas y columnas con la respectiva cantidad de fibras a utilizar por elemento, así como las correspondientes curvas efectivas de esfuerzo-deformación utilizadas tanto para el acero y el hormigón junto con el modelo de degradación histerético para cada material. Se define un criterio de colapso no simulado de rotación plástica máxima de 0.05 [rad] tanto para las vigas y columnas, un desplazamiento a monitorear mínimo de 0.05 H, el patrón de cargas laterales y la combinación de cargas gravitacionales. A partir de esto se realiza el análisis pushover en el software SAP2000 para determinar la curva de capacidad, se calcula el factor de sobrerresistencia Ω y la ductilidad μ_T en base al período de la estructura.

Capítulo 6: ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO – TIME HISTORY

En base al modelo no lineal establecido en el capítulo 5, se presentan los 18 registros sísmicos a utilizar en el análisis, así como también el sismo máximo considerado (MCE) tomado de la NCh 2745 [27]. Además, se define el criterio de colapso como el 10% de máxima deriva de entrepiso que recomienda FEMA 350 [23]. Se realiza el escalamiento de los registros y a partir de esto se efectúa el análisis incremental tiempo-historia en el software SAP2000 hasta que el 50% de los registros sísmicos escogidos de una manera aleatoria provoquen el colapso de la estructura siguiendo la metodología de FEMA P695

[24], con la finalidad de obtener la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR.

Capítulo 7: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

Se describe el procedimiento a seguir para evaluar el desempeño sísmico, se calcula la Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR, la incertidumbre total del sistema β_{TOT} y los valores admisibles de ACMR, además, se evalúa el factor de modificación de respuesta estructural R^* , el factor de sobrerresistencia del sistema compuesto Ω_o y el factor de amplificación de desplazamientos Cd. Finalmente se presenta un resumen con los grupos de desempeño y los criterios de aceptación basados en una baja probabilidad de colapso (<10%) cuando el sistema estructural es sometido al sismo máximo considerado (MCE) lo que asegura alcanzar el objetivo de desempeño de protección de vida.

Capítulo 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Finalmente se presenta un resumen de la investigación realizada, se destacan las principales conclusiones dando respuesta a los objetivos planteados, se dan recomendaciones y se sugieren futuras líneas de trabajo.

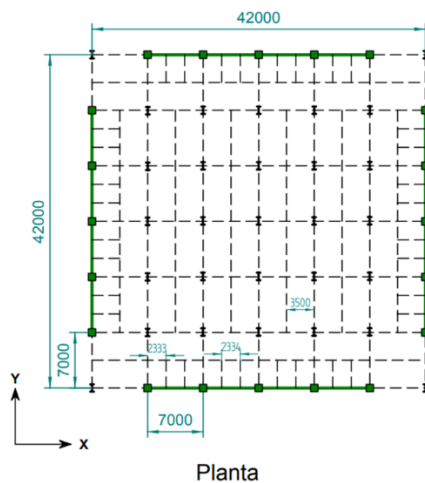


Figura 1.1. Marcos resistentes a momento ubicados perimetralmente. (Valenzuela 2007)

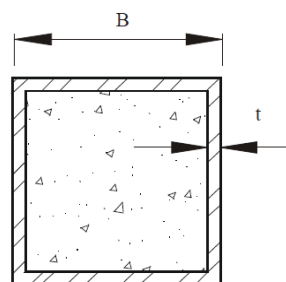


Figura 1.2. Sección transversal de columna compuesta CFT. (Herrera 2005)

CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Normativas aplicables al diseño

2.1.1. AISC 360 “Specification for Structural Steel Buildings” [17]

En estas especificaciones se tratan todos los aspectos relacionados al dimensionamiento de los elementos pertenecientes a sistemas estructurales de acero o a sistemas donde el acero actúa de forma compuesta con el hormigón utilizando el método basado en factores de carga y resistencia LRFD.

En la presente investigación se utilizarán secciones compactas ya que son perfiles suficientemente robustos capaces de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse. AISC 341 [16].

2.1.1.1. Columnas Compuestas CFT

a) Resistencia Nominal a Flexo-Compresión

Se presentan 4 métodos para determinar la resistencia de columnas compuestas: el método de distribución de esfuerzos plásticos, el método de compatibilidad de deformaciones, el método de distribución de esfuerzos elásticos y el método de esfuerzo-deformación efectivo.

En el presente trabajo de investigación se utilizó el método de compatibilidad de deformaciones para determinar la resistencia a flexo-compresión, así como el correspondiente diagrama de interacción; este método se basa en asumir una distribución lineal de deformaciones en toda la sección transversal, con una deformación máxima en compresión del hormigón de $\epsilon_u=0.003$. Las relaciones esfuerzo-deformación para el acero y el hormigón deben ser obtenidas a partir de ensayos o publicaciones.

b) Limitaciones de los materiales

Se recomienda que para el hormigón de peso normal se utilice una resistencia a la compresión f'_c mínima de 21 [MPa] y máxima de 69 [MPa], a su vez, se recomienda que el esfuerzo de fluencia mínimo especificado F_y para el acero estructural en elementos compuestos no supere los 525 [MPa].

c) Relaciones ancho-espesor

Las relaciones ancho-espesor tanto para la columna compuesta CFT como para la viga de perfil W quedan controladas por las provisiones sísmicas del AISC 341 [16] que se expondrán más adelante.

d) Resistencia Nominal a Carga Axial

Para miembros compuestos rellenos el área de la sección transversal de acero debe comprender al menos un 1% del área total de la sección compuesta; además, no es necesario utilizar varillas de refuerzo longitudinal ni estribos.

La resistencia nominal a compresión de una columna compuesta rellena doblemente simétrica queda controlada por el estado límite de pandeo por flexión; para secciones compactas:

$$\phi_c = 0.75$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \frac{A_s}{A_g} \leq 0.9 \quad [\text{Ec. 1}]$$

$$(EI)_{eff} = EsI_s + C_3 EcI_c \quad [\text{Ec. 2}]$$

$$P_{no} = FyAs + C_2 f' c Ac \quad ; C_2 = 0.85 \text{ sección cuadrada} \quad [\text{Ec. 3}]$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(Lc)^2} \quad ; Lc = KL; \quad K = 1.2 \quad [\text{Ec. 4}]$$

i) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} * \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad [\text{Ec. 5}]$$

ii) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 * P_e \quad [\text{Ec. 6}]$$

La resistencia nominal a tracción queda controlada por el estado límite de fluencia y se desprecia la resistencia a tracción del hormigón:

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = FyAs \quad [\text{Ec. 7}]$$

En donde:

C_3 = Coeficiente usado para calcular la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos sometidos a compresión axial.

P_e = Carga de pandeo crítica de Euler.

$(EI)_{eff}$ = Rigidez efectiva de la sección compuesta.

A_s = Área de la sección transversal de acero.

A_c = Área de la sección transversal de hormigón.

A_g = Área total de la sección transversal compuesta.

C_2 = 0.85 para secciones cuadradas.

E_s = Módulo de elasticidad del acero. 200000 [MPa]

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón. $4700*\sqrt{f'c}$; $f'c$ en [MPa]

I_s = Momento de inercia del perfil de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta.

I_c = Momento de inercia del hormigón alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta.

L_c = Longitud efectiva de la columna.

K = Factor de longitud efectiva

L = Longitud de la columna no arriostrada lateralmente.

P_n = Resistencia nominal a compresión o tracción.

ϕ_t, ϕ_c = Factores de reducción de resistencia LRFD.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la sección de acero.

$f'c$ = Resistencia a compresión especificada del hormigón.

e) Resistencia Nominal a Flexión

Para secciones compactas:

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_n = M_p \quad [\text{Ec. 8}]$$

En donde:

M_p = Momento correspondiente a la distribución de esfuerzos plásticos sobre la sección transversal compuesta.

ϕ_b = Factor de reducción de resistencia LRFD.

M_n = Resistencia Nominal a Flexión.

f) Resistencia Nominal a Corte

La resistencia nominal a corte de la columna compuesta se debe basar en la resistencia nominal a corte solo del perfil tubular de acero tal como lo especifican las provisiones sísmicas del AISC 341 [16].

$$\phi_v = 0.90$$

$$K_v = 5$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \quad [\text{Ec. 9}]$$

i) Cuando $\frac{h}{t} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}$

$$C_{v2} = 1.0 \quad [\text{Ec. 10}]$$

ii) Cuando $1.10 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}$

$$C_{v2} = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}}{\frac{h}{t}} \quad [\text{Ec. 11}]$$

iii) Cuando $\frac{h}{t} > 1.37 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}$

$$C_{v2} = \frac{1.51 * K_v * E_s}{\left(\frac{h}{t}\right)^2 * F_y} \quad [\text{Ec. 12}]$$

En donde:

A_w = Área de corte para secciones cuadradas = $2ht$

h = Distancia libre entre alas.

t = Espesor de diseño del alma equivalente a $0.93 * t_{Nominal}$

K_v = Coeficiente de pandeo del alma sometida a corte.

V_n = Resistencia Nominal a Corte.

ϕ_v = Factor de reducción de resistencia LRFD.

E_s = Módulo de elasticidad del acero. 200000 [MPa]

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero.

C_{v2} = Coeficiente de pandeo del alma por corte.

2.1.1.2. Vigas de perfil W

a) Resistencia Nominal a Flexión

En el presente trabajo de investigación las vigas son de sección compacta, además se provee un adecuado soporte lateral distribuido uniformemente a lo largo de su longitud de manera de asegurar que $L_b < L_p$; con esto se logra que la viga caiga en la Zona 1 de diseño tal como se muestra en la Figura 2.1; esto hace posible cargar la viga hasta que alcance su momento plástico M_p para luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para que se redistribuyan los momentos, así, la resistencia nominal a flexión queda controlada por el estado límite de fluencia.

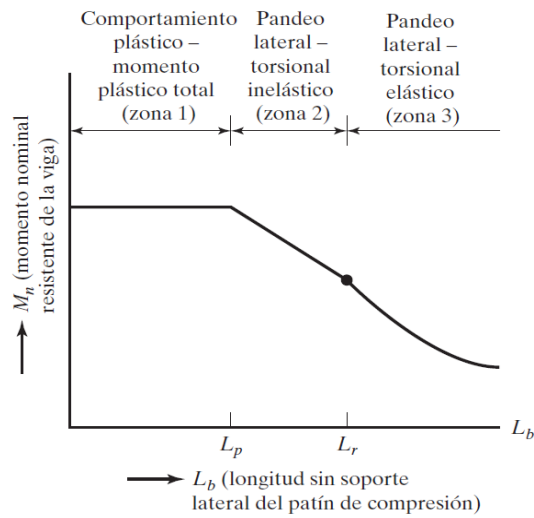


Figura 2.1. Momento nominal en función de la longitud no soportada lateralmente del patín en compresión. (McCormac 2012)

$L_b < L_p$

$$\phi b = 0.90$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad [\text{Ec. 13}]$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad [\text{Ec. 14}]$$

En donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero.

Z_x = Módulo de sección plástico alrededor del eje x.

L_b = Espaciamiento entre cada arriostramiento lateral que se provee a la viga.
 L_p = Límite de longitud no arriostrada lateralmente para el estado límite de fluencia.
 r_y = Radio de giro alrededor del eje y.
 E_s = Módulo de elasticidad del acero. 200000 [MPa]
 M_n = Resistencia Nominal a Flexión.
 ϕ_b = Factor de reducción de resistencia LRFD.

b) Resistencia Nominal a Corte

De acuerdo al estado límite de fluencia por corte y pandeo por corte, se tiene:

$$\begin{aligned}
 \phi_v &= 0.90 \\
 K_v &= 5.34 \\
 V_n &= 0.6 F_y A_w C_{v1} \qquad \qquad \qquad \text{[Ec. 15]}
 \end{aligned}$$

i) Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}$

$$C_{v1} = 1.0 \qquad \qquad \qquad \text{[Ec. 16]}$$

ii) Cuando $\frac{h}{t_w} > 1.10 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}$

$$C_{v1} = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{K_v E_s}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \qquad \qquad \qquad \text{[Ec. 17]}$$

En donde:

A_w = Área del alma = dt_w
 d = Altura total de la viga.
 t_w = Espesor del alma.
 h = Distancia libre entre alas.
 K_v = Coeficiente de pandeo del alma sometida a corte.
 V_n = Resistencia Nominal a Corte.

ϕ_v = Factor de reducción de resistencia LRFD.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero.

C_{v1} = Coeficiente de resistencia al corte del alma.

2.1.2. AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” [16]

Se espera que los marcos especiales a momento compuestos diseñados con los requerimientos sísmicos de esta norma presenten una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia por flexión en las vigas y una fluencia limitada en la zona panel. Las columnas deben ser diseñadas para ser más resistentes que las vigas cuando estas se encuentren completamente en fluencia y hayan pasado por el endurecimiento por deformación; además, se permite la fluencia por flexión en la base de las columnas del primer entrepiso.

a) Relaciones ancho-espesor de miembros altamente dúctiles

Se deben utilizar vigas cuyas alas y alma sean sísmicamente compactas, para lograr esto, se deben cumplir las siguientes relaciones de ancho-espesor:

Para las Alas

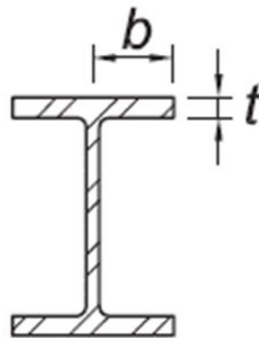


Figura 2.2. Relación ancho-espesor para las alas de la viga.
(AISC 341-2016)

$$\frac{b}{t} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \quad [\text{Ec. 18}]$$

Para el Alma

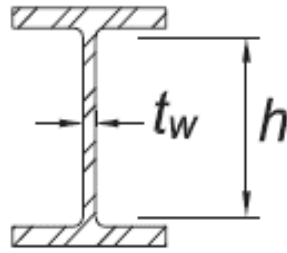


Figura 2.3. Relación ancho-espesor para el alma de la viga.
(AISC 341-2016)

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \quad [\text{Ec. 19}]$$

De igual manera, la sección tubular de acero de la columna compuesta debe cumplir con la siguiente relación de ancho-espesor:

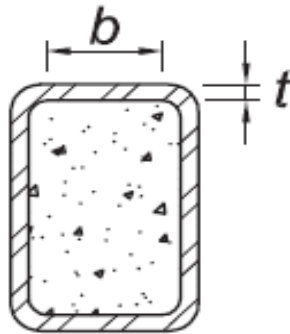


Figura 2.4. Relación ancho-espesor para el perfil tubular de acero de la sección compuesta.
(AISC 341-2016)

$$\frac{b}{t} \leq 1.48 \sqrt{\frac{E_s}{R_y F_y}} \quad [\text{Ec. 20}]$$

b) Arriostramiento lateral de vigas altamente dúctiles

Se establece que la distancia máxima entre arriostramientos laterales para las vigas que conforman el marco especial a momento compuesto sea de:

$$L_{b \max} = 0.095 r_y \frac{E_s}{R_y F_y} \leq L_p \quad [\text{Ec. 21}]$$

Donde r_y es el radio de giro alrededor del eje “y” y R_y es cociente entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada; el cual considera la sobrerresistencia del material.

c) Criterio Columna Fuerte-Viga Débil

Este criterio asegura que durante las deformaciones en el rango no lineal de la estructura, las vigas sean siempre capaces de transmitir los momentos a las columnas y que cuando deban transmitir un momento que exceda la capacidad de la estructura, la falla por fluencia se produzca en las vigas y no en las columnas ni en las conexiones, de tal manera de asegurar la estabilidad global, además se evitan fallas frágiles, se logra un comportamiento dúctil y se disipa una gran cantidad de energía.

$$\frac{\sum M_c^*}{\sum M_b^*} > 1.0 \quad [\text{Ec. 22}]$$

$$\sum M_c^* = \sum \left[Z_c \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) + V_c \left(S_{hc} + \frac{d_b}{2} \right) \right] \quad [\text{Ec. 23}]$$

$$V_c = \frac{\sum M_b^*}{\sum \frac{h_c}{2}} \quad [\text{Ec. 24}]$$

$$\sum M_b^* = \sum [M_{pr} + M_{uv}] \quad [\text{Ec. 25}]$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_b \quad ; \quad C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \quad [\text{Ec. 26}]$$

$$M_{uv} = V_u \left(S_{hb} + \frac{d_c}{2} \right) \quad [\text{Ec. 27}]$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} \pm \frac{W_u L_h}{2} \quad [\text{Ec. 28}]$$

En donde:

$\sum M_c^*$ = Sumatoria de los momentos proyectados sobre y bajo el nodo formado por la intersección del eje de la columna con el eje de la viga considerando una disminución por carga axial.

$\sum M_b^*$ = Sumatoria de los momentos proyectados a la derecha e izquierda del nodo formado por la intersección del eje de la columna con el eje de la viga.

S_{hb} = Ubicación de la rótula plástica en la viga, medida desde la cara de la columna.

S_{hc} = Ubicación de la rótula plástica en la columna, medida desde el ala de la viga.

L_h = Distancia entre rótulas plásticas en un mismo vano.

d_c, d_b = Altura total de la columna y viga respectivamente.

W_u = Carga gravitacional mayorada.

M_{pr} = Momento máximo probable que se producirá en la rótula plástica.

M_{uv} = Momento adicional debido a la amplificación por el efecto del corte entre la ubicación de la rótula plástica en la viga y el eje de la columna.

R_y = Cociente entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada.

Z_c, Z_b = Módulo de sección plástico de la columna y viga respectivamente.

P_{uc} = Resistencia requerida a compresión de la columna sobre y bajo el nodo obtenida del análisis estructural.

h_c = Altura de la columna sobre y bajo el nodo en consideración.

V_c = Corte en la posición de la rótula plástica de la columna.

C_{pr} = Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión.

A_g = Área de la sección transversal de la columna compuesta.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado, tanto para la columna como la viga.

F_u = Esfuerzo último mínimo especificado de la viga.

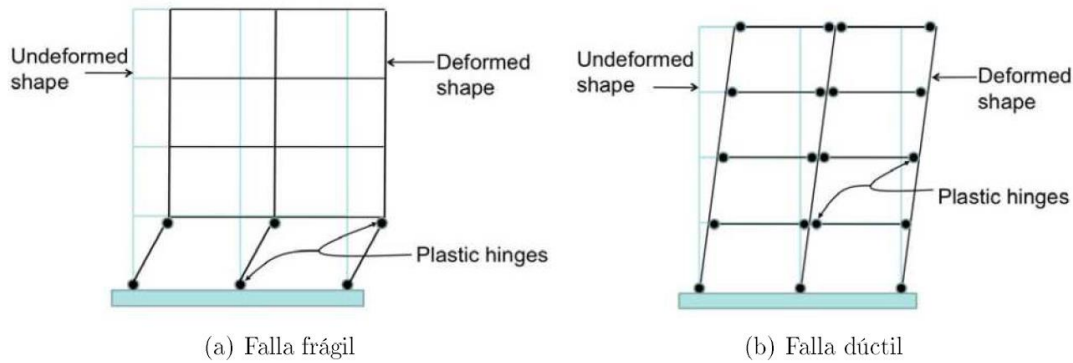


Figura 2.5. Modos de Falla.
(Mondaca 2017)

d) Conexión Viga-Columna

Las conexiones a utilizar en el sistema sismo resistente deben satisfacer los siguientes requisitos:

- Proveer una capacidad de deformación angular de al menos 0.04 radianes.
- La resistencia a flexión medida en la conexión obtenida en la cara de la columna debe ser al menos $0.8M_p$ de la viga conectada bajo una deformación de 0.04 radianes.

Existen 2 formas de verificar que la conexión cumpla con los requisitos señalados anteriormente: la primera es utilizar alguna de las conexiones precalificadas que presenta el AISC 358 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” [18] y la segunda consta en implementar otro tipo de conexión si se demuestra por medio de ensayos de laboratorio el correcto funcionamiento de la misma.

2.1.3. ACI 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete” [19]

En la determinación de la resistencia a flexo-compresión se utiliza el método de compatibilidad de deformaciones establecido en las especificaciones del AISC 360 [17], que es equivalente al método de diseño del código ACI 318 [19]. Entre las hipótesis de diseño se asume una distribución lineal de deformaciones tanto en el acero como en el hormigón, existiendo compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales, lo que provoca que secciones planas permanezcan planas.

La deformación máxima de la fibra más comprimida del hormigón se asume igual a $\epsilon_u=0.003$; y un comportamiento elasto-plástico perfecto para el acero, es decir, para deformaciones superiores a la de fluencia ($\epsilon_y=F_y/E_s$), el esfuerzo en el acero se considera igual a F_y independientemente de la deformación, además se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.

Finalmente, un esfuerzo en el hormigón equivalente a $0.85f'_c$ puede ser asumido distribuido uniformemente sobre una zona de compresión equivalente definida por los bordes de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro a una distancia $a=\beta_1*c$

de la fibra más comprimida; donde “c” es la distancia entre la fibra más comprimida de hormigón y el eje neutro, mientras que β_1 se encuentra dado por la siguiente expresión:

$$\text{Si } f'c \leq 28 \text{ [MPa]} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \text{[Ec. 29]}$$

$$\text{Si } f'c > 28 \text{ [MPa]} \quad \beta_1 = \max \left[0.65 ; 0.85 - \frac{0.05 (f'c - 28)}{7} \right] \quad \text{[Ec. 30]}$$

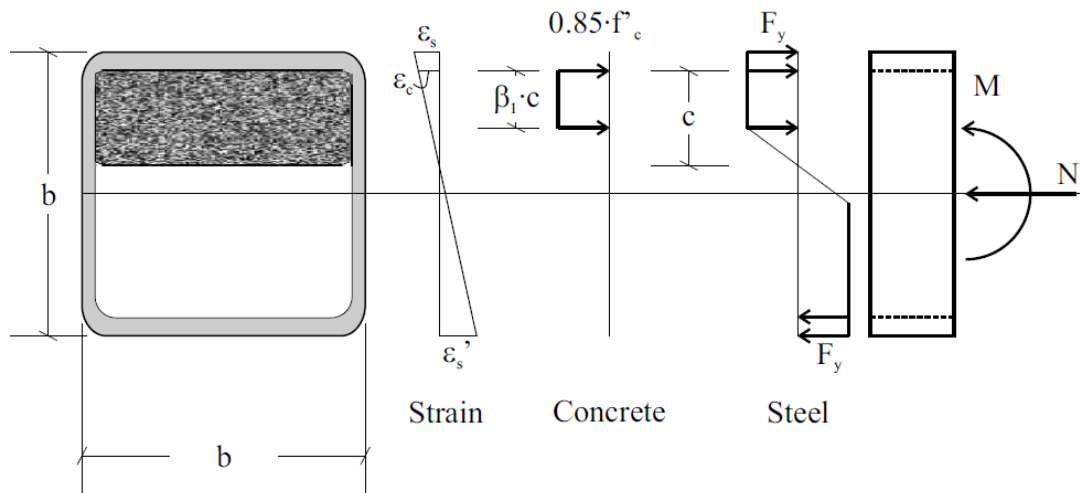


Figura 2.6. Distribución de esfuerzos asumida por el ACI 318-2014 para determinar la capacidad a flexo-compresión de la columna compuesta. (Herrera 2005)

Para la determinación del diagrama de interacción se consideran los mismos casos utilizados por Valenzuela [2], los cuales se detallan a continuación:

Caso 1: Caso en que el eje neutro corta la sección transversal de hormigón y ambas alas del perfil de acero quedan en fluencia.

Caso 2: Caso en que el eje neutro corta la sección transversal de hormigón, el ala superior se encuentra en fluencia y en el ala inferior hay una parte en fluencia y otra con deformaciones menores a la deformación de fluencia.

Caso 3: Caso en que el eje neutro corta la sección transversal de hormigón, el ala superior se encuentra en fluencia y el ala inferior posee deformaciones menores a la de fluencia en todo su espesor.

Caso 4: Caso en que el eje neutro corta un ala del perfil de acero, es decir, un ala se encuentra en fluencia por compresión, todo el hormigón se encuentra comprimido y en la otra ala hay una zona en compresión y una zona en tracción, ambas zonas con deformaciones menores a la deformación de fluencia.

Caso 5: Caso en el que el eje neutro se encuentra fuera de la sección quedando toda la sección en compresión, un ala se encuentra en fluencia mientras que la otra ala se encuentra completamente con deformaciones menores a la que origina la fluencia.

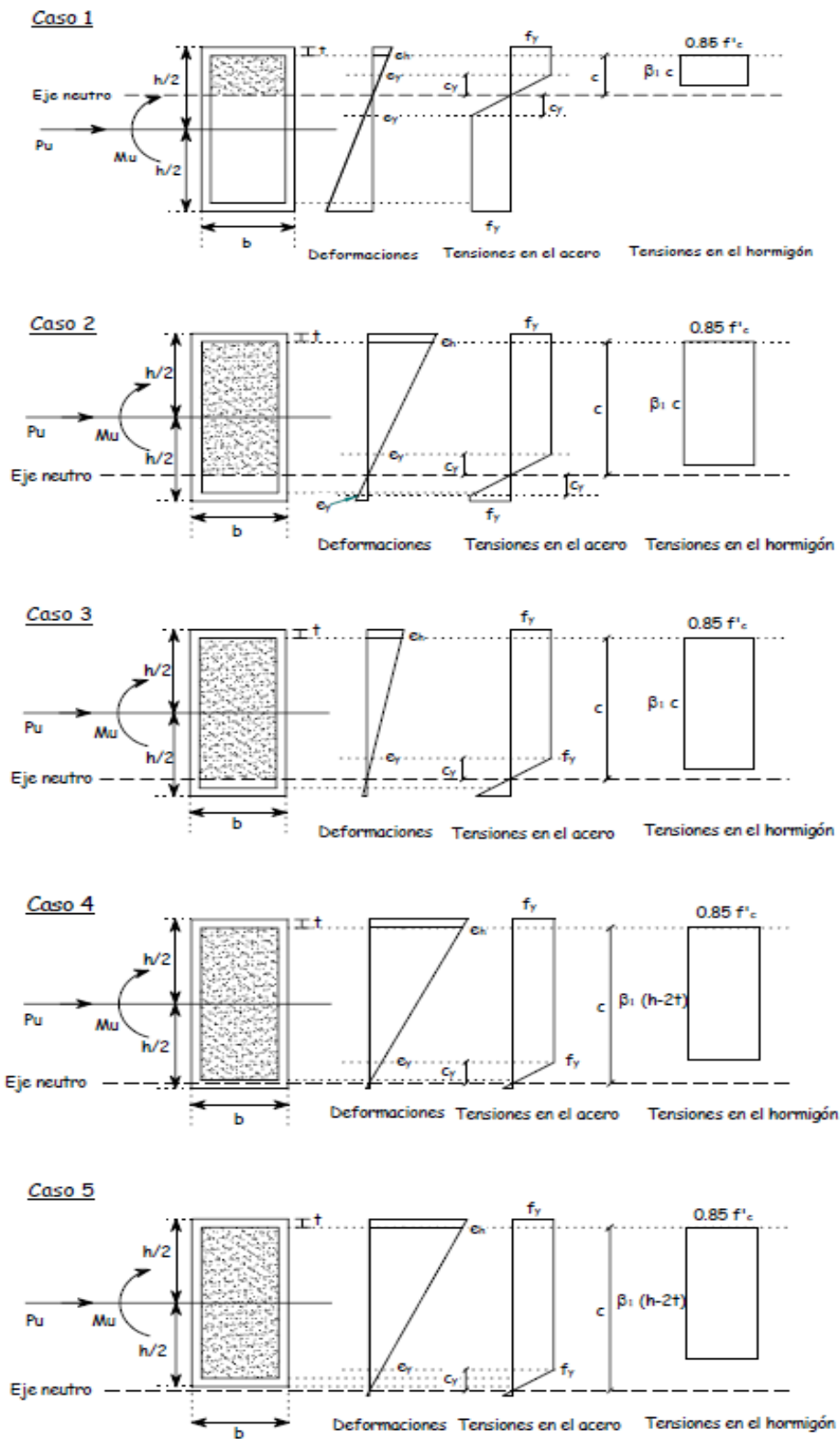


Figura 2.7. Casos considerados para la elaboración de los diagramas de interacción. (Valenzuela 2007)

2.2. Normativas aplicables a las solicitaciones

2.2.1. NCh 1537 “Cargas permanentes y sobrecargas de uso” [28]

Esta norma es el documento oficial vigente donde se establecen las solicitaciones de carga muerta que actúa sobre la estructura a lo largo de su vida útil; en ella, dependiendo de la categoría de ocupación y uso del edificio, se definen los valores de sobrecarga uniformemente distribuida para los pisos y el techo.

En lo que respecta a las cargas permanentes, se deben utilizar los pesos reales de los materiales y los elementos de construcción dados en el anexo A y B de la norma, además, se debe incluir con propósitos de diseño los pesos de los equipos de servicios fijos, tales como equipos de cañería y tubos, alimentadores eléctricos, calefacción, ventilación y sistemas de climatización.

En lo que respecta a las sobrecargas de uso, los pisos y techo se deben diseñar considerando como mínimo las cargas establecidas en la Tabla 4 de la norma; en el presente trabajo de investigación no se consideran reducciones de carga; además solo se consideran cargas permanentes y sobrecargas tanto de piso y techo, excluyendo cargas de suelo y presión hidrostática, así como cargas de impacto.

2.2.2. NCh 3171 “Disposiciones generales y combinaciones de carga” [26]

Según el método LRFD, los edificios y todos sus componentes deben ser diseñados para resistir las combinaciones de carga señaladas a continuación:

- 1) $(1.4+0.2S_{DS})D$
- 2) $(1.2+0.2S_{DS})D+1.6L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- 3) $(1.2+0.2S_{DS})D+1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) +L$
- 4) $(1.2+0.2S_{DS})D+1.6W+L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- 5) $(1.2+0.2S_{DS})D+1.4E+L+0.2S$
- 6) $(0.9+0.2S_{DS})D+1.6W$
- 7) $(0.9+0.2S_{DS})D+1.4E$

El término $0.2S_{DS}D$ fue añadido a las combinaciones de carga de la norma para tomar en cuenta en efecto vertical del sismo tal como lo establece el ASCE/SEI 7-16 [20]; para Chile:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \frac{A_o}{g} \quad [\text{Ec. 31}]$$

Donde “ A_o ” es la aceleración efectiva máxima del suelo que depende de la zona sísmica y “ g ” es la aceleración de la gravedad.

2.2.3. NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” [25]

Esta norma es el documento oficial donde se encuentran las solicitaciones y limitaciones sísmicas que deben cumplir las estructuras destinadas a uso habitacional o de oficina ubicada en cada una de las 3 zonas sísmicas y para los 5 tipos de suelo. Esta norma está orientada a que las estructuras:

- ✓ Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- ✓ Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- ✓ Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define de forma explícita; además, el análisis para determinar los esfuerzos internos debido a la acción sísmica se debe basar en el comportamiento lineal y elástico de la estructura; sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se debe hacer por el método especificado en la norma de diseño correspondiente a cada material, utilizando ya sea ASD o LRFD.

Para el cálculo de las masas sísmicas, se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a uso habitacional u oficina donde no es usual la aglomeración de personas o cosas ni a un 50% en construcciones donde es usual esa aglomeración; además, la estructura debe ser analizada como mínimo para acciones sísmicas independientes según cada una de las 2 direcciones perpendiculares horizontales.

El desplazamiento relativo máximo entre 2 pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las 2 direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002; además, el desplazamiento relativo máximo entre 2 pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis no debe exceder en más de 0.001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, donde h es la altura de entrepiso.

La norma NCh 433 [25] presenta 2 métodos de análisis estructural; el primero es el análisis lineal estático conocido como Fuerzas Laterales Equivalentes que involucra un patrón de cargas creciente con la altura; el uso de este método está limitado a estructuras que caen en la categoría de uso tipo I y II ubicadas en zona sísmica 1, a más de esto, se restringe el método para estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor de 20 metros, permitiendo extender su uso a estructuras de entre 6 a 15 pisos que cumplan con ciertos requisitos tanto para la relación entre la altura total del edificio y los períodos de la estructura, así como para los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada piso.

El segundo método de análisis estructural que presenta la norma y el cual es utilizado en el presente trabajo de investigación es el análisis lineal dinámico conocido como Modal Espectral que se aplica a estructuras que presenten modos normales de vibración clásico, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico. Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para

cada una de las 2 acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total. En el presente trabajo de investigación se utilizaron 12 modos de vibración asegurando de esta manera el 90% de participación de la masa total.

El efecto de la torsión accidental se debe considerar desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en $\pm 0.05 b_{ky}$ para el sismo en dirección X, y en $\pm 0.05 b_{kx}$ para el sismo en dirección Y; cabe destacar que en el presente trabajo de investigación por tratarse de pórticos en 2D no se considera el efecto de torsión.

2.2.3.1. Sismo de Diseño (DE)

El espectro de diseño de pseudo-aceleraciones que determina la sollicitación sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{SA_o I \alpha}{R^*} \quad [\text{Ec. 32}]$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad [\text{Ec. 33}]$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad [\text{Ec. 34}]$$

En donde:

S_a = Aceleración espectral de diseño.

I = Factor de importancia que depende de la categoría del edificio.

A_o = Aceleración efectiva máxima del suelo que depende de la zona sísmica.

S = Parámetro que depende del tipo de suelo.

α = Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima del suelo.

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

p, T_o = Parámetros que dependen del tipo de suelo.

T_n = Período de vibración del modo n.

R_o = Factor de modificación de respuesta que depende del sistema estructural utilizado y del material empleado; a ser usado en el análisis modal espectral.

T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.



Figura 2.8. Espectro de Diseño "DE" para un amortiguamiento efectivo del 5%.
(NCh 433-2012)

Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica suponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. La combinación de la respuesta de los distintos modos se puede realizar utilizando el método CQC donde se considera una razón de amortiguamiento uniforme igual a 0.05 para todos los modos de vibrar.

Se establecen las limitaciones del corte basal:

$$V_{basal\ min} = \frac{ISA_oP}{6g} \quad [\text{Ec. 35}]$$

$$V_{basal\ max} = IC_{max}P \quad [\text{Ec. 36}]$$

En donde:

I = Factor de importancia que depende de la categoría del edificio.

A_o = Aceleración efectiva máxima del suelo que depende de la zona sísmica.

S = Parámetro que depende del tipo de suelo.

P = Peso sísmico = 100% Carga muerta + 25% Sobrecarga.

g = Aceleración de la gravedad.

C_{max} = Coeficiente sísmico máximo.

Si el corte basal en la dirección de acción sísmica resulta menor al $V_{basal\ min}$, los desplazamientos, rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de amplificación de manera que dicho corte basal alcance el valor señalado como mínimo; en caso de que el valor del corte supere al $V_{basal\ max}$, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de reducción de modo que dicho corte no sobrepase al corte máximo. Esta disposición no rige para los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales.

Tabla 2.1. Factores de modificación de la respuesta estructural.
(NCh 433-2012)

Sistema estructural	Material estructural	R	R_o
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11

Tabla 2.2. Valores del factor de importancia.
(NCh 433-2012)

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla 2.3. Valores de la aceleración efectiva máxima del suelo.
(NCh 433-2012)

Zona sísmica	A_o
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla 2.4. Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo.
(NCh 433-2012)

Tipo de Suelo	S	T_o (s)	T' (s)	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

Tabla 2.5. Valores máximos del coeficiente sísmico C .
(NCh 433-2012)

R	$C_{\text{máx.}}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5.5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA FEMA P695

El propósito de esta metodología es proveer un procedimiento para evaluar el desempeño sísmico de edificios y el riesgo de colapso, determinando los parámetros de respuesta (R, C_d, Ω_o) para que cuando sean propiamente implementados en los procesos de diseño, las edificaciones resulten con una seguridad equivalente contra el colapso durante un terremoto de manera similar a la seguridad que brindan los actuales códigos de diseño sísmico. La presente metodología asegura la protección de vida cuando el sistema estructural tiene una baja probabilidad de colapso (<10%) al ser sometido al Sismo Máximo Considerado (MCE).

3.1. Desarrollo Conceptual del Sistema

El proceso inicia con el desarrollo de un sistema estructural bien definido, incluyendo los materiales de construcción, la configuración del sistema estructural, el mecanismo de disipación de energía y su rango de aplicación. La cantidad de documentación necesaria para describir el sistema y caracterizar sus componentes variará dependiendo de cuan nuevo sea comparado con otros sistemas estructurales bien establecidos.

3.2. Información Requerida del Sistema

Como primer punto se necesitan los requerimientos de diseño los cuales fueron abordados en el capítulo 2 del presente trabajo de investigación; estas provisiones deben tomar en cuenta todos los aspectos importantes de diseño y detallamiento del sistema estructural y sus componentes, así como la resistencia mínima para asegurar una capacidad de deformación en el rango no lineal. Además, se debe especificar derivas límites, altura de entrepiso, longitud de vano, restricciones sísmicas, entre otros requerimientos a ser utilizados en el sistema estructural.

Como segundo punto se necesitan ensayos de laboratorio para determinar la resistencia, rigidez y ductilidad de los materiales, elementos y conexiones del sistema propuesto. Los datos de los ensayos también son necesarios para establecer las propiedades del modelo a ser sometido a análisis no lineal y así evaluar el riesgo de colapso; también son utilizados para calibrar el modelo.

3.3. Diseño de Prototipos y Grupos de Desempeño

El comportamiento del sistema estructural es caracterizado a través del uso de prototipos; estos prototipos están destinados a representar aplicaciones típicas del sistema en la vida real, reconociendo que es prácticamente imposible intentar cuantificar el desempeño de todas las diversas aplicaciones.

El desafío en definir la configuración de los prototipos radica en reducir el rango de parámetros y atributos a los mínimos y más simples posibles siendo aún representativos de las variaciones que se le podrían dar a estructuras reales. Las siguientes características definen el sistema estructural de los prototipos: zona sísmica, ocupación y uso, tipo de suelo, altura de entrepiso, período fundamental, peso sísmico, tipo de conexión a momento, longitud de vano, corte basal de diseño, magnitud de las cargas gravitacionales, configuración en planta, resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica.

Las distintas configuraciones de los prototipos son acopladas en lo que se conoce como grupos de desempeño; estos grupos de desempeño deben ser organizados para considerar: configuración estructural básica, nivel de carga gravitacional, zona sísmica y período fundamental. Como mínimo, cuando se tiene una sola configuración estructural y un solo tipo de carga gravitacional (carga gravitacional perimetral o interior), se tendrán 4 grupos de desempeño basados en la combinación de 2 zonas sísmicas y 2 tipos de período fundamental (largo o corto). Cada grupo de desempeño debe incluir al menos 3 prototipos, dando un resultado final de mínimo 12 modelos que tendrán que ser sometidos a análisis no lineal para evaluar su desempeño sísmico.

Se consideran diferentes configuraciones estructurales para marcos a momento cuando se varía ya sea la longitud del vano o la altura de entrepiso; pueden existir 2 tipos de cargas gravitacionales: las internas y las perimetrales definiéndose cada una como alta y baja respectivamente. En lo que respecta a la zona sísmica, se consideran únicamente las zonas donde se esperan grandes demandas; finalmente para clasificar el período fundamental como largo o corto, se considerara el período de transición; es decir, el límite que existe entre las regiones de aceleración constante y velocidad constante del espectro de diseño.

En el presente trabajo de investigación, por tratarse de modelos en 2D, se considera solo un tipo de carga gravitacional; es decir, la interior. Además, se tiene un solo tipo de configuración estructural ya que se mantiene constante la longitud del vano y la altura de entrepiso, variando solamente el número de pisos. En lo que respecta a la zona sísmica, se considera tanto la zona sísmica 2 y zona sísmica 3, ambas para suelos C, D y E. Para la clasificación de los períodos ya sea en largo o corto no se puede utilizar el criterio estadounidense ya que el espectro de aceleración de la norma NCh 433 [25] no posee una meseta constante por lo que no se puede determinar el período de transición " T_s " como lo hace el ASCE/SEI 7-16 [20], debido a esto, se utilizará un criterio propio de número de pisos para clasificar a los prototipos en período corto y período largo.

Luego de haber realizado el análisis lineal y elástico como lo indica la NCh 433 [25], así como el respectivo diseño de los edificios prototipo para las 5 configuraciones, zona sísmica 2 y 3, suelo tipo C, D, E se consideran finalmente 18 modelos con distinto diseño que tendrán que ser sometidos al análisis no lineal estático y dinámico para poder evaluar su desempeño sísmico y riesgo de colapso. Estos modelos tendrán que ser clasificados en los respectivos grupos de desempeño.

Tabla 3.1. Grupos de Desempeño.
(Elaboración propia)

Resumen Grupos de Desempeño					
Grupo N°	Criterio de Grupo			Período	Cantidad de Prototipos
	Configuración Básica	Nivel de Carga de Diseño			
		Gravitacional	Sísmica		
PG-1	Longitud de vano de 6 [m] Altura de entrepiso de 4 [m]	Alta=Interior	Zona Sísmica 3	Corto	5
PG-2				Largo	4
PG-3			Zona Sísmica 2	Corto	5
PG-4				Largo	4

PG-1	PG-2	PG-3	PG-4
3 pisos Z3SE	12 pisos Z3SD	3 pisos Z2SE	12 pisos Z2SD
6 pisos Z3SD	12 pisos Z3SE	6 pisos Z2SD	12 pisos Z2SE
6 pisos Z3SE	16 pisos Z3SD	6 pisos Z2SE	16 pisos Z2SD
8 pisos Z3SD	16 pisos Z3SE	8 pisos Z2SD	16 pisos Z2SE
8 pisos Z3SE		8 pisos Z2SE	

3.4. Desarrollo del Modelo No Lineal

El desarrollo de los modelos no lineales requiere el previo diseño de los edificios prototipo; para este punto, la idealización matemática de los modelos debe capturar todos los efectos no lineales relacionados a la falla, es decir, la simulación explícita de los modos de colapso a través del análisis no lineal o la evaluación de los modos de colapso no simulados chequeando estados límites como lo establece el ASCE/SEI 41-13 [21]. Para la simulación del colapso, los elementos deben capturar la degradación de resistencia y rigidez bajo grandes deformaciones. En el presente trabajo de investigación se utilizará el criterio de estabilidad global que provee FEMA 350 [23] en el apéndice A, el cual, para la prevención del colapso adopta un 0.1 (10%) para la máxima deriva de entrepiso que será usada como límite al realizar el análisis incremental no lineal dinámico; además se utiliza un criterio de colapso no simulado para el análisis no lineal estático correspondiente a una rotación plástica máxima de 0.05 [rad] tanto para vigas y columnas basado en los ensayos de laboratorio realizados por Herrera, Ricles & Sause [6]&[7].

En el presente trabajo de investigación se utiliza un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas, se asume una conexión “Split-Tee Moment Connection” colocando extremos rígidos en la unión de los elementos, se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta), además se incluye la no linealidad del material al utilizar las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tomadas de Herrera [1] para caracterizar el comportamiento del acero y hormigón; estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [1] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico.

3.5. Análisis No Lineal

La evaluación del riesgo de colapso se desarrolla realizando el análisis no lineal estático (Pushover) y no lineal dinámico (Time-History). El análisis no lineal estático es usado para calcular el factor de sobrerresistencia Ω y la ductilidad del sistema μ_T . El análisis no lineal dinámico es usado para calcular la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR. La combinación de carga gravitacional para efectuar los análisis no lineales está dada por la siguiente expresión:

$$1.00D + 0.25L \quad [\text{Ec. 37}]$$

3.5.1. Análisis No Lineal Estático (Pushover)

La distribución vertical de las fuerzas laterales F_x en cada piso "x" deben emular la respuesta de la forma del modo fundamental del modelo:

$$F_x = V_{diseño} * \phi_{1,x} \quad [\text{Ec. 38}]$$

donde $\phi_{1,x}$ es la ordenada del modo fundamental en el piso "x".

El análisis pushover se realiza sometiendo el modelo a la combinación de carga gravitacional, luego se aplica de manera gradual las cargas laterales controlando los desplazamientos del nodo ubicado en la esquina superior derecha del modelo (Techo).

En la Figura 3.1 se presenta una curva idealizada de pushover donde se define el corte basal máximo V_{max} experimentado por la estructura y el desplazamiento último de techo δ_u correspondiente a dicho corte.

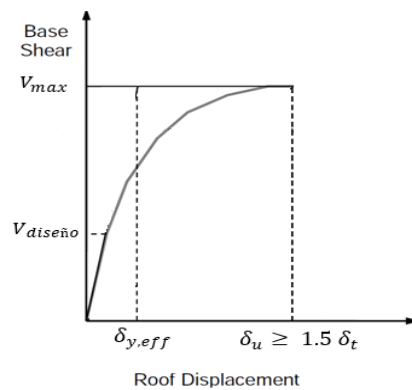


Figura 3.1. Curva idealizada de capacidad.
(FEMA P695)

El factor de sobrerresistencia “ Ω ” se define como la razón entre el corte basal máximo “ V_{max} ” y el corte basal de diseño “ $V_{diseño}$ ”:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{diseño}} \quad [\text{Ec. 39}]$$

La ductilidad basada en el período “ μ_T ” se define como la razón entre el desplazamiento último de techo “ δ_u ” y el desplazamiento efectivo de fluencia de techo “ $\delta_{y,eff}$ ”:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad [\text{Ec. 40}]$$

El desplazamiento efectivo de fluencia de techo “ $\delta_{y,eff}$ ” se lo calcula como:

$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W_T} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad [\text{Ec. 41}]$$

Donde W_T es el peso sísmico total de la estructura, T es su período fundamental y g es la aceleración de la gravedad.

El coeficiente “ C_o ” que relaciona los desplazamientos del modo fundamental con los desplazamientos de techo se lo calcula como:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N W_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N W_x \phi_{1,x}^2} \quad [\text{Ec. 42}]$$

donde $\phi_{1,r}$ corresponde a la ordenada del modo fundamental a nivel de techo, W_x es el peso sísmico del piso “ x ” y N es el número de pisos.

Para el cálculo del desplazamiento objetivo (target displacement), se utilizan las recomendaciones del ASCE/SEI 41-13 [21], cuyo procedimiento se basa en el método de los coeficientes tal como se muestra:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{\frac{V_{y,eff}}{W_T}} * C_m \quad [\text{Ec. 43}]$$

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT^2} \quad [\text{Ec. 44}]$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T} \right)^2 \quad [\text{Ec. 45}]$$

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad [\text{Ec. 46}]$$

En donde:

C_m = Factor de masa efectiva; para C-SMF = 1.0

W_T = Peso sísmico total de la estructura.

$V_{y,eff}$ = Corte efectivo de fluencia correspondiente a $\delta_{y,eff}$. No debe tomarse mayor al V_{max} .

$\mu_{strength}$ = Razón entre la sollicitación elástica y el corte efectivo de fluencia.

δ_t = Desplazamiento objetivo.

T = Período fundamental de la estructura.

g = Aceleración de la gravedad.

S_a = Aceleración espectral elástica correspondiente al sismo de diseño en el período fundamental de la estructura.

C_1 = Factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados utilizando un análisis lineal y elástico. Para períodos mayores a 1 segundo, $C_1 = 1$.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la curva histerética y la degradación cíclica de rigidez y resistencia. Para períodos mayores a 0.7 segundos, $C_2 = 1$.

a = Factor que depende el tipo de suelo. Para suelo tipo A y B, $a = 130$, para suelo tipo C, $a = 90$, para suelo tipo D, E y F, $a = 60$.

Se requiere que el análisis no lineal estático se lleve a cabo al menos hasta un 150% del desplazamiento objetivo con la finalidad de investigar el desempeño del edificio y el comportamiento del modelo bajo condiciones de carga extrema que superan los valores utilizados en el análisis sísmico en consideración. En el presente trabajo de investigación se utilizará como desplazamiento a monitorear un mínimo de 0.05H, donde H es la altura total del edificio; este desplazamiento es mayor a $1.5 \delta_t$.

$$\delta_u \geq 1.5 \delta_t \quad [\text{Ec. 47}]$$

3.5.2. Análisis Incremental No Lineal Dinámico (Time-History)

Los modelos son sometidos a una combinación de carga gravitacional y aceleración sísmica correspondiente a cada registro, donde su amplitud es incrementada progresivamente. Debido a que los modelos en estudio poseen columnas compuestas CFT en lugar de columnas de acero, estos no caen en la categoría de estructura de acero regular por lo que el procedimiento detallado en el apéndice A de FEMA 350 [23] fue el seleccionado para determinar la capacidad de deriva de entrepiso promedio que provoca el colapso. En el presente trabajo de investigación se utiliza como criterio de colapso el valor de 0.1 (10%) de máxima deriva de entrepiso. Al finalizar cada análisis se debe registrar tanto la máxima deriva de entrepiso como la aceleración espectral del registro utilizado para el período fundamental de la estructura.

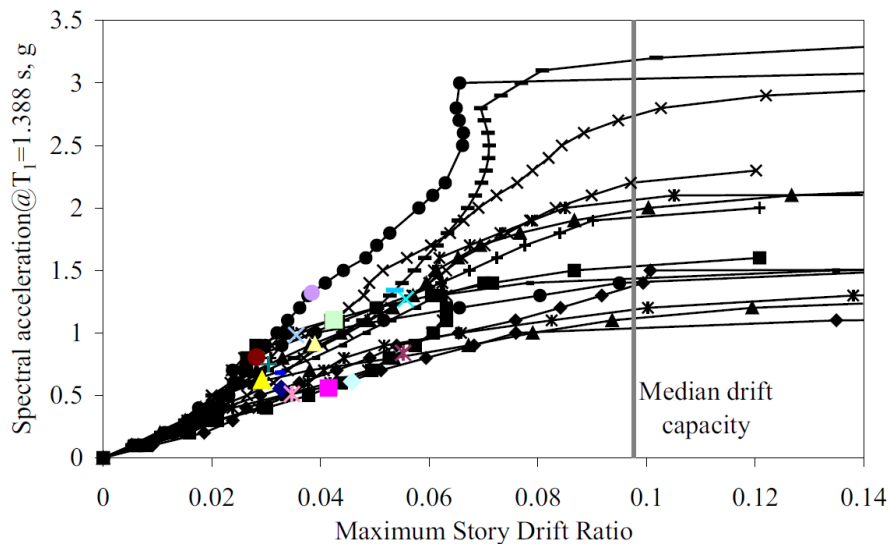


Figura 3.2. Ejemplo IDA y capacidad de deriva de entrepiso promedio. (Herrera 2005)

3.5.2.1. Sismo Máximo Considerado (MCE)

Dado que la NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” [25] no define un espectro a nivel del MCE, se hará uso de la norma NCh 2745 “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica” [27] donde el espectro MCE se define como la sismicidad en territorio chileno cuya intensidad presenta una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, para un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico.

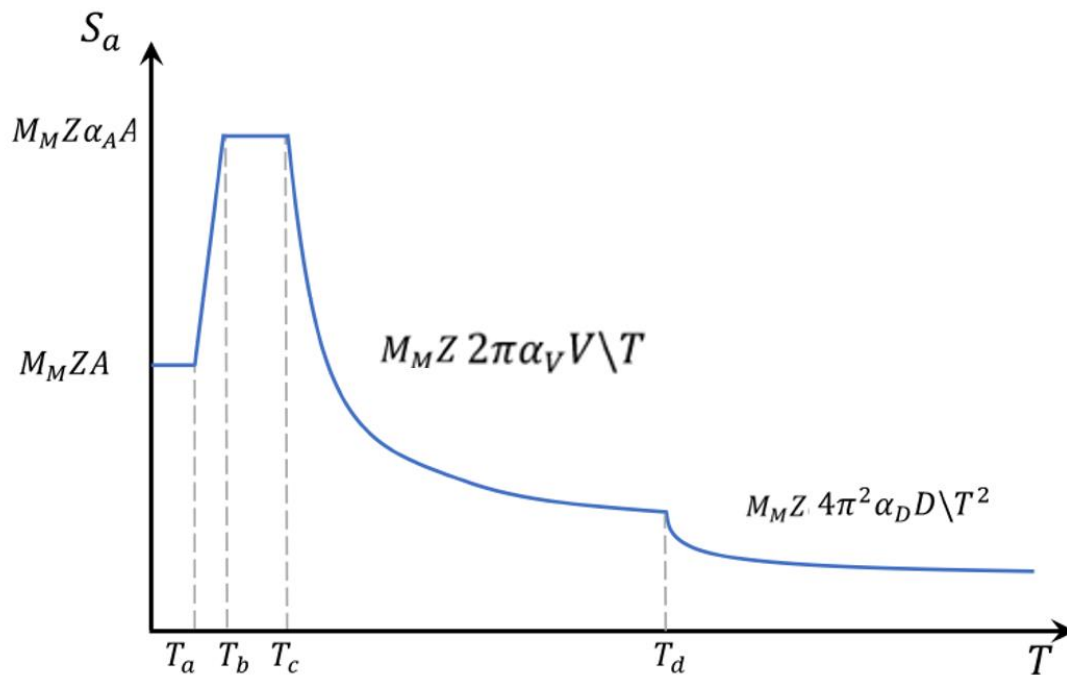


Figura 3.3. Espectro Máximo Considerado “MCE” para un amortiguamiento del 5%.
(NCh 2745-2013)

Donde M_M es la relación entre el sismo máximo considerado “MCE” y el sismo de diseño “DE”, Z es la amplificación por la zona sísmica, A es la aceleración máxima del suelo, $\alpha_A A$ es la máxima aceleración, $\alpha_D D$ y $\alpha_V V$ parámetros de velocidad y desplazamiento, T_a, T_b, T_c, T_d son los períodos característicos del espectro de la norma sísmica NCh 2745 [27].

3.5.2.2. Escalamiento de los Registros Sísmicos

Para evaluar el riesgo de colapso, la mediana de los espectros de aceleración de los 18 registros sísmicos es escalado hasta alcanzar la intensidad del espectro de aceleración del sismo máximo considerado (MCE) en el período fundamental de la estructura; ese factor de escala constante ($F.E. = \frac{S_{aMCE}}{S_{aMedian}}$) es utilizado para multiplicar la amplitud de los 18 registros quedando de esta manera listos para comenzar el análisis incremental dinámico no lineal (IDA). Luego de esto, la amplitud de cada registro es progresivamente aumentada hasta que se alcance el colapso. Finalmente, cuando el 50% de los registros sísmicos utilizados escogidos de una manera aleatoria provocan el colapso del modelo, se determina la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR.

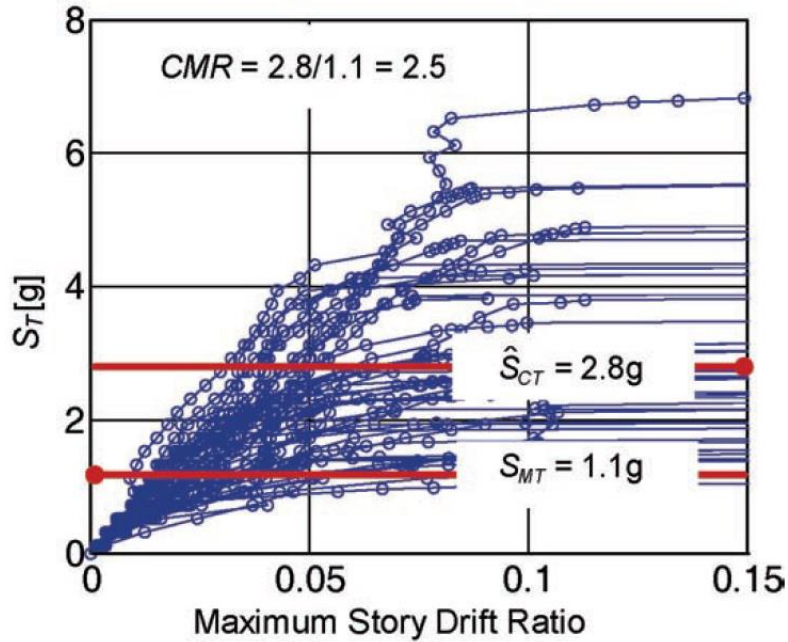


Figura 3.4. Ejemplo de análisis incremental dinámico no lineal. Aceleración espectral vs Máxima deriva de entrepiso. (FEMA P695)

En la Figura 3.4 se muestra el análisis IDA para un solo modelo. Cada punto en una misma curva representa el resultado de un análisis dinámico no lineal correspondiente a un registro sísmico el cual está escalado a cierto nivel de intensidad; cada curva representa un sismo diferente. Estos resultados se grafican en términos de la Aceleración espectral (para el período fundamental de la estructura) vs Máxima deriva de entrepiso.

3.5.2.3. Cálculo de la Intensidad Media de Colapso \hat{S}_{CT} y Razón del Margen de Colapso CMR.

El primer paso es obtener la aceleración espectral " S_{MT} " del sismo máximo considerado (MCE) para el período fundamental del modelo analizado, la cual se adquiere directamente del espectro de respuesta; la intensidad media de colapso " \hat{S}_{CT} " se obtiene del gráfico Aceleración espectral vs Máxima deriva de entrepiso donde se debe llegar hasta la ordenada de aceleración que causa el colapso correspondiente a la mitad (50%) de los registros utilizados. Finalmente, la razón del margen de colapso CMR resulta de dividir \hat{S}_{CT} para S_{MT} .

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad [\text{Ec. 48}]$$

3.5.3. Documentación de Resultados

La siguiente información debe ser registrada como resultado del análisis no lineal estático:

- Período Fundamental T y Corte Basal de Diseño $V_{diseño}$.
- Distribución de cargas laterales.
- Gráfico Corte Basal vs Desplazamiento de Techo.
- Corte Basal Máximo V_{max} y el factor de sobrerresistencia Ω .
- El desplazamiento efectivo de fluencia de techo $\delta_{y,eff}$, el desplazamiento último de techo δ_u y la ductilidad μ_T .

La siguiente información debe ser registrada como resultado del análisis no lineal dinámico:

- La aceleración espectral S_{MT} para el sismo máximo considerado MCE y el período T utilizado para calcular dicho valor.
- La intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR.
- Parámetro utilizado para identificar el colapso. En el presente trabajo de investigación será 10% de máxima deriva de entrepiso.
- Curva de histéresis representativa para los elementos estructurales seleccionados en el punto de colapso.

3.6. Evaluación del Desempeño

La evaluación del desempeño sísmico se basa en los resultados obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico y sigue el procedimiento descrito a continuación:

- Obtener el factor de sobrerresistencia Ω , la ductilidad μ_T , la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR para cada prototipo.
- Calcular la Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR para cada prototipo utilizando el factor de forma espectral SSF, el cual depende del período fundamental T y de la ductilidad μ_T .
- Calcular la incertidumbre total del sistema β_{TOT} , la cual depende de la calidad de los requerimientos de diseño, la calidad del modelo no lineal y la calidad de los ensayos de laboratorio.
- Determinar los valores admisibles de la razón del margen de colapso ajustado $ACMR_{10\%}$ para el promedio de cada grupo de desempeño y $ACMR_{20\%}$ para cada

prototipo de forma individual, los cuales están en función de la incertidumbre total del sistema β_{TOT} .

- Comparar los valores calculados de la razón del margen de colapso ajustado $ACMR$ con los valores admisibles $ACMR_{20\%}$ y $ACMR_{10\%}$.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE EDIFICIOS PROTOTIPO

4.1. Características Generales

El sistema resistente a cargas laterales se compone de columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón (CFT) y vigas de perfil W; la configuración estructural de los edificios prototipo es en 2D, siendo estos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura con un máximo de 5 vanos y $L=6$ [m]; además se tiene una altura constante de entrepiso de $H=4$ [m]. En la Figura 4.1 se presenta la planta típica de un edificio chileno donde el marco seleccionado para la modelación es un pórtico representativo de la estructura; además, todos sus ejes son resistentes a momento, decisión tomada para continuar con la línea de investigación propuesta por Rodrigo Valenzuela [2]. Los edificios a diseñar corresponden a una categoría ocupacional II destinados a oficina ubicados en zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E, utilizando el espectro de la norma NCh 433 [25] para considerar las cargas sísmicas. Se definen las cargas gravitacionales como $D_{piso} = 3.0$ [T/m], $L_{piso} = 1.5$ [T/m], $D_{techo} = 2.3$ [T/m], $L_{techo} = 0.6$ [T/m]. Las combinaciones de carga a utilizar fueron definidas en el capítulo 2 del presente trabajo en las cuales se considera el efecto vertical del sismo.

Los materiales utilizados en el presente trabajo de investigación son de alta resistencia, decisión tomada para continuar con la línea de investigación propuesta por Rodrigo Valenzuela [2] y para asegurar elementos resistentes y rígidos a pesar de su esbeltez; además se les da un uso más eficiente a ambos materiales. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta se utiliza un ASTM A500 con un $F_y = 550$ [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y = 345$ [MPa] (50 [KSI]), ambos con un módulo de elasticidad de $E_s = 200000$ [MPa]. El hormigón utilizado en la columna compuesta posee una resistencia a la compresión de $f'_c = 55$ [MPa] (8[KSI]) con un módulo de elasticidad de $E_c = 34856$ [MPa]; debido a que las dimensiones utilizadas en las columnas CFT son mayores a la de los perfiles tubulares disponibles en el mercado, éstas deben ser construidas en base a placas de acero soldadas; el tipo de soldadura corresponde a una de penetración completa.

La conexión recomendada a utilizar entre la viga y la columna corresponde a una “Split-Tee Moment Connection” donde el alma de la T se une al ala de la viga de perfil W mediante soldadura de filete; el ala de la T es post-tensionada a la columna atravesando pernos de alta resistencia, eliminando la necesidad de utilizar placas de corte; esto se demostró a partir de los ensayos experimentales llevados a cabo por Peng (2001) donde el alma de la T pudo soportar tanto la carga axial como el corte solicitante. Este tipo de conexión ha presentado el mejor desempeño en los estudios experimentales ya que permite que las vigas desarrollen una rotación plástica superior al 5% (0.05 [Rad]) sin fallar. En el presente trabajo de investigación el estudio de la conexión queda fuera del alcance ya que lo que se pretende evaluar es el comportamiento global del sistema y no el comportamiento local donde se conecta la viga con la columna; además, dado que Chile es un país altamente sísmico, se debe destacar que los diseños se realizaron por deriva de entrepiso ($\theta < 0.002$ [Rad]) para luego verificar la resistencia requerida en base a las combinaciones de carga.

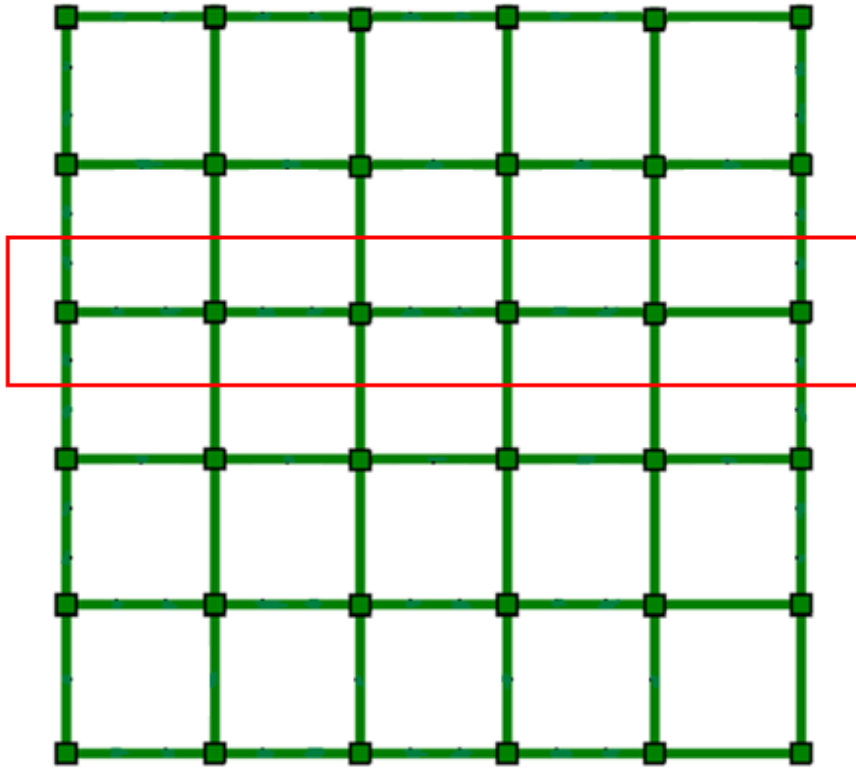


Figura 4.1. Planta típica junto con marco seleccionado para crear los edificios prototipo.
(Elaboración propia)

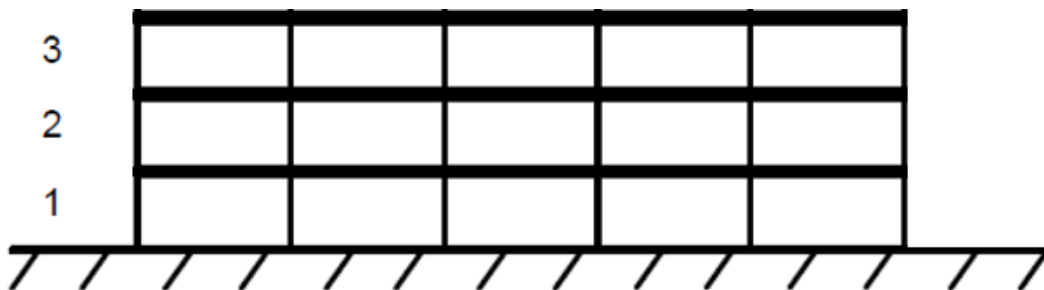


Figura 4.2. Elevación del edificio prototipo de 3 pisos.
(Elaboración propia)

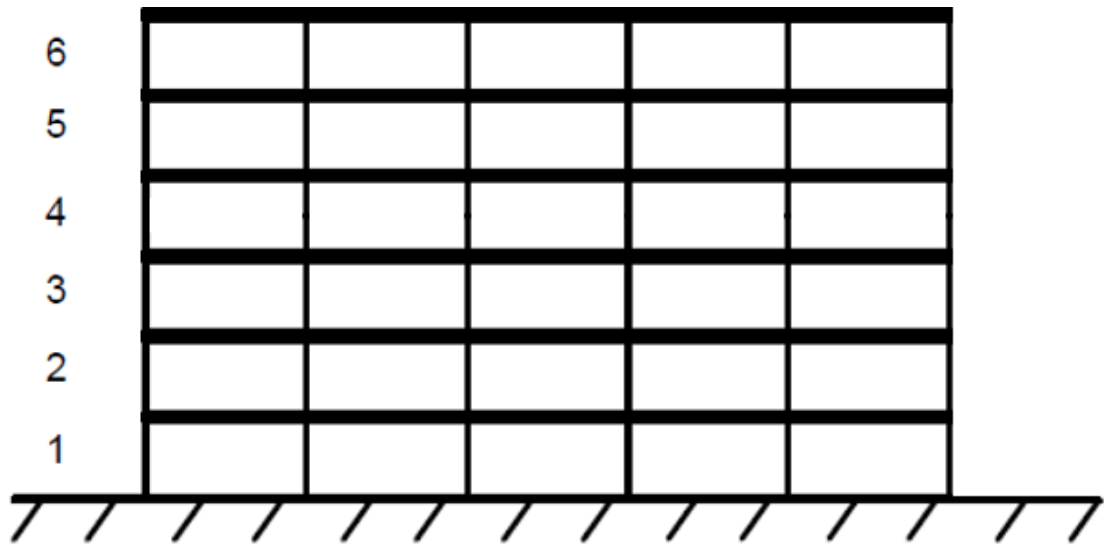


Figura 4.3. Elevación del edificio prototipo de 6 pisos.
(Elaboración propia)

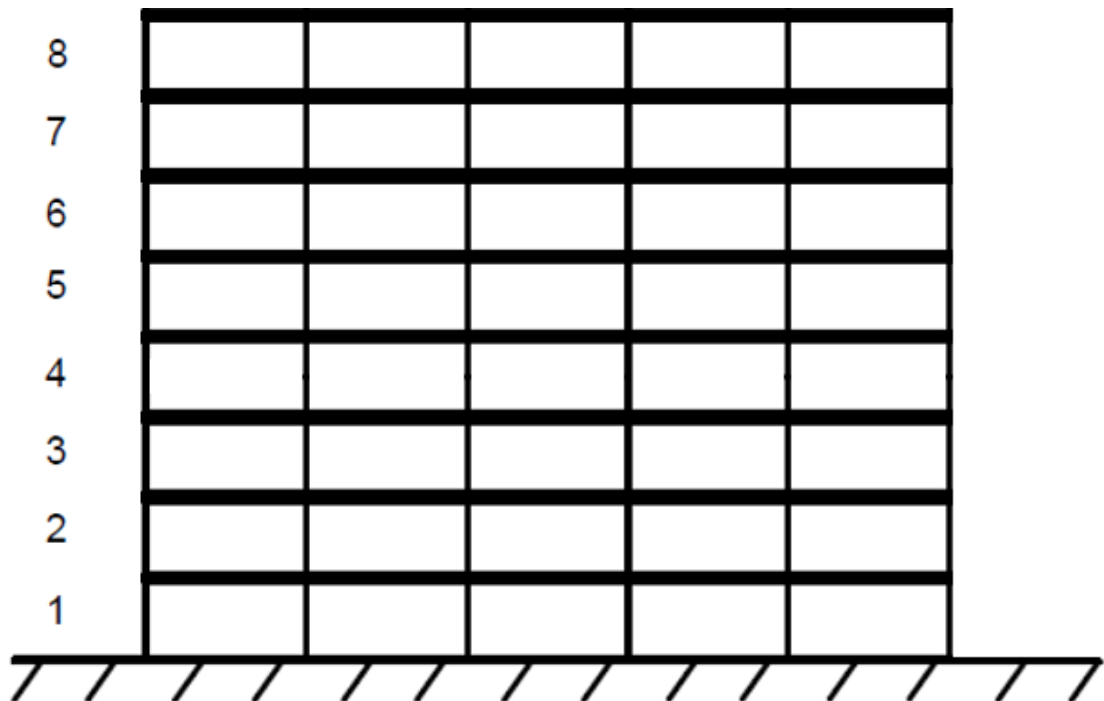
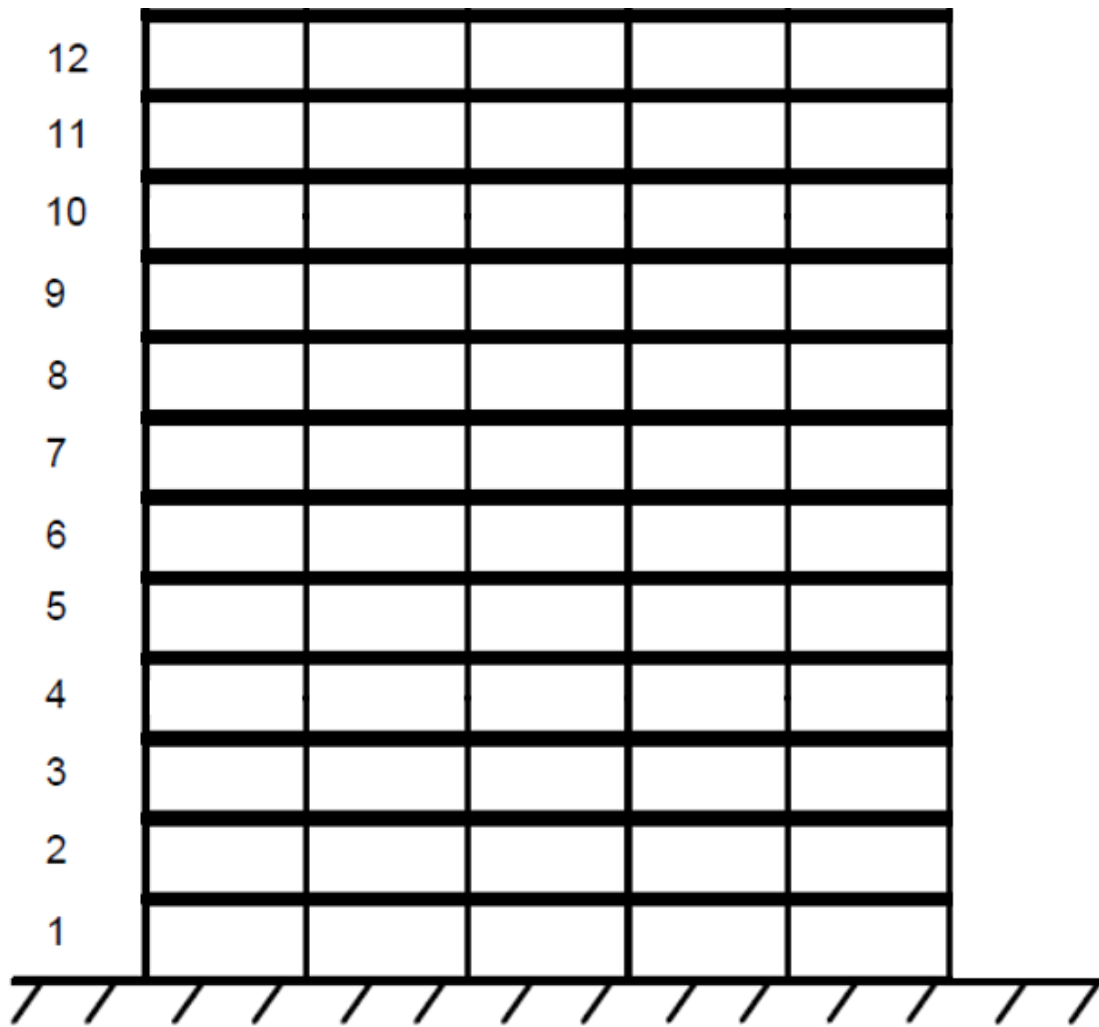


Figura 4.4. Elevación del edificio prototipo de 8 pisos.
(Elaboración propia)



*Figura 4.5. Elevación del edificio prototipo de 12 pisos.
(Elaboración propia)*

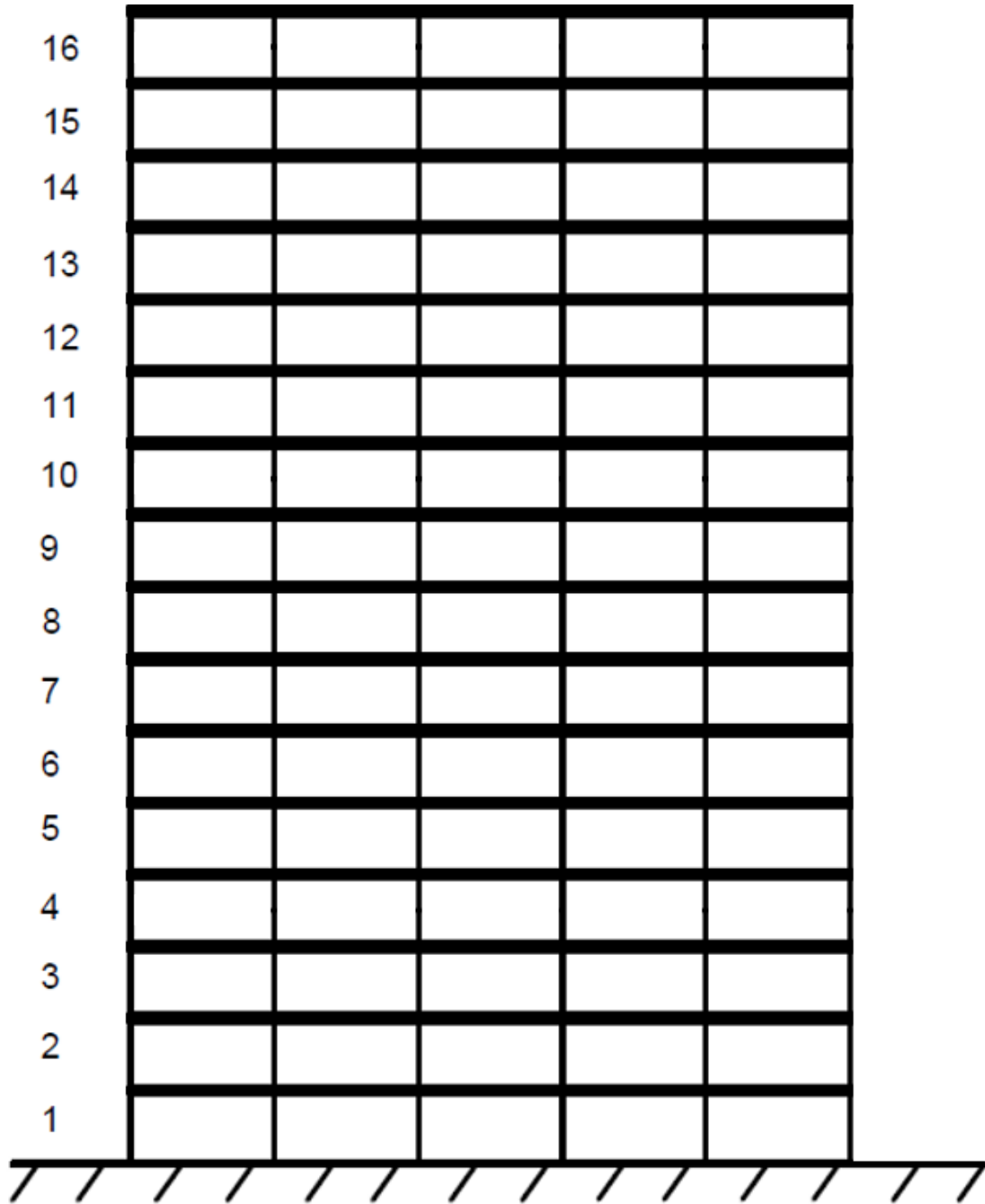


Figura 4.6. Elevación del edificio prototipo de 16 pisos.
(Elaboración propia)

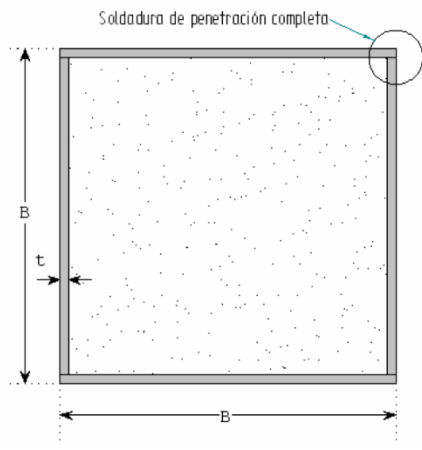


Figura 4.7. Sección transversal de columna CFT cuadrada con placas de acero soldadas. (Valenzuela 2007)

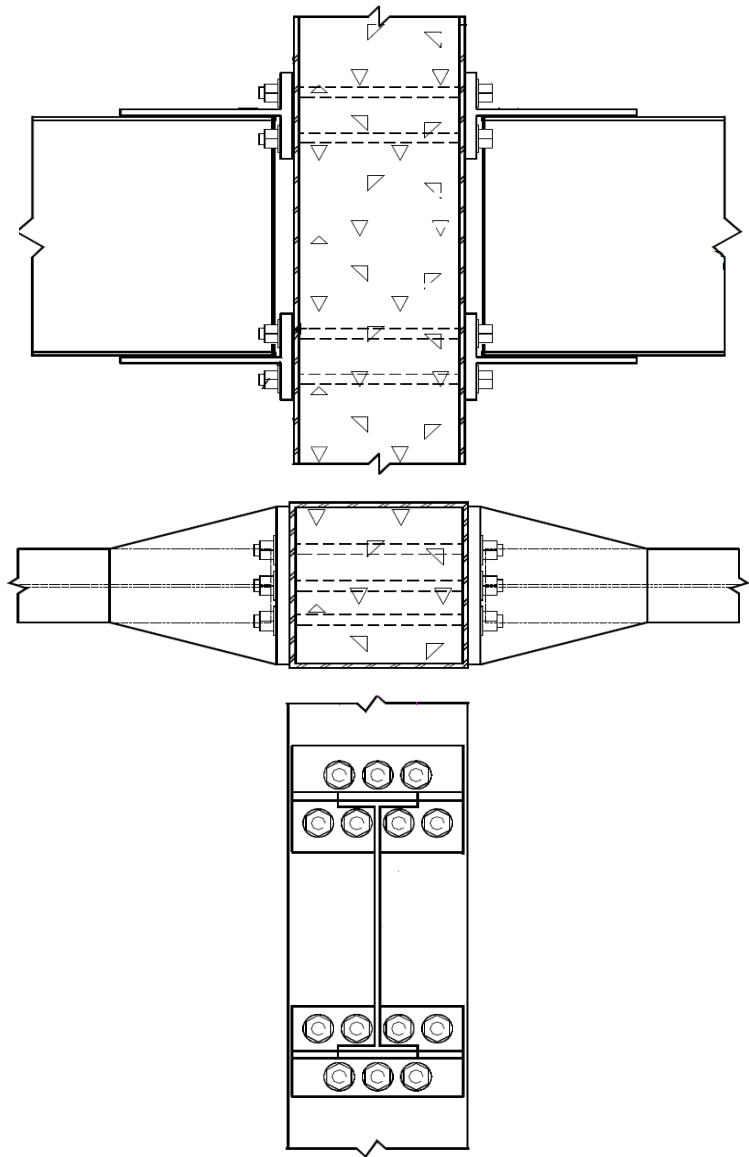


Figura 4.8. Ejemplo de "Split-Tee Moment Connection" utilizada para marcos especiales a momento compuestos. (Herrera 2005)

4.2. Consideraciones Relevantes

Los modelos elásticos de los edificios prototipo fueron desarrollados en el software SAP2000 para determinar las solicitaciones internas (Momentos, Cortes, Fuerzas Axiales) de los elementos, así como los desplazamientos de piso cuando son sometidos al sismo de diseño (Espectro de Respuesta Inelástico). Para realizar el análisis de los modelos se utilizó el método lineal-dinámico Modal Espectral con el fin de obtener el corte basal de diseño chequeando corte basal mínimo y corte basal máximo, la resistencia requerida de los elementos, corte elástico, derivas de entrepiso, período fundamental, peso sísmico, R^* y una vez obtenido el diseño proceder a chequear el criterio sísmico de columna fuerte-viga débil.

Los modelos incluyen la flexibilidad de las vigas y columnas; para la unión viga-columna se utilizaron extremos rígidos (conexión totalmente restringida) y no se consideró la flexibilidad de la zona panel ni la sección agrietada del hormigón todo esto para cumplir con el requisito de realizar un análisis lineal y elástico que establece la NCh 433 [25]; se toma en cuenta la deformación vertical de la estructura al ser cargada gravitacionalmente, modificando su rigidez lo que provoca un aumento en el período fundamental, no se incluye la modelación del alma de la “T” sobre el ala de la viga característica de la conexión. La sección transversal de las columnas y vigas fueron creadas en “Section Designer” con el fin de facilitar el procedimiento no lineal explicado en los capítulos posteriores.

No se consideran excentricidades por tratarse de modelos en 2D y se define que los desplazamientos horizontales en los nodos de un mismo piso sean iguales asignando un diafragma rígido por nivel; además se especifica en el programa que los análisis se realicen considerando un comportamiento planar (X-Z). Se utilizaron 12 modos de vibración asegurando de esta manera el 90% de participación de la masa total. La masa sísmica considerada corresponde al 100% carga muerta + 25% de sobrecarga; finalmente se debe destacar que el chequeo de las derivas de entrepiso y corte basal se lo debe realizar únicamente por el Load Case correspondiente al “Sismo X” (Response Spectrum).

El espectro de respuesta inelástico correspondiente al Load Case de “Sismo X” en SAP2000 debe ser ingresado en [m/s²], si este es el caso, la casilla de “Scale Factor” permanece como 1; si el espectro ingresa en “g”, en la casilla de “Scale Factor” se debe colocar 9.81; por último, para hacer la corrección del corte basal (si fuese necesario) y ajustarlo al corte basal mínimo o máximo, en la misma casilla de “Scale Factor” se deberá colocar el respectivo factor de escala, correr de nuevo el programa y volver a comprobar el corte basal; esto se lo realiza con la finalidad de poder crear las combinaciones de carga y verificar la resistencia requerida de los elementos.

Si el corte basal resulta menor al $V_{basal\ min}$, los desplazamientos (así como las derivas de entrepiso) y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de amplificación de manera que dicho corte basal alcance el valor señalado como mínimo; en caso de que el valor del corte basal supere al $V_{basal\ max}$, únicamente las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de reducción de modo que dicho corte no sobrepase al corte máximo. Esta disposición no rige para los desplazamientos ni las derivas de entrepiso.

4.3. Aspectos relacionados al diseño estructural

Se realizó el diseño de las 5 configuraciones de edificios prototipo, tanto para la zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E dando un total de 30 modelos; de estos 30 modelos, se obtuvieron 18 diseños distintos ya que la diferencia en el diseño para suelo tipo C y D arrojaba las mismas secciones, excepto para los modelos de 3 pisos donde el diseño para suelo tipo E controló en su totalidad. Estos 18 diseños son los que serán sometidos a análisis no lineal en los capítulos posteriores.

El dimensionamiento de las vigas y columnas se realizó en base a la norma AISC 360 [17] verificando los requerimientos sísmicos del AISC 341 [16], considerando la ubicación de la rótula plástica en las vigas a una distancia de 55 [cm] medidos desde la cara de la columna hasta el final del alma de la “T” que se utiliza como conexión (Valenzuela [2]). Para la elaboración del diagrama de interacción se utilizó el método de compatibilidad de deformaciones que propone la norma AISC 360 [17] que es el mismo método del ACI 318 [19].

En los diseños se utilizaron secciones sísmicamente compactas cumpliendo las relaciones ancho-espesor; además se proporcionó a las columnas una mayor capacidad a momento comparada con la capacidad de momento de las vigas satisfaciendo de esta manera el criterio columna fuerte-viga débil. Los diseños quedan controlados por la restrictiva deriva de entrepiso que establece la norma NCh 433 [25], siendo esta de 0.002 lo que se traduce en una capacidad muy superior de los elementos comparada con las solicitaciones. Para verificar que la resistencia de diseño fue la adecuada, se utilizó el concepto de factor de utilización definido como:

$$F.U. = \frac{\text{Resistencia Requerida}}{\text{Resistencia de Diseño}} \leq 1 \quad [\text{Ec. 49}]$$

4.4. Resultados obtenidos del análisis

Se presenta el resumen de los 18 diseños finales, especificando sus parámetros más importantes. La denominación de las columnas CFT y las vigas de perfil W se explica con el siguiente ejemplo:

CFT 500X500X20: Columna CFT cuadrada de base y altura exterior igual a 500 [mm] con un espesor tubular de acero de 20 [mm].

W 12X55: Viga de perfil W de 12 [pulgadas] de altura y 55 [libras/pie] de peso lineal.

Tabla 4.1. Diseño modelo de 3 pisos, zona sísmica 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 3 Pisos Zona 2 Suelo E		Secciones del Piso 1 al Piso 3			
Altura de Entrepiso [m]	4	Viga		W 12X152	
Período Fundamental [s]	0.46529	Columna		CFT 400X400X25	
Sa [m/s ²] (Elástico)	9.92	Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Peso Sísmico [T]	339	Piso 3	0.018292	Piso 3	0.001177
V basal SAP2000 [T]	74	Piso 2	0.013585	Piso 2	0.001895
V basal mín [T]	22	Piso 1	0.006006	Piso 1	0.001502
V basal máx [T]	46	Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$			
Factor de Escala	0.62	Piso 3	1.08		
V basal diseño [T]	46	Piso 2	1.89		
R	7	Piso 1	1.87		
Ro	11				
R*	3.87				
R**	6.23				
V elástico [T]	287				

Tabla 4.2. Diseño modelo de 3 pisos, zona sísmica 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 3 Pisos Zona 3 Suelo E		Secciones del Piso 1 al Piso 3			
Altura de Entrepiso [m]	4	Viga		W 12X210	
Período Fundamental [s]	0.39485	Columna		CFT 450X450X20	
Sa [m/s ²] (Elástico)	12.22	Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Peso Sísmico [T]	353	Piso 3	0.017683	Piso 3	0.001106
V basal SAP2000 [T]	105	Piso 2	0.013259	Piso 2	0.001822
V basal mín [T]	31	Piso 1	0.005971	Piso 1	0.001493
V basal máx [T]	64	Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$			
Factor de Escala	0.61	Piso 3	1.09		
V basal diseño [T]	64	Piso 2	1.89		
R	7	Piso 1	1.87		
Ro	11				
R*	3.53				
R**	5.79				
V elástico [T]	371				

Tabla 4.3. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 6 Pisos Zona 2 Suelo D		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma M_c^*/\Sigma M_b^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 6	1.09
Período Fundamental [s]	0.74612	Piso 5	1.84
Sa [m/s ²] (Elástico)	9.75	Piso 4	1.83
Peso Sísmico [T]	738	Piso 3	1.96
V basal SAP2000 [T]	94	Piso 2	2.23
V basal min [T]	44	Piso 1	2.22
V basal max [T]	93	Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Factor de Escala	0.99	Viga	W 14X193
V basal diseño [T]	93	Columna	CFT 450X450X15
R	7	Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Ro	11	Viga	W 14X211
R*	6.22	Columna	CFT 500X500X20
R**	6.28		
V elástico [T]	584		
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 6	0.029187	Piso 6	0.000552
Piso 5	0.026980	Piso 5	0.001057
Piso 4	0.022753	Piso 4	0.001471
Piso 3	0.016868	Piso 3	0.001534
Piso 2	0.010734	Piso 2	0.001605
Piso 1	0.004315	Piso 1	0.001079

Tabla 4.4. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 6 Pisos Zona 2 Suelo E		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma M_c^*/\Sigma M_b^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 6	1.19
Período Fundamental [s]	0.64748	Piso 5	2.07
Sa [m/s ²] (Elástico)	11.33	Piso 4	2.05
Peso Sísmico [T]	777	Piso 3	2.12
V basal SAP2000 [T]	154	Piso 2	2.39
V basal min [T]	51	Piso 1	2.38
V basal max [T]	106	Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Factor de Escala	0.69	Viga	W 14X233
V basal diseño [T]	106	Columna	CFT 500X500X20
R	7	Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Ro	11	Viga	W 14X257
R*	4.62	Columna	CFT 550X550X25
R**	6.71		
V elástico [T]	711		
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 6	0.034556	Piso 6	0.000674
Piso 5	0.031860	Piso 5	0.001257
Piso 4	0.026833	Piso 4	0.001732
Piso 3	0.019907	Piso 3	0.001844
Piso 2	0.012532	Piso 2	0.001898
Piso 1	0.004940	Piso 1	0.001235

Tabla 4.5. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 6 Pisos Zona 3 Suelo D		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 6	1.09
Período Fundamental [s]	0.62441	Piso 5	1.85
Sa [m/s ²] (Elástico)	14.17	Piso 4	1.84
Peso Sísmico [T]	784	Piso 3	1.90
V basal SAP2000 [T]	157	Piso 2	2.12
V basal min [T]	63	Piso 1	2.11
V basal max [T]	132	Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Factor de Escala	0.84	Viga	W 14X257
V basal diseño [T]	132	Columna	CFT 500X500X20
R	7	Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Ro	11	Viga	W 14X283
R*	5.74	Columna	CFT 550X550X25
R**	6.83		
V elástico [T]	902		
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 6	0.032295	Piso 6	0.000621
Piso 5	0.029813	Piso 5	0.001167
Piso 4	0.025145	Piso 4	0.001611
Piso 3	0.018700	Piso 3	0.001709
Piso 2	0.011863	Piso 2	0.001779
Piso 1	0.004748	Piso 1	0.001187

Tabla 4.6. Diseño modelo de 6 pisos, zona sísmica 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 6 Pisos Zona 3 Suelo E		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 6	1.16
Período Fundamental [s]	0.55495	Piso 5	1.99
Sa [m/s ²] (Elástico)	14.30	Piso 4	1.98
Peso Sísmico [T]	822	Piso 3	2.02
V basal SAP2000 [T]	224	Piso 2	2.25
V basal min [T]	71	Piso 1	2.24
V basal max [T]	150	Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Factor de Escala	0.67	Viga	W 14X311
V basal diseño [T]	150	Columna	CFT 550X550X20
R	7	Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Ro	11	Viga	W 14X342
R*	4.26	Columna	CFT 600X600X25
R**	6.36		
V elástico [T]	954		
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 6	0.034721	Piso 6	0.000673
Piso 5	0.032030	Piso 5	0.001253
Piso 4	0.027020	Piso 4	0.001724
Piso 3	0.020124	Piso 3	0.001846
Piso 2	0.012742	Piso 2	0.001914
Piso 1	0.005088	Piso 1	0.001272

Tabla 4.7. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 8 Pisos Zona 2 Suelo D		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	1.09
Período Fundamental [s]	0.84896	Piso 7	1.85
Sa [m/s ²] (Elástico)	8.78	Piso 6	1.84
Peso Sísmico [T]	1054	Piso 5	1.83
V basal SAP2000 [T]	114	Piso 4	1.90
V basal min [T]	63	Piso 3	2.13
V basal max [T]	133	Piso 2	2.12
Factor de Escala	1.00	Piso 1	2.11
V basal diseño [T]	114	Secciones del Piso 5 al Piso 8	
R	7	Viga	W 14X257
Ro	11	Columna	CFT 500X500X20
R*	6.58	Secciones del Piso 1 al Piso 4	
R**	6.58	Viga	W 14X283
V elástico [T]	750	Columna	CFT 550X550X25
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0.032135	Piso 8	0.000362
Piso 7	0.030685	Piso 7	0.000678
Piso 6	0.027972	Piso 6	0.000988
Piso 5	0.024019	Piso 5	0.001208
Piso 4	0.019186	Piso 4	0.001234
Piso 3	0.014249	Piso 3	0.001347
Piso 2	0.008863	Piso 2	0.001341
Piso 1	0.003500	Piso 1	0.000875

Tabla 4.8. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 8 Pisos Zona 2 Suelo E		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	1.07
Período Fundamental [s]	0.73143	Piso 7	1.80
Sa [m/s ²] (Elástico)	11.68	Piso 6	1.79
Peso Sísmico [T]	1115	Piso 5	1.78
V basal SAP2000 [T]	214	Piso 4	1.85
V basal min [T]	72	Piso 3	2.06
V basal max [T]	152	Piso 2	2.05
Factor de Escala	0.71	Piso 1	2.04
V basal diseño [T]	152	Secciones del Piso 5 al Piso 8	
R	7	Viga	W 14X342
Ro	11	Columna	CFT 550X550X20
R*	4.92	Secciones del Piso 1 al Piso 4	
R**	6.93	Viga	W 14X370
V elástico [T]	1053	Columna	CFT 600X600X25
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0.042381	Piso 8	0.000476
Piso 7	0.040479	Piso 7	0.000885
Piso 6	0.036939	Piso 6	0.001291
Piso 5	0.031775	Piso 5	0.001586
Piso 4	0.025432	Piso 4	0.001633
Piso 3	0.018900	Piso 3	0.001778
Piso 2	0.011788	Piso 2	0.001772
Piso 1	0.004699	Piso 1	0.001175

Tabla 4.9. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 8 Pisos Zona 3 Suelo D		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	1.07
Período Fundamental [s]	0.73143	Piso 7	1.79
Sa [m/s ²] (Elástico)	13.16	Piso 6	1.78
Peso Sísmico [T]	1115	Piso 5	1.77
V basal SAP2000 [T]	193	Piso 4	1.85
V basal min [T]	89	Piso 3	2.07
V basal max [T]	187	Piso 2	2.06
Factor de Escala	0.97	Piso 1	2.05
V basal diseño [T]	187	Secciones del Piso 5 al Piso 8	
R	7	Viga	W 14X342
Ro	11	Columna	CFT 550X550X20
R*	6.17	Secciones del Piso 1 al Piso 4	
R**	6.37	Viga	W 14X370
V elástico [T]	1191	Columna	CFT 600X600X25

Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0.038178	Piso 8	0.000429
Piso 7	0.036460	Piso 7	0.000798
Piso 6	0.033267	Piso 6	0.001162
Piso 5	0.028621	Piso 5	0.001426
Piso 4	0.022919	Piso 4	0.001468
Piso 3	0.017046	Piso 3	0.001602
Piso 2	0.010640	Piso 2	0.001599
Piso 1	0.004245	Piso 1	0.001061

Tabla 4.10. Diseño modelo de 8 pisos, zona sísmica 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 8 Pisos Zona 3 Suelo E		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	1.02
Período Fundamental [s]	0.62458	Piso 7	1.68
Sa [m/s ²] (Elástico)	14.94	Piso 6	1.68
Peso Sísmico [T]	1191	Piso 5	1.67
V basal SAP2000 [T]	318	Piso 4	1.68
V basal min [T]	103	Piso 3	1.86
V basal max [T]	217	Piso 2	1.85
Factor de Escala	0.68	Piso 1	1.84
V basal diseño [T]	217	Secciones del Piso 5 al Piso 8	
R	7	Viga	W 14X455
Ro	11	Columna	CFT 600X600X20
R*	4.53	Secciones del Piso 1 al Piso 4	
R**	6.64	Viga	W 14X500
V elástico [T]	1441	Columna	CFT 650X650X25

Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0.043094	Piso 8	0.000495
Piso 7	0.041113	Piso 7	0.000912
Piso 6	0.037465	Piso 6	0.001321
Piso 5	0.032183	Piso 5	0.001603
Piso 4	0.025771	Piso 4	0.001636
Piso 3	0.019229	Piso 3	0.001783
Piso 2	0.012098	Piso 2	0.001792
Piso 1	0.004929	Piso 1	0.001232

Tabla 4.11. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 12 Pisos Zona 2 Suelo D		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 12	0.036323	Piso 12	0.000241
Período Fundamental [s]	1.06956	Piso 11	0.035359	Piso 11	0.000412
Sa [m/s ²] (Elástico)	6.72	Piso 10	0.033713	Piso 10	0.000584
Peso Sísmico [T]	1716	Piso 9	0.031376	Piso 9	0.000718
V basal SAP2000 [T]	130	Piso 8	0.028503	Piso 8	0.000776
V basal min [T]	103	Piso 7	0.025400	Piso 7	0.000882
V basal max [T]	216	Piso 6	0.021871	Piso 6	0.000974
Factor de Escala	1.00	Piso 5	0.017975	Piso 5	0.001018
V basal diseño [T]	130	Piso 4	0.013905	Piso 4	0.000963
R	7	Piso 3	0.010052	Piso 3	0.000984
Ro	11	Piso 2	0.006118	Piso 2	0.000936
R*	7.21	Piso 1	0.002374	Piso 1	0.000594
R**	7.21				
V elástico [T]	937				
Secciones del Piso 9 al Piso 12		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$			
Viga	W 14X342	Piso 12	1.07		
Columna	CFT 550X550X20	Piso 11	1.79		
Secciones del Piso 5 al Piso 8		Piso 10	1.78		
Viga	W 14X370	Piso 9	1.77		
Columna	CFT 600X600X20	Piso 8	1.85		
Secciones del Piso 1 al Piso 4		Piso 7	2.07		
Viga	W 14X398	Piso 6	2.06		
Columna	CFT 650X650X25	Piso 5	2.05		
		Piso 4	2.12		
		Piso 3	2.34		
		Piso 2	2.33		
		Piso 1	2.32		

Tabla 4.12. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 12 Pisos Zona 2 Suelo E		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 12	0.067596	Piso 12	0.000445
Período Fundamental [s]	0.99538	Piso 11	0.065816	Piso 11	0.000756
Sa [m/s ²] (Elástico)	11.53	Piso 10	0.062791	Piso 10	0.001082
Peso Sísmico [T]	1793	Piso 9	0.058462	Piso 9	0.001347
V basal SAP2000 [T]	285	Piso 8	0.053073	Piso 8	0.001458
V basal min [T]	117	Piso 7	0.047240	Piso 7	0.001659
V basal max [T]	245	Piso 6	0.040603	Piso 6	0.001829
Factor de Escala	0.86	Piso 5	0.033286	Piso 5	0.001905
V basal diseño [T]	245	Piso 4	0.025667	Piso 4	0.001827
R	7	Piso 3	0.018359	Piso 3	0.001840
Ro	11	Piso 2	0.010999	Piso 2	0.001711
R*	5.73	Piso 1	0.004156	Piso 1	0.001039
R**	6.67				
V elástico [T]	1634				
Secciones del Piso 9 al Piso 12		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$			
Viga	W 14X370	Piso 12	1.23		
Columna	CFT 600X600X20	Piso 11	2.10		
Secciones del Piso 5 al Piso 8		Piso 10	2.10		
Viga	W 14X398	Piso 9	2.09		
Columna	CFT 650X650X25	Piso 8	2.15		
Secciones del Piso 1 al Piso 4		Piso 7	2.38		
Viga	W 14X426	Piso 6	2.37		
Columna	CFT 700X700X30	Piso 5	2.36		
		Piso 4	2.44		
		Piso 3	2.68		
		Piso 2	2.67		
		Piso 1	2.66		

Tabla 4.13. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 12 Pisos Zona 3 Suelo D		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 12	0.048044	Piso 12	0.000319
Período Fundamental [s]	1.06956	Piso 11	0.046769	Piso 11	0.000544
Sa [m/s ²] (Elástico)	8.96	Piso 10	0.044592	Piso 10	0.000773
Peso Sísmico [T]	1716	Piso 9	0.041500	Piso 9	0.000950
V basal SAP2000 [T]	172	Piso 8	0.037700	Piso 8	0.001026
V basal min [T]	137	Piso 7	0.033596	Piso 7	0.001167
V basal max [T]	288	Piso 6	0.028930	Piso 6	0.001288
Factor de Escala	1.00	Piso 5	0.023778	Piso 5	0.001346
V basal diseño [T]	172	Piso 4	0.018395	Piso 4	0.001274
R	7	Piso 3	0.013299	Piso 3	0.001301
Ro	11	Piso 2	0.008094	Piso 2	0.001238
R*	7.21	Piso 1	0.003141	Piso 1	0.000785
R**	7.21				
V elástico [T]	1240				
Secciones del Piso 9 al Piso 12		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$			
Viga	W 14X342	Piso 12			1.07
Columna	CFT 550X550X20	Piso 11			1.79
Secciones del Piso 5 al Piso 8		Piso 10			1.78
Viga	W 14X370	Piso 9			1.77
Columna	CFT 600X600X20	Piso 8			1.85
Secciones del Piso 1 al Piso 4		Piso 7			2.07
Viga	W 14X398	Piso 6			2.06
Columna	CFT 650X650X25	Piso 5			2.05
		Piso 4			2.12
		Piso 3			2.34
		Piso 2			2.33
		Piso 1			2.32

Tabla 4.14. Diseño modelo de 12 pisos, zona sísmica 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 12 Pisos Zona 3 Suelo E		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 12	0.067498	Piso 12	0.000493
Período Fundamental [s]	0.80394	Piso 11	0.065528	Piso 11	0.000812
Sa [m/s ²] (Elástico)	15.75	Piso 10	0.062279	Piso 10	0.001139
Peso Sísmico [T]	1960	Piso 9	0.057723	Piso 9	0.001386
V basal SAP2000 [T]	470	Piso 8	0.052181	Piso 8	0.001462
V basal min [T]	170	Piso 7	0.046333	Piso 7	0.001654
V basal max [T]	357	Piso 6	0.039717	Piso 6	0.001812
Factor de Escala	0.76	Piso 5	0.032470	Piso 5	0.001855
V basal diseño [T]	357	Piso 4	0.025050	Piso 4	0.001734
R	7	Piso 3	0.018116	Piso 3	0.001753
Ro	11	Piso 2	0.011103	Piso 2	0.001671
R*	5.16	Piso 1	0.004420	Piso 1	0.001105
R**	6.79				
V elástico [T]	2424				
Secciones del Piso 9 al Piso 12		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$			
Viga	W 14X550	Piso 12			1.05
Columna	CFT 650X650X20	Piso 11			1.70
Secciones del Piso 5 al Piso 8		Piso 10			1.70
Viga	W 14X605	Piso 9			1.69
Columna	CFT 700X700X25	Piso 8			1.69
Secciones del Piso 1 al Piso 4		Piso 7			1.85
Viga	W 14X665	Piso 6			1.84
Columna	CFT 750X750X30	Piso 5			1.83
		Piso 4			1.82
		Piso 3			1.98
		Piso 2			1.97
		Piso 1			1.97

Tabla 4.15. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 16 Pisos Zona 2 Suelo D		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 16	0.090644	Piso 16	0.000542
Período Fundamental [s]	2.04339	Piso 15	0.088474	Piso 15	0.000923
Sa [m/s ²] (Elástico)	2.21	Piso 14	0.084783	Piso 14	0.001231
Peso Sísmico [T]	1895	Piso 13	0.079860	Piso 13	0.001389
V basal SAP2000 [T]	47	Piso 12	0.074305	Piso 12	0.001239
V basal min [T]	114	Piso 11	0.069350	Piso 11	0.001340
V basal max [T]	239	Piso 10	0.063989	Piso 10	0.001440
Factor de Escala	2.43	Piso 9	0.058228	Piso 9	0.001491
V basal diseño [T]	114	Piso 8	0.052264	Piso 8	0.001419
R	7	Piso 7	0.046588	Piso 7	0.001559
Ro	11	Piso 6	0.040350	Piso 6	0.001719
R*	8.84	Piso 5	0.033473	Piso 5	0.001823
R**	3.64	Piso 4	0.026181	Piso 4	0.001734
V elástico [T]	415	Piso 3	0.019243	Piso 3	0.001826
		Piso 2	0.011939	Piso 2	0.001794
		Piso 1	0.004763	Piso 1	0.001191

Secciones del Piso 13 al Piso 16		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Viga	W 24X76	Piso 16	1.05
Columna	CFT 350X350X15	Piso 15	1.62
		Piso 14	1.61
		Piso 13	1.60
		Piso 12	1.74
		Piso 11	2.05
		Piso 10	2.04
		Piso 9	2.03
		Piso 8	2.16
		Piso 7	2.51
		Piso 6	2.50
		Piso 5	2.49
		Piso 4	2.64
		Piso 3	2.98
		Piso 2	2.97
		Piso 1	2.96

Tabla 4.16. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 16 Pisos Zona 2 Suelo E		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 16	0.099277	Piso 16	0.000520
Período Fundamental [s]	1.55126	Piso 15	0.097199	Piso 15	0.000843
Sa [m/s ²] (Elástico)	8.25	Piso 14	0.093826	Piso 14	0.001173
Peso Sísmico [T]	1967	Piso 13	0.089136	Piso 13	0.001439
V basal SAP2000 [T]	186	Piso 12	0.083381	Piso 12	0.001403
V basal min [T]	128	Piso 11	0.077769	Piso 11	0.001598
V basal max [T]	268	Piso 10	0.071377	Piso 10	0.001779
Factor de Escala	1.00	Piso 9	0.064262	Piso 9	0.001889
V basal diseño [T]	186	Piso 8	0.056707	Piso 8	0.001794
R	7	Piso 7	0.049533	Piso 7	0.001894
Ro	11	Piso 6	0.041959	Piso 6	0.001979
R*	6.94	Piso 5	0.034045	Piso 5	0.001990
R**	6.94	Piso 4	0.026084	Piso 4	0.001793
V elástico [T]	1291	Piso 3	0.018913	Piso 3	0.001797
		Piso 2	0.011727	Piso 2	0.001724
		Piso 1	0.004832	Piso 1	0.001208

Secciones del Piso 13 al Piso 16		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Viga	W 30X108	Piso 16	1.02
Columna	CFT 400X400X15	Piso 15	1.47
		Piso 14	1.46
		Piso 13	1.45
		Piso 12	1.57
		Piso 11	1.79
		Piso 10	1.78
		Piso 9	1.76
		Piso 8	1.92
		Piso 7	2.18
		Piso 6	2.17
		Piso 5	2.15
		Piso 4	2.32
		Piso 3	2.61
		Piso 2	2.59
		Piso 1	2.58

Tabla 4.17. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 16 Pisos Zona 3 Suelo D		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 16	0.079423	Piso 16	0.000445
Período Fundamental [s]	1.57019	Piso 15	0.077644	Piso 15	0.000731
Sa [m/s ²] (Elástico)	4.82	Piso 14	0.074719	Piso 14	0.000997
Peso Sísmico [T]	1971	Piso 13	0.070732	Piso 13	0.001179
V basal SAP2000 [T]	101	Piso 12	0.066015	Piso 12	0.001119
V basal min [T]	158	Piso 11	0.061537	Piso 11	0.001246
V basal max [T]	331	Piso 10	0.056553	Piso 10	0.001365
Factor de Escala	1.56	Piso 9	0.051095	Piso 9	0.001434
V basal diseño [T]	158	Piso 8	0.045357	Piso 8	0.001337
R	7	Piso 7	0.040009	Piso 7	0.001433
Ro	11	Piso 6	0.034278	Piso 6	0.001530
R*	8.21	Piso 5	0.028160	Piso 5	0.001577
R**	5.25	Piso 4	0.021852	Piso 4	0.001478
V elástico [T]	830	Piso 3	0.015940	Piso 3	0.001514
		Piso 2	0.009884	Piso 2	0.001467
		Piso 1	0.004017	Piso 1	0.001004
Secciones del Piso 13 al Piso 16		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil		ΣMc*/ΣMb*	
Viga	W 30X99	Piso 16			1.09
Columna	CFT 400X400X15	Piso 15			1.61
Secciones del Piso 9 al Piso 12		Piso 14			1.60
Viga	W 30X108	Piso 13			1.59
Columna	CFT 450X450X20	Piso 12			1.71
Secciones del Piso 5 al Piso 8		Piso 11			1.95
Viga	W 30X116	Piso 10			1.94
Columna	CFT 500X500X25	Piso 9			1.93
Secciones del Piso 1 al Piso 4		Piso 8			2.06
Viga	W 30X124	Piso 7			2.33
Columna	CFT 550X550X30	Piso 6			2.32
		Piso 5			2.31
		Piso 4			2.47
		Piso 3			2.77
		Piso 2			2.76
		Piso 1			2.75

Tabla 4.18. Diseño modelo de 16 pisos, zona sísmica 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Resumen Modelo 16 Pisos Zona 3 Suelo E		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 16	0.099374	Piso 16	0.000587
Período Fundamental [s]	1.05480	Piso 15	0.097025	Piso 15	0.000875
Sa [m/s ²] (Elástico)	15.05	Piso 14	0.093526	Piso 14	0.001172
Peso Sísmico [T]	2175	Piso 13	0.088839	Piso 13	0.001422
V basal SAP2000 [T]	431	Piso 12	0.083153	Piso 12	0.001460
V basal min [T]	189	Piso 11	0.077314	Piso 11	0.001651
V basal max [T]	396	Piso 10	0.070712	Piso 10	0.001823
Factor de Escala	0.92	Piso 9	0.063419	Piso 9	0.001919
V basal diseño [T]	396	Piso 8	0.055743	Piso 8	0.001811
R	7	Piso 7	0.048501	Piso 7	0.001895
Ro	11	Piso 6	0.040923	Piso 6	0.001958
R*	5.89	Piso 5	0.033092	Piso 5	0.001928
R**	6.41	Piso 4	0.025379	Piso 4	0.001740
V elástico [T]	2538	Piso 3	0.018418	Piso 3	0.001727
		Piso 2	0.011511	Piso 2	0.001657
		Piso 1	0.004885	Piso 1	0.001221
Secciones del Piso 13 al Piso 16		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil		ΣMc*/ΣMb*	
Viga	W 36X182	Piso 16			1.06
Columna	CFT 500X500X20	Piso 15			1.42
Secciones del Piso 9 al Piso 12		Piso 14			1.41
Viga	W 36X194	Piso 13			1.41
Columna	CFT 550X550X25	Piso 12			1.50
Secciones del Piso 5 al Piso 8		Piso 11			1.67
Viga	W 36X210	Piso 10			1.66
Columna	CFT 600X600X30	Piso 9			1.65
Secciones del Piso 1 al Piso 4		Piso 8			1.73
Viga	W 36X232	Piso 7			1.91
Columna	CFT 650X650X35	Piso 6			1.90
		Piso 5			1.90
		Piso 4			1.90
		Piso 3			2.09
		Piso 2			2.08
		Piso 1			2.08

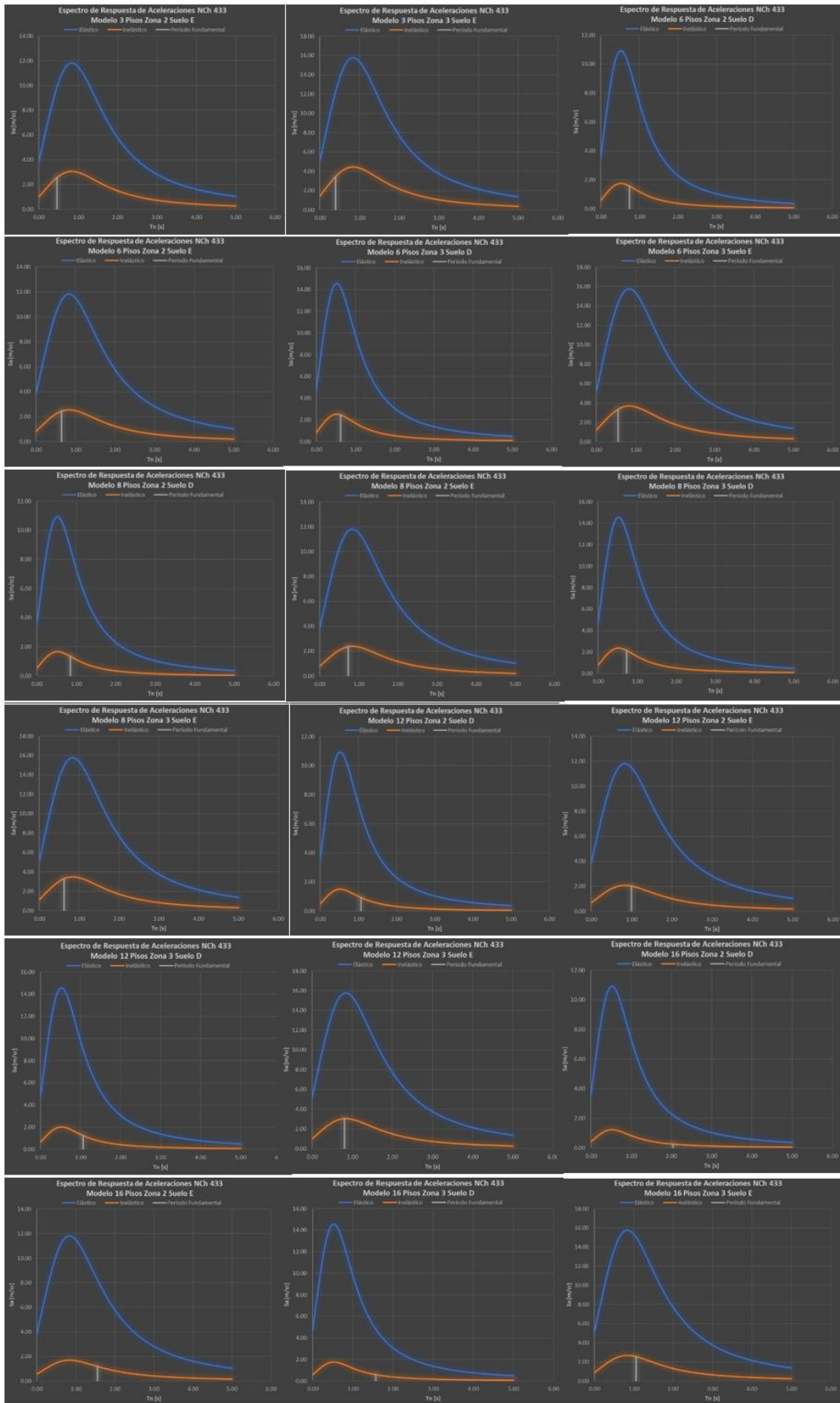


Figura 4.9. Espectros de Respuesta de Aceleración utilizados para diseño.
(Elaboración propia)

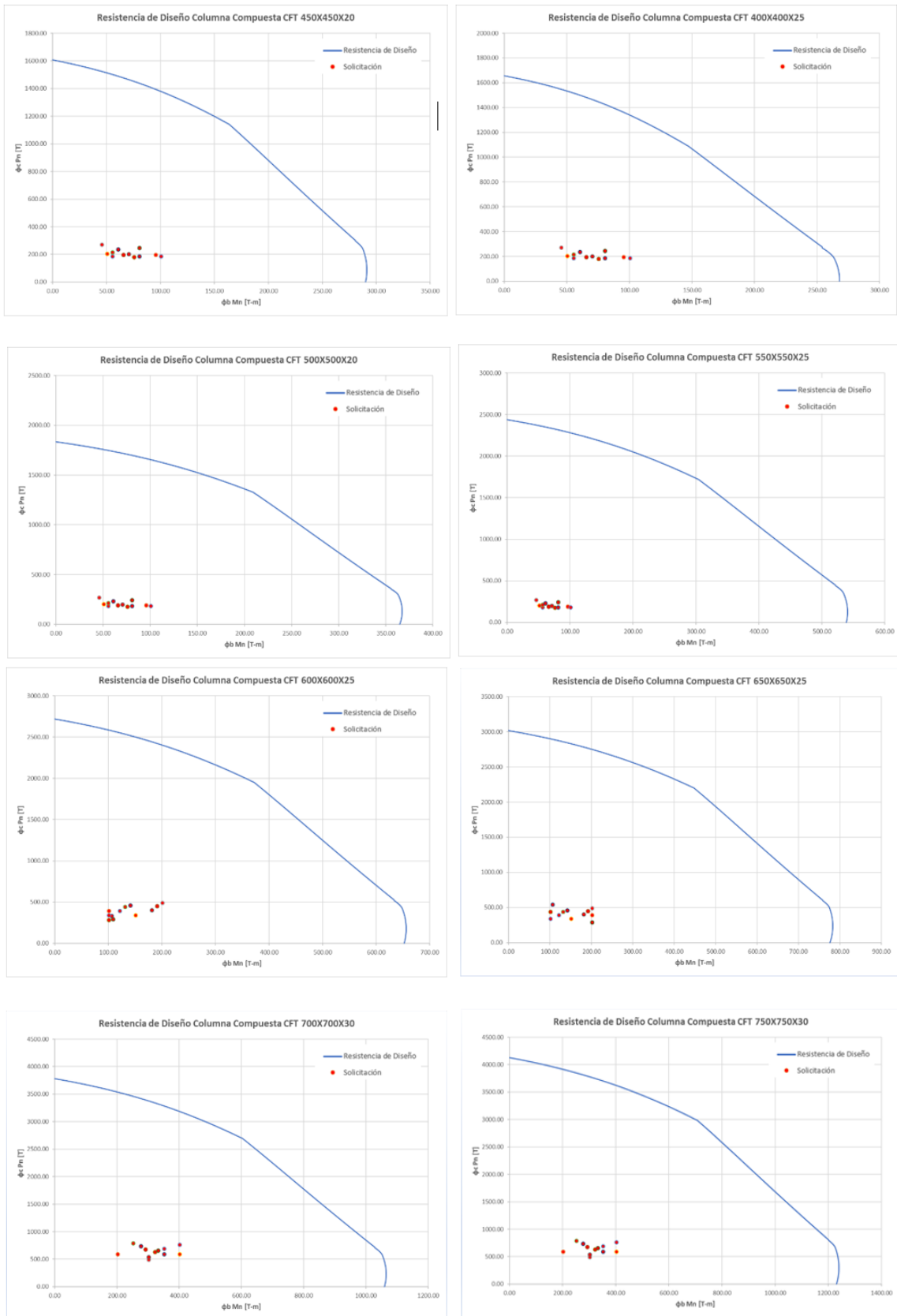


Figura 4.10. Diagramas de interacción de columnas compuestas CFT.
(Elaboración propia)

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

5.1. Consideraciones Relevantes

En el presente trabajo de investigación se utiliza un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna (conexión totalmente restringida), no se considera la flexibilidad de la zona panel ni excentricidades, se define un diafragma rígido por piso y se especifica que los análisis tengan un comportamiento planar (X-Z), se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) al marcar dicha casilla tanto para el caso de carga gravitacional no lineal y el caso de carga Pushover tal como lo recomienda el “CSI Analysis Reference Manual” [22]; además se incluye la no linealidad del material al utilizar las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tomadas de Herrera [1] para caracterizar el comportamiento del acero y hormigón (ver Anexo B); estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto.

El modelo no lineal utilizado para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [1] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [1] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta CFT se utiliza un ASTM A500 con un $F_y = 550$ [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y = 345$ [MPa] (50 [KSI]); el hormigón utilizado en la columna compuesta CFT posee una resistencia a la compresión de $f'_c = 55$ [MPa] (8[KSI]).

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [1] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico. Se utiliza una combinación de carga gravitacional igual a 100% CM + 25% CV, un patrón de carga lateral que emula el modo de vibración 1 de la estructura y un desplazamiento monitoreado de techo correspondiente al 5% la altura total del edificio. (Ver sección 3.5.1.)

5.2. Resultados obtenidos del análisis

A continuación se presentan los resultados obtenidos del análisis pushover realizado a los 18 modelos no lineales especificando las máximas rotaciones plásticas tanto para las vigas como para las columnas correspondientes al paso donde se superó el valor límite de 0.05

[Rad] que indica la rotulación del elemento (ver Anexo B); cabe recalcar que las rotaciones plásticas de las columnas corresponden a las de la base del primer entrepiso, ya que, como se esperaba es en este lugar donde se rotularon; además es importante resaltar que al colocar las rótulas plásticas en los elementos, la estructura pierde rigidez, lo que provoca que el período fundamental aumente y pase de ser un período elástico a un período inelástico siendo este último el que será usado para los análisis no lineales del capítulo 5 y 6.

Tabla 5.1. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 3 pisos, zona 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 3 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.47743
Peso Sísmico [T]	339
V diseño [T]	46
δu [cm]	70.00
V max [T]	798
Desplazamiento Monitoreado [cm]	84.00
C_o	1.29
δy_{eff} [cm]	17.16
Sobrerresistencia Ω	17.35
Ductilidad μ_r	4.08
θ_p columna [rad]	0.0508
θ_p viga [rad]	0.0617
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 3	22.29
Piso 2	16.50
Piso 1	7.21
Σ	46.00

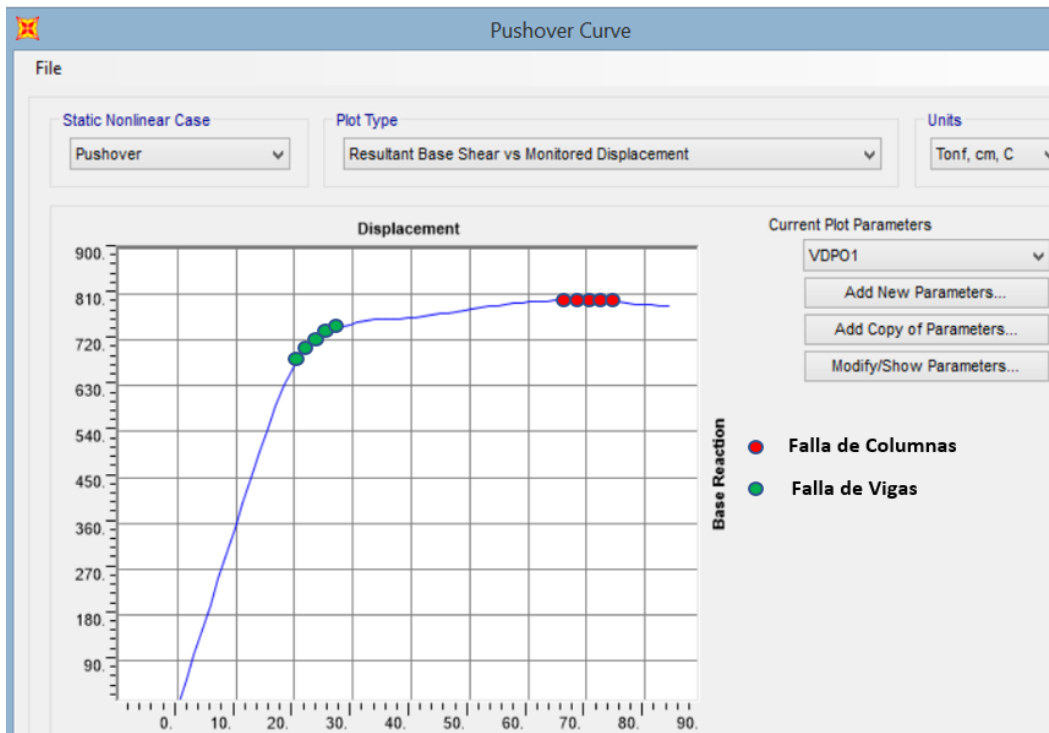


Figura 5.1. Curva de Capacidad. Modelo de 3 pisos, zona 2, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.2. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 3 pisos, zona 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 3 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.40707
Peso Sísmico [T]	353
V diseño [T]	64
δu [cm]	48.00
V max [T]	1023
Desplazamiento Monitoreado [cm]	72.00
C_o	1.28
$\delta y,eff$ [cm]	15.30
Sobrerresistencia Ω	15.98
Ductilidad μ_T	3.14
θ_p columna [rad]	0.0510
θ_p viga [rad]	0.0551
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 3	30.79
Piso 2	23.00
Piso 1	10.21
Σ	64.00

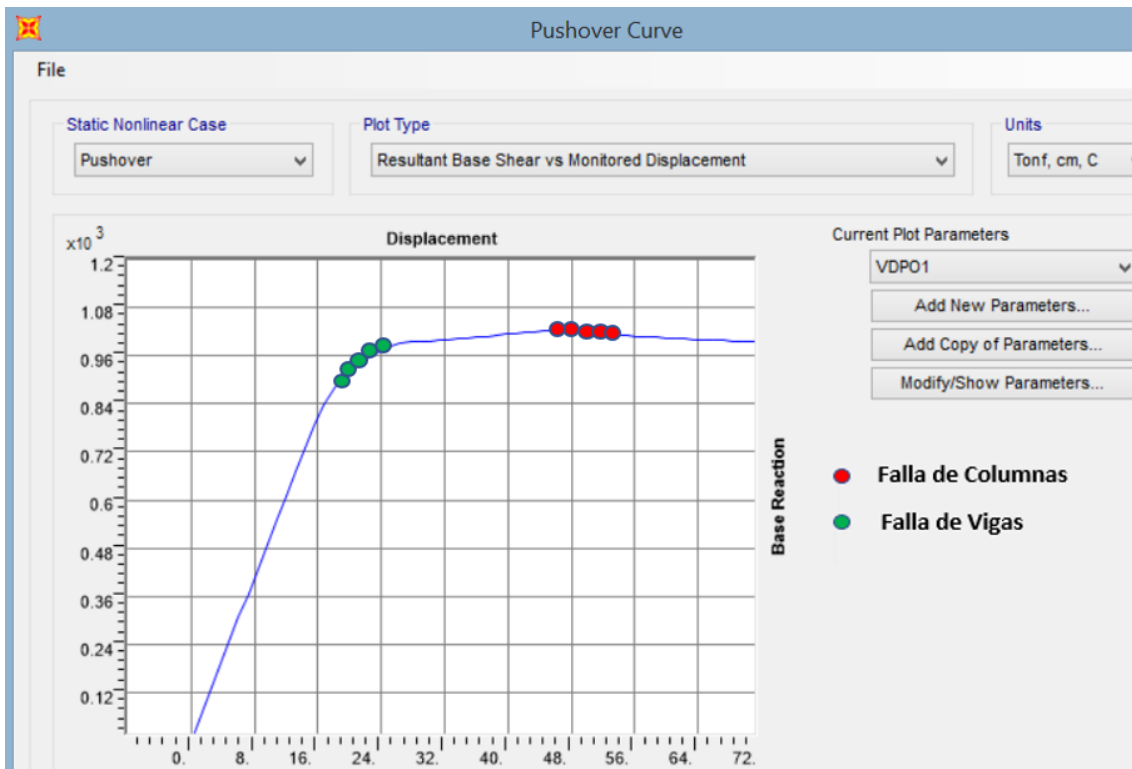


Figura 5.2. Curva de Capacidad. Modelo de 3 pisos, zona 3, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.3. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo D	
Período Fundamental [s]	0.77194
Peso Sísmico [T]	738
V diseño [T]	93
δu [cm]	105.00
V max [T]	956
Desplazamiento Monitoreado [cm]	120.00
C_o	1.32
$\delta y, eff$ [cm]	25.21
Sobrerresistencia Ω	10.28
Ductilidad μ_r	4.16
θ_p columna [rad]	0.0503
θ_p viga [rad]	0.0671
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 6	24.57
Piso 5	22.72
Piso 4	19.14
Piso 3	14.12
Piso 2	8.92
Piso 1	3.53
Σ	93.00

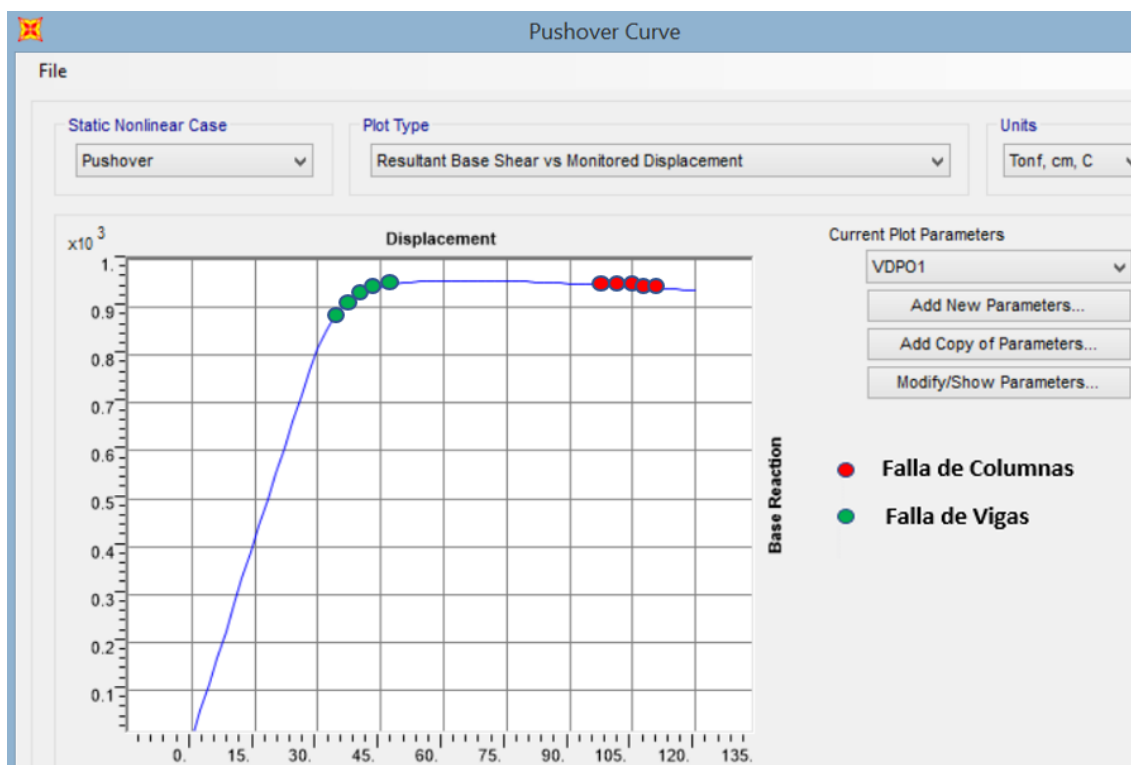


Figura 5.3. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.4. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.67066
Peso Sísmico [T]	777
V diseño [T]	106
δu [cm]	105.00
V max [T]	1276
Desplazamiento Monitoreado [cm]	120.00
C_o	1.32
$\delta y, eff$ [cm]	24.15
Sobrerresistencia Ω	12.04
Ductilidad μ_r	4.35
θ_p columna [rad]	0.0500
θ_p viga [rad]	0.0680
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 6	28.13
Piso 5	25.93
Piso 4	21.82
Piso 3	16.12
Piso 2	10.08
Piso 1	3.92
Σ	106.00

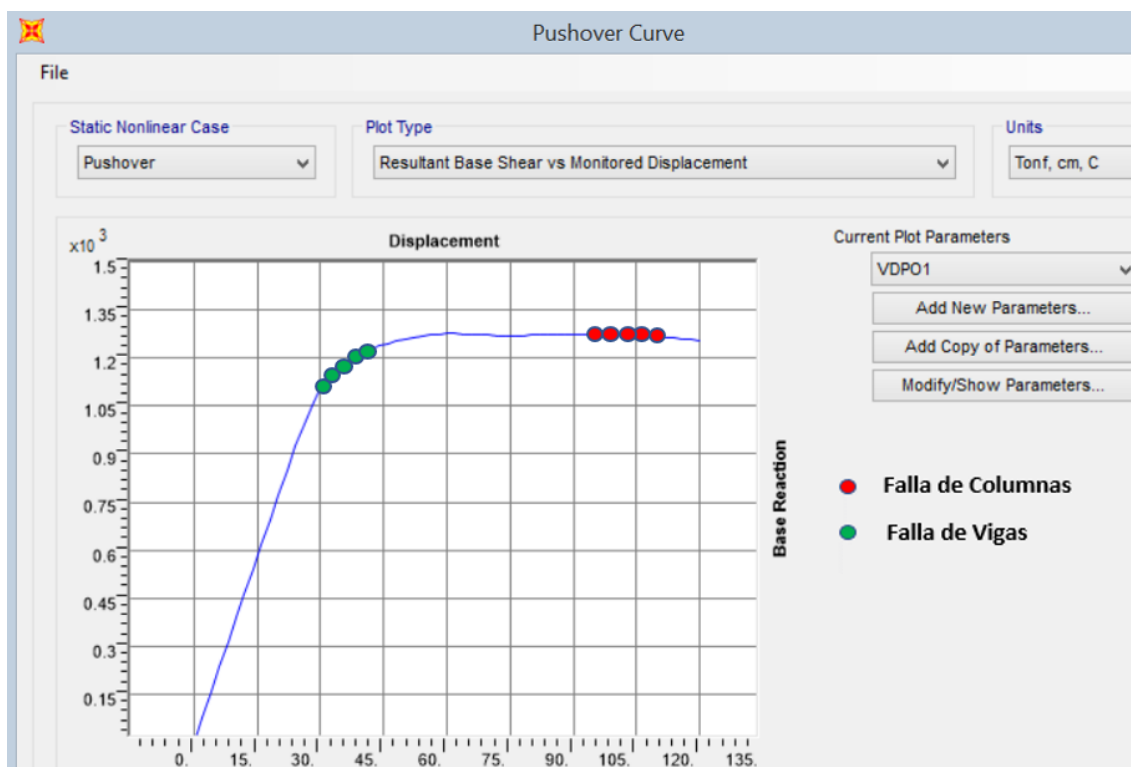


Figura 5.4. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 2, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.5. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo D	
Período Fundamental [s]	0.64702
Peso Sísmico [T]	784
V diseño [T]	132
δu [cm]	105.00
V max [T]	1383
Desplazamiento Monitoreado [cm]	120.00
Co	1.32
$\delta y, eff$ [cm]	24.12
Sobrerresistencia Ω	10.48
Ductilidad μ_r	4.35
θ_p columna [rad]	0.0511
θ_p viga [rad]	0.0677
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 6	34.89
Piso 5	32.22
Piso 4	27.14
Piso 3	20.10
Piso 2	12.66
Piso 1	4.99
Σ	132.00

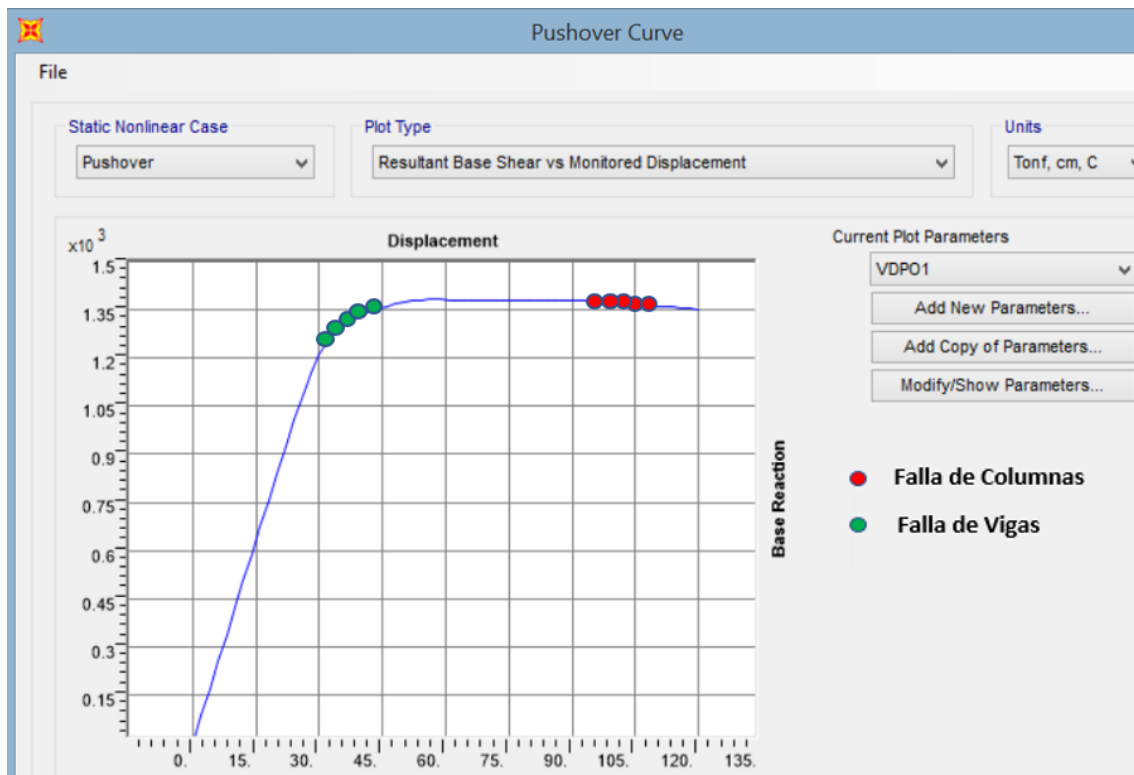


Figura 5.5. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.6. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.57629
Peso Sísmico [T]	822
V diseño [T]	150
δu [cm]	105.00
V max [T]	1724
Desplazamiento Monitoreado [cm]	120.00
C_o	1.32
$\delta y, eff$ [cm]	22.75
Sobrerresistencia Ω	11.49
Ductilidad μ_r	4.61
θ_p columna [rad]	0.0503
θ_p viga [rad]	0.0660
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 6	39.67
Piso 5	36.59
Piso 4	30.84
Piso 3	22.87
Piso 2	14.38
Piso 1	5.65
Σ	150.00

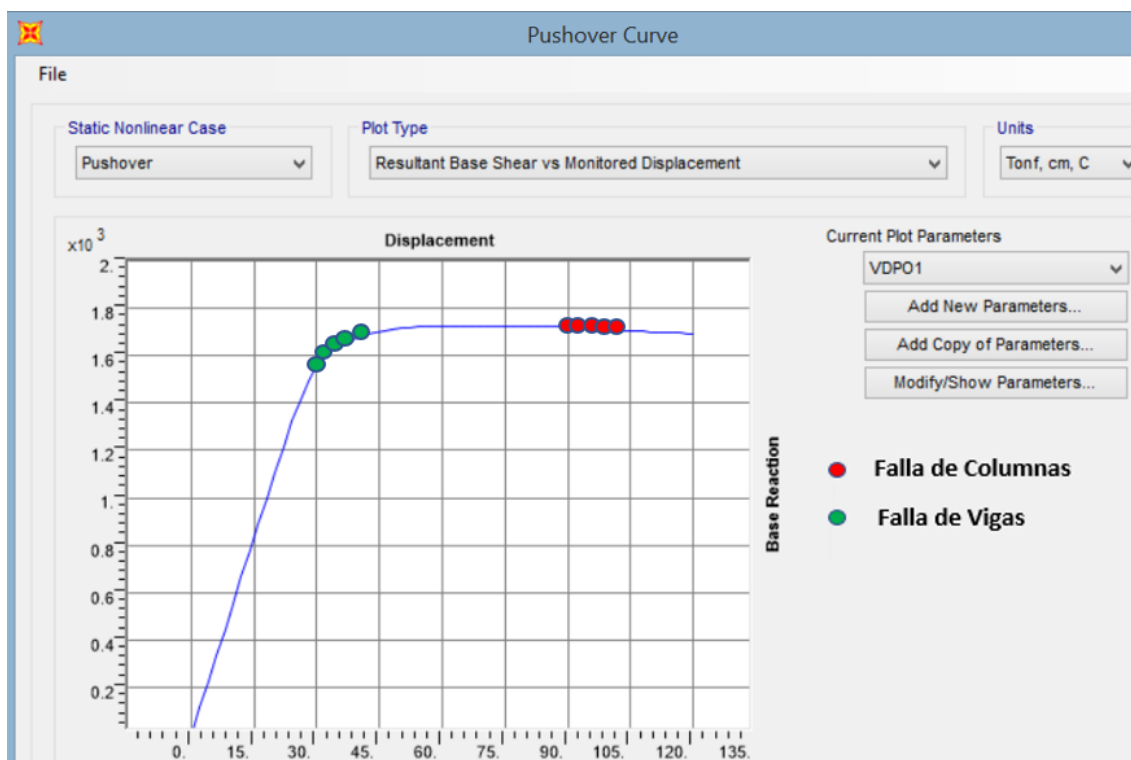


Figura 5.6. Curva de Capacidad. Modelo de 6 pisos, zona 3, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.7. Sobreresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 8 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo D	
Período Fundamental [s]	0.88057
Peso Sísmico [T]	1054
V diseño [T]	114
δu [cm]	130.00
V max [T]	1306
Desplazamiento Monitoreado [cm]	160.00
C_o	1.31
$\delta y, eff$ [cm]	31.36
Sobreresistencia Ω	11.46
Ductilidad μ_r	4.15
θ_p columna [rad]	0.0504
θ_p viga [rad]	0.0678
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 8	22.87
Piso 7	21.85
Piso 6	19.92
Piso 5	17.09
Piso 4	13.60
Piso 3	10.05
Piso 2	6.20
Piso 1	2.41
Σ	114.00

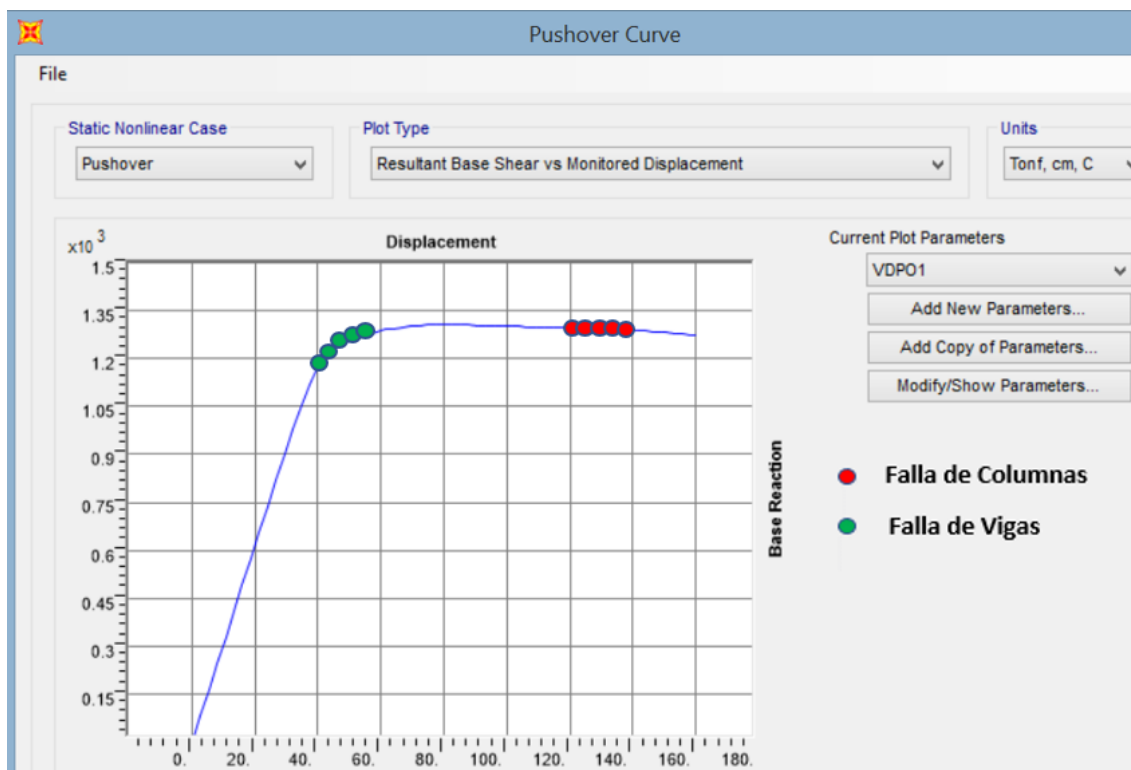


Figura 5.7. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.8. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 8 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.76061
Peso Sísmico [T]	1115
V diseño [T]	152
δu [cm]	130.00
V max [T]	1752
Desplazamiento Monitoreado [cm]	160.00
C_o	1.31
$\delta y, eff$ [cm]	29.63
Sobrerresistencia Ω	11.53
Ductilidad μ_r	4.39
θ_p columna [rad]	0.0507
θ_p viga [rad]	0.0663
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 8	30.40
Piso 7	29.04
Piso 6	26.50
Piso 5	22.78
Piso 4	18.19
Piso 3	13.47
Piso 2	8.34
Piso 1	3.27
Σ	152.00

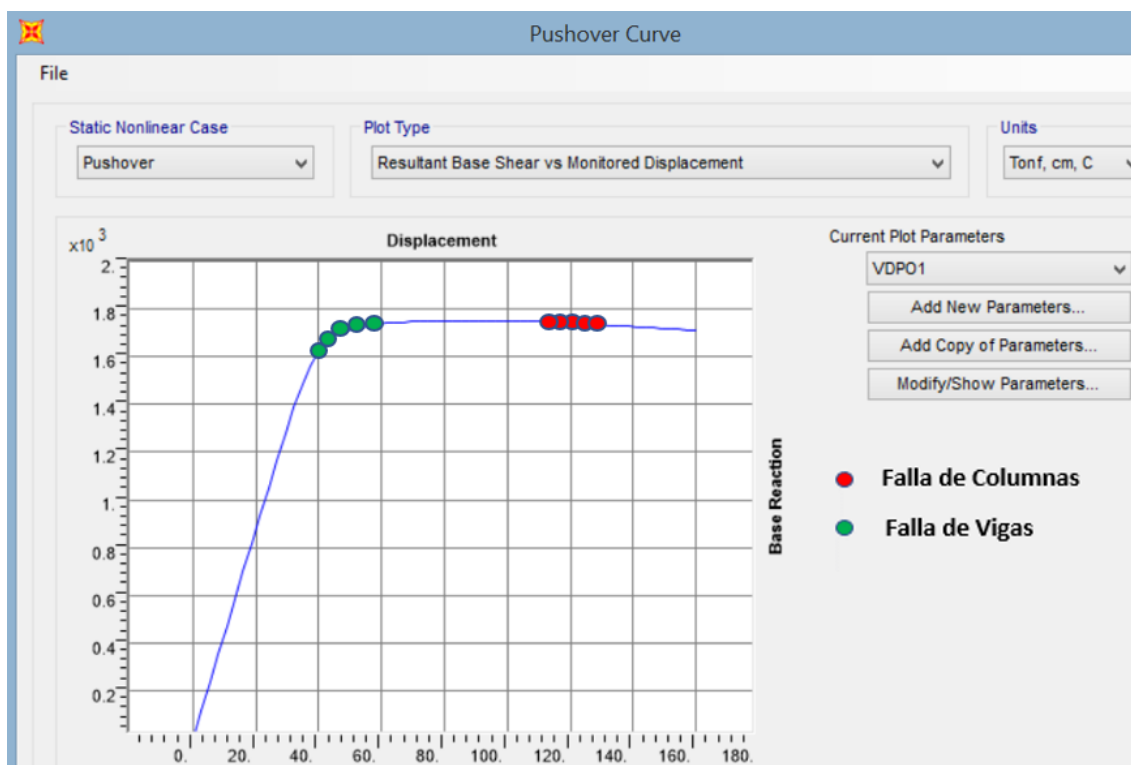


Figura 5.8. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 2, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.9. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 8 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo D	
Período Fundamental [s]	0.76061
Peso Sísmico [T]	1115
V diseño [T]	187
δu [cm]	130.00
V max [T]	1752
Desplazamiento Monitoreado [cm]	160.00
C_o	1.31
$\delta y, eff$ [cm]	29.63
Sobrerresistencia Ω	9.37
Ductilidad μ_r	4.39
θ_p columna [rad]	0.0507
θ_p viga [rad]	0.0663
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 8	37.40
Piso 7	35.73
Piso 6	32.61
Piso 5	28.03
Piso 4	22.38
Piso 3	16.57
Piso 2	10.26
Piso 1	4.02
Σ	187.00

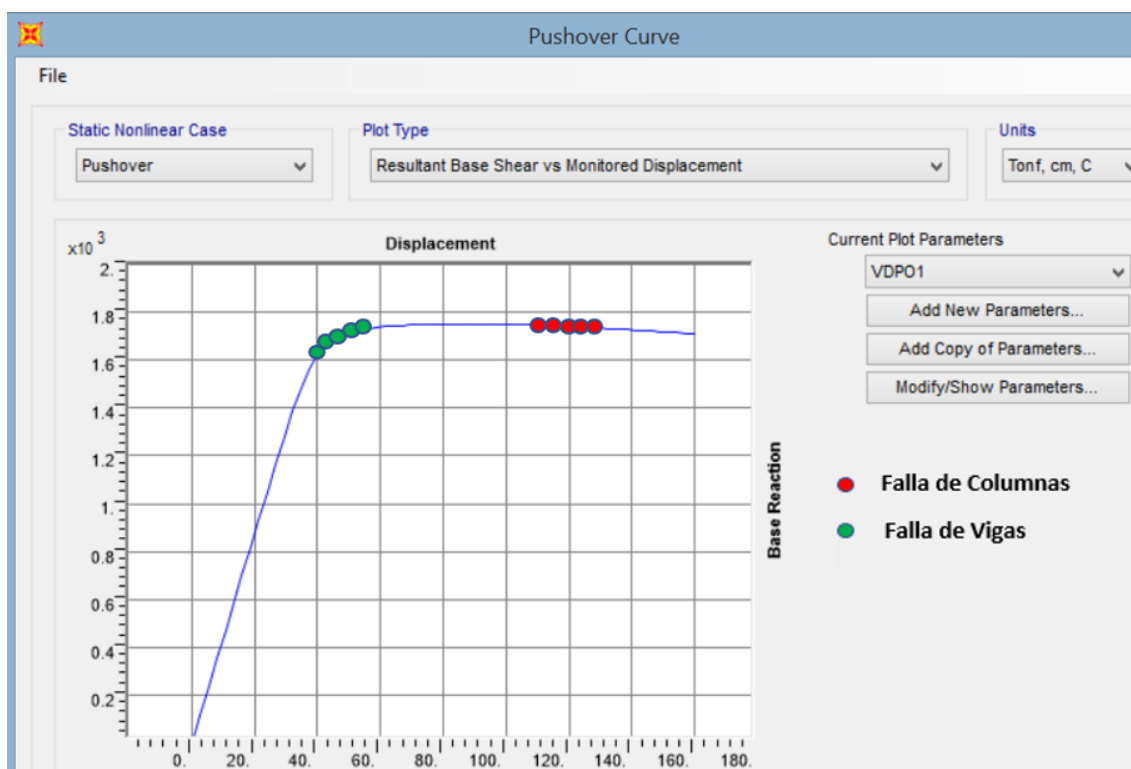


Figura 5.9. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.10. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 8 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.65041
Peso Sísmico [T]	1191
V diseño [T]	217
δu [cm]	130.00
V max [T]	2429
Desplazamiento Monitoreado [cm]	160.00
C_o	1.32
δy_{eff} [cm]	28.18
Sobrerresistencia Ω	11.19
Ductilidad μ_r	4.61
θ_p columna [rad]	0.0506
θ_p viga [rad]	0.0650
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 8	43.48
Piso 7	41.49
Piso 6	37.81
Piso 5	32.44
Piso 4	25.89
Piso 3	19.22
Piso 2	11.96
Piso 1	4.71
Σ	217.00

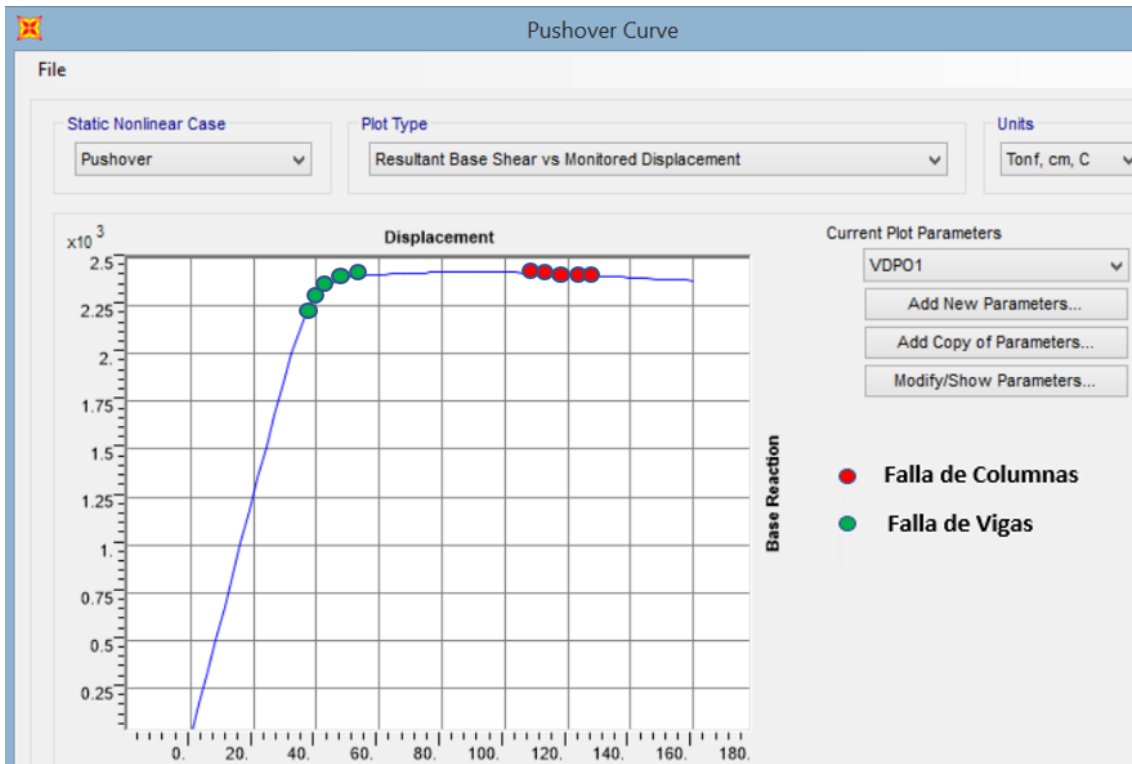


Figura 5.10. Curva de Capacidad. Modelo de 8 pisos, zona 3, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.11. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 12 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo D	
Período Fundamental [s]	1.11487
Peso Sísmico [T]	1716
V diseño [T]	130
δu [cm]	190.00
V max [T]	1773
Desplazamiento Monitoreado [cm]	240.00
C_o	1.33
$\delta y, eff$ [cm]	42.39
Sobrerresistencia Ω	13.64
Ductilidad μ_T	4.48
θ_p columna [rad]	0.0512
θ_p viga [rad]	0.0697
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 12	17.98
Piso 11	17.52
Piso 10	16.73
Piso 9	15.59
Piso 8	14.16
Piso 7	12.60
Piso 6	10.82
Piso 5	8.86
Piso 4	6.81
Piso 3	4.88
Piso 2	2.94
Piso 1	1.12
Σ	130.00

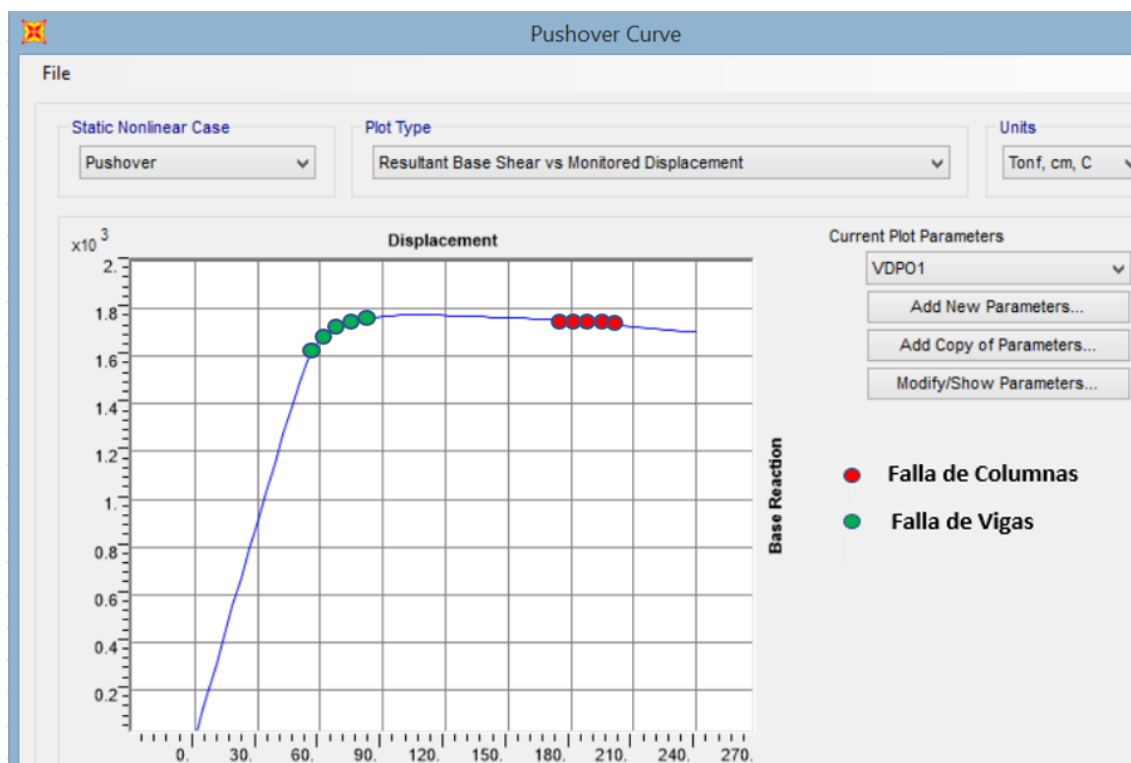


Figura 5.11. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.12. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 12 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	1.03994
Peso Sísmico [T]	1793
V diseño [T]	245
δu [cm]	190.00
V max [T]	2032
Desplazamiento Monitoreado [cm]	240.00
C_o	1.33
$\delta y, eff$ [cm]	40.47
Sobrerresistencia Ω	8.29
Ductilidad μ_T	4.69
θ_p columna [rad]	0.0515
θ_p viga [rad]	0.0720
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 12	33.93
Piso 11	33.06
Piso 10	31.57
Piso 9	29.41
Piso 8	26.70
Piso 7	23.76
Piso 6	20.41
Piso 5	16.71
Piso 4	12.85
Piso 3	9.15
Piso 2	5.43
Piso 1	2.02
Σ	245.00

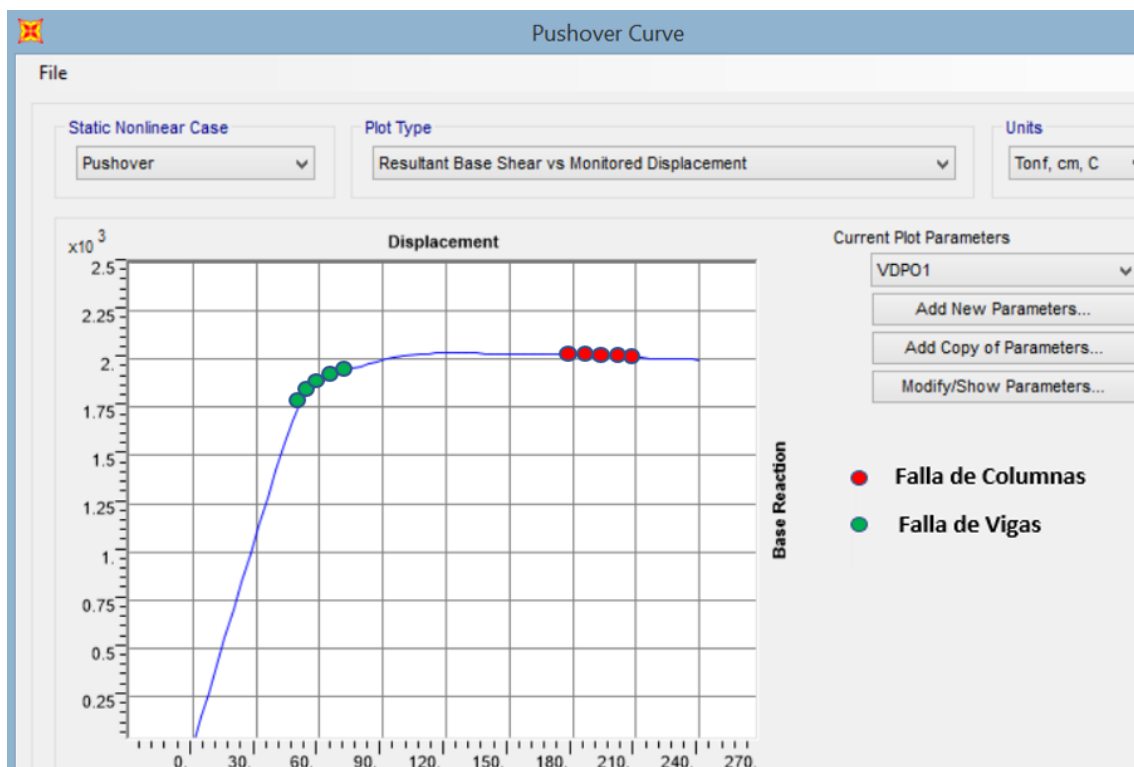


Figura 5.12. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 2, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.13. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 12 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo D	
Período Fundamental [s]	1.11487
Peso Sísmico [T]	1716
V diseño [T]	172
δu [cm]	190.00
V max [T]	1773
Desplazamiento Monitoreado [cm]	240.00
C_o	1.33
$\delta y, eff$ [cm]	42.39
Sobrerresistencia Ω	10.31
Ductilidad μ_T	4.48
θ_p columna [rad]	0.0512
θ_p viga [rad]	0.0697
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 12	23.79
Piso 11	23.18
Piso 10	22.13
Piso 9	20.62
Piso 8	18.73
Piso 7	16.67
Piso 6	14.32
Piso 5	11.72
Piso 4	9.01
Piso 3	6.46
Piso 2	3.89
Piso 1	1.48
Σ	172.00

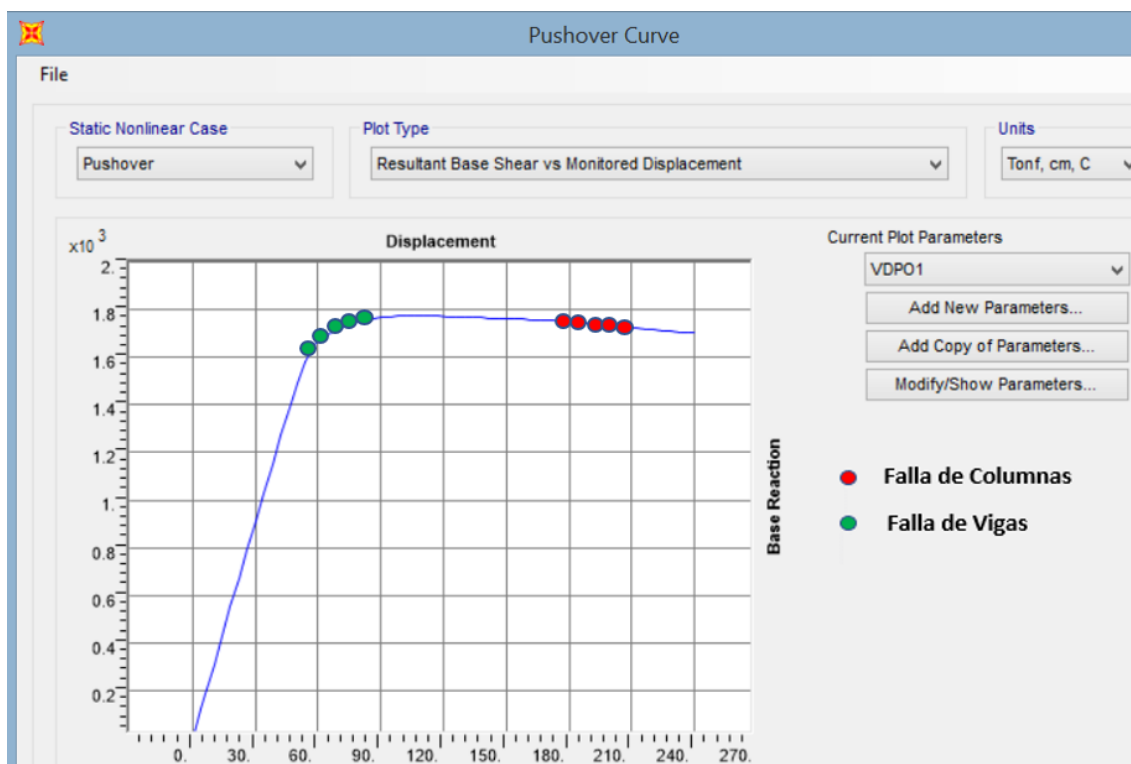


Figura 5.13. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.14. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 12 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo E	
Período Fundamental [s]	0.87284
Peso Sísmico [T]	1960
V diseño [T]	357
δu [cm]	190.00
V max [T]	3265
Desplazamiento Monitoreado [cm]	240.00
C_o	1.33
$\delta y, eff$ [cm]	41.91
Sobrerresistencia Ω	9.15
Ductilidad μ_r	4.53
θ_p columna [rad]	0.0515
θ_p viga [rad]	0.0657
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 12	48.78
Piso 11	47.49
Piso 10	45.33
Piso 9	42.28
Piso 8	38.53
Piso 7	34.55
Piso 6	30.01
Piso 5	24.97
Piso 4	19.47
Piso 3	13.99
Piso 2	8.42
Piso 1	3.18
Σ	357.00

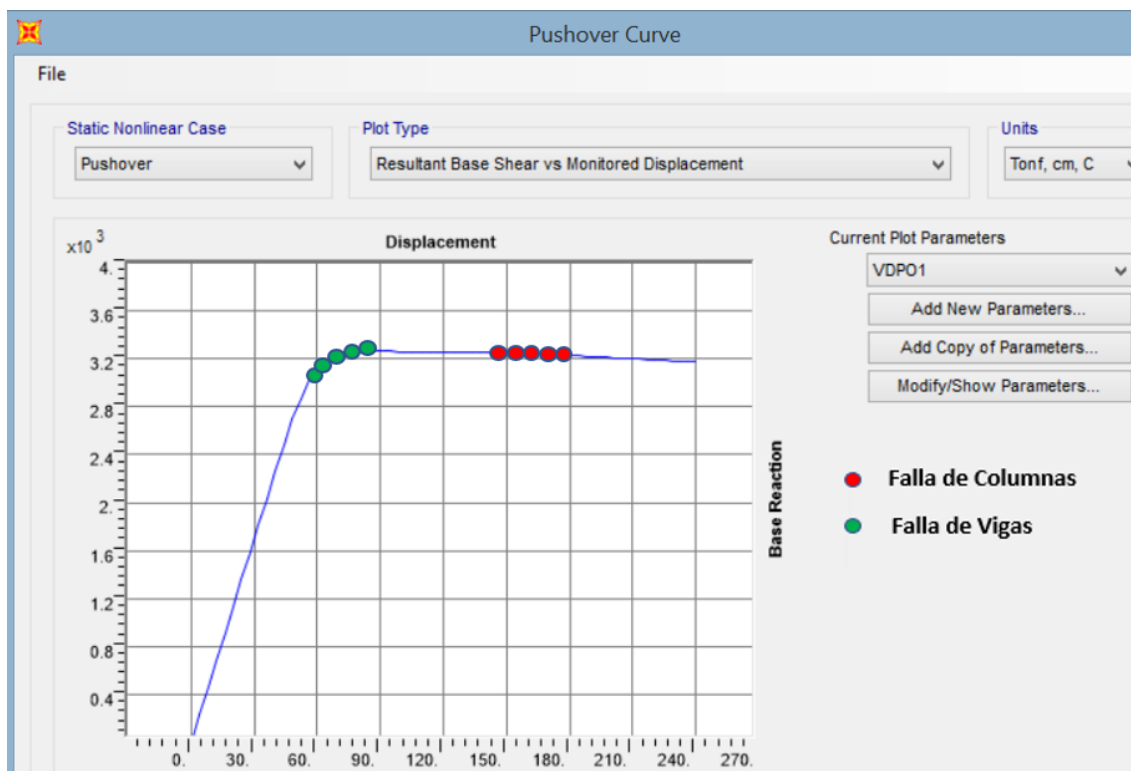


Figura 5.14. Curva de Capacidad. Modelo de 12 pisos, zona 3, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.15. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 16 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo D	
Período Fundamental [s]	2.21585
Peso Sísmico [T]	1895
V diseño [T]	114
δu [cm]	280.00
V max [T]	520
Desplazamiento Monitoreado [cm]	320.00
Co	1.37
$\delta y, eff$ [cm]	45.82
Sobrerresistencia Ω	4.56
Ductilidad μr	6.11
θp columna [rad]	0.0512
θp viga [rad]	0.0631
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 16	12.55
Piso 15	12.31
Piso 14	11.88
Piso 13	11.25
Piso 12	10.46
Piso 11	9.74
Piso 10	8.92
Piso 9	7.95
Piso 8	6.92
Piso 7	6.01
Piso 6	5.03
Piso 5	4.02
Piso 4	3.00
Piso 3	2.15
Piso 2	1.30
Piso 1	0.50
Σ	114.00

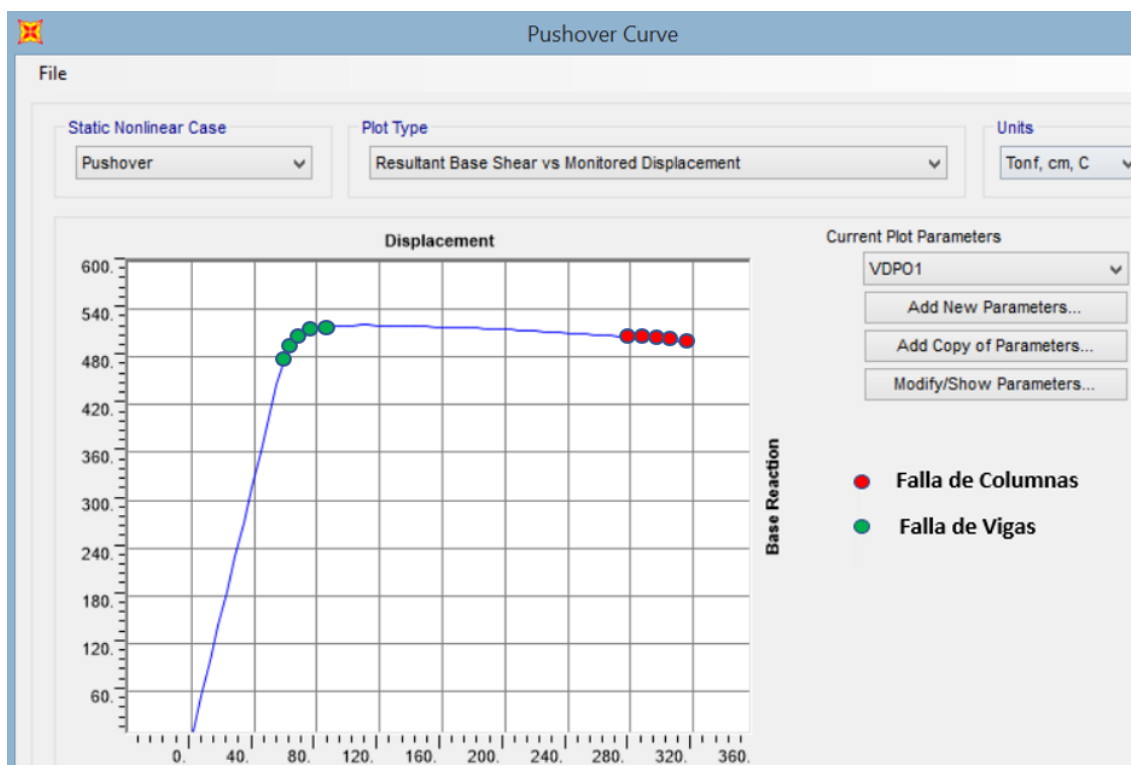


Figura 5.15. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.16. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 16 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo E	
Período Fundamental [s]	1.68546
Peso Sísmico [T]	1967
V diseño [T]	186
δu [cm]	280.00
V max [T]	846
Desplazamiento Monitoreado [cm]	320.00
Co	1.37
$\delta y, eff$ [cm]	41.53
Sobrerresistencia Ω	4.55
Ductilidad μ_T	6.74
θ_p columna [rad]	0.0515
θ_p viga [rad]	0.0810
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 16	20.30
Piso 15	19.88
Piso 14	19.17
Piso 13	18.18
Piso 12	16.95
Piso 11	15.80
Piso 10	14.50
Piso 9	13.03
Piso 8	11.40
Piso 7	9.93
Piso 6	8.36
Piso 5	6.70
Piso 4	5.03
Piso 3	3.63
Piso 2	2.23
Piso 1	0.90
Σ	186.00

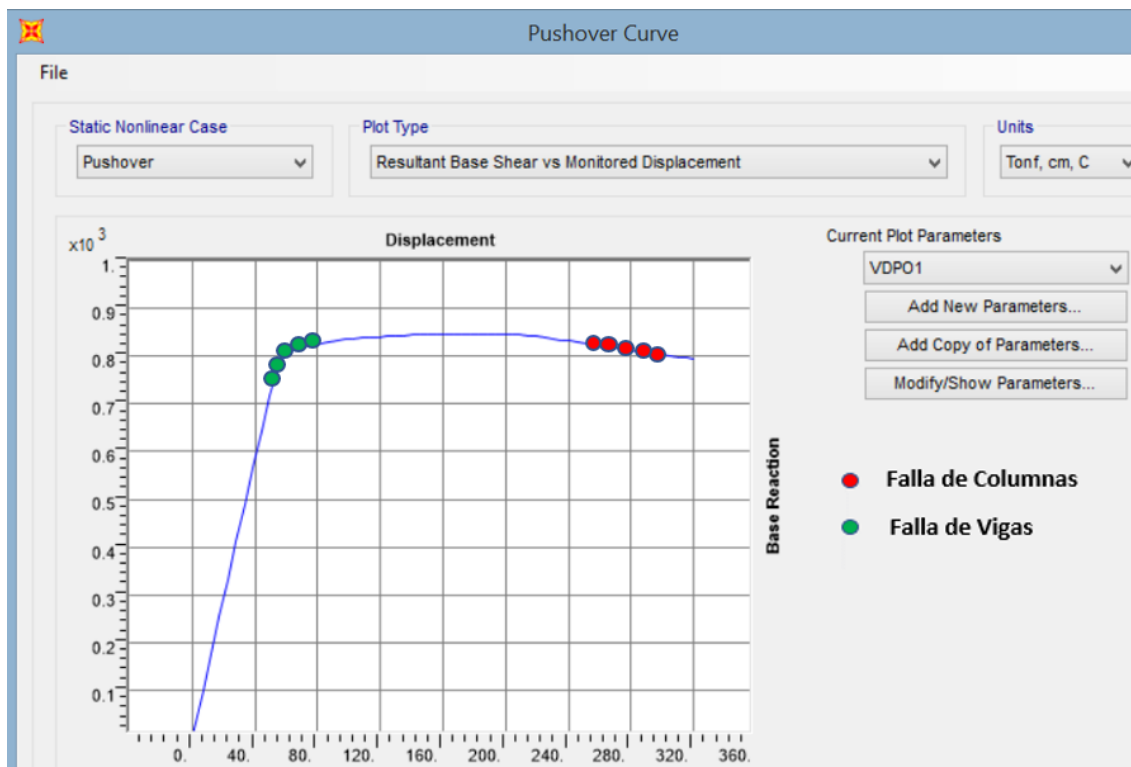


Figura 5.16. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 2, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.17. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo D.
(Elaboración propia)

Modelo de 16 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo D	
Período Fundamental [s]	1.68714
Peso Sísmico [T]	1971
V diseño [T]	158
δu [cm]	280.00
V max [T]	795
Desplazamiento Monitoreado [cm]	320.00
Co	1.37
$\delta y, eff$ [cm]	39.18
Sobrerresistencia Ω	5.03
Ductilidad μr	7.15
θp columna [rad]	0.0505
θp viga [rad]	0.0716
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 16	17.36
Piso 15	17.00
Piso 14	16.39
Piso 13	15.53
Piso 12	14.45
Piso 11	13.44
Piso 10	12.29
Piso 9	11.00
Piso 8	9.57
Piso 7	8.35
Piso 6	7.03
Piso 5	5.65
Piso 4	4.27
Piso 3	3.07
Piso 2	1.87
Piso 1	0.74
Σ	158.00

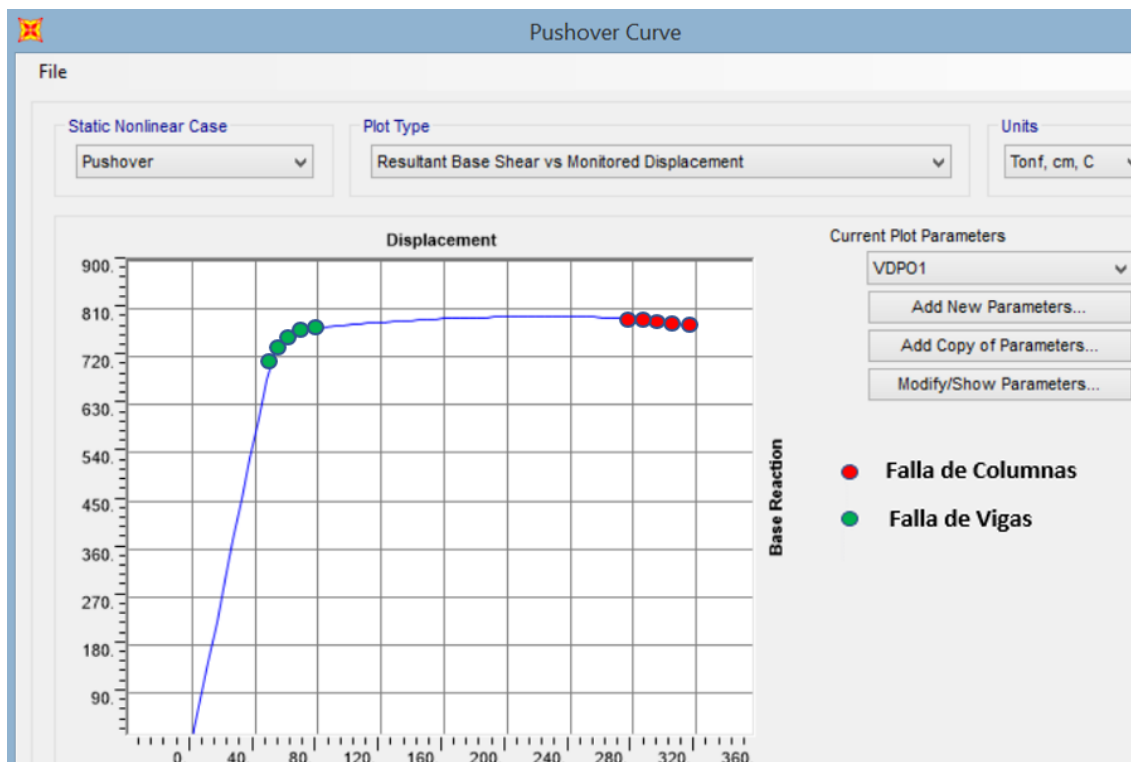


Figura 5.17. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo D.
(SAP2000)

Tabla 5.18. Sobrerresistencia y Ductilidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo E.
(Elaboración propia)

Modelo de 16 Pisos Zona Sísmica 3 Suelo E	
Período Fundamental [s]	1.11209
Peso Sísmico [T]	2175
V diseño [T]	396
δu [cm]	280.00
V max [T]	1842
Desplazamiento Monitoreado [cm]	320.00
Co	1.38
$\delta y, eff$ [cm]	35.94
Sobrerresistencia Ω	4.65
Ductilidad μr	7.79
θp columna [rad]	0.0502
θp viga [rad]	0.0741
Patrón de Cargas Laterales [T]	
Piso 16	43.70
Piso 15	42.67
Piso 14	41.08
Piso 13	38.92
Piso 12	36.28
Piso 11	33.67
Piso 10	30.71
Piso 9	27.43
Piso 8	23.96
Piso 7	20.79
Piso 6	17.48
Piso 5	14.07
Piso 4	10.70
Piso 3	7.73
Piso 2	4.80
Piso 1	2.00
Σ	396.00

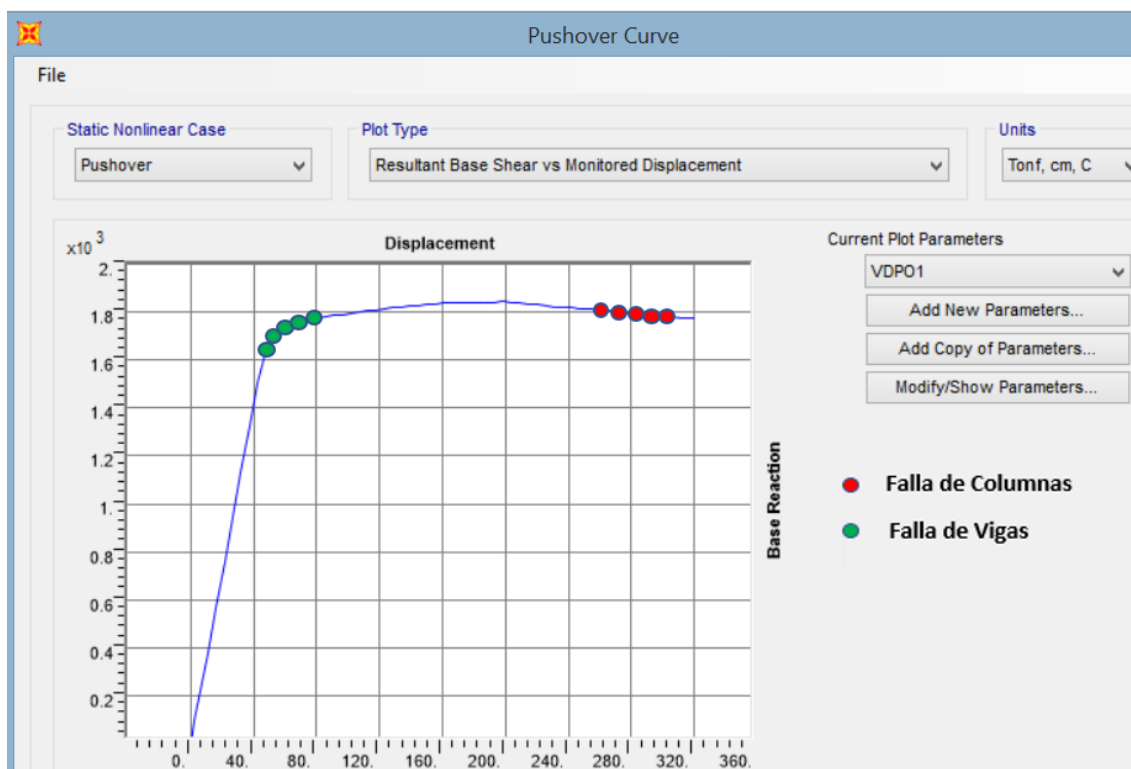


Figura 5.18. Curva de Capacidad. Modelo de 16 pisos, zona 3, suelo E.
(SAP2000)

Tabla 5.19. Resumen Análisis No lineal Estático.
(Elaboración propia)

Altura de Edificio	N° Pisos	Ω individual	Ω promedio	Ductilidad μ
Baja	3	17.35	16.7	$3 < \mu < 8$
	3	15.98		
Intermedia	6	10.28	10.8	
	6	12.04		
	6	10.48		
	6	11.49		
	8	11.46		
	8	11.53		
	8	9.37		
	8	11.19		
	12	13.64		
	12	8.29		
	12	10.31		
Alta	16	4.56	4.7	
	16	4.55		
	16	5.03		
	16	4.65		

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

6.1. Consideraciones Relevantes

En el presente trabajo de investigación se utiliza un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna (conexión totalmente restringida), no se considera la flexibilidad de la zona panel ni excentricidades, se define un diafragma rígido por piso y se especifica que los análisis tengan un comportamiento planar (X-Z), se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) al marcar dicha casilla tanto para el caso de carga gravitacional no lineal y el caso de carga Time-History tal como lo recomienda el “CSI Analysis Reference Manual” [22]; además se incluye la no linealidad del material al utilizar las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tomadas de Herrera [1] para caracterizar el comportamiento del acero y hormigón (ver Anexo B); estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto.

El modelo no lineal utilizado para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [1] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [1] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta CFT se utiliza un ASTM A500 con un $F_y = 550$ [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y = 345$ [MPa] (50 [KSI]); el hormigón utilizado en la columna compuesta CFT posee una resistencia a la compresión de $f'_c = 55$ [MPa] (8[KSI]).

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [1] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico. Se utiliza una combinación de carga gravitacional igual a 100% CM + 25% CV y registros sísmicos chilenos con duraciones que varían entre 3 a 8 minutos y M_w entre 7.7 a 8.8

Para evaluar el riesgo de colapso, la mediana de los espectros de aceleración de los 18 registros sísmicos es escalado hasta alcanzar la intensidad del espectro de aceleración del sismo máximo considerado (MCE) en el período fundamental de la estructura; ese factor de escala constante ($F.E. = \frac{S_{aMCE}}{S_{aMedian}}$) es utilizado para multiplicar la amplitud de los 18 registros quedando de esta manera listos para comenzar el análisis incremental dinámico no lineal (IDA). Luego de esto, la amplitud de cada registro es progresivamente aumentada hasta que se alcance el colapso. Finalmente, cuando el 50% de los registros sísmicos utilizados escogidos de una manera aleatoria provocan el colapso del modelo,

se determina la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR. (Ver sección 3.5.2.)

Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	Δt [s]	Mecanismo	Magnitud	PGA [g]	Nombre
Tarapacá	13/06/2005	Pica	252	0.005	Intraplaca	7.8 Mw	0.735	PICA05_EW
							0.544	PICA05_NS
		Iquique	196	0.005			0.227	IQUI05_EW
						0.217	IQUI05_NS	
Tocopilla	14/11/2007	Mejillones	218	0.005	Interplaca	7.7 Mw	0.141	MEJI_EW
							0.42	MEJI_NS
Cobquecura	27/02/2010	La Florida	208	0.005	Interplaca	8.8 Mw	0.133	LAFLO_EW
							0.186	LAFLO_NS
		Puente Alto	147	0.01			0.268	PTEAL_EW
							0.266	PTEAL_NS
		Hospital Curicó	180	0.01			0.414	HCUR_EW
							0.475	HCUR_NS
Iquique	01/04/2014	Iquique	297	0.005	Interplaca	8.2 Mw	0.316	IQUI14_EW
							0.202	IQUI14_NS
		Pica	286	0.005			0.335	PICA14_EW
							0.279	PICA14_NS
Illapel	16/09/2014	Monte Patria	470	0.005	Interplaca	8.4 Mw	0.831	MPAT_EW
							0.713	MPAT_NS

Figura 6.1. Registros sísmicos utilizados. (Universidad de Chile)

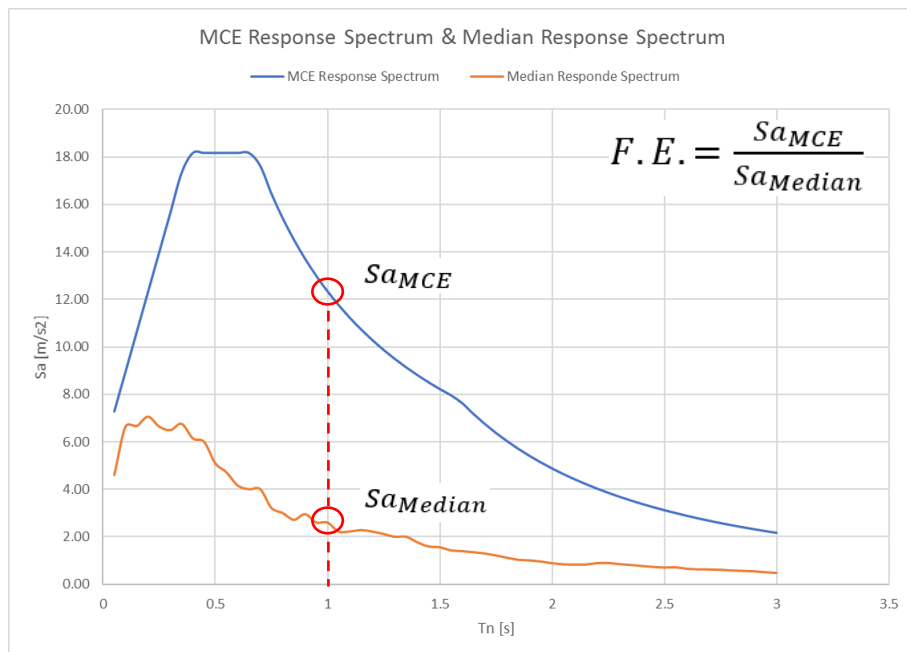


Figura 6.2. Representación del MCE & Median Response Spectrum. $T=1[s]$ (Elaboración propia)

Tabla 6.1. Parámetros utilizados para obtener el espectro del sismo máximo considerado.
(NCh 2745-2013)

Tipo de Suelo	Ta [s]	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]	α_A [cm/s ²]	α_V [cm/s]	α_D [cm]
A	0.030	0.110	0.29	2.510	1085	50	20
B	0.030	0.200	0.54	2.000	1100	94	30
C	0.030	0.375	0.68	1.580	1212	131	33
D	0.030	0.375	0.68	1.580	1212	131	33
E	0.030	0.587	0.94	1.360	1259	187	40

Zona Sísmica	M _M	Zona Sísmica	Z	Tipo de Suelo	A [cm/s ²]
1	1.20	1	0.75	A	392.0
2	1.20	2	1.00	B	401.8
3	1.20	3	1.25	C	441.0
				D	441.0
				E	459.0

Se debe recalcar que en la Norma NCh 2745 [27] no existen los parámetros que definen el sismo máximo considerado para suelo tipo E por lo que en base al patrón de crecimiento observado para suelo tipo A, B, C y D se propusieron las variables que dan forma al MCE para el suelo tipo E.

6.2. Resultados obtenidos del análisis

Al finalizar cada análisis se debe de registrar tanto la máxima deriva de entrepiso como la aceleración espectral del registro utilizado para el período fundamental de la estructura. La máxima deriva de entrepiso se la obtiene directamente del software SAP2000 (ver Anexo C) mientras que para obtener la aceleración espectral se utilizó el programa SeismoSpect 2018 el cual aplica el método de Newmark. En el presente trabajo de investigación se utiliza como criterio de colapso el valor de 0.1 (10%) de máxima deriva de entrepiso, criterio tomado del apéndice A de FEMA 350 [23].

Periodo Fundamental [s]	0.477
Sa MCE [m/s²]	13.21
Sa Median [m/s²]	5.51
Factor de escala	2.40

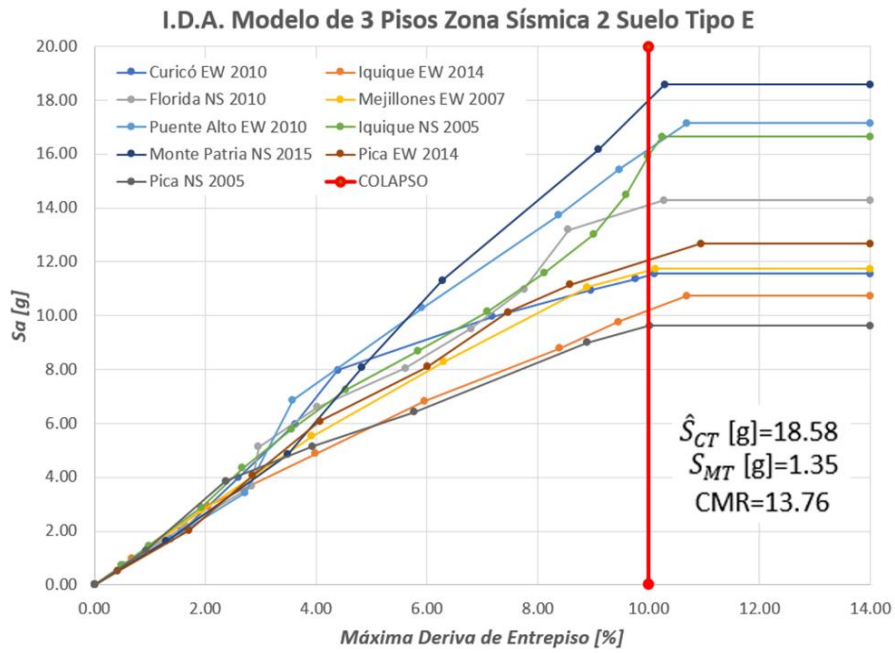


Figura 6.3. I.D.A. Modelo de 3 pisos Zona 2 Suelo E.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.407
Sa MCE [m/s²]	15.01
Sa Median [m/s²]	6.12
Factor de escala	2.45

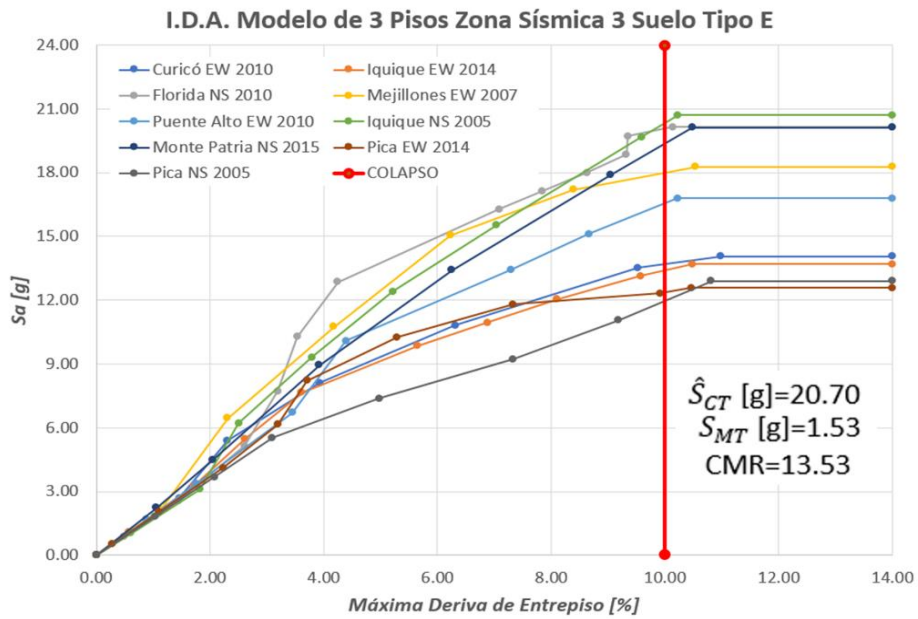


Figura 6.4. I.D.A. Modelo de 3 pisos Zona 3 Suelo E.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.772
Sa MCE [m/s ²]	12.81
Sa Median [m/s ²]	3.12
Factor de escala	4.11

I.D.A. Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo Tipo D

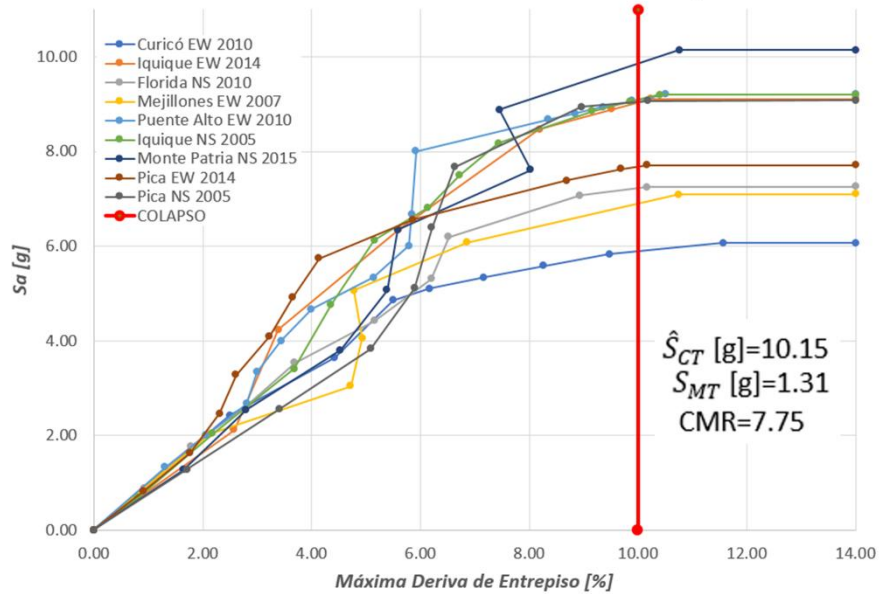


Figura 6.5. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 2 Suelo D. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.671
Sa MCE [m/s ²]	15.11
Sa Median [m/s ²]	4.00
Factor de escala	3.78

I.D.A. Modelo de 6 Pisos Zona Sísmica 2 Suelo Tipo E

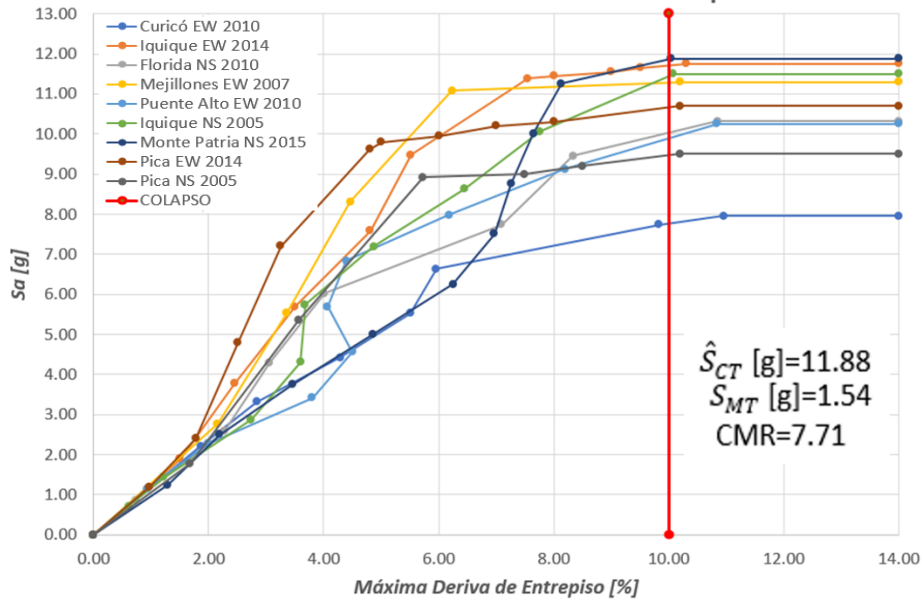


Figura 6.6. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 2 Suelo E. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.647
Sa MCE [m/s ²]	18.18
Sa Median [m/s ²]	4.01
Factor de escala	4.54

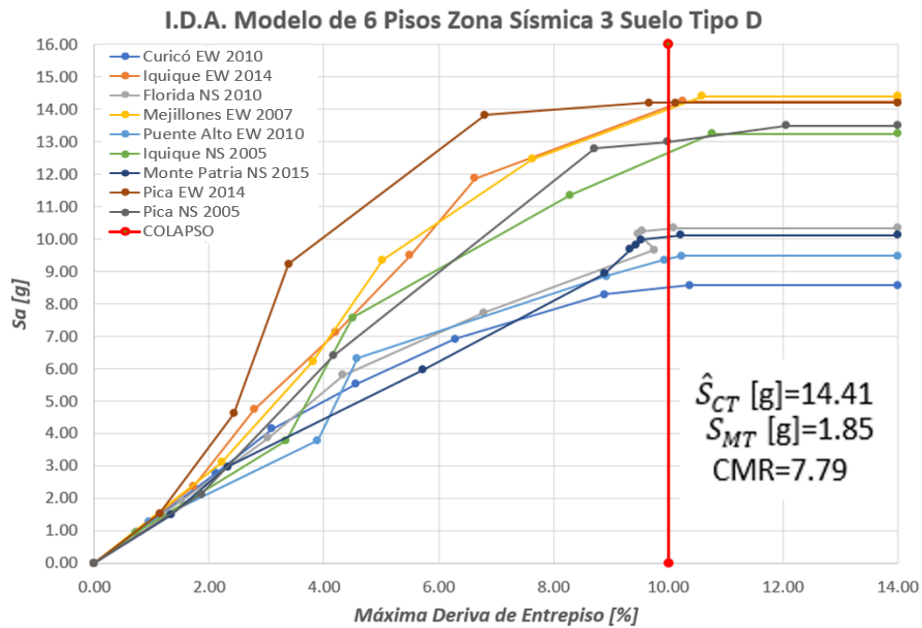


Figura 6.7. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 3 Suelo D. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.576
Sa MCE [m/s ²]	18.50
Sa Median [m/s ²]	4.42
Factor de escala	4.19

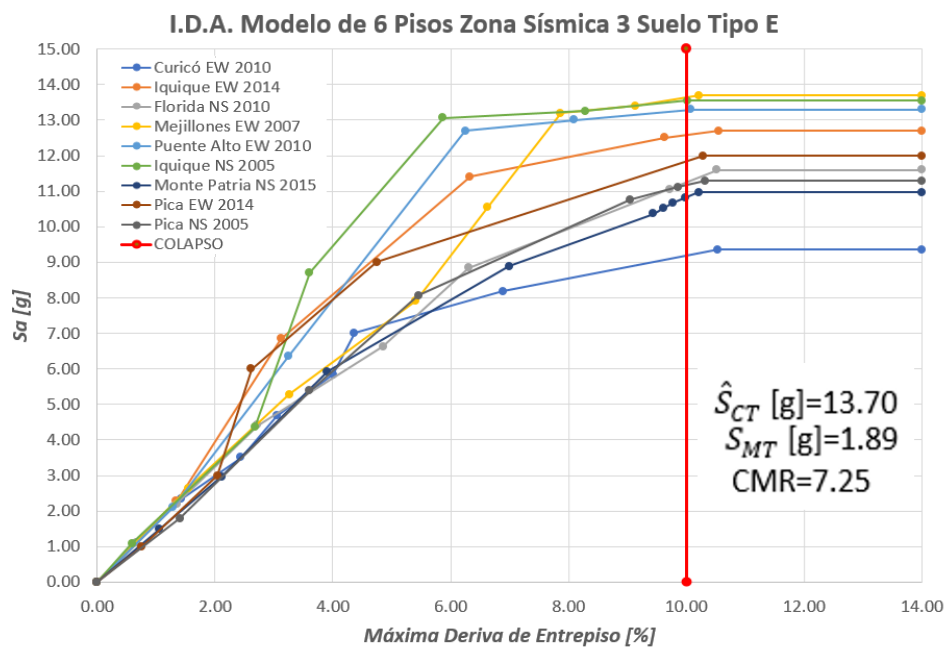


Figura 6.8. I.D.A. Modelo de 6 pisos Zona 3 Suelo E. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.881
Sa MCE [m/s²]	11.22
Sa Median [m/s²]	2.86
Factor de escala	3.93

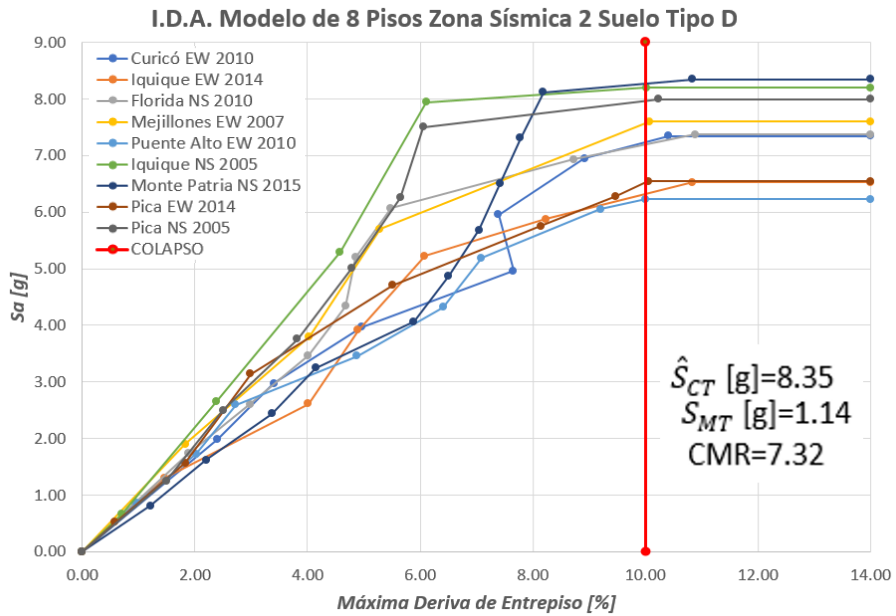


Figura 6.9. I.D.A. Modelo de 8 pisos Zona 2 Suelo D.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.761
Sa MCE [m/s²]	15.11
Sa Median [m/s²]	3.16
Factor de escala	4.78

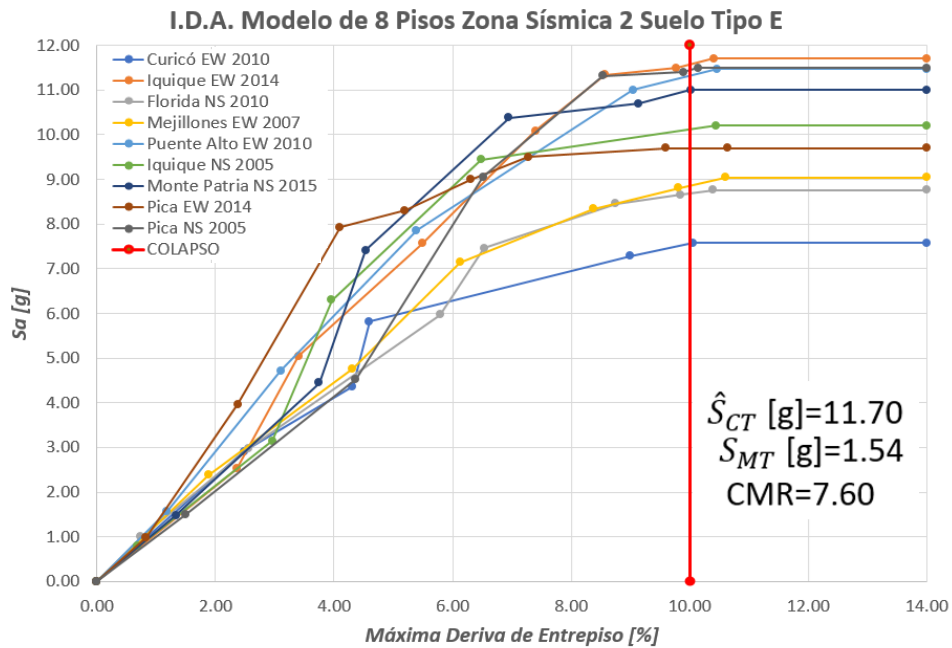


Figura 6.10. Modelo de 8 pisos Zona 2 Suelo E.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.761
Sa MCE [m/s ²]	16.24
Sa Median [m/s ²]	3.16
Factor de escala	5.13

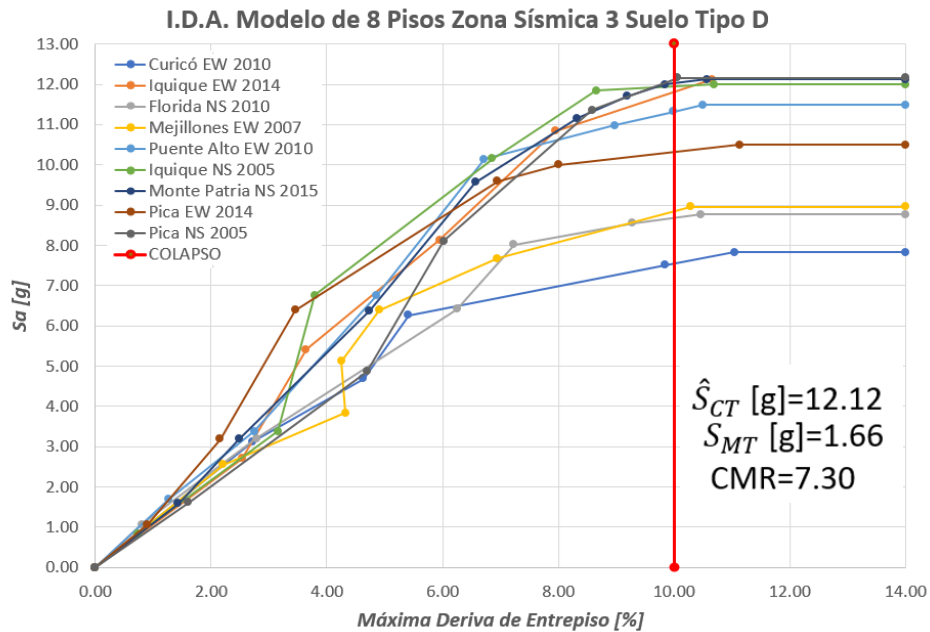


Figura 6.11. I.D.A. Modelo de 8 pisos Zona 3 Suelo D.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.650
Sa MCE [m/s ²]	18.89
Sa Median [m/s ²]	4.00
Factor de escala	4.73

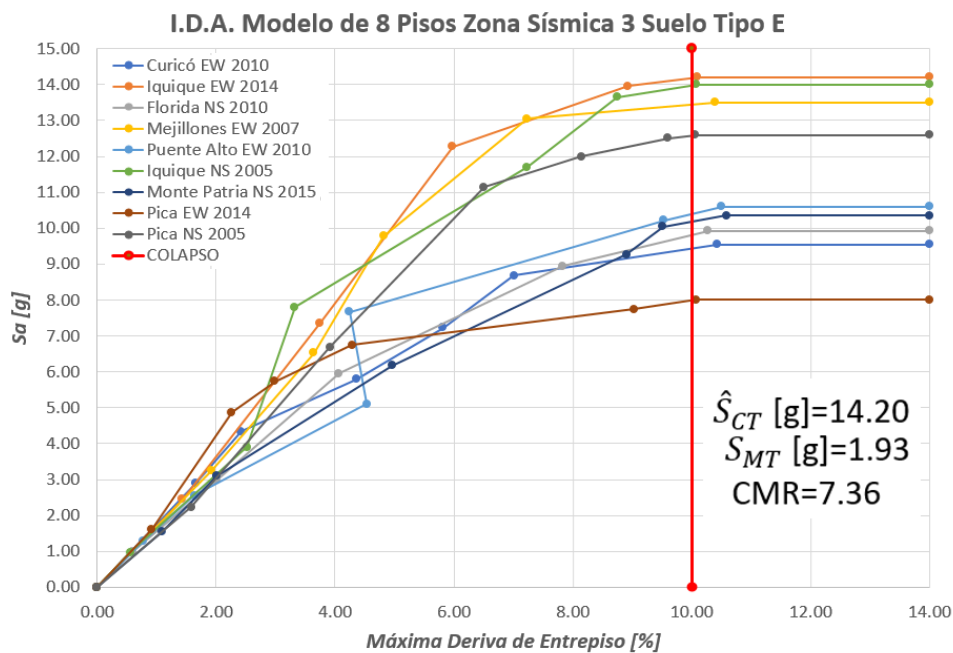


Figura 6.12. I.D.A. Modelo de 8 pisos Zona 3 Suelo E.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	1.115
Sa MCE [m/s ²]	8.86
Sa Median [m/s ²]	2.24
Factor de escala	3.96

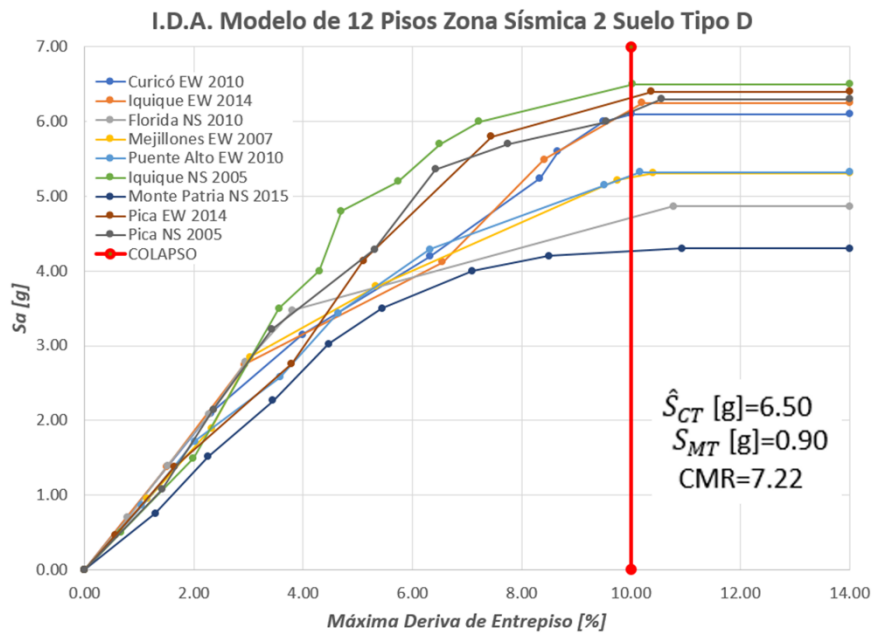


Figura 6.13. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 2 Suelo D.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	1.040
Sa MCE [m/s ²]	13.56
Sa Median [m/s ²]	2.29
Factor de escala	5.93

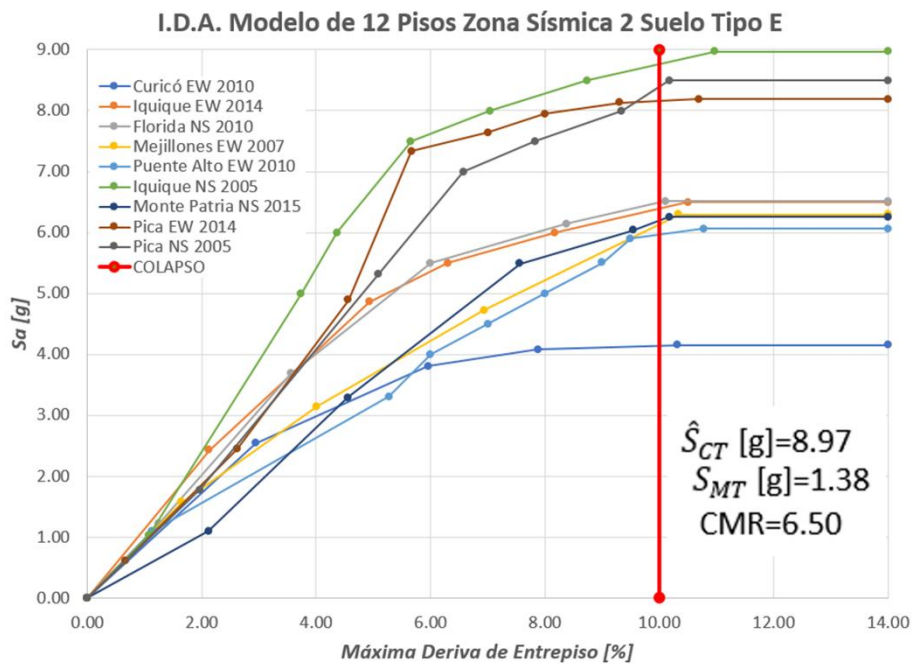


Figura 6.14. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 2 Suelo E.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	1.115
Sa MCE [m/s ²]	11.08
Sa Median [m/s ²]	2.24
Factor de escala	4.95

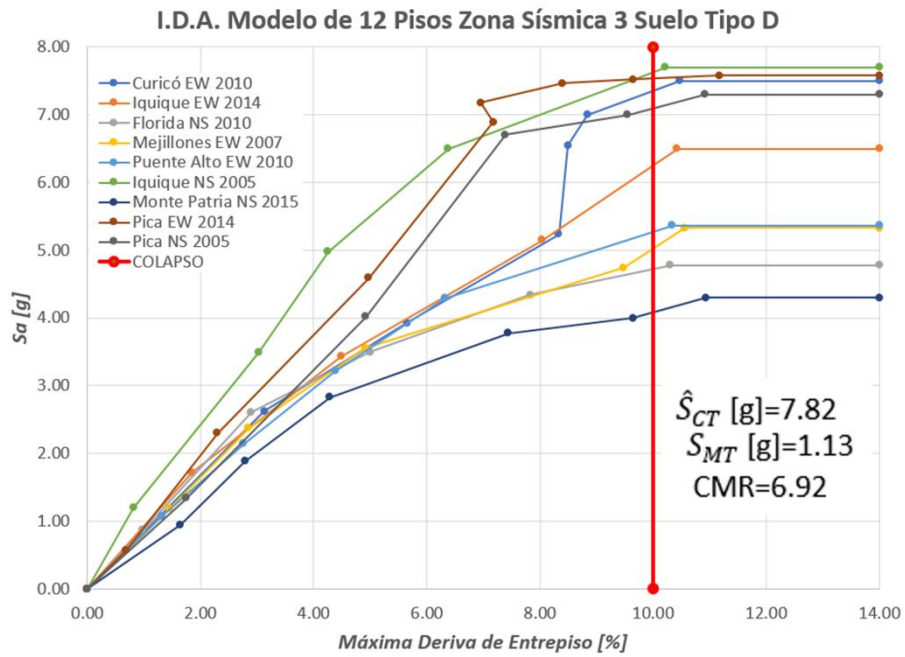


Figura 6.15. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 3 Suelo D.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	0.873
Sa MCE [m/s ²]	18.89
Sa Median [m/s ²]	2.82
Factor de escala	6.70

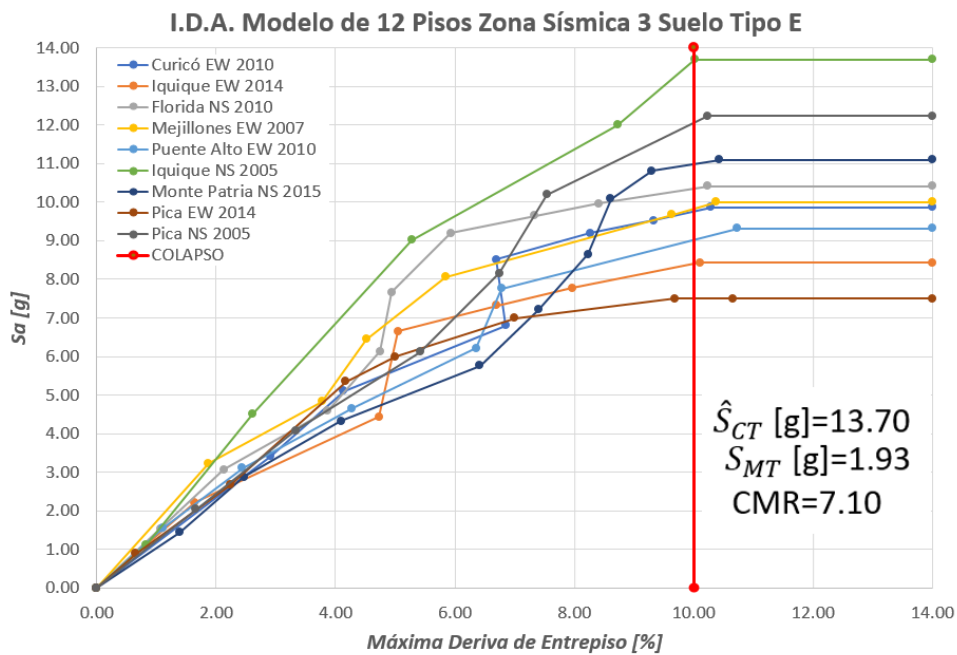


Figura 6.16. I.D.A. Modelo de 12 pisos Zona 3 Suelo E.
(Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	2.216
Sa MCE [m/s ²]	3.18
Sa Median [m/s ²]	0.89
Factor de escala	3.59

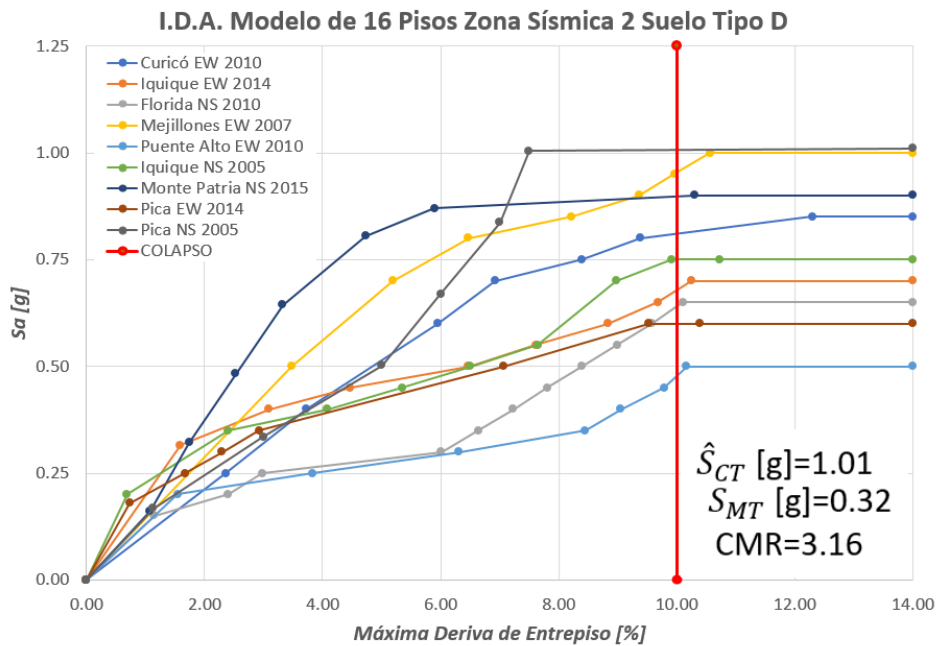


Figura 6.17. I.D.A. Moldeo de 16 pisos Zona 2 Suelo D. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	1.685
Sa MCE [m/s ²]	6.68
Sa Median [m/s ²]	1.31
Factor de escala	5.11

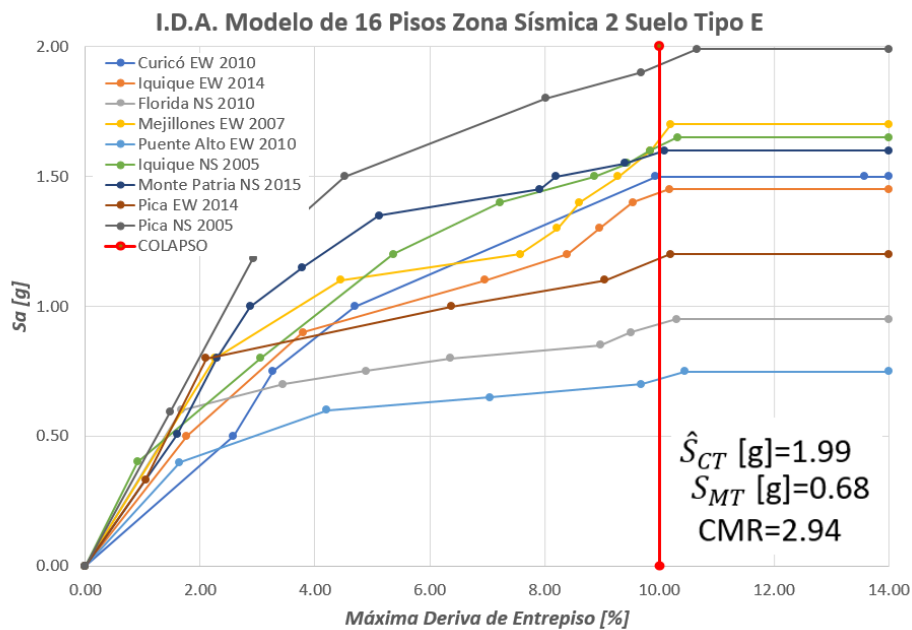


Figura 6.18. I.D.A. Modelo de 16 pisos Zona 2 Suelo E. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	1.687
Sa MCE [m/s²]	6.87
Sa Median [m/s²]	1.31
Factor de escala	5.26

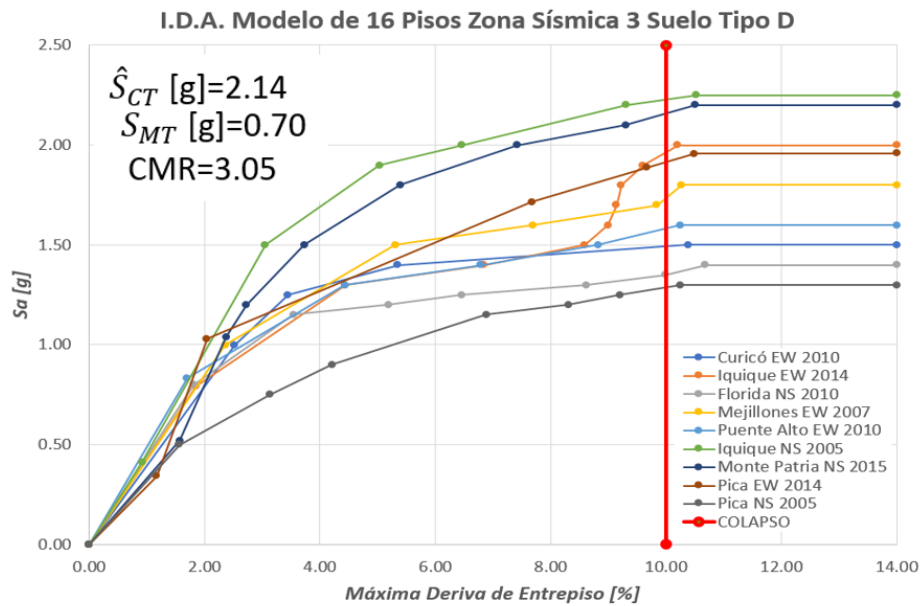


Figura 6.19. I.D.A. Modelo de 16 pisos Zona 3 Suelo D. (Elaboración propia)

Periodo Fundamental [s]	1.112
Sa MCE [m/s²]	15.85
Sa Median [m/s²]	2.23
Factor de escala	7.10

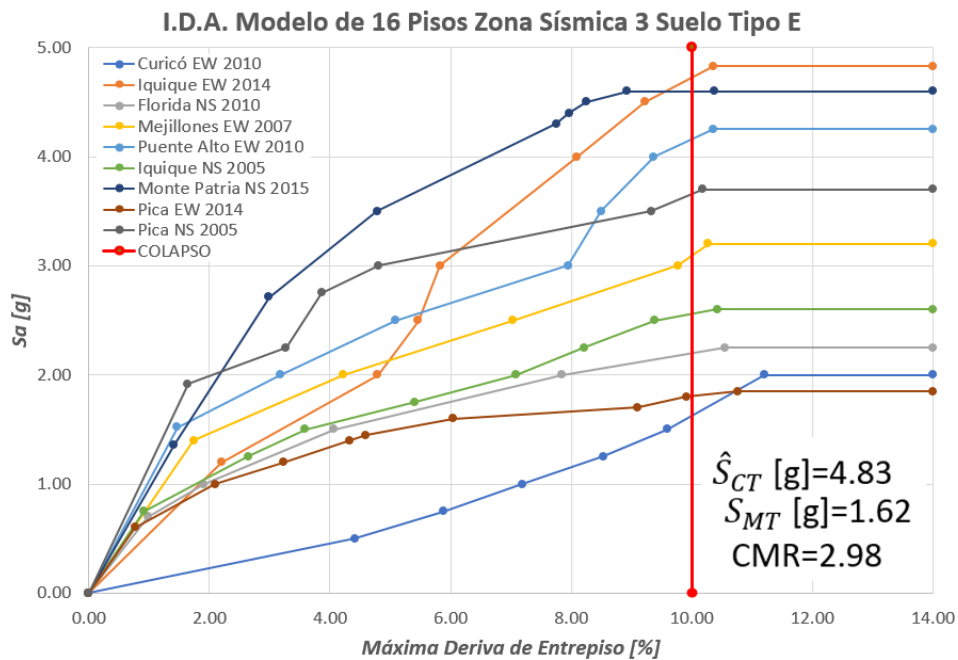


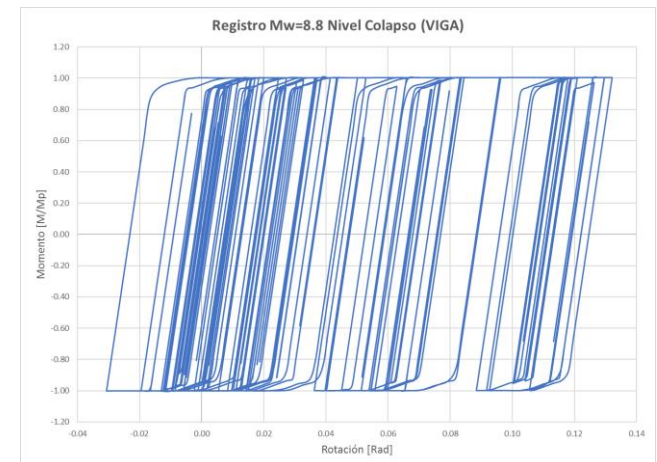
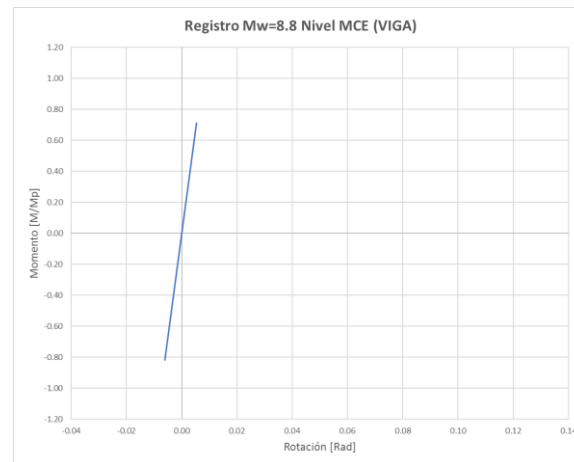
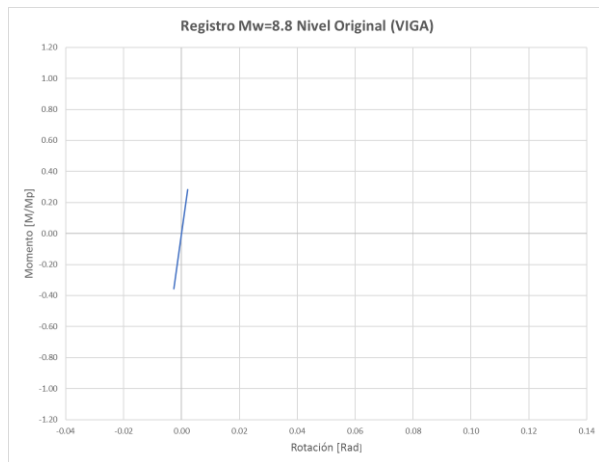
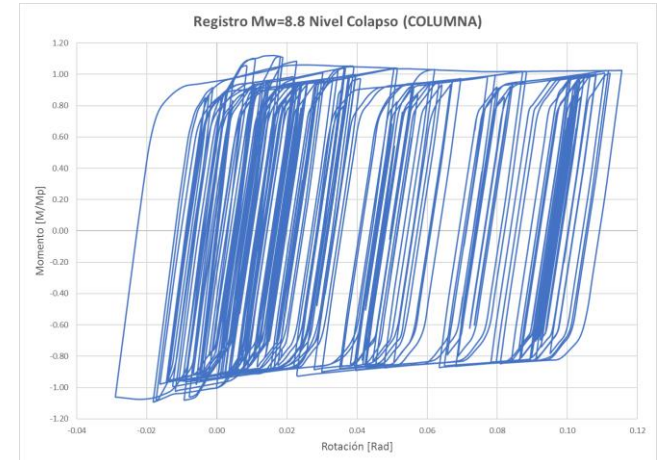
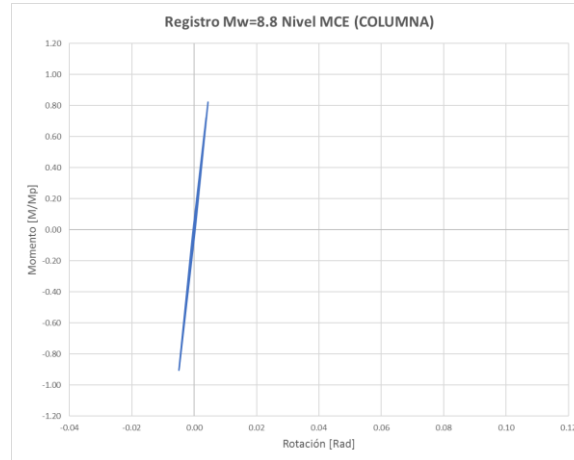
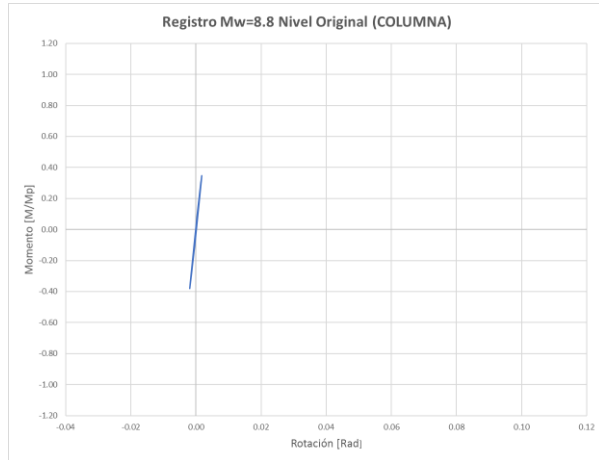
Figura 6.20. I.D.A. Modelo de 16 pisos Zona 3 Suelo E. (Elaboración propia)

Tabla 6.2. Resumen Análisis No Lineal Dinámico.
(Elaboración propia)

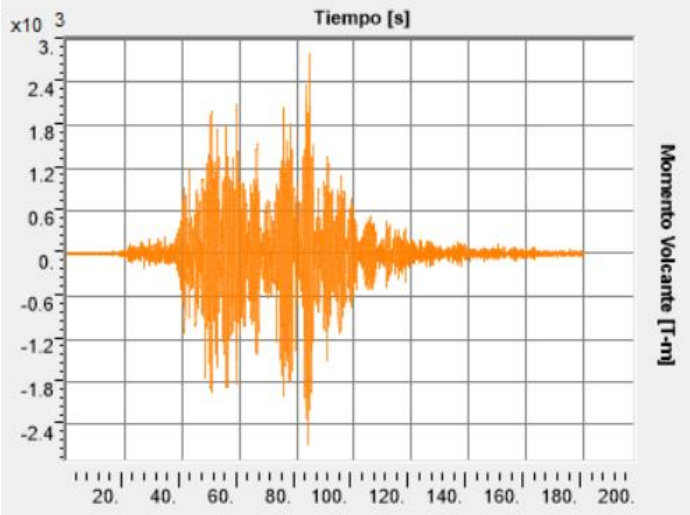
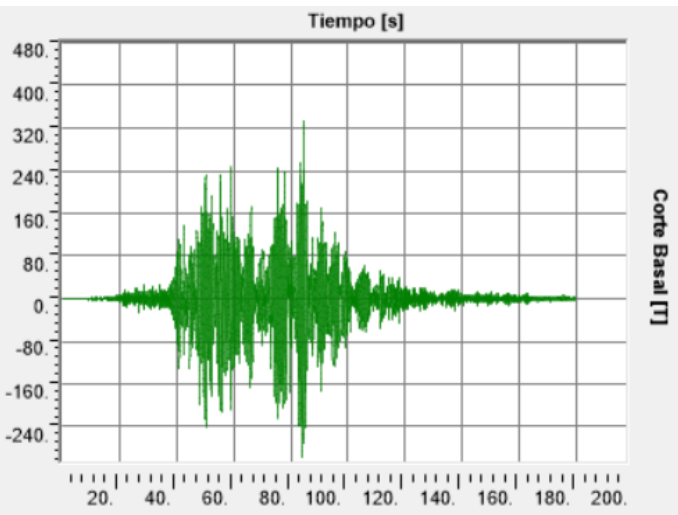
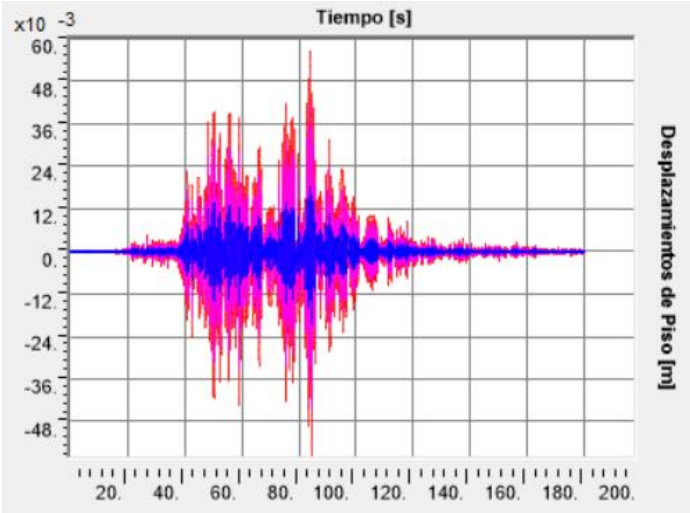
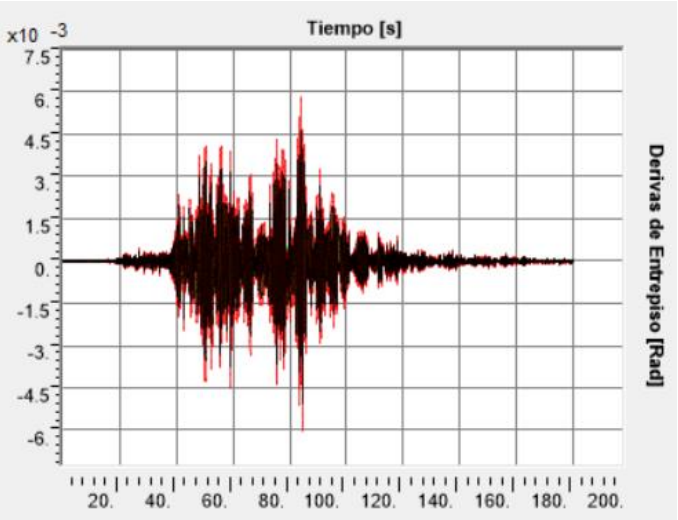
Altura de Edificio	Nº de Pisos	S_{MT} [g]	\hat{S}_{CT} [g]	CMR individual	CMR promedio
Baja	3	1.35	18.58	13.76	13.6
	3	1.53	20.70	13.53	
Intermedia	6	1.31	10.15	7.75	7.3
	6	1.54	11.88	7.71	
	6	1.85	14.41	7.79	
	6	1.89	13.70	7.25	
	8	1.14	8.35	7.32	
	8	1.54	11.70	7.60	
	8	1.66	12.12	7.30	
	8	1.93	14.20	7.36	
	12	0.90	6.50	7.22	
	12	1.38	8.97	6.50	
	12	1.13	7.82	6.92	
	12	1.93	13.70	7.10	
Alta	16	0.32	1.01	3.16	3.0
	16	0.68	1.99	2.94	
	16	0.70	2.14	3.05	
	16	1.62	4.83	2.98	

Además, como punto adicional, de los 18 registros sísmicos, se ha escogido el terremoto ocurrido en el año 2010 medido en la estación Curicó con $M_w=8.8$ y una duración de 3 minutos para presentar las curvas de Momento vs Rotación de una misma columna y viga del primer piso tanto para el registro original, el registro escalado a nivel del MCE y el registro escalado a nivel de colapso, todo esto para un solo modelo de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos; también se presentan las curvas de Corte Basal vs Tiempo, Momento Volcante vs Tiempo, Desplazamientos Relativos de Piso vs Tiempo y Derivas de Entrepiso vs Tiempo.

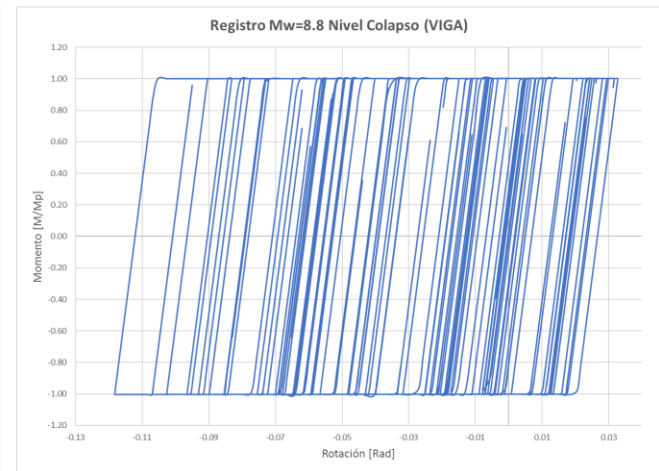
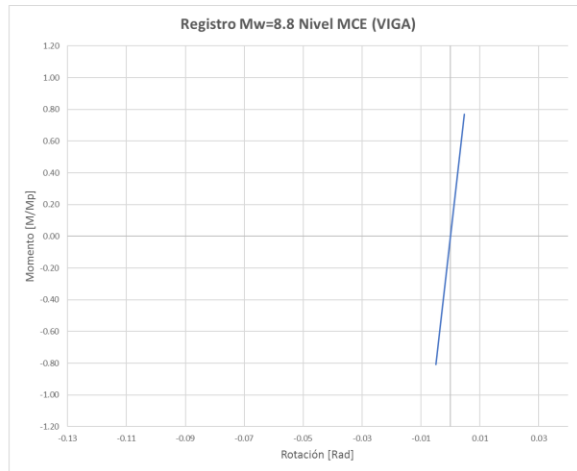
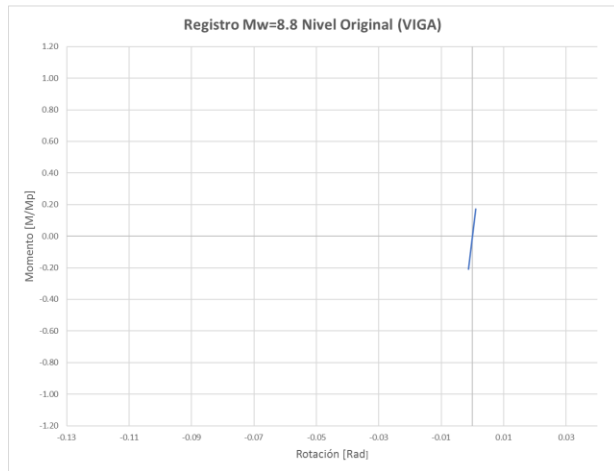
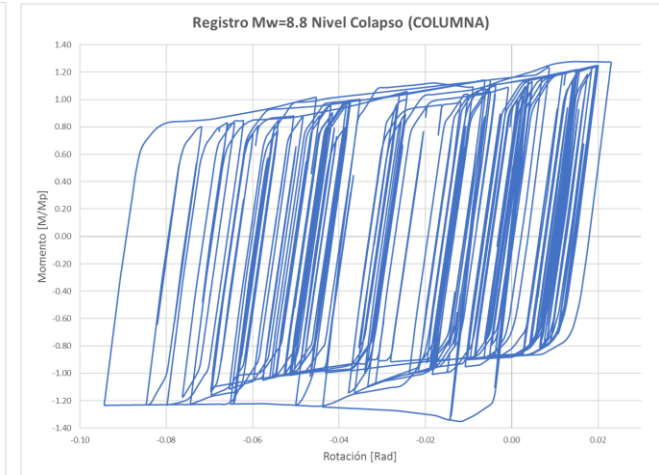
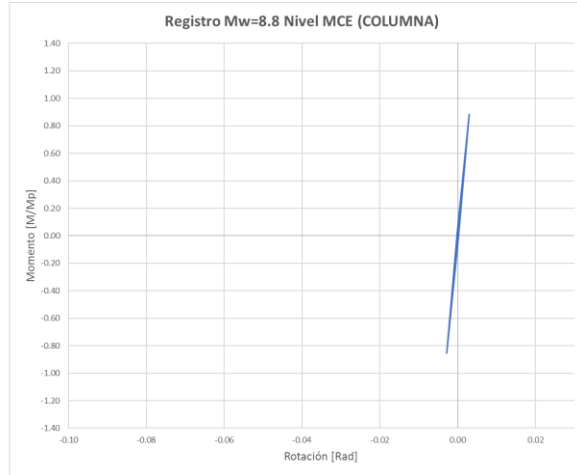
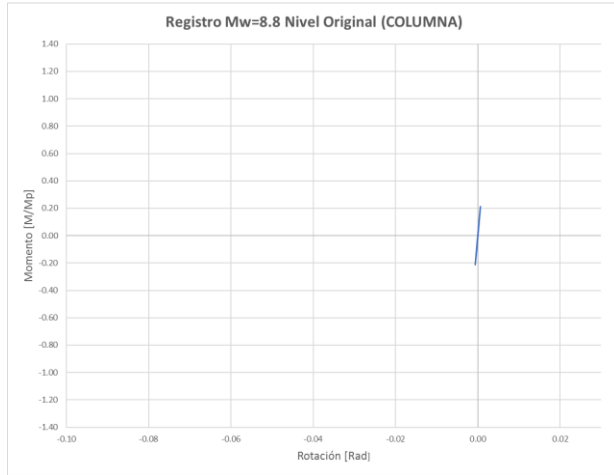
Modelo de 3 Pisos



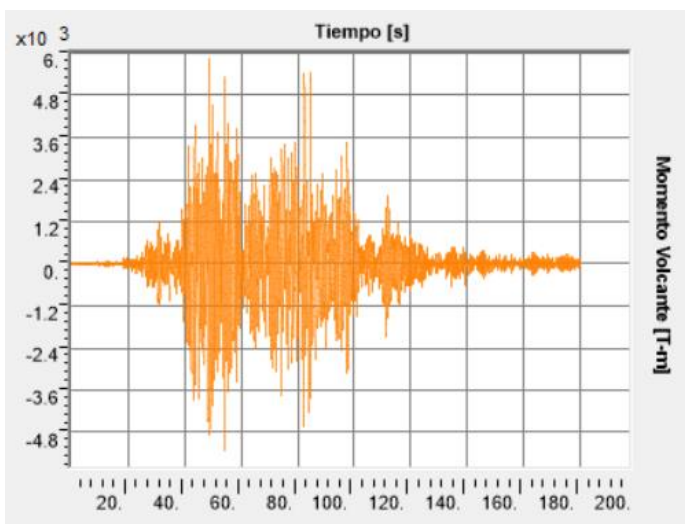
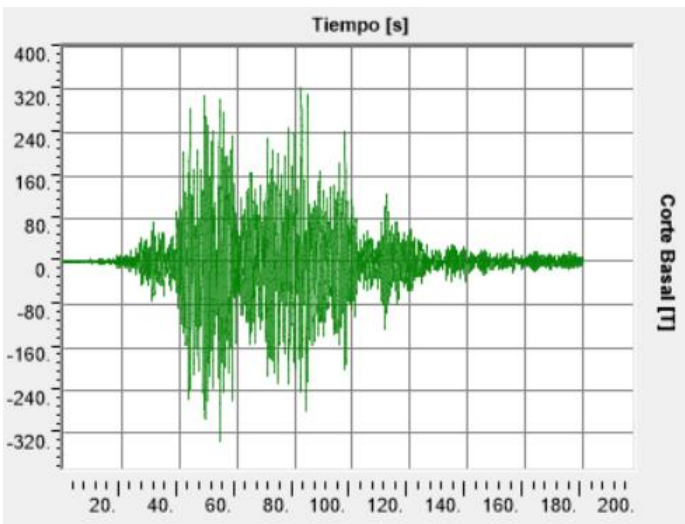
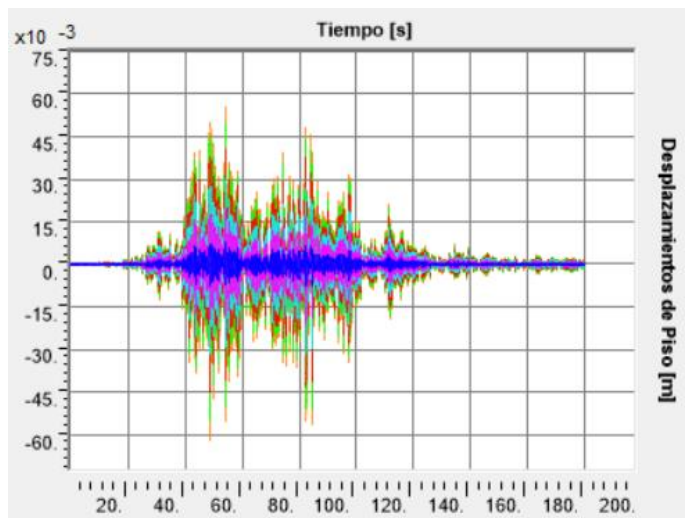
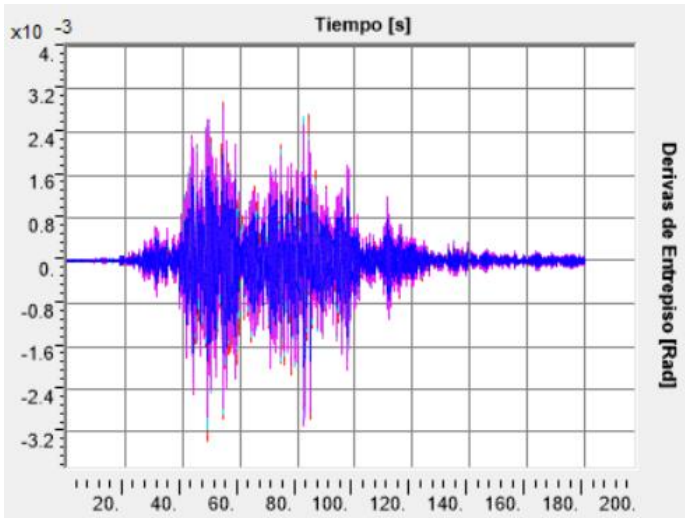
Gráficas para Registro Original Mw=8.8 Modelo de 3 Pisos



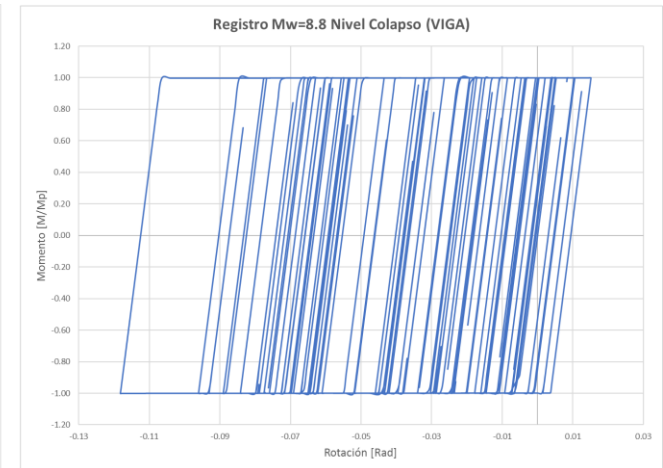
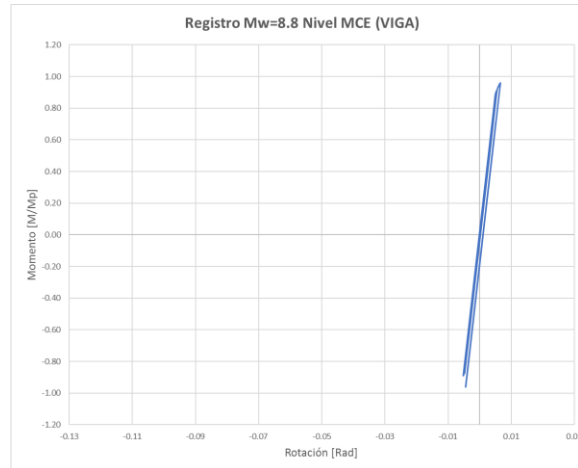
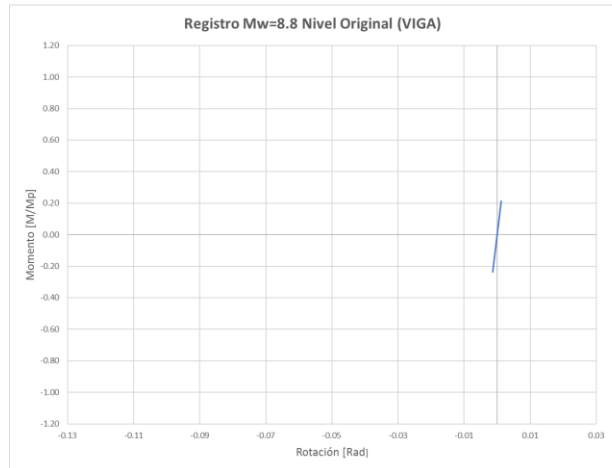
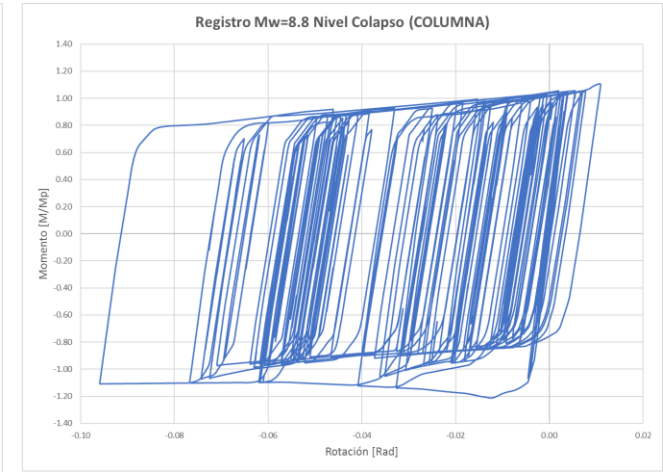
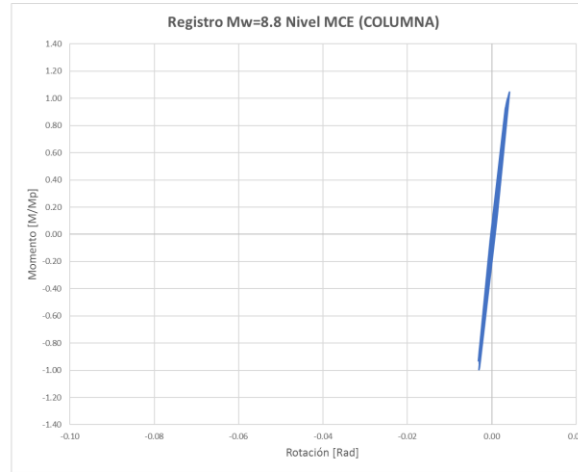
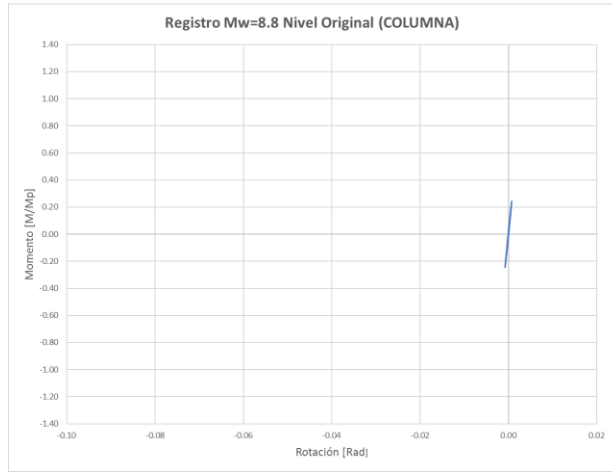
Modelo de 6 Pisos



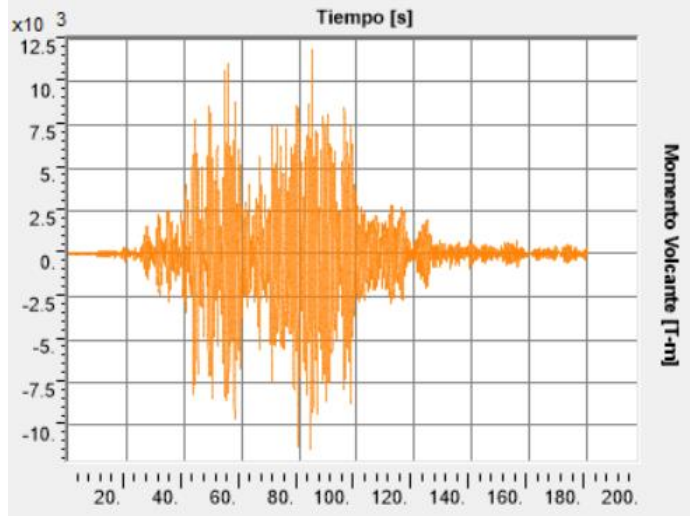
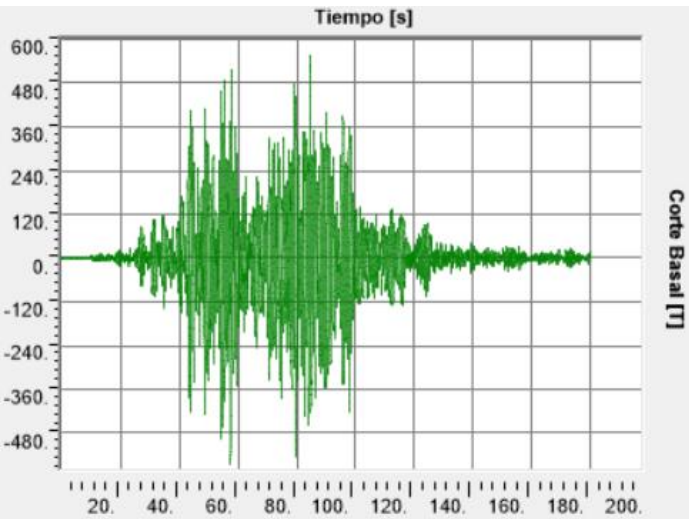
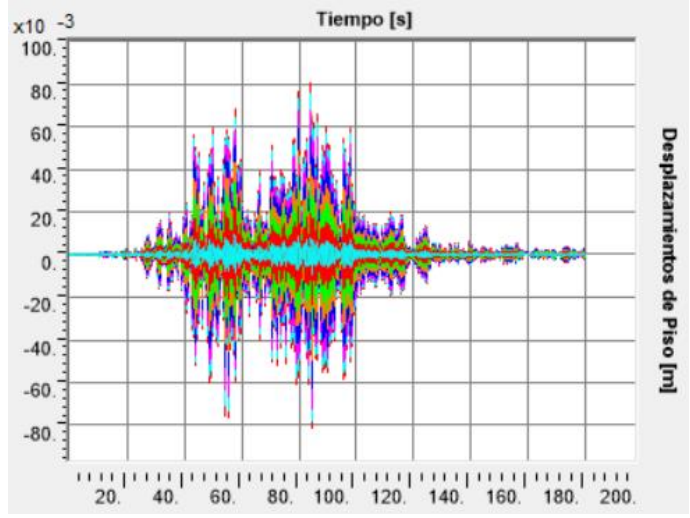
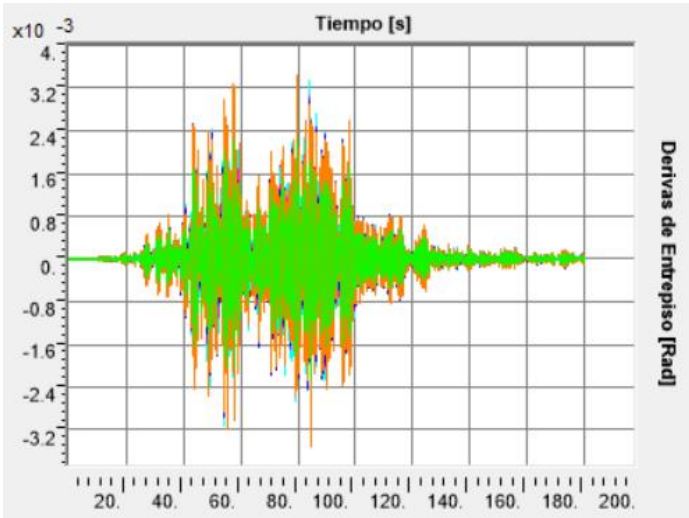
Gráficas para Registro Original Mw=8.8 Modelo de 6 Pisos



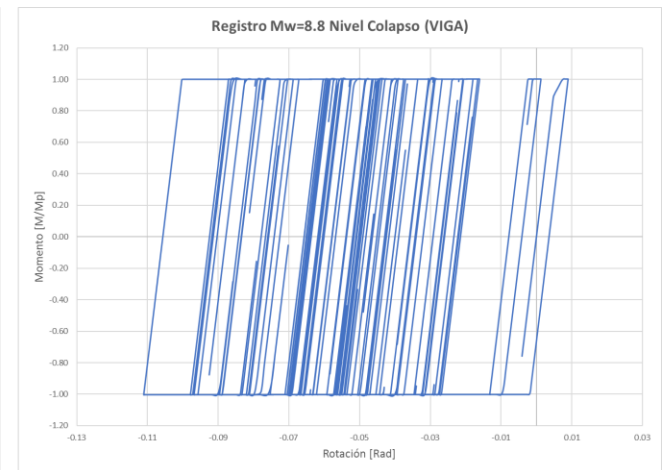
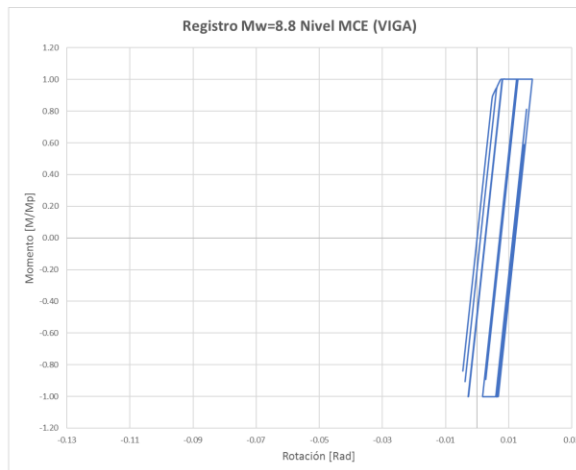
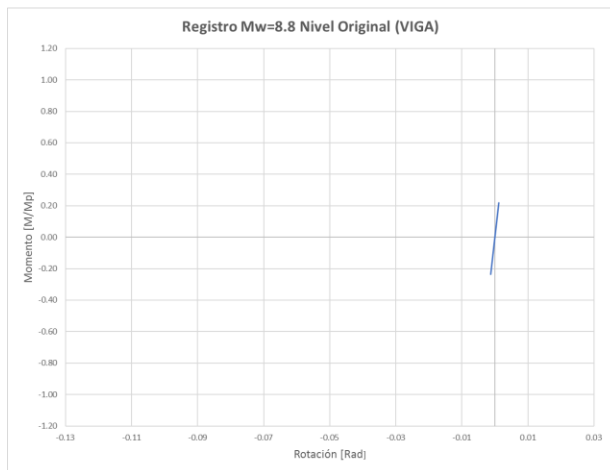
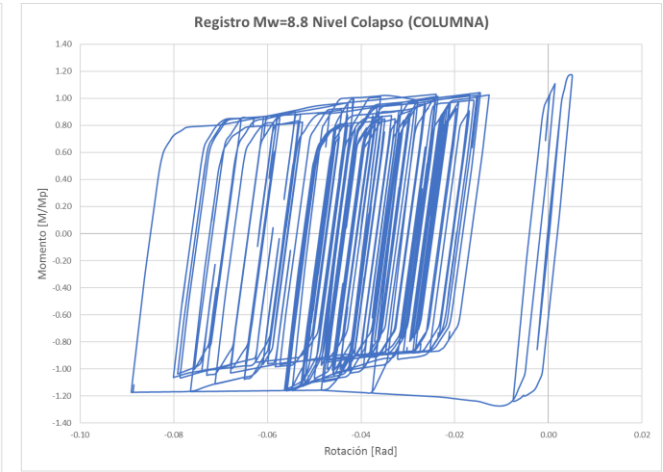
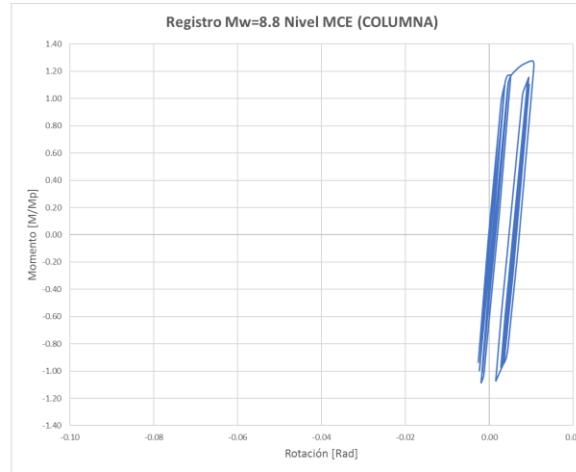
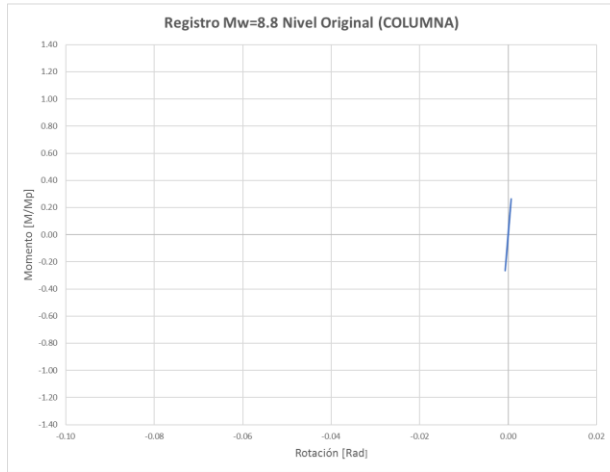
Modelo de 8 Pisos



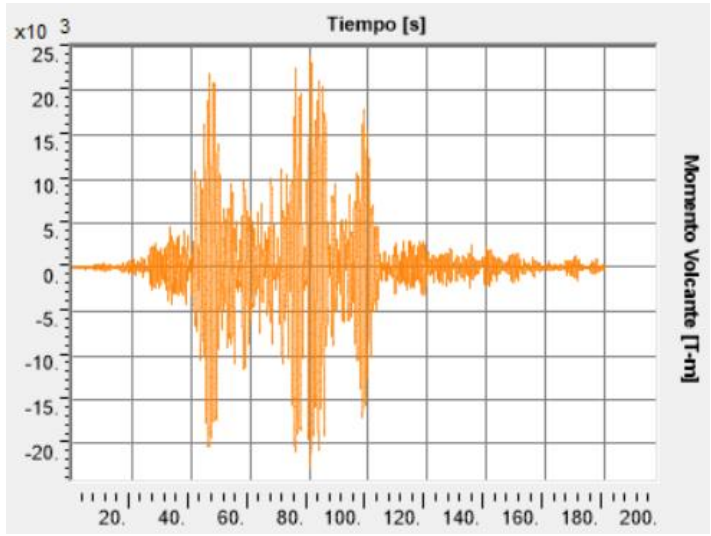
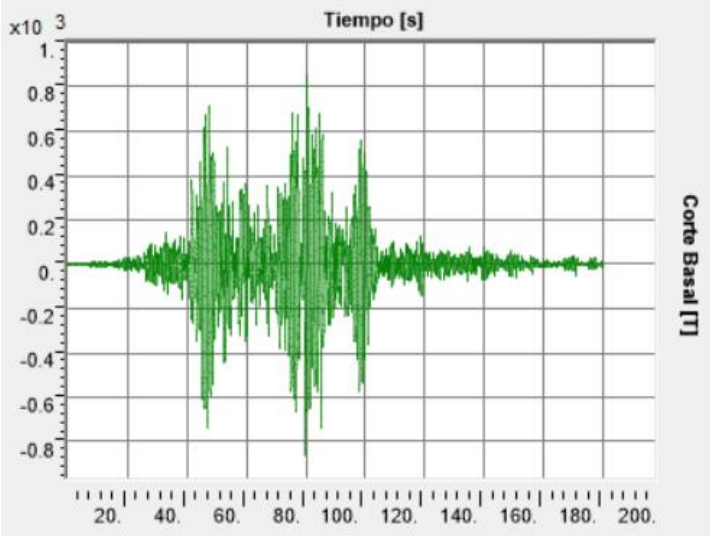
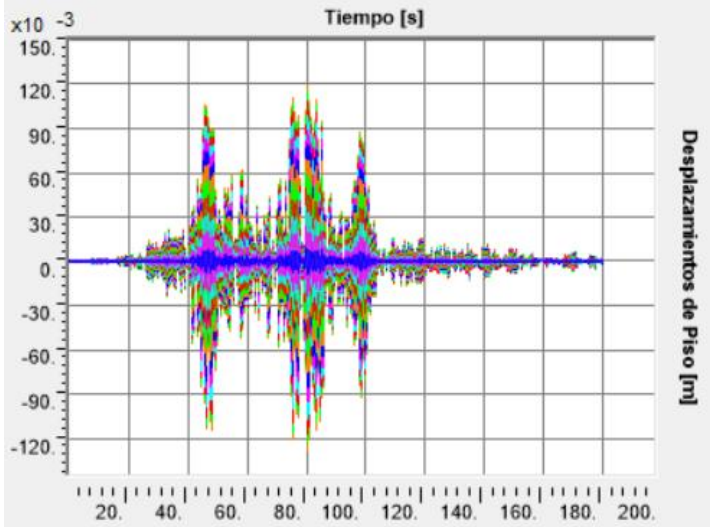
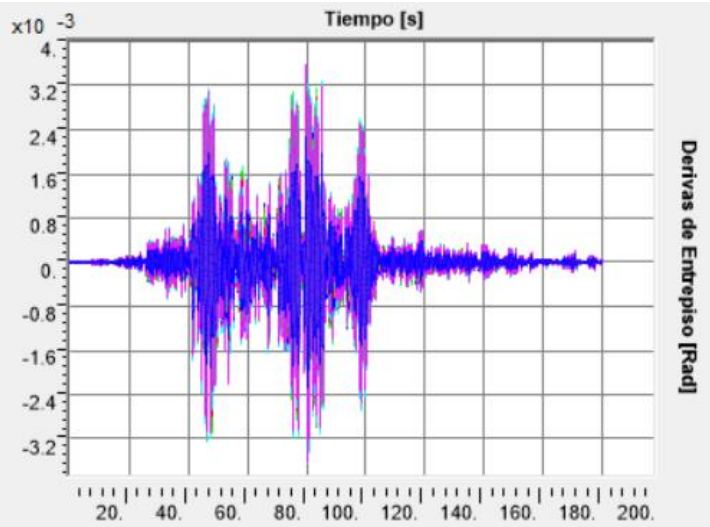
Gráficas para Registro Original Mw=8.8 Modelo de 8 Pisos



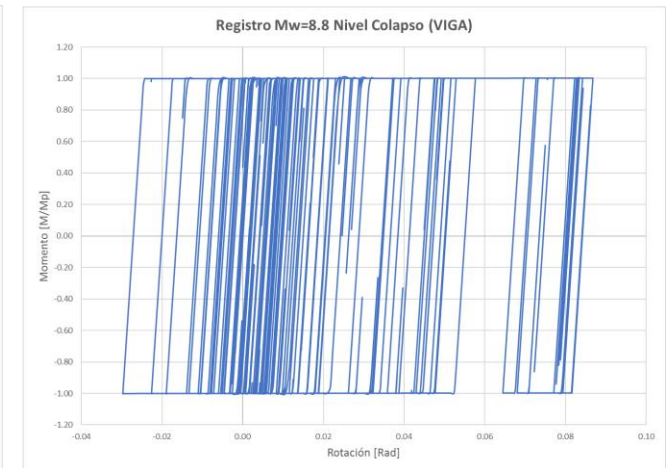
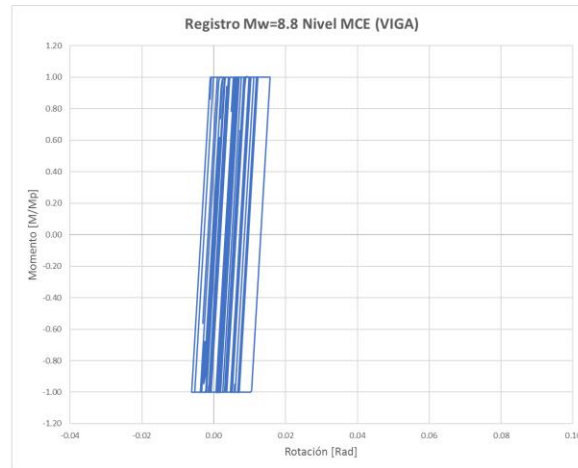
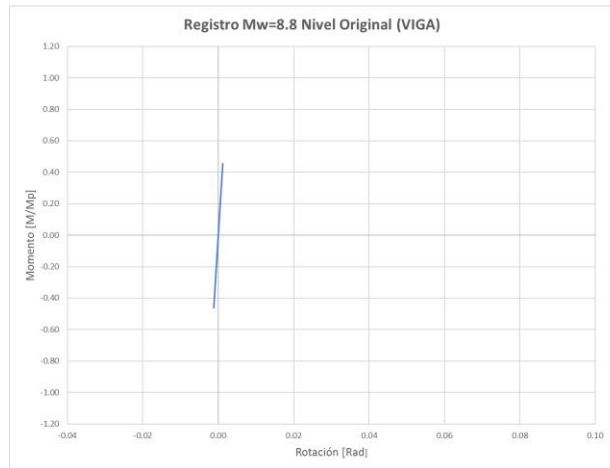
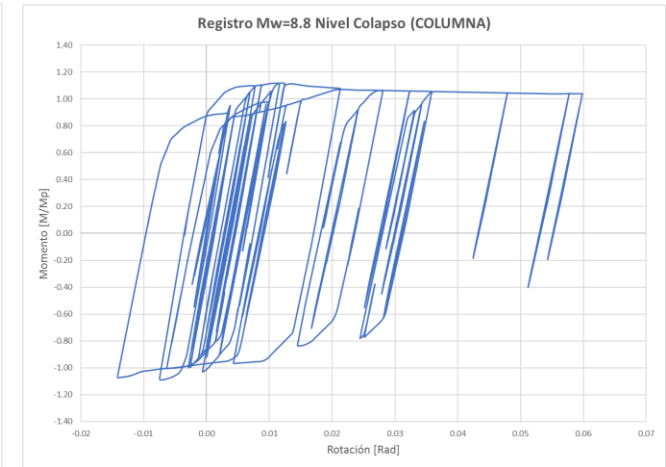
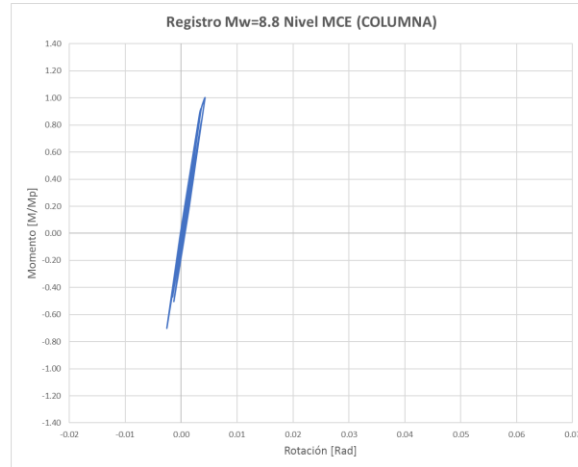
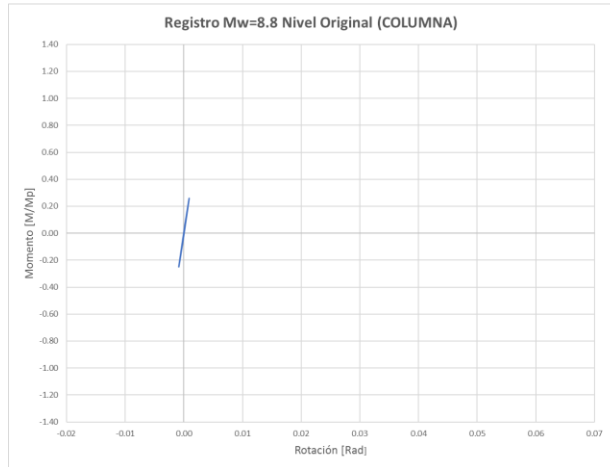
Modelo de 12 Pisos



Gráficas para Registro Original Mw=8.8 Modelo de 12 Pisos



Modelo de 16 Pisos



Gráficas para Registro Original Mw=8.8 Modelo de 16 Pisos

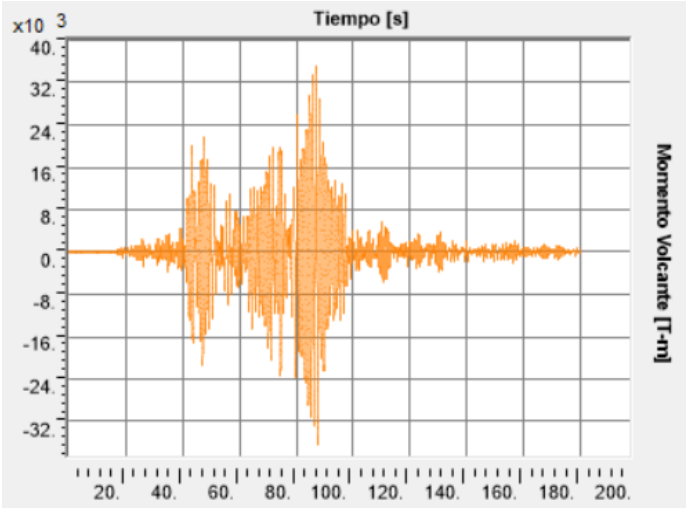
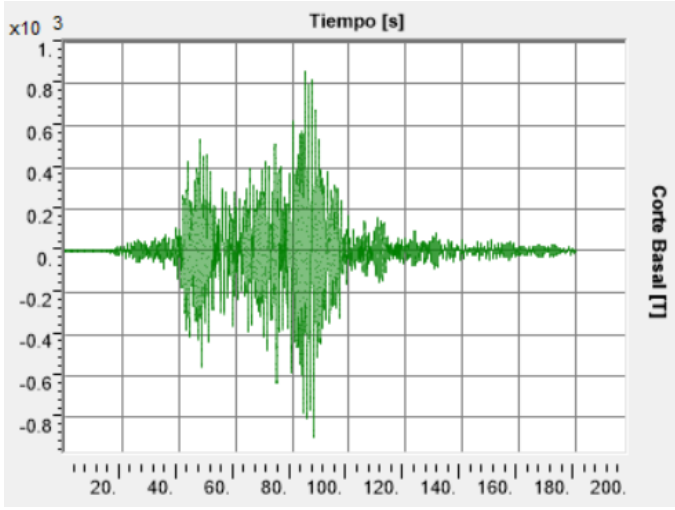
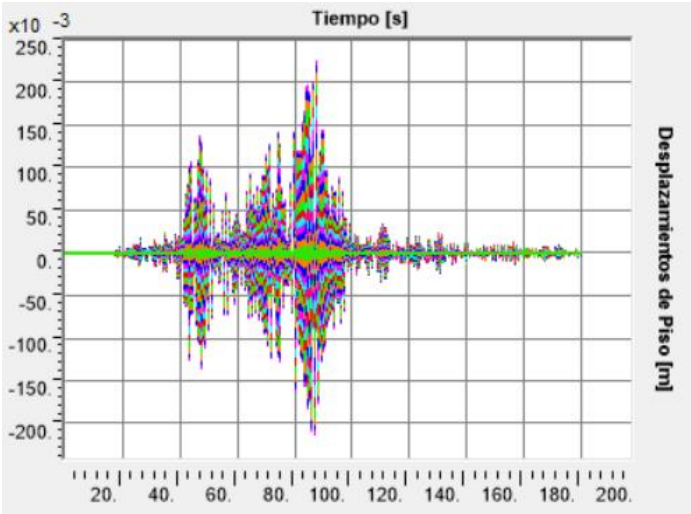
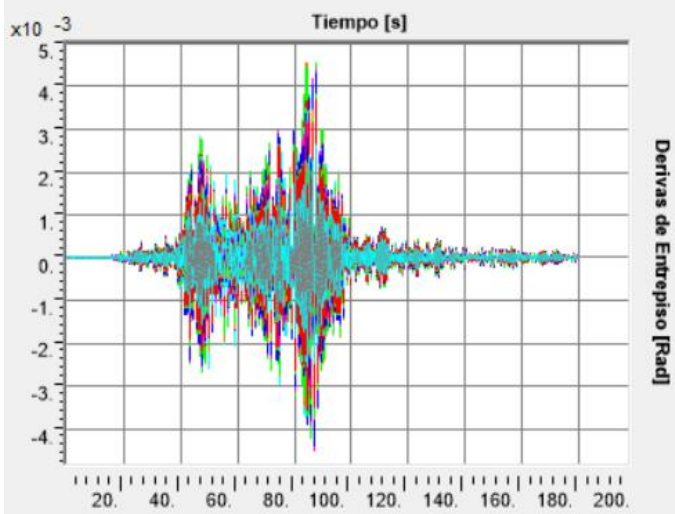


Tabla 6.3. Resumen de Derivas, Desplazamientos, Cortes Basales y Momentos Volcantes.
(Elaboración propia)

Registro Original 2010 Estación Curicó (E-W) Mw=8.8 Duración: 3 Minutos		
Modelo (Zona Sísmica 3 Suelo Tipo E)	Máxima Deriva de Entrepiso (%)	Deriva de Entrepiso de Diseño (%)
3 Pisos	0.60	0.20
6 Pisos	0.34	0.20
8 Pisos	0.35	0.20
12 Pisos	0.37	0.20
16 Pisos	0.45	0.20
Modelo (Zona Sísmica 3 Suelo Tipo E)	Máximo Desplazamiento Relativo de Piso [cm]	Máximo Desplazamiento Absoluto de Piso [cm]
3 Pisos	5.8	8.8
6 Pisos	6.2	9.7
8 Pisos	8.2	11.6
12 Pisos	12.8	17.9
16 Pisos	22.5	24.3
Modelo (Zona Sísmica 3 Suelo Tipo E)	Corte Basal de Diseño [T]	Corte Basal Máximo (Registro) [T]
3 Pisos	64.0	331.9
6 Pisos	150.0	335.7
8 Pisos	217.0	565.2
12 Pisos	357.0	863.8
16 Pisos	396.0	889.8
Modelo (Zona Sísmica 3 Suelo Tipo E)	Corte Basal Máximo (Pushover) [T]	Momento Volcante Máximo (Registro) [T-m]
3 Pisos	1023.0	2812.7
6 Pisos	1724.0	5849.7
8 Pisos	2429.0	11898.2
12 Pisos	3265.0	24055.2
16 Pisos	1842.0	36491.9

CAPÍTULO 7: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

La evaluación del desempeño sísmico se basa en los resultados obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico y sigue el procedimiento descrito a continuación:

- Obtener el factor de sobrerresistencia Ω , la ductilidad μ_T , la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR para cada prototipo.
- Calcular la Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR para cada prototipo utilizando el factor de forma espectral SSF, el cual depende del período fundamental T y de la ductilidad μ_T .
- Calcular la incertidumbre total del sistema β_{TOT} , la cual depende de la calidad de los requerimientos de diseño, la calidad del modelo no lineal y la calidad de los ensayos de laboratorio.
- Determinar los valores admisibles de la razón del margen de colapso ajustado $ACMR_{10\%}$ para el promedio de cada grupo de desempeño y $ACMR_{20\%}$ para cada prototipo de forma individual, los cuales están en función de la incertidumbre total del sistema β_{TOT} .
- Comparar los valores calculados de la razón del margen de colapso ajustado ACMR con los valores admisibles $ACMR_{20\%}$ y $ACMR_{10\%}$.

El grupo de desempeño que gobierna el factor de modificación de respuesta R del sistema es aquel con el menor valor promedio de la razón del margen de colapso ajustado ACMR; el grupo de desempeño que gobierna el factor de sobrerresistencia del sistema Ω es aquel con el valor promedio más grande de Ω . Se espera que el factor de modificación de respuesta R y el factor de sobrerresistencia del sistema Ω sean gobernados por diferentes grupos de desempeño. Si al evaluar ACMR se verifica que no se cumple con los valores aceptables, el sistema debe ser redefinido, reanalizado y reevaluado repitiendo todo el proceso anteriormente descrito.

7.1. Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR

La razón del margen de colapso CMR puede ser influenciada significativamente por el contenido de frecuencias (forma espectral) de los registros sísmicos. Para tomar en cuenta los efectos de la forma espectral, la razón del margen de colapso se modifica para obtener la razón del margen de colapso ajustado ACMR para cada prototipo. El factor de forma espectral SSF es función del período fundamental T, de la ductilidad μ_T y de la zona sísmica.

$$ACMR = SSF * CMR \quad [Ec. 50]$$

El SSF considera las diferencias en la tipología de terremotos norteamericanos. Sin embargo, la totalidad de registros sísmicos utilizados son originados por la subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, por lo cual este factor es igual a 1.

7.2. Incertidumbre Total del Sistema β_{TOT}

Muchas fuentes de incertidumbre contribuyen a que la capacidad para no colapsar de un modelo disminuya; entre esas fuentes se encuentra la incertidumbre que existe de registro a registro, la cual se debe a la variación en la respuesta del modelo a diferentes registros sísmicos; un valor fijo de $\beta_{RTR} = 0.40$ se asume para evaluar el desempeño del sistema con una ductilidad $\mu_T \geq 3$. Las incertidumbres restantes se relacionan con la calidad de los requerimientos de diseño β_{DR} , la calidad de los datos de ensayos de laboratorio β_{TD} y a la calidad con que fue hecha la modelación del prototipo β_{MDL} .

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad [\text{Ec. 51}]$$

Alternativamente a utilizar la ecuación de β_{TOT} , se pueden usar las tablas que provee el FEMA P695 [24] donde ya se encuentran tabulados los valores de β_{TOT} para las diferentes calidades de modelación (A= Superior, B= Bueno, C= Aceptable, D= Pobre) y para ductilidades mayores a 3. En el presente trabajo de investigación los modelos representan un amplio rango de respuesta estructural y parámetros de diseño, se incluye una cantidad considerable de no linealidades, además se captura el comportamiento de colapso a través de simulaciones directas, respaldadas por ensayos de laboratorio y vastas investigaciones analíticas; es debido a esto que la modelación se clasifica como B= Buena; además se tiene una calidad en los requerimientos de diseño (B) Good y una calidad de ensayos de laboratorio (B) Good, arrojando una incertidumbre total del sistema igual a 0.525

Tabla 7.1. Incertidumbre total del sistema β_{TOT} para una calidad de modelación B= Buena y una ductilidad $\mu_T \geq 3$. (FEMA P695)

Quality of Test Data	Quality of Design Requirements			
	(A) Superior	(B) Good	(C) Fair	(D) Poor
(A) Superior	0.475	0.500	0.575	0.675
(B) Good	0.500	0.525	0.600	0.700
(C) Fair	0.575	0.600	0.675	0.750
(D) Poor	0.675	0.700	0.750	0.825

7.3. Valores Admisibles-Razón del Margen de Colapso Ajustado ACMR

Los valores aceptables de la razón del margen de colapso ajustado se basan en la incertidumbre total del sistema β_{TOT} y en valores establecidos de probabilidad baja de colapso. Estos datos se basan en la suposición que la distribución de las intensidades espectrales de colapso es log normal con un valor medio \hat{S}_{CT} y una desviación estándar log normal igual a la incertidumbre total del sistema β_{TOT} .

La Tabla 7.2 presenta valores aceptables de $ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$ que se encuentran en función de la incertidumbre total del sistema β_{TOT} y de valores aceptables de probabilidad de colapso, tomados como 10% y 20% respectivamente.

Tabla 7.2. Valores admisibles de la razón del margen de colapso ajustado ACMR. (FEMA P695)

Total System Collapse Uncertainty	Collapse Probability				
	5%	10% ($ACMR_{10\%}$)	15%	20% ($ACMR_{20\%}$)	25%
0.275	1.57	1.42	1.33	1.26	1.20
0.300	1.64	1.47	1.36	1.29	1.22
0.325	1.71	1.52	1.40	1.31	1.25
0.350	1.78	1.57	1.44	1.34	1.27
0.375	1.85	1.62	1.48	1.37	1.29
0.400	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.450	2.10	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.500	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.550	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.600	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.625	2.80	2.23	1.91	1.69	1.52
0.650	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55
0.675	3.04	2.38	2.01	1.76	1.58
0.700	3.16	2.45	2.07	1.80	1.60
0.725	3.30	2.53	2.12	1.84	1.63
0.750	3.43	2.61	2.18	1.88	1.66
0.775	3.58	2.70	2.23	1.92	1.69
0.800	3.73	2.79	2.29	1.96	1.72
0.825	3.88	2.88	2.35	2.00	1.74
0.850	4.05	2.97	2.41	2.04	1.77
0.875	4.22	3.07	2.48	2.09	1.80
0.900	4.39	3.17	2.54	2.13	1.83
0.925	4.58	3.27	2.61	2.18	1.87
0.950	4.77	3.38	2.68	2.22	1.90

7.4. Evaluación del Factor de Modificación de Respuesta R^*

Un aceptable desempeño sísmico se define con los 2 conceptos básicos presentados a continuación:

- La probabilidad de colapso para el MCE es aproximadamente 10% o menor en promedio para cada grupo de desempeño.

$$\overline{ACMR}_i \geq ACMR \text{ 10\%}$$

- La probabilidad de colapso para el MCE es aproximadamente 20% o menor para cada modelo independiente.

$$ACMR_i \geq ACMR \text{ 20\%}$$

7.5. Evaluación del Factor de Sobrerresistencia Ω_0

El valor promedio de sobrerresistencia Ω es calculado para cada grupo de desempeño. El valor del factor de sobrerresistencia del sistema estructural (C-SMF) Ω_0 a ser usado para diseño debe tomarse como el mayor valor de los valores promedio de cada grupo de desempeño. Este factor debe ser conservadoramente incrementado para tomar en consideración las variaciones de sobrerresistencia de cada modelo y redondearlos a intervalos intermedios, es decir 1.5, 2.0, 2.5, 3.0.

La norma americana sugiere que el factor Ω_0 no necesita exceder en 1.5 veces el factor de reducción de respuesta R^* e impone un valor límite de 3.0 a Ω_0 siendo consistente con los valores especificados en las tablas del ASCE/SEI 7-16 [20] para todos los sistemas estructurales aprobados resistentes a fuerzas sísmicas. Lo que se espera en el presente trabajo de investigación es que den como resultado valores mucho mayores al valor de $\Omega_0=3.0$ establecido por la norma americana debido a la restrictiva deriva de entrepiso que controla los diseños de edificaciones en territorio chileno, a las relaciones ancho-espesor y al diseño por capacidad establecido por el AISC 341 [16].

7.6. Evaluación del Factor de Amplificación de Desplazamiento C_d

El factor de amplificación de desplazamiento C_d depende del factor de modificación de respuesta R^* reducido por un factor de amortiguamiento B_I que corresponde al amortiguamiento propio del sistema de interés.

$$C_d = \frac{R^*}{B_I} \quad [\text{Ec. 52}]$$

En donde:

C_d = Factor de amplificación de desplazamiento.

R^* = Factor de modificación de respuesta.

B_I = Coeficiente numérico especificado en la Tabla 18.7-1 del ASCE/SEI 7-16 [20] que es función del amortiguamiento efectivo β_1 y período T .

β_1 = Amortiguamiento efectivo de la estructura debido a la disipación de energía de sus elementos.

En general, el amortiguamiento propio del sistema se lo puede asumir como 5% con respecto al crítico y un correspondiente valor de $B_I = 1.0$ según la Tabla 18.7-1. De esta manera para la mayoría de sistemas el valor de C_d será igual R^* . La igualdad de estos factores se basa en la Regla de Newmark, la cual asume que el desplazamiento inelástico es aproximadamente igual al desplazamiento elástico en el techo.

7.7. Grupos de Desempeño y Criterios de Aceptación para C-SMF

Las distintas configuraciones de los prototipos son acopladas en lo que se conoce como grupos de desempeño; estos grupos de desempeño deben ser organizados para considerar: configuración estructural básica, nivel de carga gravitacional, zona sísmica y período fundamental. Como mínimo, cuando se tiene una sola configuración estructural y un solo tipo de carga gravitacional (carga gravitacional perimetral o interior), se tendrán 4 grupos de desempeño basados en la combinación de 2 zonas sísmicas y 2 tipos de período fundamental (largo o corto). Cada grupo de desempeño debe incluir al menos 3 prototipos, dando un resultado final de mínimo 12 modelos que tendrán que ser sometidos a análisis no lineal para evaluar su desempeño sísmico.

Se consideran diferentes configuraciones estructurales para marcos a momento cuando se varía ya sea la longitud del vano o la altura de entrepiso; pueden existir 2 tipos de cargas gravitacionales: las internas y las perimetrales definiéndose cada una como alta y baja respectivamente. En lo que respecta a la zona sísmica, se consideran únicamente las zonas donde se esperan grandes demandas; finalmente para clasificar el período fundamental como largo o corto, se considerara el período de transición; es decir, el límite que existe entre las regiones de aceleración constante y velocidad constante del espectro de diseño.

En el presente trabajo de investigación, por tratarse de modelos en 2D, se considera solo un tipo de carga gravitacional; es decir, la interior. Además, se tiene un solo tipo de configuración estructural ya que se mantiene constante la longitud del vano y la altura de entrepiso, variando solamente el número de pisos. En lo que respecta a la zona sísmica, se considera tanto la zona sísmica 2 y zona sísmica 3, ambas para suelos C, D y E. Para la clasificación de los períodos ya sea en largo o corto no se puede utilizar el criterio estadounidense ya que el espectro de aceleración de la norma NCh 433 [25] no posee una

meseta constante por lo que no se puede determinar el período de transición “ T_s ” como lo hace el ASCE/SEI 7-16 [20], debido a esto, se utilizará un criterio propio de número de pisos para clasificar a los prototipos en período corto y período largo.

Tabla 7.3. Grupos de Desempeño y Criterios de Aceptación.
(Elaboración propia)

Resumen Grupos de Desempeño					
Grupo N°	Criterio de Grupo			Período	Cantidad de Prototipos
	Configuración Básica	Nivel de Carga de Diseño			
		Gravitacional	Sísmica		
PG-1	Longitud de vano de 6 [m] Altura de entrepiso de 4 [m]	Alta=Interior	Zona Sísmica 3	Corto	5
PG-2				Largo	4
PG-3			Zona Sísmica 2	Corto	5
PG-4				Largo	4

Modelo	R* = Cd	$\overline{R^*} = \overline{Cd}$	Ω	$\overline{\Omega}$	μT	CMR	SSF	β total	ACMR	ACMR 20%	Criterio Individual	\overline{ACMR}	ACMR 10%	Criterio Grupal
3PZ3SE	5.79	6.4	15.98	11.7	3.14	13.53	1.00	0.525	13.53	1.56	CUMPLE	8.65	1.96	CUMPLE
6PZ3SD	6.83		10.48		4.35	7.79	1.00	0.525	7.79	1.56	CUMPLE			
6PZ3SE	6.36		11.49		4.61	7.25	1.00	0.525	7.25	1.56	CUMPLE			
8PZ3SD	6.37		9.37		4.39	7.30	1.00	0.525	7.30	1.56	CUMPLE			
8PZ3SE	6.64		11.19		4.61	7.36	1.00	0.525	7.36	1.56	CUMPLE			
12PZ3SD	7.21	6.4	10.31	7.3	4.48	6.92	1.00	0.525	6.92	1.56	CUMPLE	5.01	1.96	CUMPLE
12PZ3SE	6.79		9.15		4.53	7.10	1.00	0.525	7.10	1.56	CUMPLE			
16PZ3SD	5.25		5.03		7.15	3.05	1.00	0.525	3.05	1.56	CUMPLE			
16PZ3SE	6.41		4.65		7.79	2.98	1.00	0.525	2.98	1.56	CUMPLE			
3PZ2SE	6.23		17.35		4.08	13.76	1.00	0.525	13.76	1.56	CUMPLE			
6PZ2SD	6.28	6.5	10.28	12.5	4.16	7.75	1.00	0.525	7.75	1.56	CUMPLE	8.83	1.96	CUMPLE
6PZ2SE	6.71		12.04		4.35	7.71	1.00	0.525	7.71	1.56	CUMPLE			
8PZ2SD	6.58		11.46		4.15	7.32	1.00	0.525	7.32	1.56	CUMPLE			
8PZ2SE	6.93		11.53		4.39	7.60	1.00	0.525	7.60	1.56	CUMPLE			
12PZ2SD	7.21		13.64		4.48	7.22	1.00	0.525	7.22	1.56	CUMPLE			
12PZ2SE	6.67	6.1	8.29	7.8	4.69	6.50	1.00	0.525	6.50	1.56	CUMPLE	4.95	1.96	CUMPLE
16PZ2SD	3.64		4.56		6.11	3.16	1.00	0.525	3.16	1.56	CUMPLE			
16PZ2SE	6.94		4.55		6.74	2.94	1.00	0.525	2.94	1.56	CUMPLE			

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Resumen y Conclusiones

La presente investigación aborda el estudio analítico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso. El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico y el riesgo de colapso del presente sistema estructural utilizando la metodología especificada en FEMA P695 [24], así como también determinar el factor de reducción de respuesta R^* , el factor de sobrerresistencia Ω_0 y el factor de amplificación de desplazamientos C_d , para que cuando sean propiamente implementados en los procesos de diseño, las edificaciones resulten con una seguridad equivalente contra el colapso durante un terremoto de manera similar a la seguridad que brindan los actuales códigos de diseño sísmico. Únicamente el factor R^* está preestablecido en la norma sísmica chilena NCh 433 [25].

Para cumplir este propósito se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura tomados de una planta típica, considerando la zona sísmica 2 y 3, tipos de suelo C, D y E, arrojando un total de 30 modelos estructurales. El dimensionamiento de los elementos se basó en las normativas del AISC 360 [17] y AISC 341 [16] empleando el criterio de diseño por capacidad (columna fuerte-viga débil), seguidamente se realizó una selección de casos, escogiendo un total de 18 modelos para ser sometidos a análisis no lineales estáticos y dinámicos.

Se incluyó la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material al implementar modelos de plasticidad concentrada basados en fibras utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para dicho fin. Un total de 1373 análisis no lineales efectivos fueron llevados a cabo en el software SAP2000 versión 19.1.1. para determinar el factor de sobrerresistencia Ω , la ductilidad μ_T , la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR de cada prototipo y así proceder a evaluar el desempeño sísmico comparando la razón del margen de colapso ajustado calculada ACMR con los valores admisibles.

Lo que busca la metodología es afirmar que este tipo de estructura asegura la protección de vida cuando posea una baja probabilidad de colapso (<10%) al ser sometida al sismo máximo considerado (MCE) con la finalidad de incluir el sistema estructural compuesto en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos. Una vez finalizada la investigación, se presentan las siguientes conclusiones relevantes.

1. Respecto al diseño estructural de los 30 modelos se logró cumplir con las especificaciones para elementos del AISC 360 [17], con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [25] y el diseño por capacidad acorde al AISC 341 [16] donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil para C-SMF. La sollicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por el límite de deformaciones impuesto por la NCh 433 [25].

En lo correspondiente a distorsiones de entrepiso máximas (<0.002 [rad]), se cumplieron en todos los casos, pero cabe destacar que hubieron modelos que alcanzaron derivas de entrepiso alrededor de 0.001, 0.0015 y muy cercanos a 0.002, esto con la finalidad de poseer una amplia gama de prototipos y poder evaluar su desempeño sísmico con diseños cercanos al límite y diseños con cierta holgura. Además, es importante mencionar que se hicieron cambios de sección en los elementos cada 3 y 4 pisos; esto para facilitar los diseños y agilizar el proceso, verificando siempre las relaciones ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos.

En lo que respecta al corte basal de diseño, existieron modelos de período bajo en los que gobernó el corte basal máximo y modelos de período alto donde gobernó el corte basal mínimo, remarcando que estas limitaciones no se cumplieron para todos los casos, habiendo ciertas excepciones con los prototipos de 12 y 16 pisos.

El AISC 341 [16] exige que el criterio columna fuerte-viga débil para C-SMF sea >1 , pero se debe acotar que en la presente investigación se tuvieron relaciones >2 principalmente en los primeros pisos disminuyendo este valor con la altura; esto se debe a que el AISC Seismic Design Manual recomienda que esta relación sea >2 con el objetivo de asegurar que la columna permanezca elástica.

En cuanto a los parámetros estructurales globales se observaron coeficientes sísmicos “Cs” mínimos del 6.02% y máximos del 18.25%; por otra parte, la variación del período elástico mínimo y máximo osciló entre 0.395 [s] y 2.043 [s] respectivamente.

2. La adopción del número final de grupos de desempeño obedece al criterio de iguales secciones; es decir, se eliminaron los prototipos que poseen secciones transversales similares. Además, estos grupos de desempeño se organizaron para considerar: configuración estructural básica, nivel de carga gravitacional, zona sísmica y período fundamental.

Como mínimo, cuando se tiene una sola configuración estructural (longitud de vano y altura entrepiso constante, variando únicamente el número de pisos) y un solo tipo de carga gravitacional (carga gravitacional perimetral o interior), se tendrán 4 grupos de desempeño basados en la combinación de 2 zonas sísmicas y 2 tipos de período fundamental (largo o corto). Cada grupo de desempeño debe incluir al menos 3 prototipos, arrojando un resultado final de mínimo 12 modelos (según FEMA P695 [24]) que tienen que ser sometidos a análisis no lineal para evaluar su desempeño sísmico. En la presente investigación se utilizó un total de 18 modelos agrupados en 4 Performance Groups (PG).

Por tratarse de modelos en 2D, se consideró solo un tipo de carga gravitacional; es decir, la interior. Además, se tiene un solo tipo de configuración estructural ya que se mantiene constante la longitud de vano y la altura de entrepiso, variando únicamente el número de pisos. En lo que respecta a la zona sísmica, se consideró tanto la zona sísmica 2 y zona sísmica 3 (máximas demandas), ambas para suelos

C, D y E. Para la clasificación de los períodos ya sea en largo o corto no se pudo utilizar el criterio estadounidense ya que el espectro de aceleración de la norma NCh 433 [25] no posee una meseta constante por lo que no fue posible determinar el período de transición “ T_s ” como lo hace el ASCE/SEI 7-16 [20], debido a esto, se utilizó un criterio propio basado en el número de pisos para clasificar a los prototipos en período corto y período largo.

3. El modelo no lineal basado en fibras y materiales de alta resistencia utilizado en la presente investigación fue calibrado a través de los ensayos experimentales realizados por Varma, Fujimoto & Peng y a través de un modelo analítico hecho en el software DRAIN-2DX desarrollado por Herrera & Muhummud [1], con la finalidad de adaptar dicho modelo a la presente investigación y utilizarlo en el software SAP2000.

Finalmente, el modelo no lineal utilizado en el presente trabajo de investigación para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [1] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [1] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación; estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta CFT se utiliza un ASTM A500 con un $F_y= 550$ [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y= 345$ [MPa] (50 [KSI]); el hormigón utilizado en la columna compuesta CFT posee una resistencia a la compresión de $f'_c= 55$ [MPa] (8[KSI]).

4. Los análisis no lineales estáticos (Pushover) realizados evidencian que todos los prototipos poseen una adecuada ductilidad ($\mu_T > 3$); además, el factor de sobrerresistencia se mantiene constante ($\Omega=10$) para alturas de entre 6, 8 y 12 pisos. Para alturas iguales a 3 pisos, el factor de sobrerresistencia aumenta ($\Omega=16$) y para edificaciones de 16 pisos se puede apreciar una notable reducción de este factor ($\Omega=4$). El hecho de que exista una elevada sobrerresistencia se debe al control de derivas que establece la NCh 433 [25], a las relaciones ancho-espesor y al diseño por capacidad del AISC 341 [16] (columna fuerte-viga débil), lo que conlleva a grandes sobredimensionamientos.

Se utilizó un criterio de colapso no simulado para este análisis, correspondiente a una rotación plástica máxima de 0.05 [rad] tanto para vigas y columnas basado en los ensayos de laboratorio realizados por Herrera, Ricles & Sause [6]&[7]. La respuesta no lineal de la estructura fue la esperada, desarrollando los patrones de respuesta inelástica esperados al cumplir la filosofía de diseño del AISC 341 [16],

propiciando las fallas en las vigas y posteriormente en la base de las columnas del primer entrepiso para desplazamientos de techo del 5% la altura total del edificio, utilizando un patrón de carga lateral que emula el modo de vibración 1 de la estructura y una combinación de carga gravitacional correspondiente al 100% Carga Muerta + 25% Carga Viva, donde se pudo corroborar el correcto desempeño sísmico de los C-SMF.

5. En el análisis no lineal dinámico incremental (IDA Time-History) se utilizó el criterio de estabilidad global que provee FEMA 350 [23] en el apéndice A, el cual, para la prevención del colapso adopta un valor límite de 0.1 (10%) para la máxima deriva de entrepiso. Con este análisis se corroboró los resultados del Pushover; en otras palabras, se observó una reducción del valor del margen de colapso con el aumento de la altura. Para modelos de 3 pisos se obtuvo un CMR promedio de 13, para alturas entre 6, 8 y 12 pisos se obtuvieron CMRs alrededor de 7 y para alturas de 16 pisos un CMR de 3; esto confirma la sobrerresistencia obtenida en el capítulo 5 para los diferentes prototipos y evidencia una adecuada capacidad proporcionada a los modelos. La combinación de carga gravitacional utilizada fue 100% Carga Muerta + 25% Carga Viva.

Dado que la NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” [25] no define un espectro a nivel del MCE, se hizo uso de la norma NCh 2745 “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica” [27] donde el espectro MCE se define como la sismicidad en territorio chileno cuya intensidad presenta una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, para un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico.

Se debe recalcar que en la Norma NCh 2745 [27] no existen los parámetros que definen el sismo máximo considerado para suelo tipo E por lo que en base al patrón de crecimiento observado para suelo tipo A, B, C y D se propusieron las variables que dan forma al MCE para el suelo tipo E. La incertidumbre de estos parámetros juega un papel importante en el valor final del CMR, por lo tanto, se deja planteado que los resultados podrían variar si se modifica dicho patrón.

Los IDA realizados fueron simplificados ya que la metodología de FEMA P695 [24] permite llevar al colapso únicamente el 50% de la totalidad de los registros sísmicos considerados; es decir, se llevaron al colapso 9 de los 18 registros con duraciones que variaban entre 3 a 8 minutos y M_w entre 7.7 a 8.8; al hacerlo con esta premisa provoca que el valor final de CMR sea áltamente condicionado a la cantidad y tipo de terremoto (Interplaca o Intraplaca). En la presente investigación los registros utilizados fueron medidos en diferente estación, variando únicamente su componente ya sea N-S o E-W mas no se utilizaron pares de registros (es decir la componente N-S y E-W de un mismo sismo) lo que provocó valores altos de CMR, sin embargo, los valores de CMR disminuirán si se lleva a cabo un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos.

En lo que respecta al colapso de los prototipos, hubieron registros con valores de peak de aceleración menores a otros que provocaron un colapso prematuro, lo anterior puede parecer contradictorio, pero, para aquellos casos, el período

fundamental de la estructura se encontraba muy cerca al mayor contenido de frecuencias del registro, con lo que el traspaso de energía hacia la estructura fue mayor.

Al observar las curvas de Momento vs Rotación tanto para vigas y columnas utilizando el registro $M_w=8.8$ medido en la estación Curicó ocurrido en el año 2010, se puede apreciar que para los modelos de 3, 6 y 8 pisos, la estructura se comporta lineal-elástica a nivel de M.C.E, mientras que para alturas de 12 y 16 pisos se tienen mínimas incursiones en el rango no lineal. Con lo anterior se verifica el correcto desempeño sísmico al haber realizado el diseño por capacidad.

Haciendo un análisis de la Tabla 6.3 correspondiente al registro original ocurrido en el año 2010 con $M_w=8.8$ y una duración de 3 minutos para los modelos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos ubicados en zona sísmica 3 y suelo tipo E; se puede apreciar que se alcanzó una máxima deriva de entrepiso en un rango comprendido de [0.0034-0.0060], todas superiores a la deriva de entrepiso de diseño impuesta por la NCh 433 [25] de [0.0020], sobrepasando a esta en un mínimo de 1.7 y máximo de 3 veces respectivamente. Así mismo, se obtuvieron desplazamientos absolutos máximos de piso en un rango de [8.8-24.3] centímetros.

El corte basal máximo que se generó tras ocurrir el sismo varió en un rango de [331.9-889.8] Toneladas, siendo todos ellos superiores al corte basal de diseño. Para el modelo de 3 pisos se superó en 5.2 veces, para el modelo de 6 pisos en 2.2 veces, para el modelo de 8 pisos en 2.6 veces, para el modelo de 12 pisos en 2.4 veces y para el modelo de 16 pisos en 2.2 veces. Comparando el corte basal máximo que puede soportar la estructura obtenido a través del análisis Pushover con el corte basal máximo del registro, se puede apreciar que todos los modelos poseen una capacidad remanente; el modelo de 3 pisos tiene un 67% de capacidad adicional, el modelo de 6 pisos un 80%, el modelo de 8 pisos un 76%, el modelo de 12 pisos un 73% y el modelo de 16 pisos un 51%. Con esto se verifica que las estructuras diseñadas con la norma sísmica chilena son capaces de soportar grandes terremotos.

El grupo de desempeño que controla el factor de sobrerresistencia del sistema es el PG-3 con $\Omega_0=12.5$; mientras que el grupo de desempeño que controla el factor de modificación de respuesta estructural y el factor de amplificación de desplazamientos del sistema es el PG-4 con $R^*=C_d=6.1$

La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, se debe remarcar que los valores de CMR obtenidos disminuirán (aproximadamente en un 50%) si se realiza un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos, lo que provocaría que el valor de CMR para las edificaciones de 16 pisos no cumpla con el criterio de aceptación. Con este antecedente, a criterio del autor, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida ya que posee una baja probabilidad de colapso al ser sometido a niveles correspondientes al sismo máximo considerado (MCE) y puede ser

incluido en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos colocando una limitación en altura de 12 pisos.

6. Acorde a los resultados obtenidos, los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: Factor de Sobrerresistencia $\Omega_0=3.0$ que es el máximo valor permitido por la metodología de FEMA P695 [24] e igual al valor límite que impone la norma americana ASCE/SEI 7-16 [20]; Factor de Modificación de Respuesta Estructural $R^*=6.0$, obtenido a partir de la norma chilena NCh 433 [25] donde se evidencia una buena calibración de este parámetro demostrado en la Tabla 7.3 del presente trabajo; además, resulta ser conservador, pues es inferior al valor establecido por la norma americana de $R=8.0$, por lo que la NCh 433 [25] subestima la capacidad de la estructura para incursionar en el rango no lineal, Factor de Amplificación de Desplazamientos $C_d=5.5$, valor limitado por la norma americana ASCE/SEI 7-16 [20].

8.2. Recomendaciones y líneas futuras de investigación

- Se propone replicar los diseños incluyendo la flexibilidad de la zona panel de manera de obtener una mejor representación del comportamiento estructural.
- Efectuar los análisis Pushover utilizando un patrón de carga rectangular y otro triangular sería ideal para evaluar la variación de la sobrerresistencia y ductilidad.
- Sería adecuado realizar un Full IDA considerando los 18 registros sísmicos, con la limitación que se requieren grandes capacidades de cálculo, procesamiento en los ordenadores y tiempos de análisis; esto con la finalidad de obtener un valor más realista del CMR, ya que al no haber utilizado pares de registros (la componente N-S y E-W de un mismo sismo), este valor fue superior al esperado.
- En el presente trabajo se asumieron conexiones totalmente rígidas y su efecto es considerado solo en lo referido a la ubicación de la rótula plástica, por lo que sería importante incluir un modelo no lineal de conexión para evaluar el comportamiento local en la unión viga-columna.
- Se deja de lado el análisis económico al utilizar columnas compuestas CFT comparado con perfiles tradicionales W, por lo que un interesante estudio futuro sería conocer los costos asociados a estas estructuras.
- La conexión recomendada a utilizar entre la viga y la columna corresponde a una “Split-Tee Moment Connection”, eliminando la necesidad de utilizar placas de corte; esto se demostró a partir de los ensayos experimentales llevados a cabo por Peng (2001) donde el alma de la T pudo soportar tanto la carga axial como el corte solicitante. Este tipo de conexión ha presentado el mejor desempeño en los estudios experimentales ya que permite que las vigas desarrollen una rotación plástica superior al 5% (0.05 [rad]) sin fallar.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Herrera, R. Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Colum-Wide Flange Beam Frames (Ph.D. Dissertation). Lehigh University, 2005.
- [2] Valenzuela, R. Aplicación de Columnas Compuestas CFT al Diseño Sísmico de Edificios en Chile. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, 2007.
- [3] Calo, B. Desempeño Sísmico de Edificaciones con Marcos Arriostrados Excéntricamente con Enlaces Cortos Diseñados según la NCh 433. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica. Universidad de Chile, 2018.
- [4] Mondaca, E. Evaluación del Desempeño Sísmico de Marcos de Acero con Columnas Tubulares y Vigas I Conectadas Con Placas Aternadas y Diafragma. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, 2017.
- [5] Suquillo, B. Validación de los Límites para Distintos Niveles de Desempeño en Edificios con Muros de Hormigón Armado (Typical Chilean RC Building). Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica. Universidad de Chile, 2017.
- [6] Herrera, R., Ricles, J. M., y Sause, R. (2006), "Seismic Behavior of a Large-Scale Composite MRF System with CFT Columns", Proc. 5th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2006), Yokohama, Japan.
- [7] Herrera, R., Ricles, J. M., y Sause, R. (2006), "Experimental Study of a Large-Scale Composite MRF System with CFT Columns under Seismic Loading", Proc. 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.
- [8] Herrera, R., Ricles, J. M., y Sause, R. (2005), "Pseudo-dynamic Testing of a Large-Scale Composite MRF under Earthquake Loading Conditions", Proc. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- [9] Herrera, R., Lewis, B., Ricles, J. M. y Sause, R. (2004), "Experimental Studies On Steel Moment Resisting Frames With Concrete Filled Tube Columns Under Earthquake Loading Conditions", Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada.
- [10] Herrera, R., Ricles, J. M., Sause, R. y Lewis, B. (2003), "Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frames with Concrete Filled Tube Columns", Proc. International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCCC-2003), Taipei, Taiwan.
- [11] Herrera, R., Ricles, J. M., y Sause, R. (2003), "Analytical studies of steel MRFs with CFT columns under earthquake loading conditions", Proc. 4th International

Conference on Behavior of Steel Structures on Seismic Areas (STESSA 2003), Naples, Italia.

[12] Ricles, J. M., Sause, R., Muhumud, T., y Herrera, R. (2002), "Modeling and Behavior of Composite MRFs with Concrete Filled Steel Tubular Columns Subject to Earthquake Loading", Proc. International Conference on Advances in Building Technology (ABT 2002). M. Anson, J. M. Ko, E. S. S. Lam Ed., Hong Kong, China.

[13] Bruneau, M., Uang, C., Sabelli, R., 2011. Ductile Design of Steel Structures, Second Edition. ISBN: 978-0-07-162523-4. Editorial McGraw-Hill.

[14] Z. Lai, Z. Huang, A.H. Varma, Seismic Analysis and Performance of High Strength Composite Special Moment Frames (C-SMFs), Structures 9 (2017) 165-178.

[15] Z. Lai, Z. Huang, A.H. Varma, Modeling of high-strength composite special moment frames (C-SMFs) for seismic analysis, Journal of Constructional Steel Research 138 (2017) 526-537.

[16] ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

[17] ANSI/AISC 360-16, Specification for structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

[18] ANSI/AISC 358-16, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

[19] ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute. Michigan, LS.

[20] ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, FL.

[21] ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, FL.

[22] CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge. Computers and Structures Inc., Bekerley, California.

[23] FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[24] FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[25] NCh 433 Of 1996, Diseño Sísmico de edificios, incluyendo las modificaciones del año 2012 y Decreto Supremo 61. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

[26] NCh 3171 Of 2010, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

[27] NCh 2745 Of 2013, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

[28] NCh 1537 Of 2009, Cargas permanentes y sobrecargas de uso. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

ANEXO A: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO EN SAP2000

Una vez realizado el prediseño de los elementos habiendo utilizado el análisis de fuerza lateral equivalente como lo indica Bruneau [13] para marcos a momento, se crean las secciones transversales y los elementos tipo Frame en SAP2000 (ver características generales y consideraciones del capítulo 4), se corre el programa para obtener el período fundamental (del análisis modal) y el peso sísmico de la estructura; seguidamente, se procede a crear el espectro inelástico (el cual depende del período fundamental) en Microsoft Excel para luego pasarlo a un block de notas y crear tanto la función como el caso de carga Response Spectrum en SAP2000. El peso sísmico es utilizado para obtener los valores límites de corte mínimo y corte máximo.

Se vuelve a correr el programa con la finalidad de verificar el corte basal de la estructura utilizando el espectro inelástico, siendo este corte chequeado únicamente por el load case correspondiente al “Sismo X” (Response Spectrum); este paso es importante ya que definirá si se tiene o no que aplicar un factor de escala al espectro para llegar al corte basal mínimo o máximo; seguidamente se chequean los desplazamientos (derivadas de entrepiso) únicamente por el load case correspondiente al “Sismo X” (Response Spectrum) y teniendo presente el factor de escala del paso anterior, se decide si se mantienen o se amplifican los desplazamientos en base a la norma NCh 433 [25]. Cabe recalcar que el corte basal es ajustado para verificar la resistencia requerida de los elementos a través de las combinaciones de carga. Este procedimiento es iterativo, teniendo que aumentar o reducir secciones de columnas y vigas hasta que se obtenga el diseño definitivo. Finalmente se procede a verificar el criterio sísmico de columna fuerte-viga débil.

The image shows the 'Load Case Data - Modal' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Load Case Data - Modal' and contains several sections for configuring a modal load case. The 'Load Case Name' is 'MODAL'. The 'Load Case Type' is 'Modal'. Under 'Stiffness to Use', 'Stiffness at End of Nonlinear Case' is selected, with a dropdown set to 'CGNL P-Delta'. An important note states: 'Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case'. Under 'Type of Modes', 'Eigen Vectors' is selected. The 'Mass Source' is 'Previous (Masa Sísmica)'. The 'Number of Modes' section shows 'Maximum Number of Modes' as 12 and 'Minimum Number of Modes' as 1. The 'Other Parameters' section includes 'Frequency Shift (Center)' at 0, 'Cutoff Frequency (Radius)' at 0, 'Convergence Tolerance' at 1.000E-09, and 'Allow Automatic Frequency Shifting' checked. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

Figura A.1. Caso Modal.
(SAP2000)

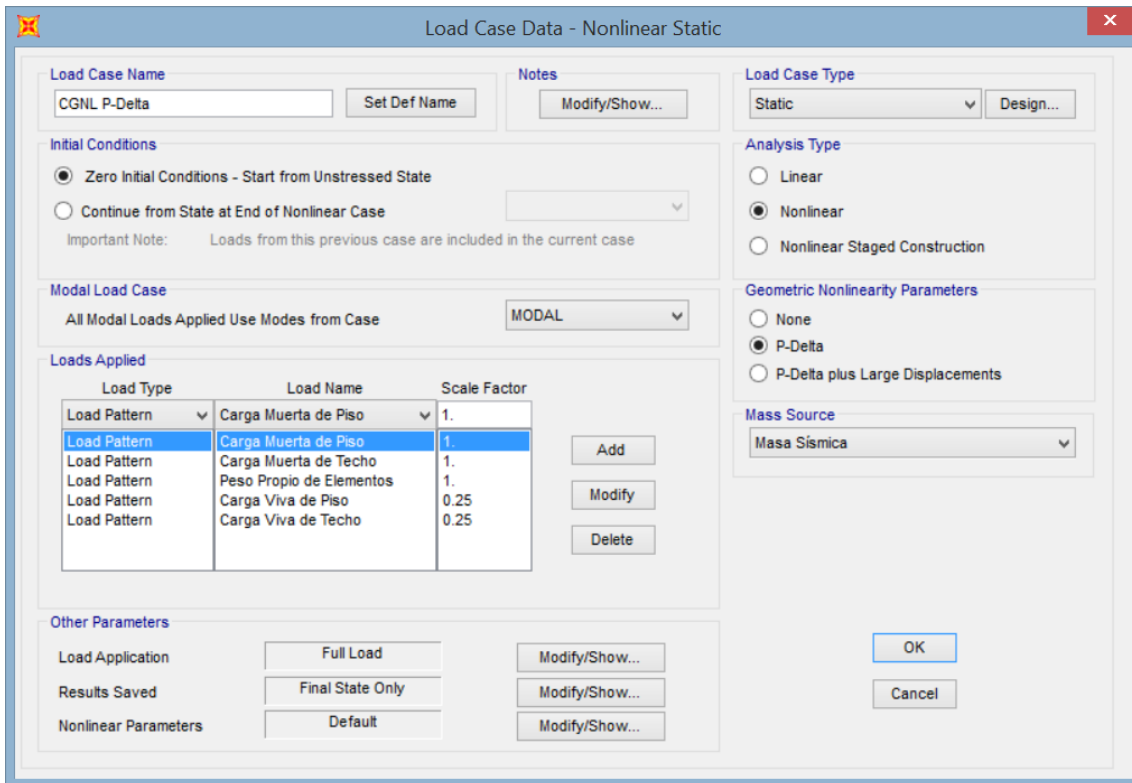


Figura A.2. Caso de Carga Gravitacional No Lineal. (SAP2000)

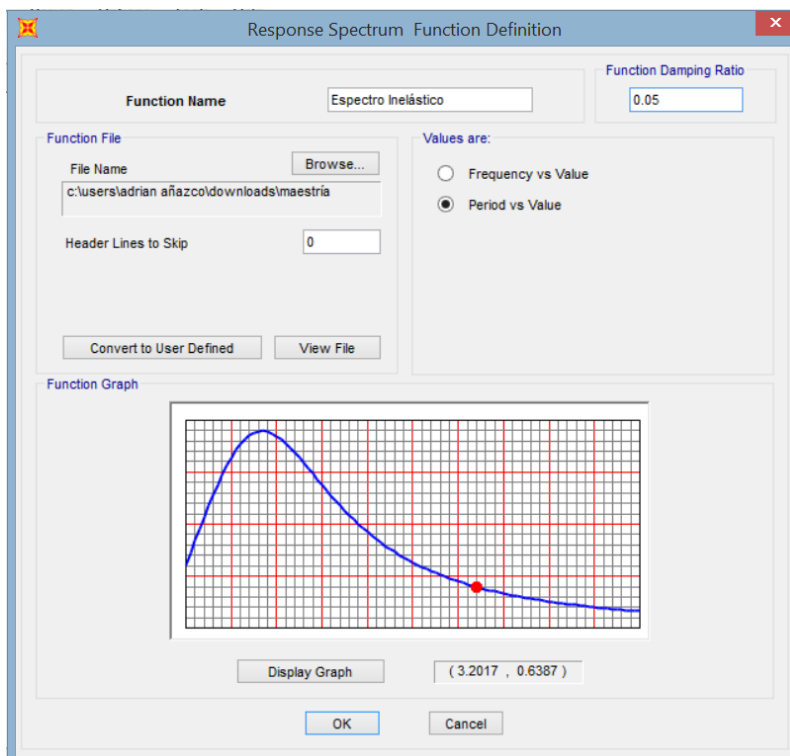


Figura A.3. Definición del Espectro de Respuesta Inelástico en [m/s²]. (SAP2000)

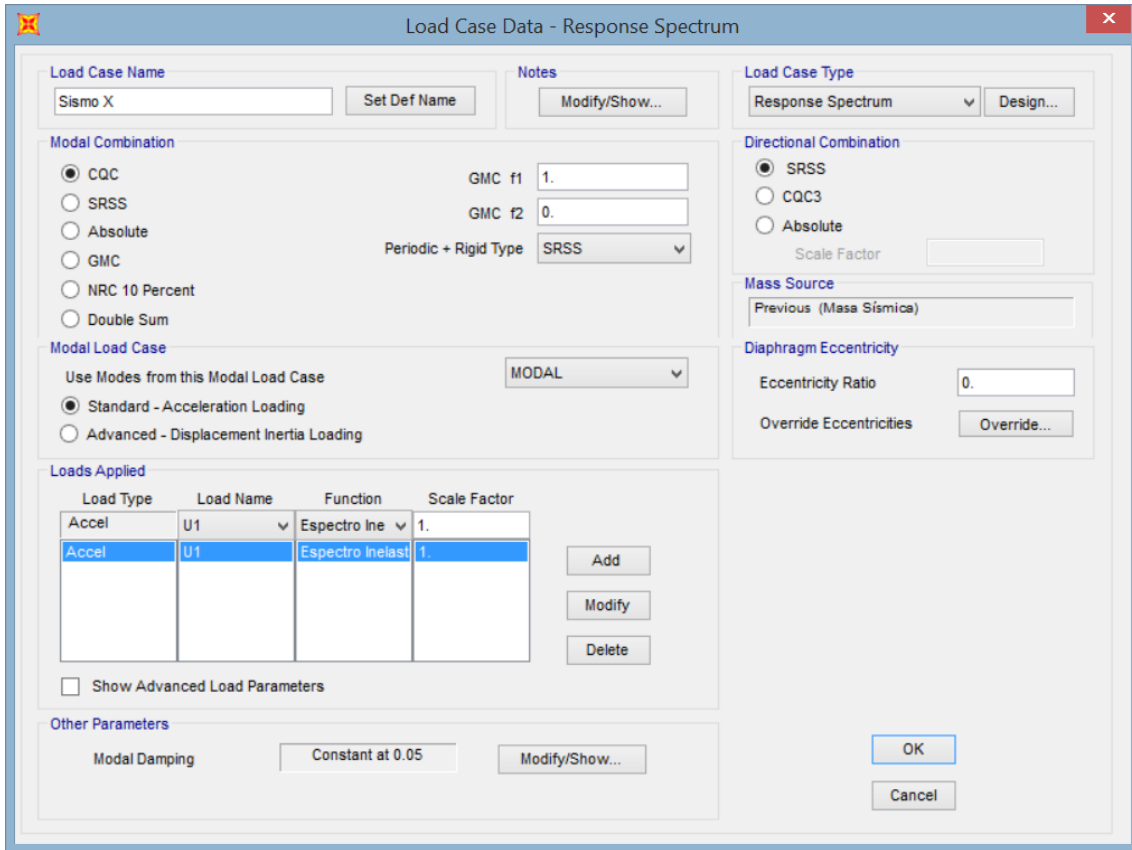


Figura A.4. Caso Response Spectrum correspondiente al Sismo X. (SAP2000)

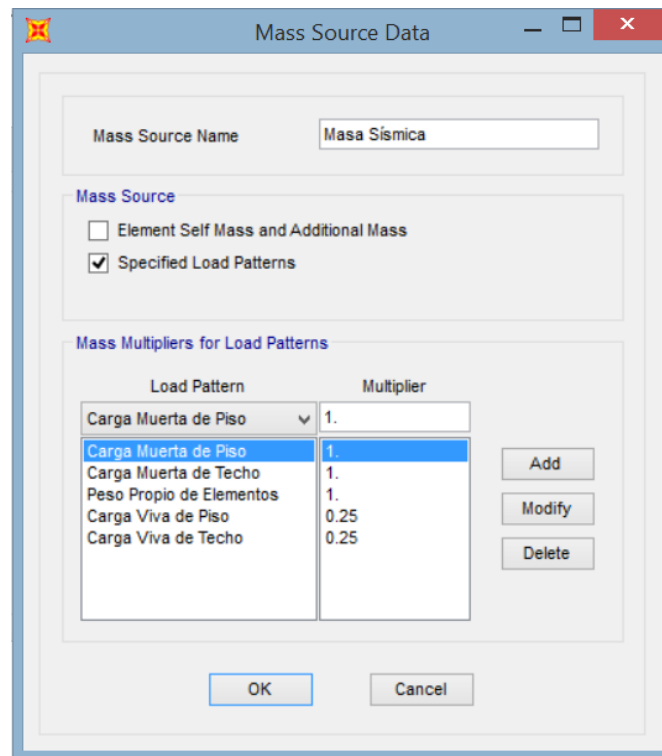


Figura A.5. Definición de la Masa Sísmica. (SAP2000)

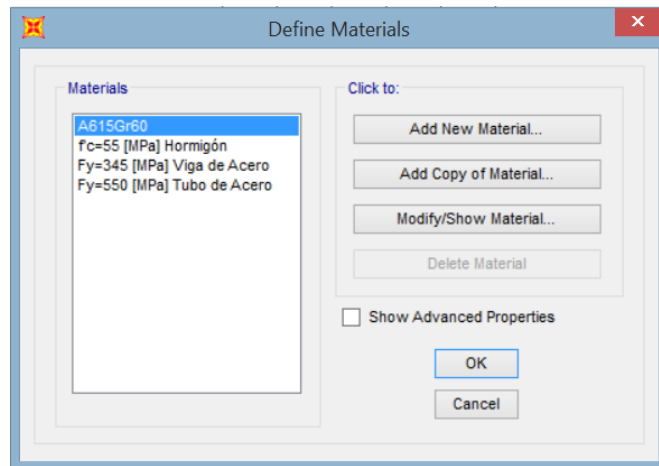


Figura A.6. Definición de los Materiales.
(SAP2000)

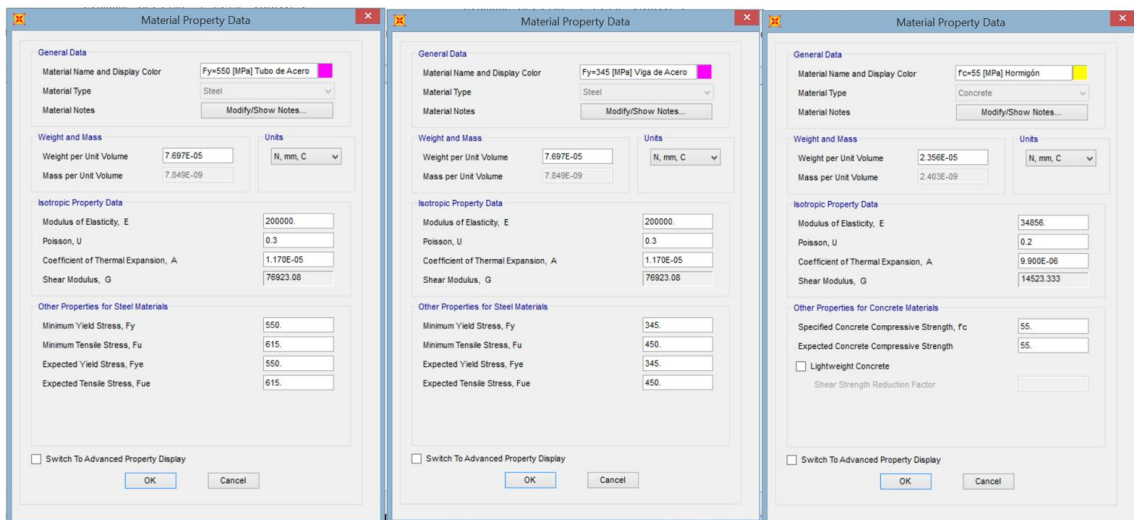


Figura A.7. Propiedades lineales de los Materiales.
(SAP2000)

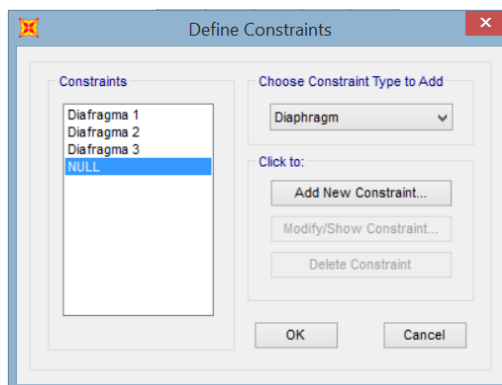


Figura A.8. Definición de Diafragma Rígido por Piso.
(SAP2000)

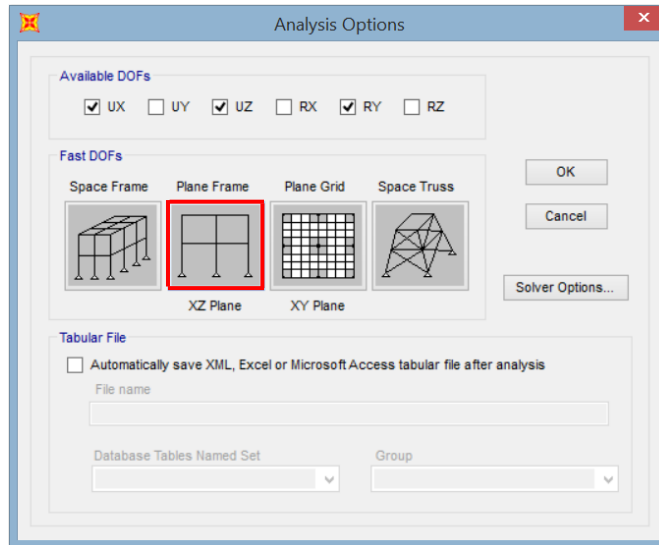


Figura A.9. Definición de opción de análisis en 2D.
(SAP2000)

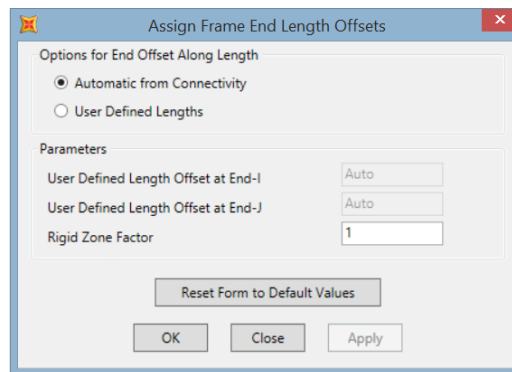


Figura A.10. Definición de extremos rígidos en los elementos.
(SAP2000)

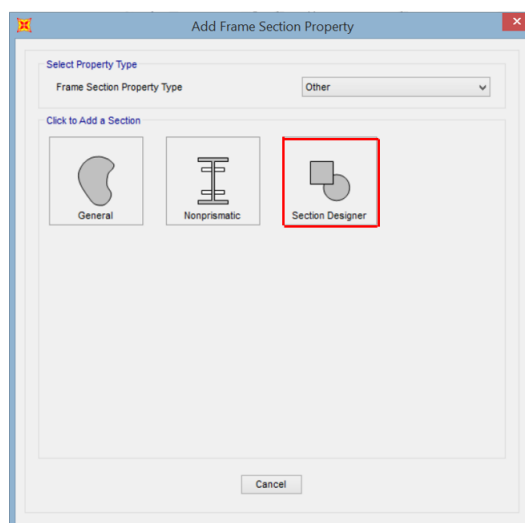


Figura A.11. Section Designer.
(SAP2000)

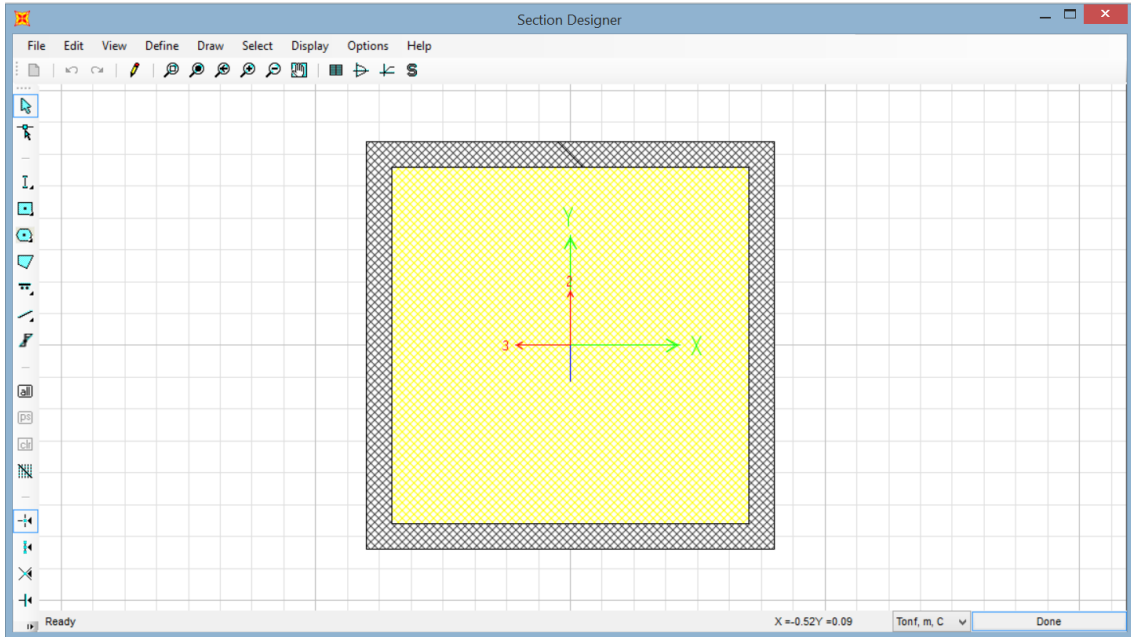


Figura A.12. Columna CFT dibujada en Section Designer.
(SAP2000)

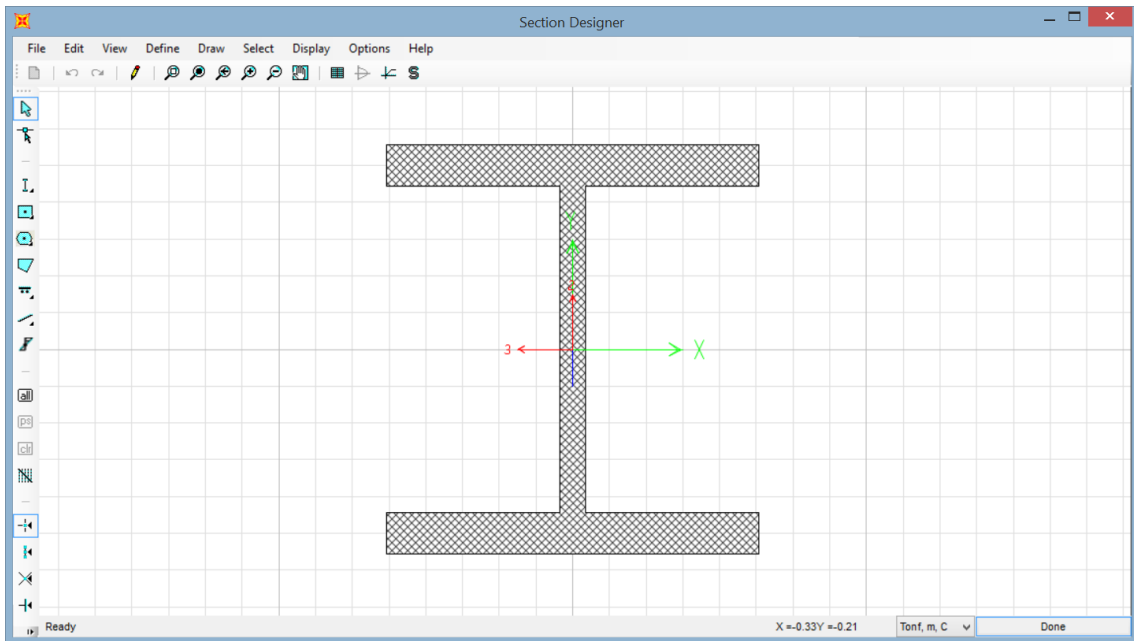


Figura A.13. Viga de perfil W dibujada en Section Designer.
(SAP2000)

ANEXO B: PROCEDIMIENTO PUSHOVER EN SAP2000

B.1. Vector modo fundamental $\phi_{1,x}$ y peso sísmico por piso W_x

Debido a la falta de procedimientos que expliquen cómo hacer los análisis no lineales en el software SAP2000, a partir de este punto se realiza una sistematización completa sobre el uso del programa, dejando plasmada una guía paso a paso para futuras investigaciones. (Ver sección 3.5.1.)

Previo a la definición de las propiedades no lineales de los materiales, se deben determinar los desplazamientos modales de cada piso correspondientes al modo de vibración 1, para esto se debe correr el análisis, clic en Run Analysis, se seleccionan los nodos extremos de cada piso, clic en Display, Show Tables, en la parte derecha en Select Load Cases elegir Modal, en Modify/Show Options se desmarca All Modes y se coloca desde Mode 1 to 1, clic en OK; en Analysis Results, Joint Output se marca Displacements y se da clic en OK. Aparecerá una pantalla donde los desplazamientos modales por piso corresponderán a la columna U1.

Una vez obtenidos los desplazamientos modales por piso, se realiza la sumatoria de todos ellos. Para obtener el vector correspondiente al modo de vibración 1, se divide cada desplazamiento modal de piso para el valor resultante de la sumatoria previamente realizada; esto entregará el vector $\phi_{1,x}$. La sumatoria de los valores pertenecientes al vector $\phi_{1,x}$ debe ser igual a 1.

Para determinar el peso sísmico de cada piso clic en Define, Load Patterns, se procede a crear un patrón de carga llamado Peso Sísmico por Piso tipo Other y se lo agrega. Clic en Define, Load Cases, se selecciona el caso de carga Peso Sísmico por Piso, clic en Modify/Show Load Case, en Load Type se coloca Accel, en Load Name se coloca U_x y en Scale Factor se coloca 9.8; esto trabajando en unidades de T, m, C; se lo añade y OK.

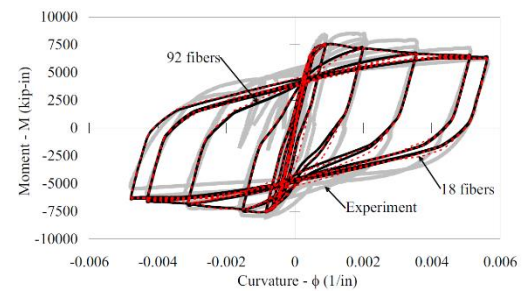
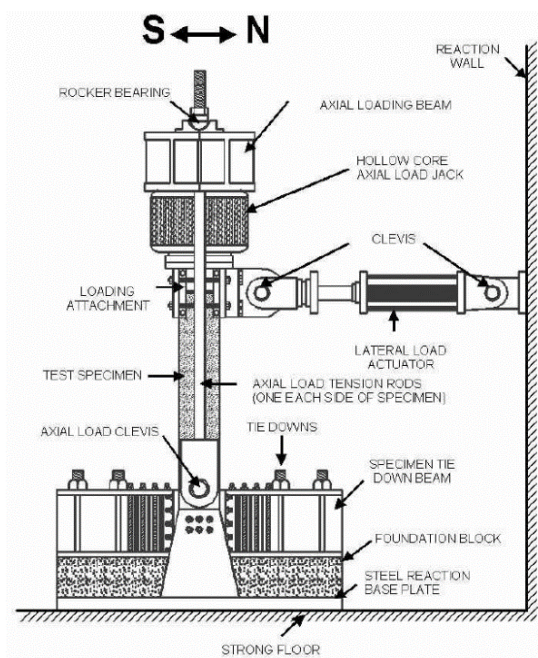
Se seleccionan todas las columnas y nodos inferiores de cada piso y se los asigna a un grupo, como ejemplo el grupo 1 se va a llamar Piso 1 y así sucesivamente; esto se lo realiza haciendo clic en Assign, Assign to Group, Define Groups, Add New Group, se define el nombre del grupo, OK. Una vez creado todos los grupos, clic en Define, Section Cuts, Add Section Cut, se coloca el nombre de la sección de corte y en la lista desplegable de Section Cut Group se elige un grupo creado, OK y se repite lo mismo para los grupos restantes.

Se procede a correr el análisis, clic en Run Analysis, clic en Display, Show Tables, en la parte derecha, en Load Cases, se selecciona Peso Sísmico por Piso; en Analysis Results, dirigirse a Structure Output, Other Output Items y se marca Table: Section Cut Forces-Analysis, cabe recalcar que solo esta opción debe estar marcada, clic en OK. Se desplegará una pantalla donde el peso sísmico acumulado por piso corresponderá a la columna F1. Para obtener el peso sísmico por piso se realiza respectivamente la resta entre el valor superior menos el valor inferior. Para verificar que los valores son correctos, la sumatoria debe ser igual al peso sísmico determinado en el capítulo 4.

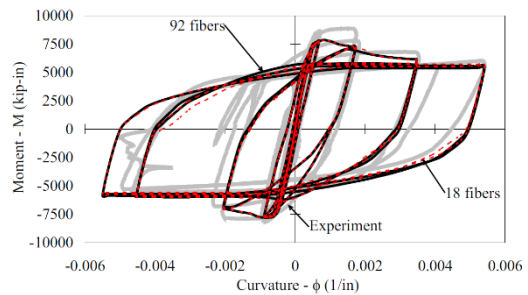
B.2. Validación del Modelo No Lineal

La aplicabilidad del modelo de Varma (2001) para la columna compuesta CFT en el estudio de Herrera [1] tuvo que ser validado por 2 razones: (a) La resistencia a la compresión del hormigón utilizado por Varma (15 KSI) era casi el doble de la utilizada por Herrera [1] (8 KSI) y (b) El número de fibras empleado por Varma (92 fibras) para discretizar la sección transversal de la columna compuesta CFT tuvo que ser reducido para obtener un modelo más eficiente en el estudio de Herrera [1] (18 fibras).

Como primer punto se realizó la validación del modelo al reducir la cantidad de fibras; para esto se utilizaron los ensayos cíclicos con diferentes protocolos de carga (ensayos experimentales) llevados a cabo por Varma sobre 2 especímenes CBC-32-80-10 y CBC-32-80-20, ambos conformados por un perfil HSS 12X12X3/8 A500 Grado 80 ($F_y=80$ KSI, $b/t=32$) relleno con hormigón de $f'_c=15$ KSI. La validación consistió en analizar el comportamiento de la región donde se ubica la rótula plástica para el modelo de 92 fibras, 18 fibras y los resultados experimentales.



(a) Specimen CBC-32-80-10 (Varma et al. 2001)



(b) Specimen CBC-32-80-20 (Varma et al. 2001)

Figura B.1. Protocolo de ensayo y validación de la cantidad de fibras a utilizar en columnas CFT. (Varma 2001 & Herrera 2005)

Como segundo punto se realizó la validación del modelo al emplear materiales de alta resistencia y utilizando las 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT validada en el párrafo anterior; para esto se tomó como base los ensayos de carga lateral cíclica aplicado sobre 2 especímenes probados por Fujimoto (1996), el SR6A4C ($F_y=588$ MPa, $f'_c=39.1$ MPa, $b/t=23.9$) y SR6C4C ($F_y=609$ MPa, $f'_c=39.1$ MPa, $b/t=35.5$), especímenes con resistencia de material cercanas a las utilizadas por Herrera

[1]. De estos resultados se puede concluir que la técnica de modelación es la adecuada para predecir el comportamiento de las columnas CFT cuando son sometidas a esfuerzos de flexo-compresión.

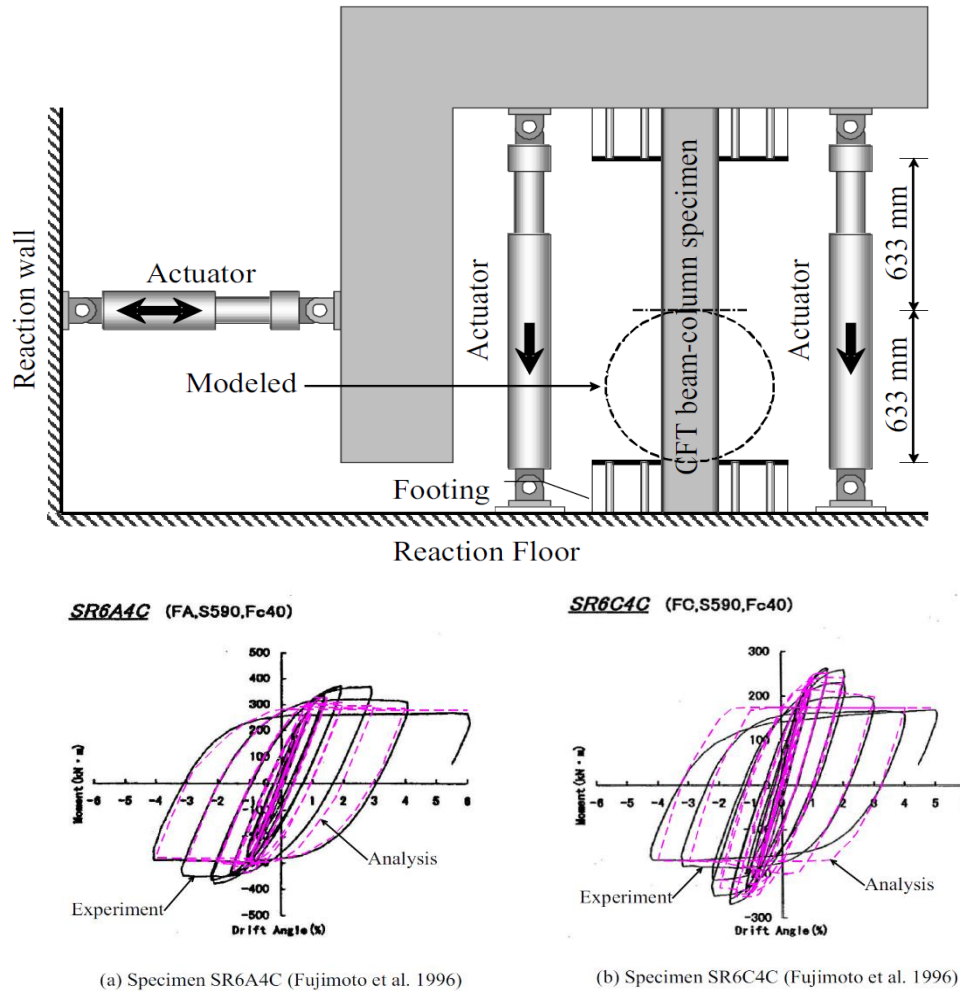


Figura B.2. Protocolo de ensayo y validación de la resistencia de los materiales a utilizar en columnas CFT. (Fujimoto 1996 & Herrera 2005)

Como tercer punto se valida el modelo no lineal de viga de perfil W desarrollado por Muhummud (2004) ya que tiene la capacidad de capturar el comportamiento de la región de rótula plástica después de que ocurra el pandeo local. Este modelo de viga fue calibrado utilizando los resultados experimentales de conexiones de vigas de perfil W a columnas compuestas CFT desarrollados por Peng (2001). El espécimen #6 ensayado por Peng, el cual utilizó una “Split-Tee Moment Connection” donde el alma de la T fue soldada al ala de la viga y el ala de la T fue apernada (completamente tensionada) atravesando la columna CFT con pernos de alta resistencia, fue el que se utilizó para modelar la viga. Las columnas estaban conformadas por HSS 16X16X1/2 ASTM A500 Grado B ($F_y=46$ KSI) rellenas con hormigón de $f'_c=8$ KSI. Las vigas eran perfiles W 24X62 ASTM A36 ($F_y=36$ KSI). Las T empleadas como conexión fueron cortadas de un perfil W 24x146 ASTM A572 Grado 50 ($F_y=50$ KSI). Los estudios concluyeron que el mejor

desempeño de conexión fue el alcanzado por el descrito recientemente. Todas las vigas alcanzaron una rotación plástica superior al 5% (0.05 [rad]), específicamente, el espécimen #6 alcanzó una rotación plástica de 6.3% (0.063 [rad]). Los resultados demostraron que el alma de la T que se usó como conexión puede soportar tanto la carga axial como el corte, eliminando la necesidad de utilizar placas de corte. Se pudo observar una buena correlación entre los resultados analíticos y experimentales, capturando la pérdida de resistencia al ocurrir el pandeo local en la viga.

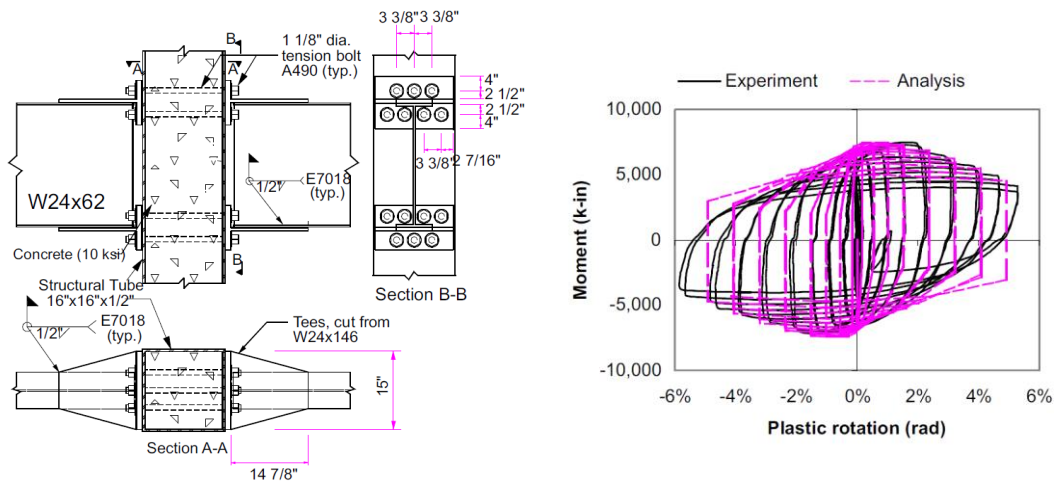


Figura B.3. Protocolo de ensayo y validación del modelo de viga de perfil W. (Muhumud 2004 & Peng 2001)

Finalmente, el modelo no lineal utilizado en el presente trabajo de investigación para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [1] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [1] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta CFT se utiliza un ASTM A500 con un $F_y = 550$ [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y = 345$ [MPa] (50 [KSI]); el hormigón utilizado en la columna compuesta CFT posee una resistencia a la compresión de $f'_c = 55$ [MPa] (8[KSI]).

B.3. No linealidad Geométrica y del Material

En el presente trabajo de investigación se utiliza un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna, se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) al marcar dicha casilla tanto en el caso de carga gravitacional no lineal, el caso de carga Pushover y el caso de carga Time-History tal como lo recomienda el

“CSI Analysis Reference Manual” [22]; además se incluye la no linealidad del material al utilizar las curvas efectivas de esfuerzo-deformación tomadas de Herrera [1] para caracterizar el comportamiento del acero y hormigón; estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto.

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [1] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico.

Como primer punto, en el software SAP2000 se crean 3 tipos de materiales, uno para el perfil tubular de acero con $F_y = 550$ [MPa], otro para la viga de acero de perfil W con $F_y = 345$ [MPa] y otro para el hormigón con $f'c = 55$ [MPa]; el módulo de elasticidad del acero corresponde a $E_s = 200000$ [MPa] y el módulo de elasticidad del concreto corresponde a $E_c = 34856$ [MPa], esto se lo realiza haciendo clic en Define, Materials, Add New Material, se especifica: Region, Material Type, Standard, Grade, clic en OK, luego se selecciona el material, clic en Modify/Show Material y se procede a digitar los valores especificados en este párrafo teniendo siempre presente las unidades.

A continuación, se procede a asignar las propiedades no lineales de los materiales utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación; estas curvas son conocidas como Backbone Curves. Clic en Define, Materials, se selecciona el material, clic en Show Advanced Properties, clic en Modify/Show Material, Modify/Show Material Properties, Nonlinear Material Data, se especifica el modelo de degradación histerético que para el caso del hormigón será TAKEDA y para el caso del acero será KINEMATIC; estas curvas representarán el comportamiento cíclico del material tomando como envolvente las Backbone Curves, seguidamente se marca User Defined, se verifican las unidades, se especifica el número de puntos que tendrá la curva y se ingresan los datos. Haciendo clic en Show Plot se puede tener una mejor visualización de la curva creada.

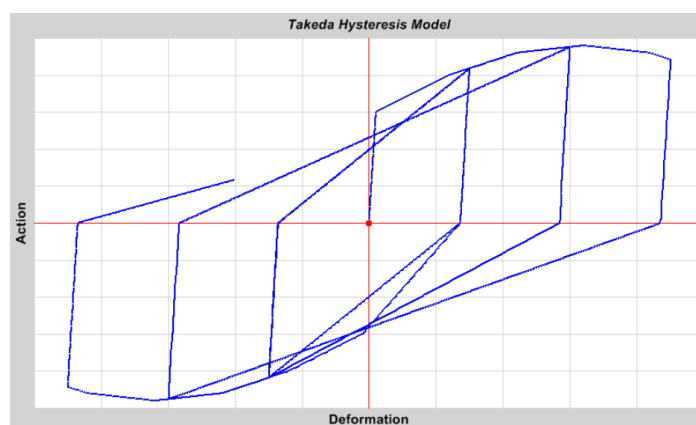


Figura B.4. Modelo de degradación histerético TAKEDA utilizado para el hormigón. (CSI 2018)

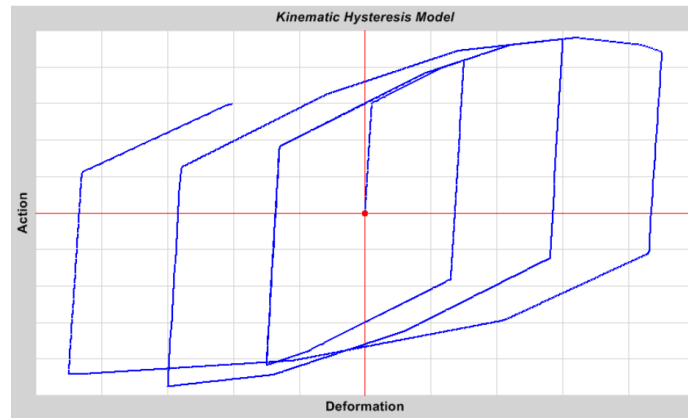


Figura B.5. Modelo de degradación histerético KINEMATIC utilizado para el acero.
(CSI 2018)

Material Name: Material Type:

Hysteresis Type: Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle: Units:

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric User Defined

User Stress-Strain Curve Data: Number of Points in Stress-Strain Curve:

	Strain	Stress	Point ID
1	-1.458E-03	0.	
2	-1.325E-04	-4.6	
3	0.	0.	
4	1.360E-03	42.33	
5	2.170E-03	59.5	
6	2.820E-03	66.26	
7	3.790E-03	68.33	
8	0.025	42.47	
9	0.04	42.47	

Figura B.6. Definición de curva efectiva esfuerzo-deformación para el hormigón.
(SAP2000)

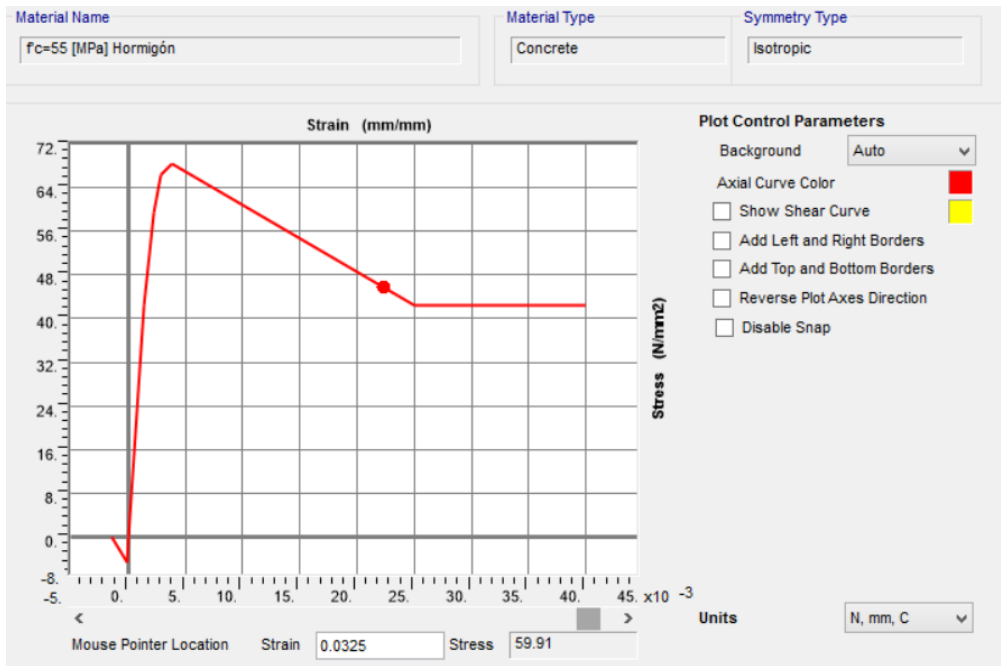


Figura B.7. Curva efectiva esfuerzo-deformación del hormigón.
(SAP2000)

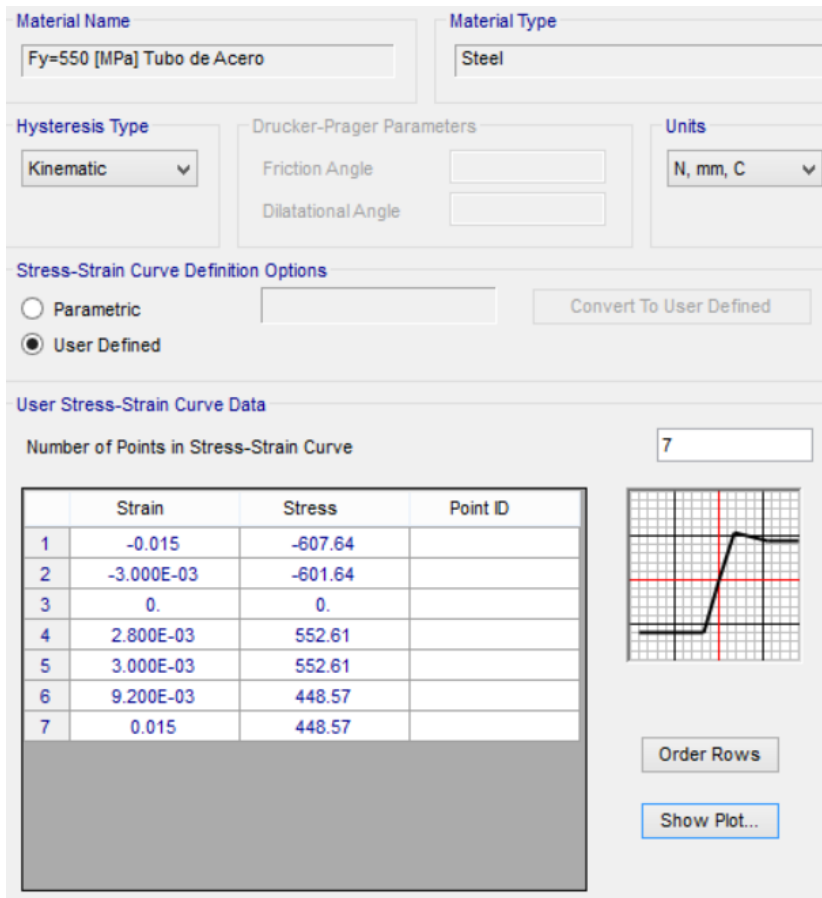


Figura B.8. Definición de curva efectiva esfuerzo-deformación para el tubo de acero.
(SAP2000)

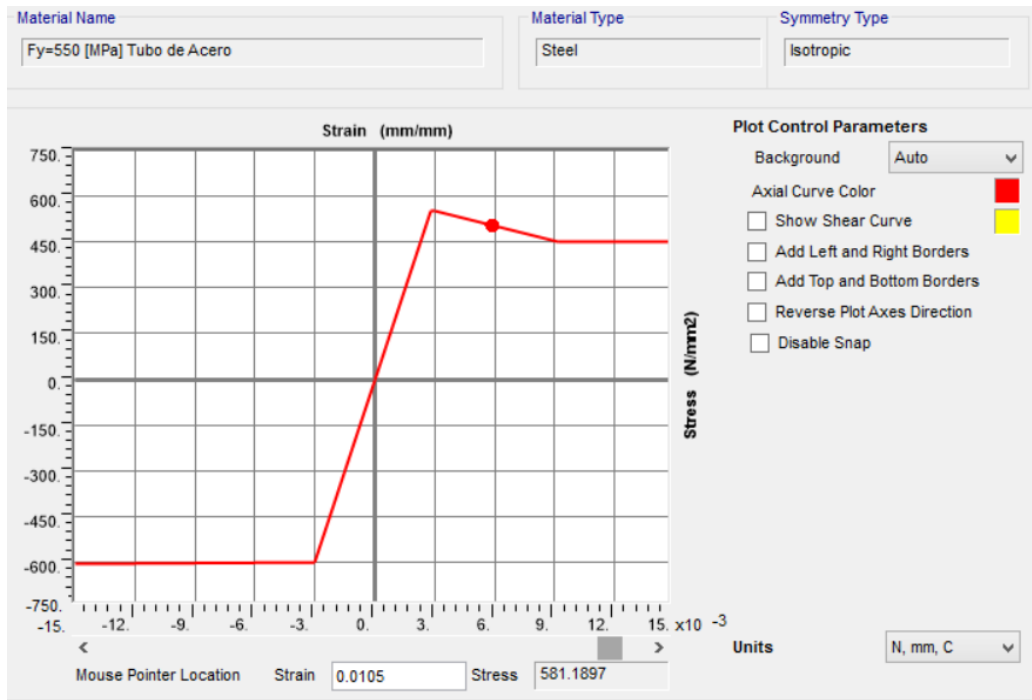


Figura B.9. Curva efectiva esfuerzo-deformación del tubo de acero. (SAP2000)

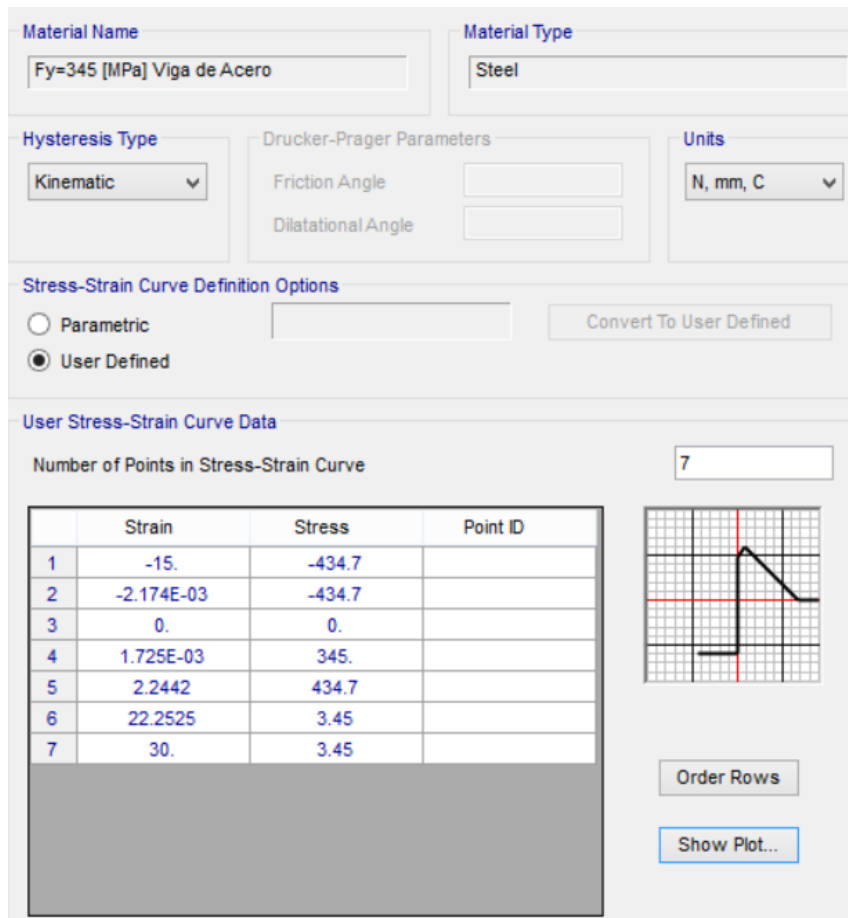


Figura B.10. Definición de curva efectiva esfuerzo-deformación para la viga de acero. (SAP2000)

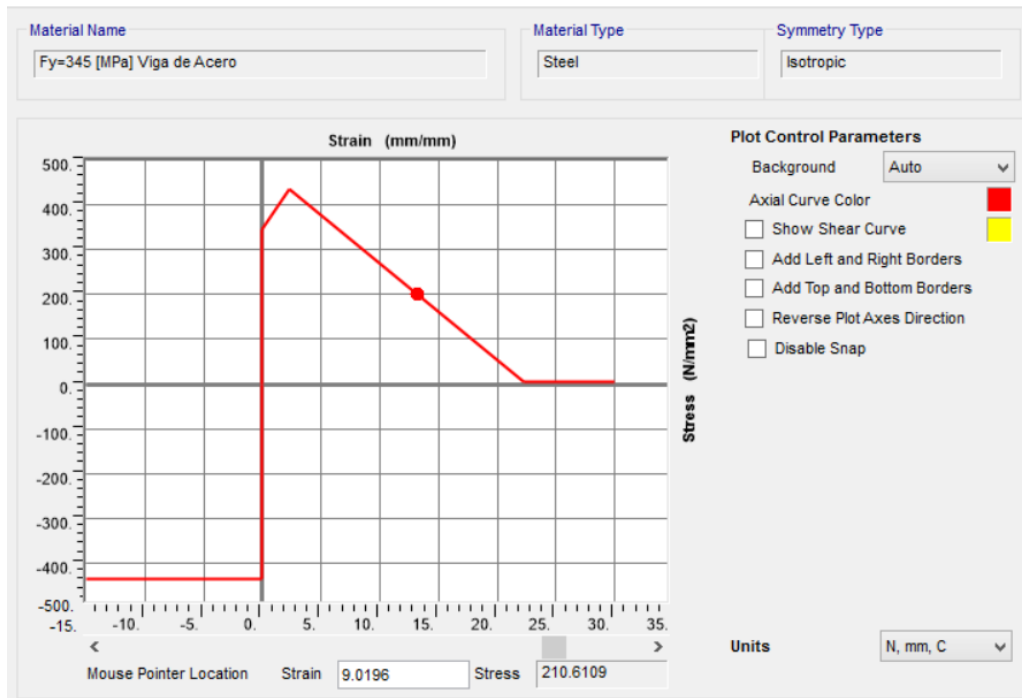


Figura B.11. Curva efectiva esfuerzo-deformación de la viga de acero.
(SAP2000)

B.4. Definición de fibras

Se procede a definir la cantidad de fibras a utilizar sobre la sección transversal de la columna y la viga, tanto para el hormigón y el acero. Esto se lo realiza haciendo clic en Define, Section Properties, Frame Sections, Add New Property, en la lista desplegable se escoge Other y se elige Section Designer, se le da nombre a la sección, se elige el material base y se da clic en Section Designer, se desplegará una pantalla donde se tendrá que dibujar la sección transversal de la columna y la viga utilizando los botones ubicados en la parte lateral izquierda verificando siempre las unidades.

Para dibujar la columna compuesta se debe utilizar el botón “Draw Structural Shape” donde se deberá escoger la opción “Box” y hacer clic en el centro del eje de coordenadas, dando clic derecho sobre la sección creada se podrá editar su material y especificar sus dimensiones; para rellenar esta sección Box se debe utilizar el botón “Draw Solid Shape” y escoger la opción “Rectangle”, se da clic en el centro del eje de coordenadas y dando clic derecho sobre esta se edita su material y dimensiones. Para verificar que la sección está correctamente dibujada, se da clic en Edit, Check Section for Overlaps donde deberá aparecer el mensaje “There is no overlapping”. Una vez dibujada la sección, clic en Define, Fiber Layout donde se deberá especificar la cantidad de fibras en la dirección 2 y dirección 3 que se desea utilizar en el análisis. En el presente trabajo de investigación se utilizarán 9 fibras para el hormigón y 12 fibras para el perfil tubular de acero. Cabe recalcar que esta misma distribución de fibras será utilizada por el programa cuando se defina la rótula plástica para la columna. Finalmente se debe dar clic en Done ubicado en la parte inferior derecha de la pantalla.

Para dibujar la viga de perfil W se debe utilizar el botón “Draw Structural Shape” donde se deberá escoger la opción “I-Section” y hacer clic en el centro del eje de coordenadas, dando clic derecho sobre la sección creada se podrá editar su material, especificar sus dimensiones y escoger el perfil W previamente importado de la base de datos del programa. Una vez dibujada la sección, clic en Define, Fiber Layout donde se deberá especificar la cantidad de fibras en la dirección 2 y dirección 3 que se desea utilizar en el análisis. En el presenta trabajo de investigación se utilizarán 9 fibras para la viga de perfil W. Cabe recalcar que esta misma distribución de fibras será utilizada por el programa cuando se defina la rótula plástica para la viga. Finalmente se debe dar clic en Done ubicado en la parte inferior derecha de la pantalla.

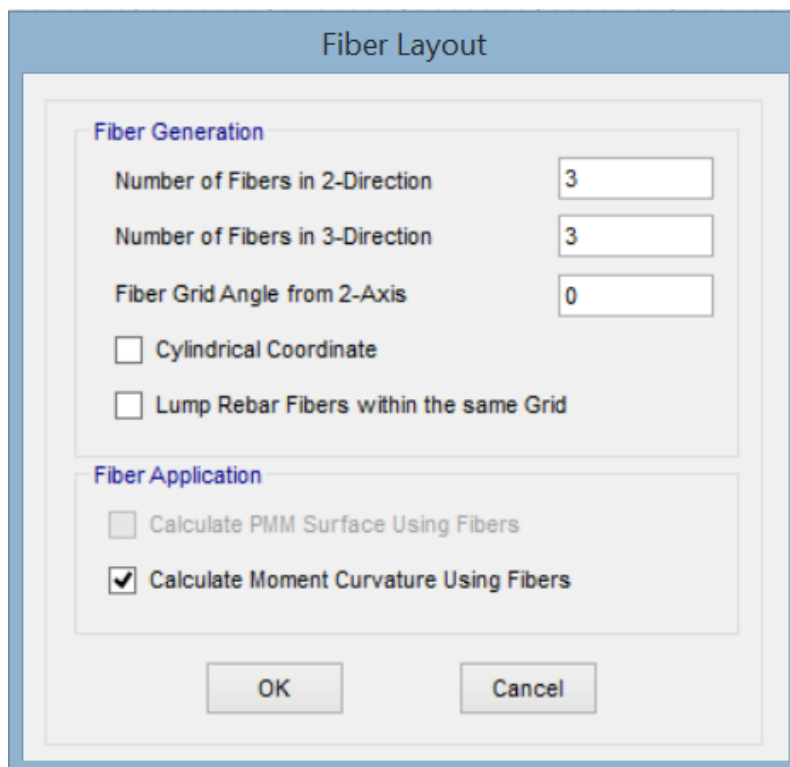


Figura B.12. Definición de la cantidad de fibras a utilizar.
(SAP2000)

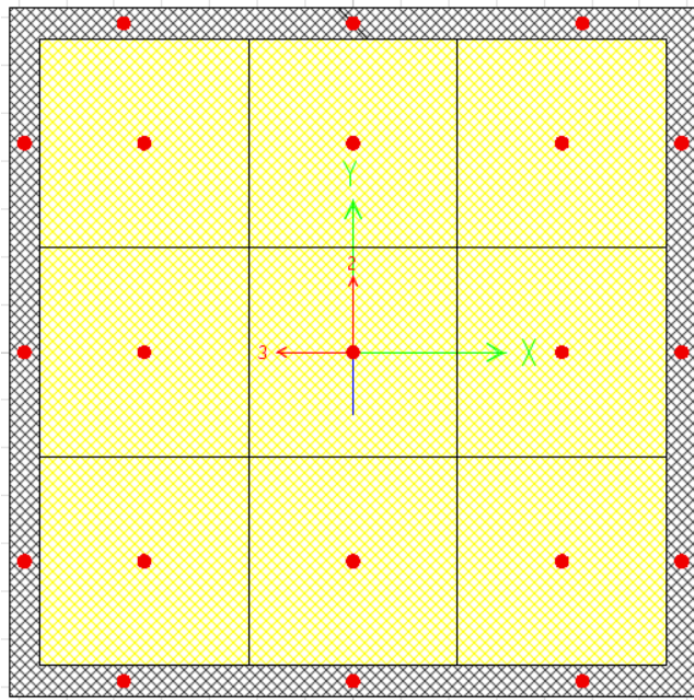


Figura B.13. Distribución de fibras en Columna Compuesta CFT.
(SAP2000)

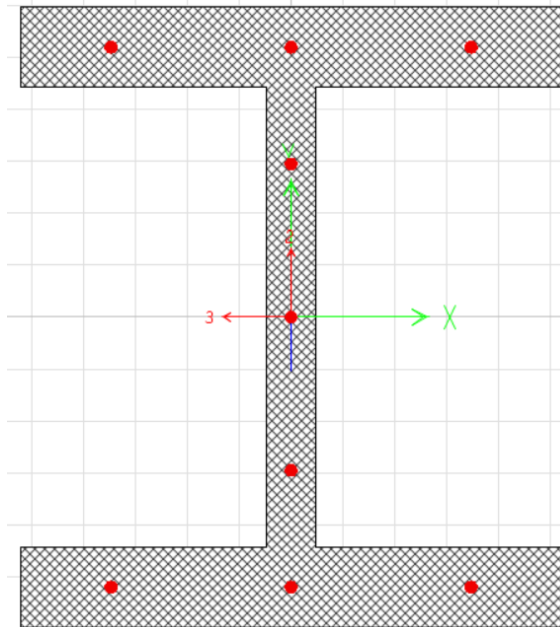


Figura B.14. Distribución de fibras en Viga de perfil W.
(SAP2000)

B.5. Definición de rótulas plásticas basadas en fibras

Para evaluar el comportamiento no lineal de la estructura se debe definir y asignar rótulas plásticas a los elementos, para ello clic en Define, Section Properties, Hinge Properties, Add New Property, se marca User Defined, se digita el nombre de la rótula que puede ser “Rótula Columna” o “Rótula Viga” y en la lista desplegable se escoge Fiber P-M2-M3; aparecerá una ventana donde se deberá marcar Default From Section, esto hará que el programa tome automáticamente la distribución de fibras realizada en el punto 5.3.

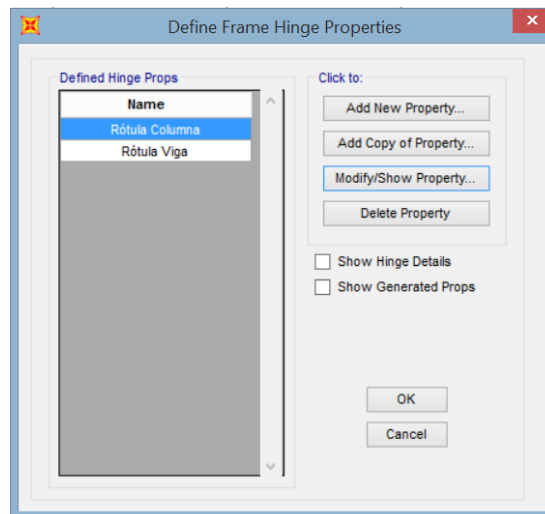


Figura B.15. Definición de rótulas plásticas basadas en fibras.
(SAP2000)

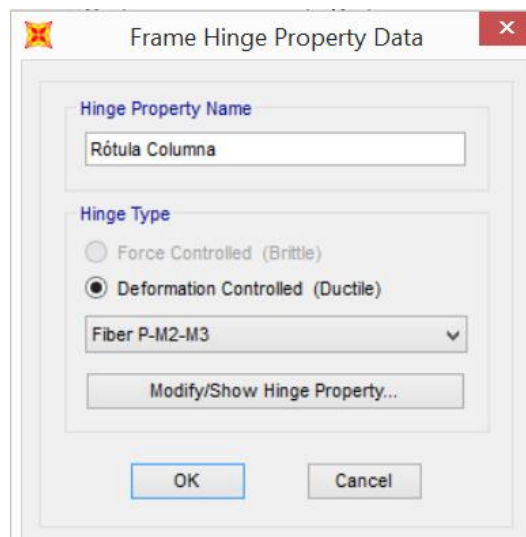


Figura B.16. Propiedades de la Rótula Columna.
(SAP2000)

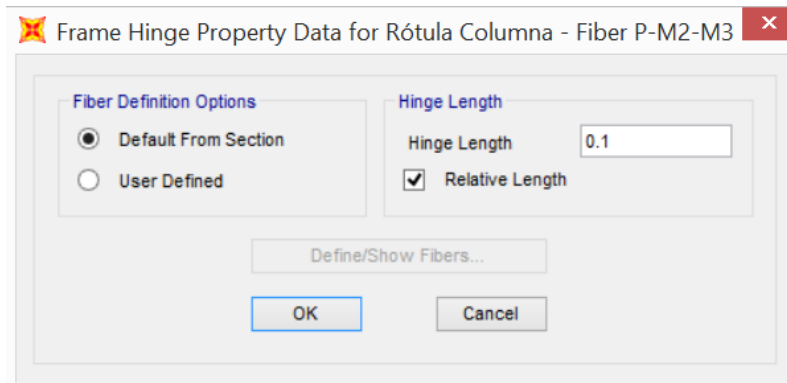


Figura B.17. Definición de fibras para Rótula Columna.
(SAP2000)

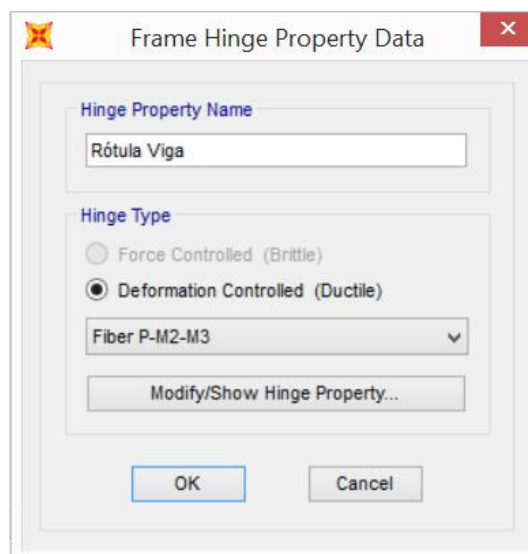


Figura B.18. Propiedades de la Rótula Viga.
(SAP2000)

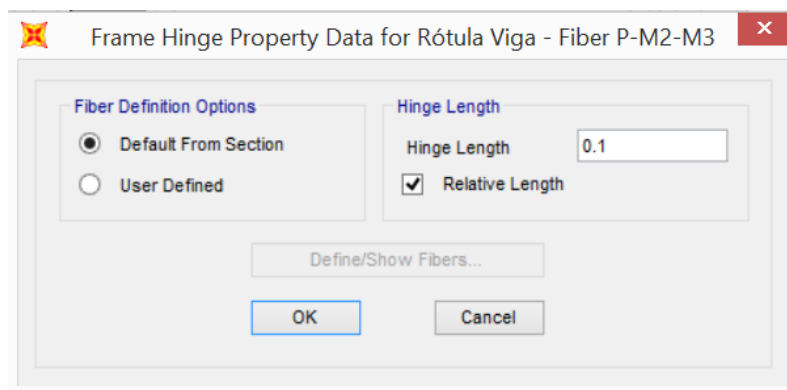


Figura B.19. Definición de fibras para Rótula Viga.
(SAP2000)

Se procede a asignar las rótulas plásticas a los elementos, para ello se seleccionan todas las columnas o vigas dependiendo a cual elemento se las quiera asignar primero, clic en Assign, Frame, Hinges, aparecerá una pantalla en la cual desde la lista desplegable se

debe seleccionar el tipo de rótula que previamente creamos (Rótula Viga o Rótula Columna) y la ubicaremos en los extremos del elemento considerando que el programa pide la distancia relativa; es decir 55 [cm] /600 [cm] para el caso de las vigas mientras que la formación de la rótula plástica en las columnas se considera a una distancia igual al ancho de la columna como por ejemplo 45 [cm] / 400 [cm]. Clic en Apply, OK.

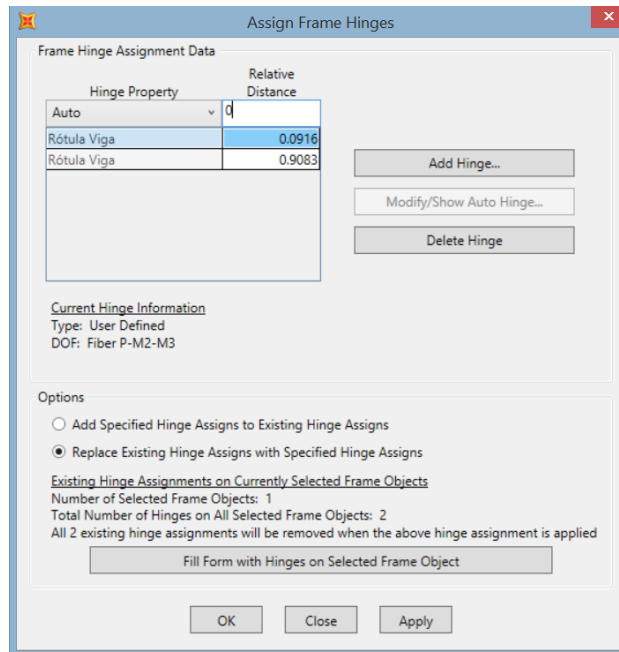


Figura B.20. Asignación de rótulas plásticas a las vigas. (SAP2000)

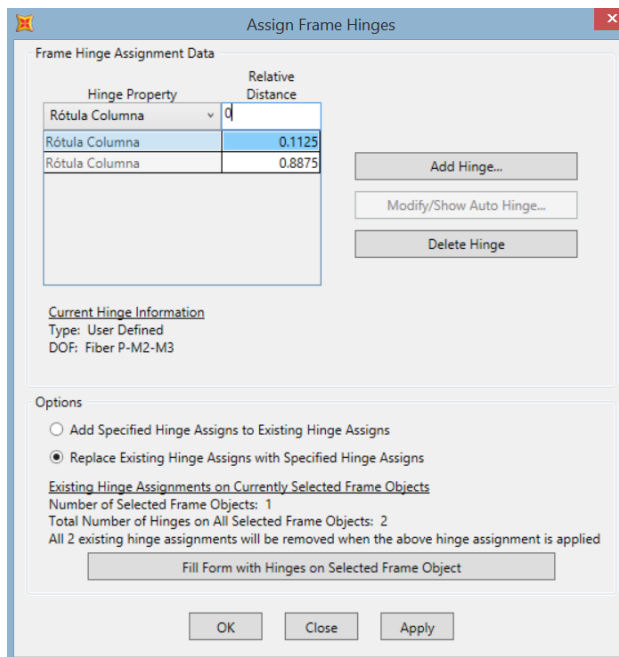


Figura B.21. Asignación de rótulas plásticas a las columnas. (SAP2000)

Seguidamente, se selecciona todo el modelo, para esto se hace uso del botón Select All ubicado en la parte lateral izquierda de la pantalla; clic en Assign, Frame, Hinge Overwrites, se marca Auto Subdivide Line Objects at Hinges, Apply, OK. Esto hará que el programa divida automáticamente los elementos en la intersección con la rótula plástica arrojando resultados más precisos.

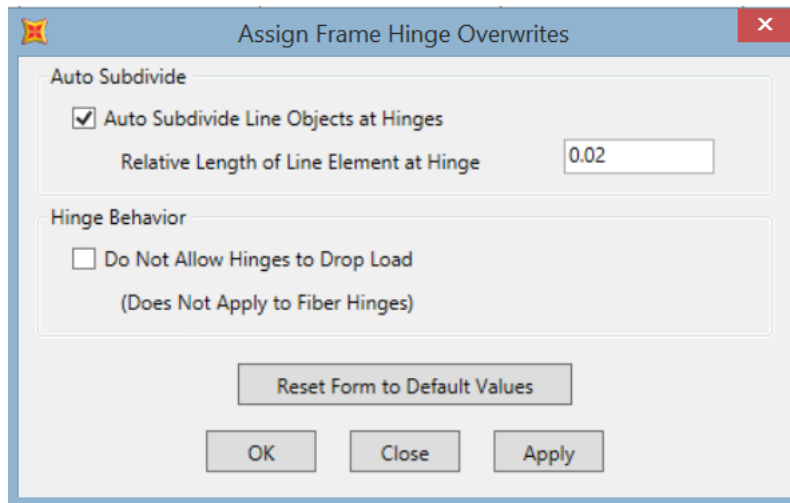


Figura B.22. División de elementos en las rótulas plásticas.
(SAP2000)

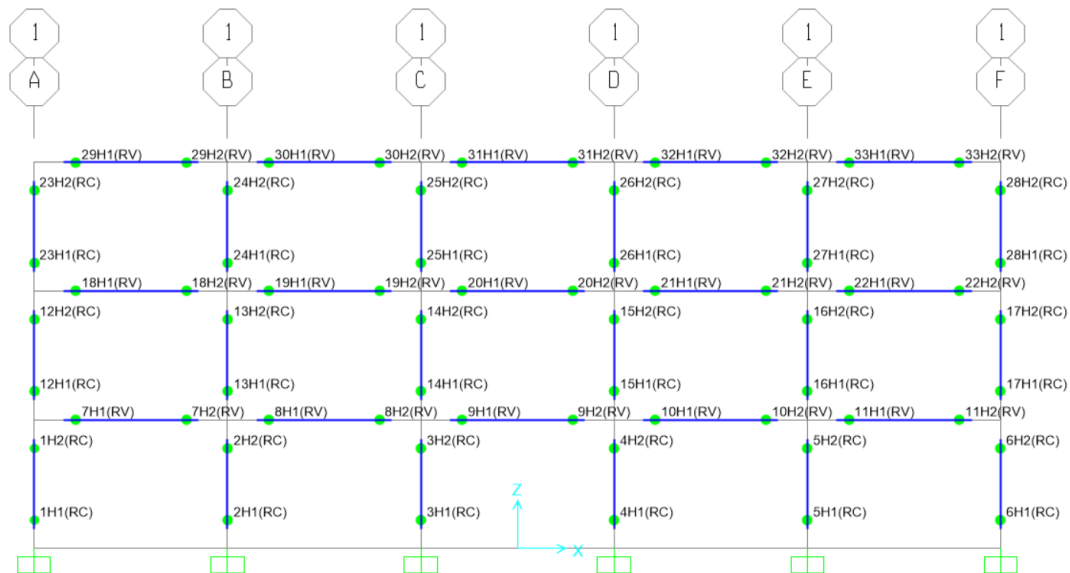


Figura B.23. Rótulas plásticas asignadas al C-SMF.
(SAP2000)

B.6. Definición del patrón de carga lateral

Se procede a crear el patrón de carga lateral que definirá el caso de carga Pushover, para ello clic en Define, Load Patterns, se digita Cargas Laterales tipo Quake y en Auto Lateral Load Pattern se selecciona User Loads, se añade el patrón, clic en Modify Lateral Load Pattern; esto desplegará una ventana donde se deberá colocar las fuerzas laterales por diafragma de piso, estas fuerzas son iguales a $F_x = V_{diseño} \phi_{1,x}$, se marca Apply at Center of Mass y se digita una excentricidad adicional igual a cero.

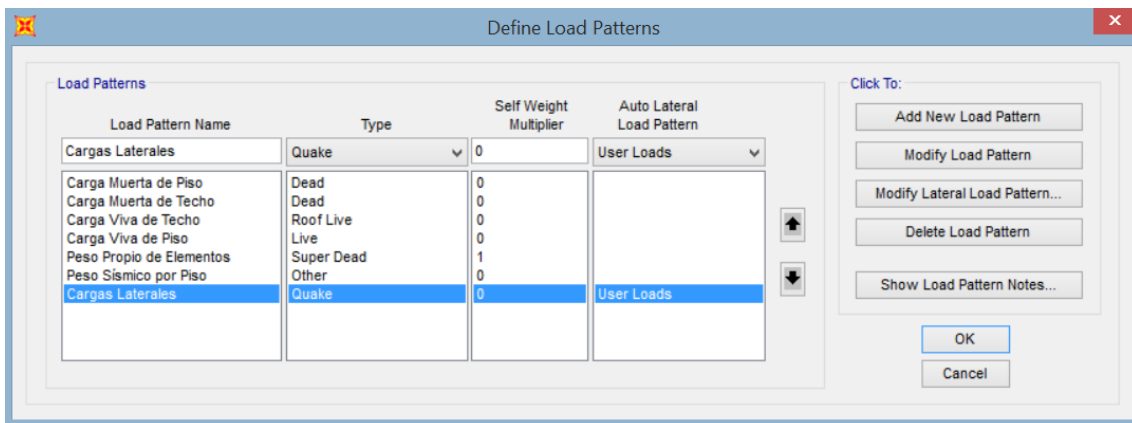


Figura B.24. Definición de patrones de carga.
(SAP2000)

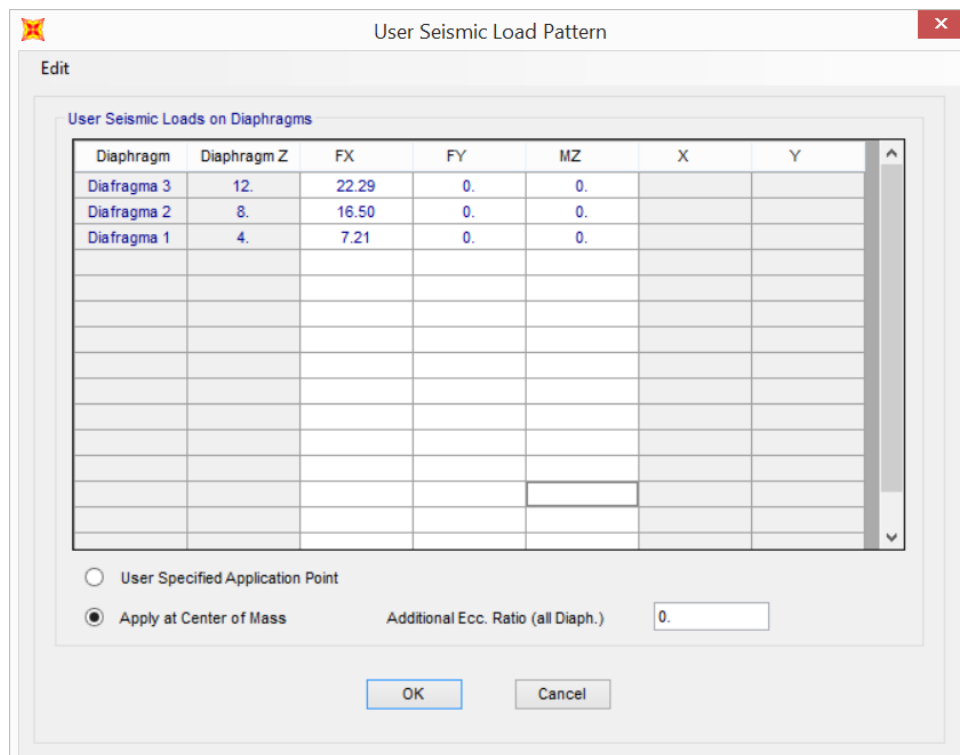


Figura B.25. Definición del patrón de carga lateral para modelo de 3 pisos.
(SAP2000)

B.7. Definición del Caso de Carga Gravitacional No Lineal y Pushover

Se define el caso de carga gravitacional no lineal estático utilizando la combinación de carga recomendada por FEMA P695 [24]. Este caso de carga representará el estado inicial de la estructura previo a la aplicación del patrón de cargas laterales. Posteriormente se crea el caso de carga no lineal estático Pushover especificando que empezará luego de aplicar las cargas gravitacionales a la estructura; esto se lo realiza marcando “Continue from State at End of Nonlinear Case” y seleccionando de la lista desplegable el caso “CGNL-PDelta”. Para incluir la no linealidad geométrica (efecto P-Delta), el manual del CSI [22] establece que ambos casos de carga deben ser marcados con dicha no linealidad. Este procedimiento se lo realiza en Define, Load Cases, Add New Load Case y queda ilustrado en la Figura B.27 y B.28

En la parte inferior de la ventana del caso de carga Pushover en la sección Other Parameters se especifica que sea un análisis por control de desplazamiento y que sea hasta un desplazamiento monitoreado mínimo de $0.05H$ donde H es la altura total de la estructura, se indica que sea en la dirección U1 y se elige el nodo de control ubicado en el extremo superior derecho del modelo (Techo); además se le indica al programa que grabe los resultados en múltiples pasos. Finalmente, se especifican los parámetros que fueron utilizados para lograr la convergencia de los análisis basados en las recomendaciones del “CSI Analysis Reference Manual” [22].

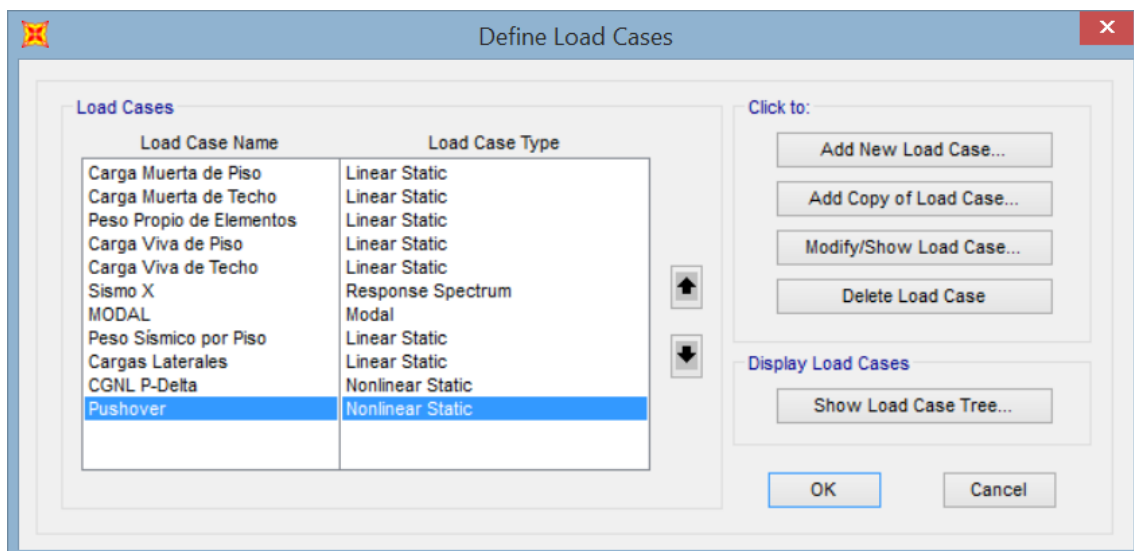


Figura B.26. Definición de casos de carga.
(SAP2000)

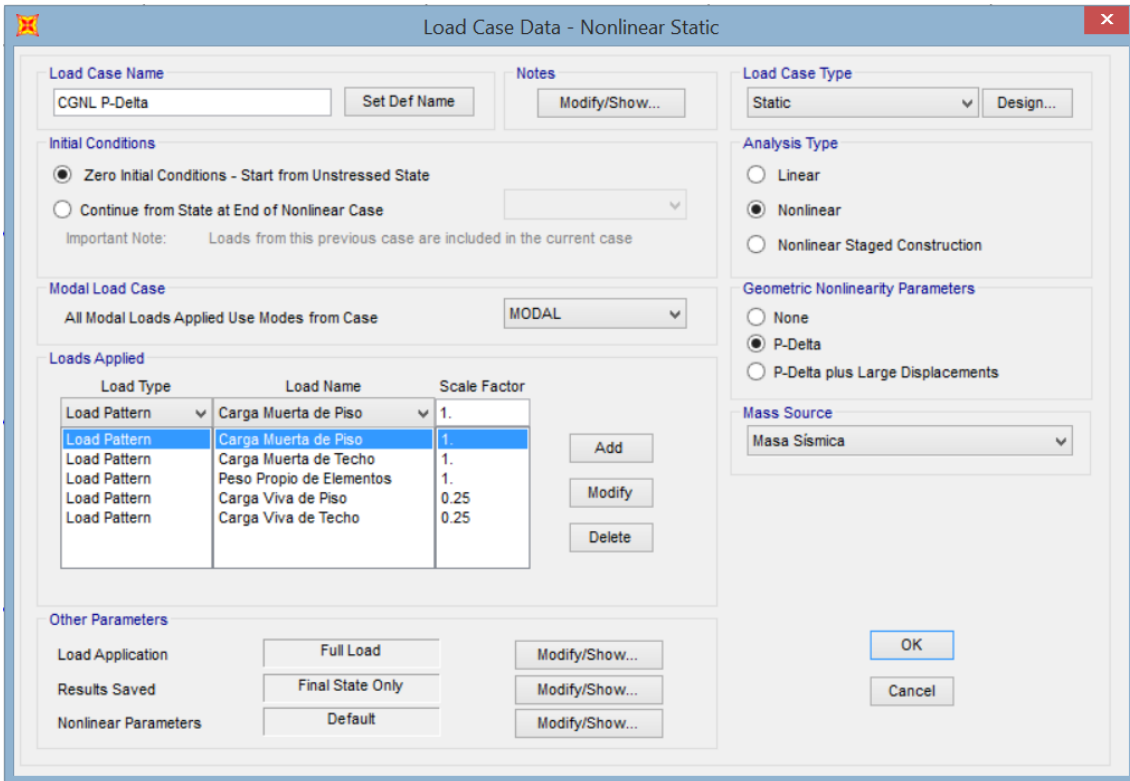


Figura B.27. Definición del caso de carga gravitacional no lineal. (SAP2000)

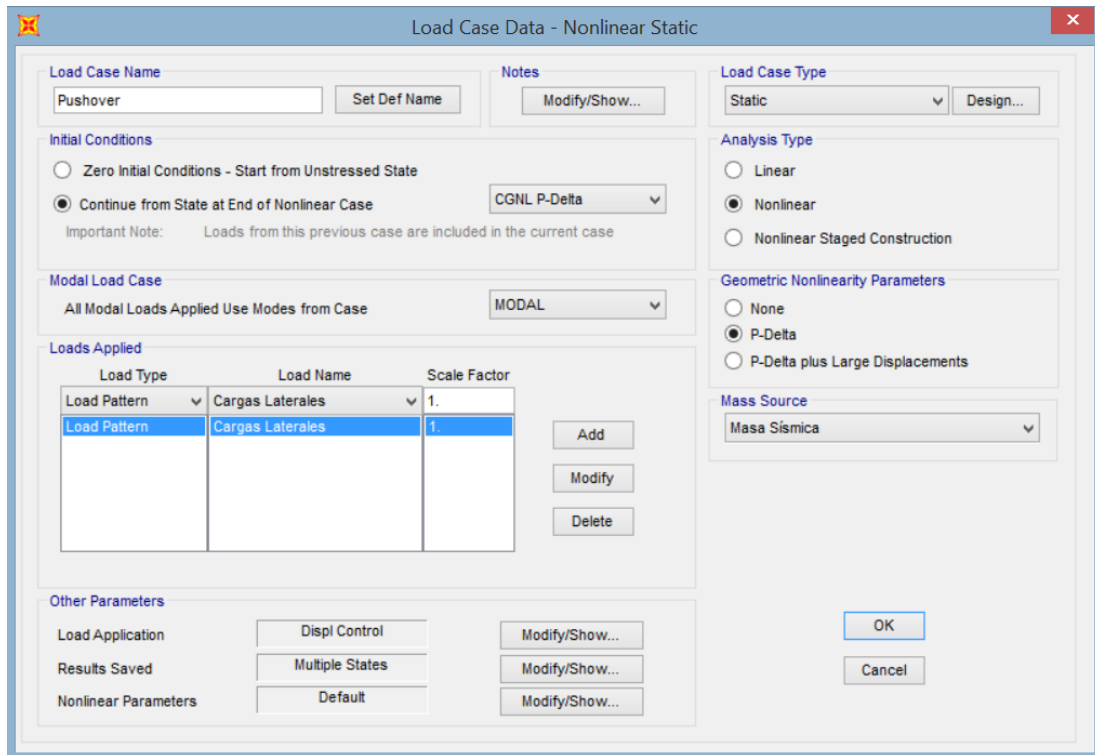


Figura B.28. Definición del caso de carga Pushover. (SAP2000)

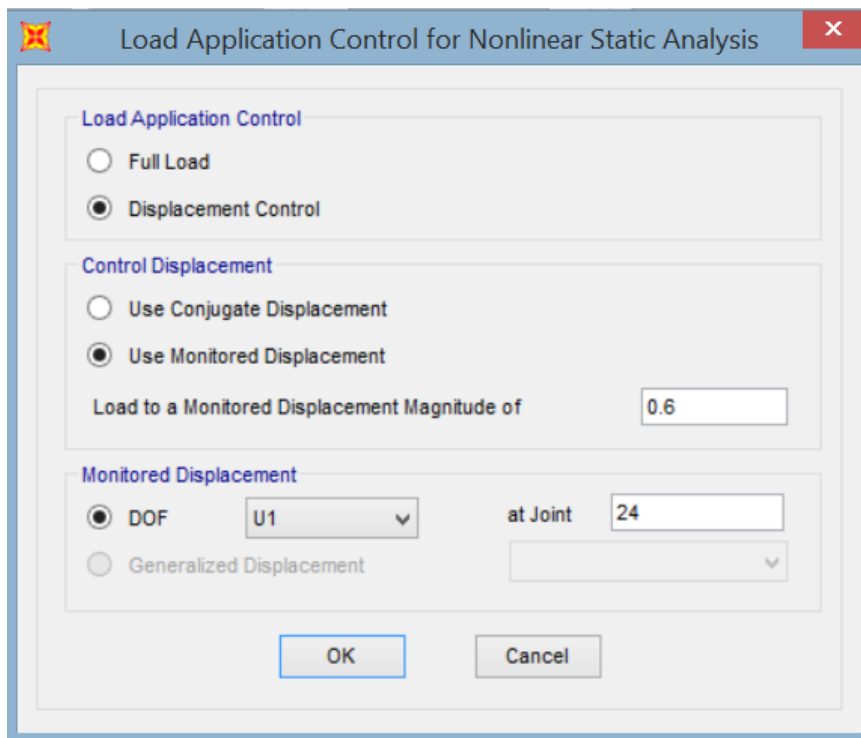


Figura B.29. Control de la carga lateral aplicada en el Pushover.
(SAP2000)

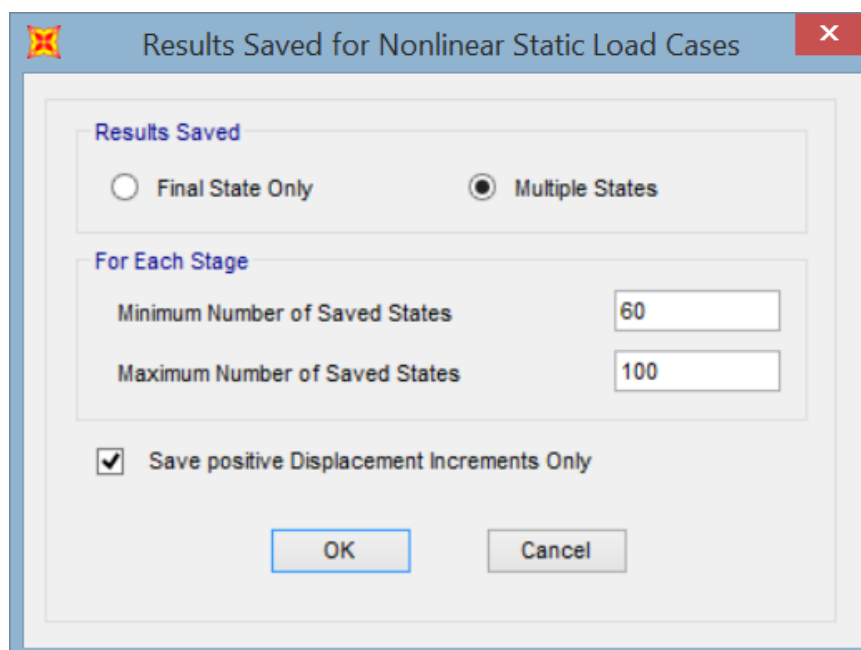


Figura B.30. Forma de guardar los resultados del Pushover.
(SAP2000)

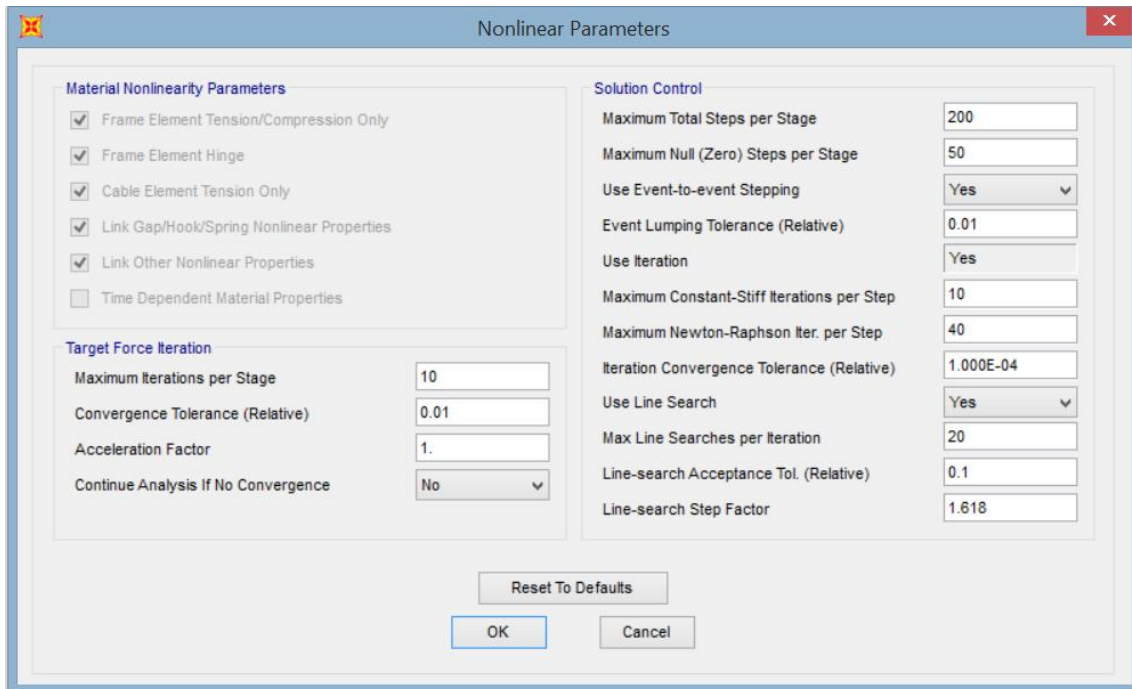


Figura B.31. Parámetros de convergencia para el Pushover.
(SAP2000)

B.8. Procesamiento de datos

Como siguiente paso se procede a correr el análisis haciendo clic en Run Analysis, luego se procede a visualizar la curva de capacidad como resultado del pushover haciendo clic en Display, Show Static Pushover Curve; se desplegará una pantalla donde se presentará la curva cuyo eje “y” corresponde al corte basal y su eje “x” corresponde al desplazamiento de techo. Haciendo clic en File, Display Tables, se mostrarán los resultados en forma tabular representado por pasos donde se podrá obtener el corte máximo V_{max} y el desplazamiento último δ_u .

Dado que este es un análisis basado en fibras, se debe verificar la formación de rótulas plásticas en los elementos chequeando ciertos valores límites; estos valores límites fueron tomados a partir de los ensayos realizados por Herrera & Peng [1] los cuales corresponden a una máxima rotación plástica $\theta_p \leq 0.05 [Rad]$ tanto para vigas como para columnas e indican cual será el paso correspondiente al valor del desplazamiento último δ_u que se deberá tomar de la tabla mencionada en el párrafo anterior.

Para verificar este criterio, primero se debe seleccionar una viga o columna, luego se debe dar clic en Display, Show Hinge Results, aparecerá una pantalla donde se podrá verificar la rotación plástica (Momento vs Rotación) de cada rótula correspondiente a cada paso que genera el análisis. El mismo paso donde se genere la rótula se deberá utilizar para obtener el δ_u de la tabla de la curva de capacidad. Este procedimiento queda ilustrado en la Figura B.33, B.34 y B.35

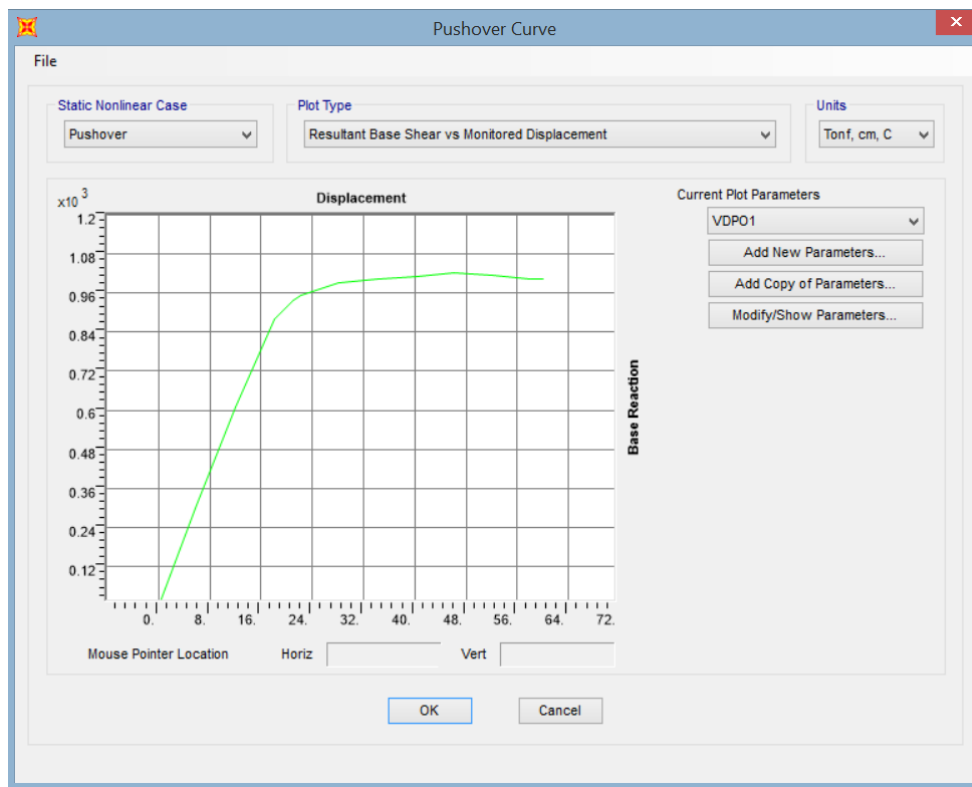


Figura B.32. Curva de Capacidad. Corte Basal vs Desplazamiento de Techo.
(SAP2000)

LoadCase Text	Step Unitless	Displacement	BaseForce Tonf	AtoB Unitless	BtoO Unitless	ItoLS Unitless	LStoCP Unitless	CptoC Unitless	CtoD Unitless	DtoE Unitless	B4 U
Pushover	0	-2E-05	0	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	1	5.99998	306.7795	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	2	11.99998	610.3129	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	3	17.99998	879.067	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	4	20.99998	938.6287	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	5	22.138429	952.5115	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	6	28.138429	992.7676	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	7	34.138429	1001.4731	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	8	40.138429	1012.4686	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	9	46.138429	1021.9158	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	10	52.138429	1013.8382	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	11	58.138429	1003.4792	66	0	0	0	0	0	0	
Pushover	12	59.99998	1001.2974	66	0	0	0	0	0	0	

Figura B.33. Resultados obtenidos del análisis pushover.
(SAP2000)

Una vez determinado el corte máximo V_{max} y el desplazamiento último δ_u se procede a calcular el coeficiente C_o , el desplazamiento de fluencia efectiva $\delta_{y,eff}$, el factor de sobrerresistencia del modelo Ω y la ductilidad μ_T tal como se muestra:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N W_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N W_x \phi_{1,x}^2}$$

$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W_T} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{diseño}}$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$$

donde $\phi_{1,x}$ es la ordenada del modo fundamental en el piso "x", W_T es el peso sísmico total de la estructura, T es su período fundamental, g es la aceleración de la gravedad, $\phi_{1,r}$ corresponde a la ordenada del modo fundamental a nivel de techo, W_x es el peso sísmico del piso "x" y N es el número de pisos.

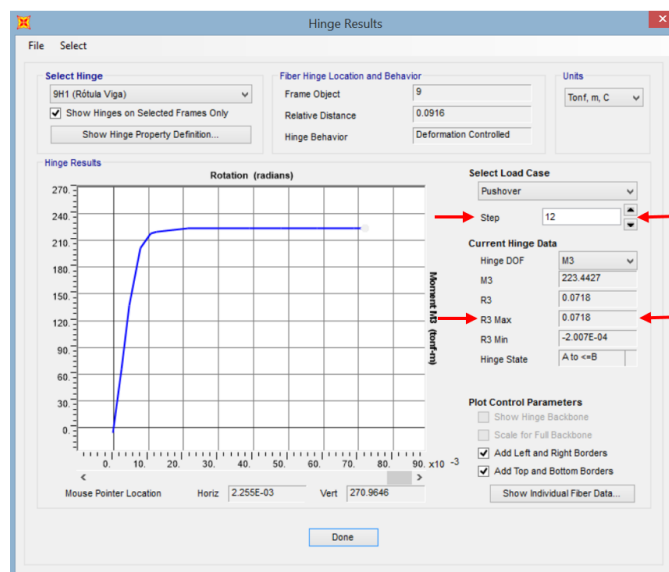


Figura B.34. Momento vs Rotación. Elemento Viga. (SAP2000)

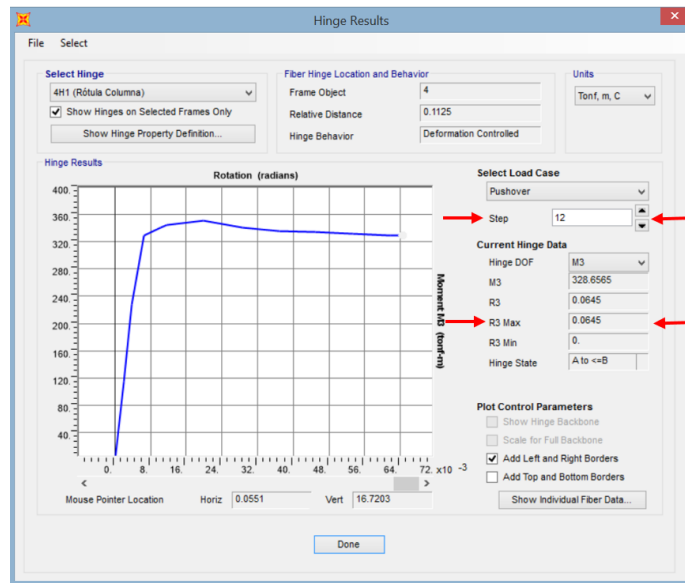


Figura B.35. Momento vs Rotación. Elemento Columna. (SAP2000)

ANEXO C: PROCEDIMIENTO TIME-HISTORY EN SAP2000

C.1. Desplazamientos Generalizados

Previo a especificar el procedimiento a realizar en SAP2000, el modelo debe contar con lo redactado en el punto B.3, B.4, B.5 y B.7 del Anexo B donde se presenta una guía para definir las propiedades no lineales de los materiales utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación y las respectivas curvas de degradación histerética, se define la distribución de fibras, las rótulas plásticas y el caso de carga gravitacional no lineal.

Como primer punto, se procede a definir las derivas de entrepiso en SAP2000; para esto clic en Define, Generalized Displacements, Add New Gen Displ., aparecerá una pantalla donde se colocará el nombre del desplazamiento por ejemplo “Deriva Entrepiso 1” y se hará uso solamente de la casilla Joint y U1. Se debe conocer la etiqueta del nodo superior e inferior de cada columna, así como la respectiva altura del entrepiso; en Joint se debe colocar el número de los nodos que conforman un piso y en U1 se debe colocar tanto positivo como negativo “1/altura de entrepiso” tal como se muestra usando como referencia un modelo de 3 pisos:

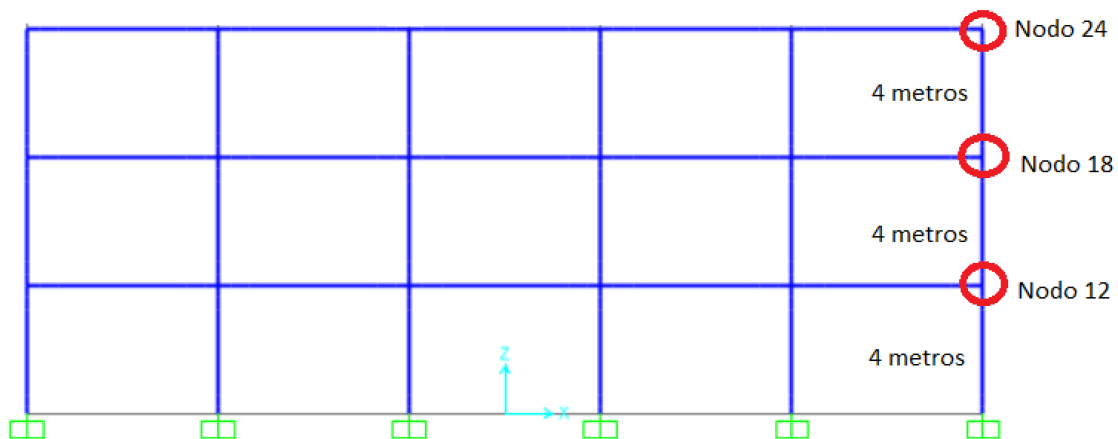


Figura C.1. Definición de número de nodo y altura de entrepiso.
(SAP2000)

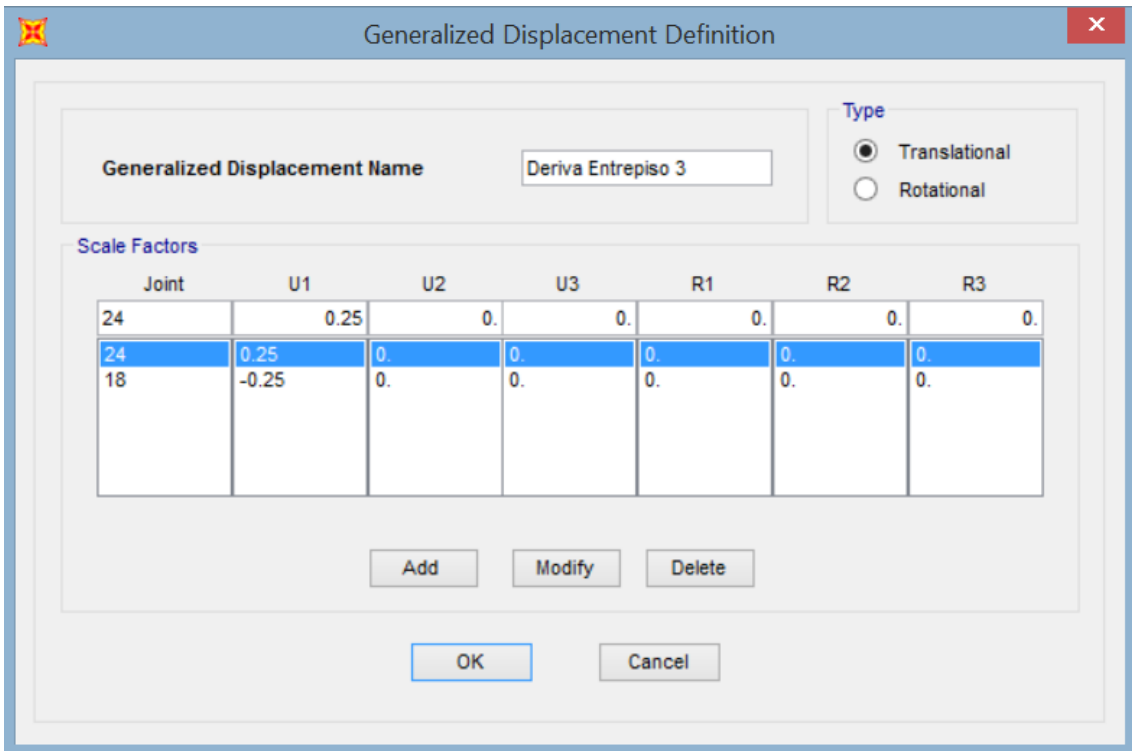


Figura C.2. Definición de desplazamiento generalizado 3.
(SAP2000)

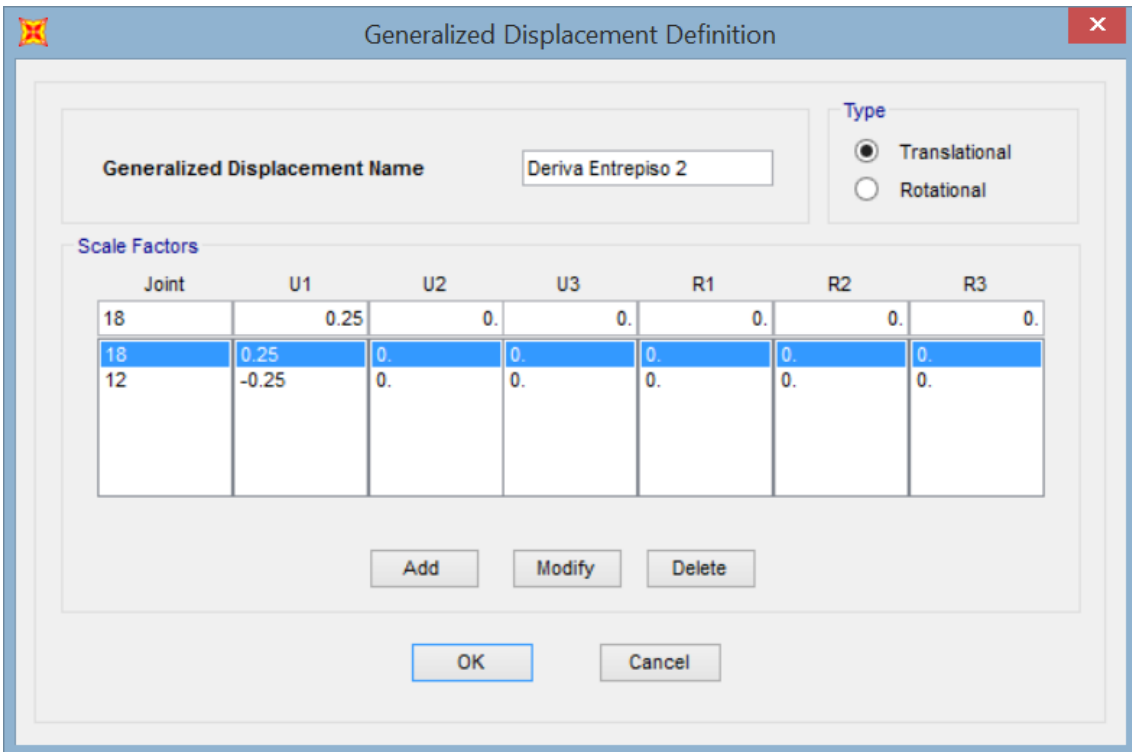


Figura C.3. Definición de desplazamiento generalizado 2.
(SAP2000)

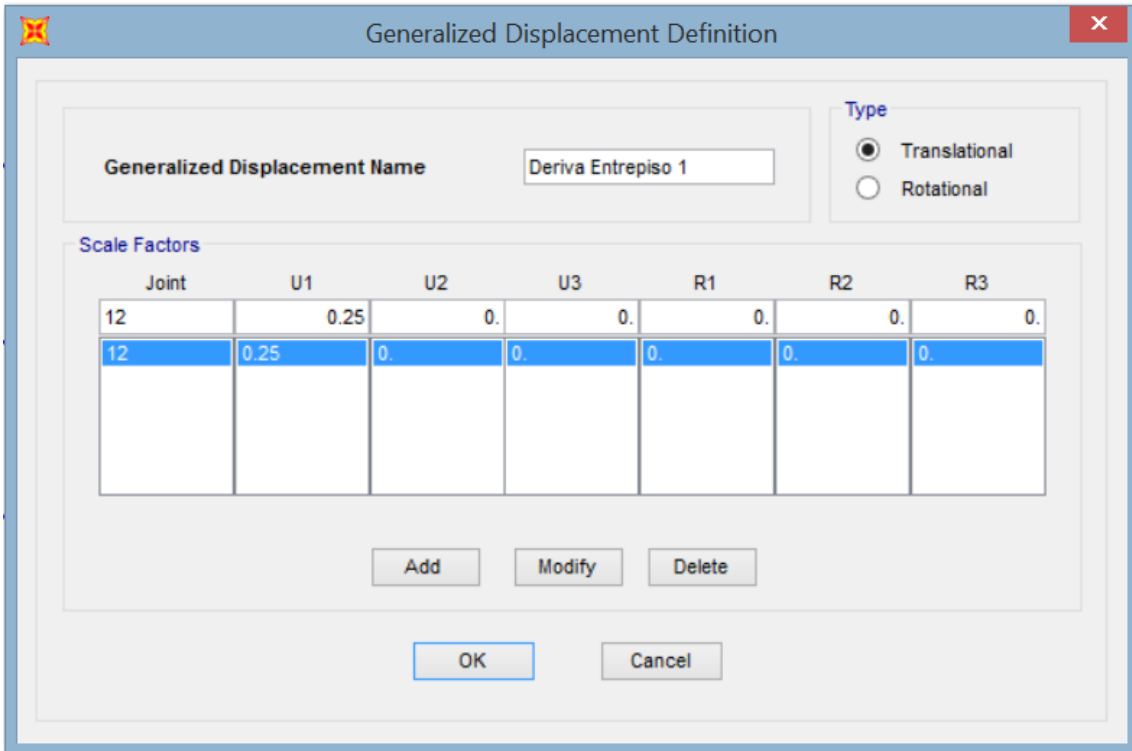


Figura C.4. Definición de desplazamiento generalizado 1.
(SAP2000)

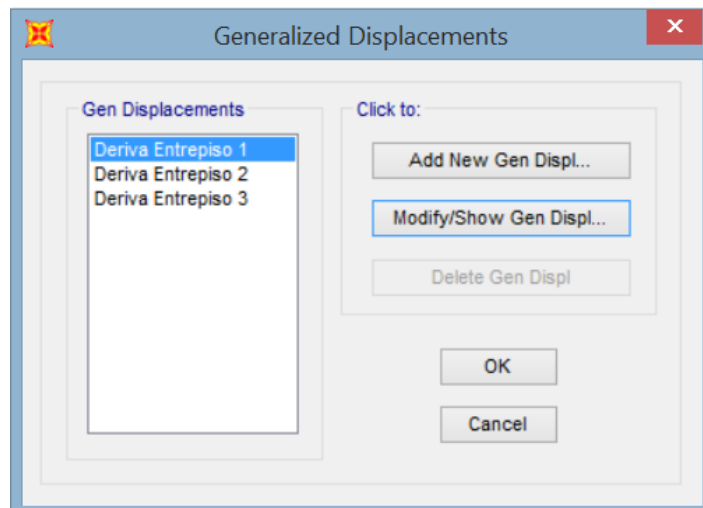


Figura C.5. Derivas de Entrepiso definidas.
(SAP2000)

C.2. Definición del Registro Sísmico

Clic en Define, Functions, Time History, de la lista desplegable se selecciona From File; para esto el registro debe de estar listo en un block de notas, luego clic en Add New Function, se coloca el nombre del sismo en Function Name y se lo llama a través del botón Browse; en “Values at Equal Intervals of” se coloca el Δt del registro, OK.

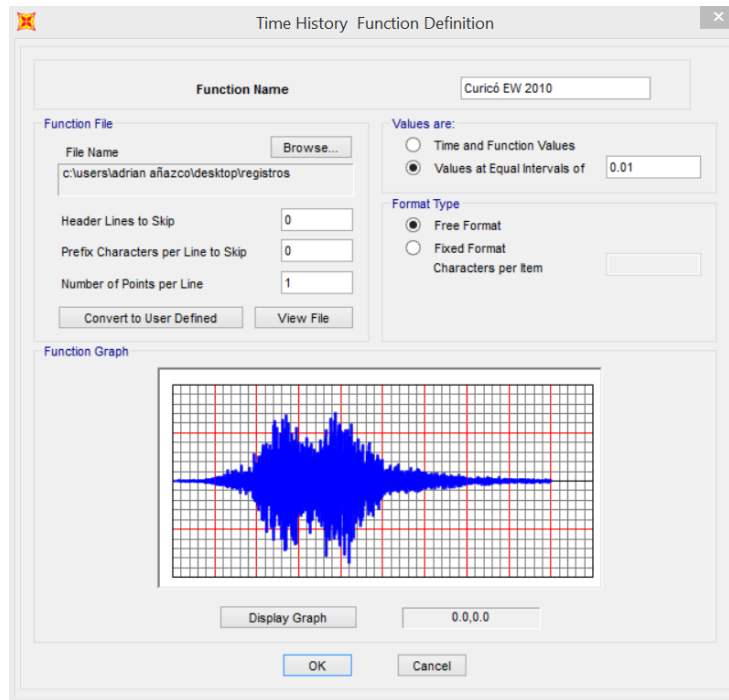


Figura C.6. Definición del registro sísmico.
(SAP2000)

C.3. Definición del Caso de Carga Gravitacional No Lineal y Time History

Seguidamente se procede a crear el caso de carga tiempo historia, para ello clic en Define, Load Cases, Add New Load Case, aparecerá una pantalla donde se deberá colocar el nombre del caso en “Load Case Name”. De la lista desplegable de Load Case Type se selecciona Time History, se especifica que el tipo de análisis sea no lineal con una solución del tipo integración directa y un tipo de registro transiente. Además, se indica que el sismo actúe luego de aplicar sobre el modelo las cargas gravitacionales; esto se lo realiza marcando “Continue from State at End of Nonlinear Case” y seleccionando de la lista desplegable el caso “CGNL-PDelta” creado en el capítulo 5. Para incluir la no linealidad geométrica (efecto P-Delta), el manual del CSI [22] establece que ambos casos de carga deben ser marcados con dicha no linealidad.

En Mass Source se escoge Masa Sísmica y en la sección de Load Applied se define el tipo de carga como Accel en U1, se selecciona el sismo ingresado con un factor de escala igual a 1 si este entró en “m/s²” y un factor de escala de 9.8 si este entró en “g” y se lo añade. En Output Time Step Size se utilizará un paso de tiempo Δt de 0.01 [s] y en

Number of Output Time Steps se colocará un valor tal que al multiplicarlo por el paso de tiempo dé como resultado el tiempo total de duración en segundos del registro ingresado, OK. Finalmente, se especifican los parámetros que fueron utilizados para lograr la convergencia de los análisis basados en las recomendaciones del “CSI Analysis Reference Manual” [22].

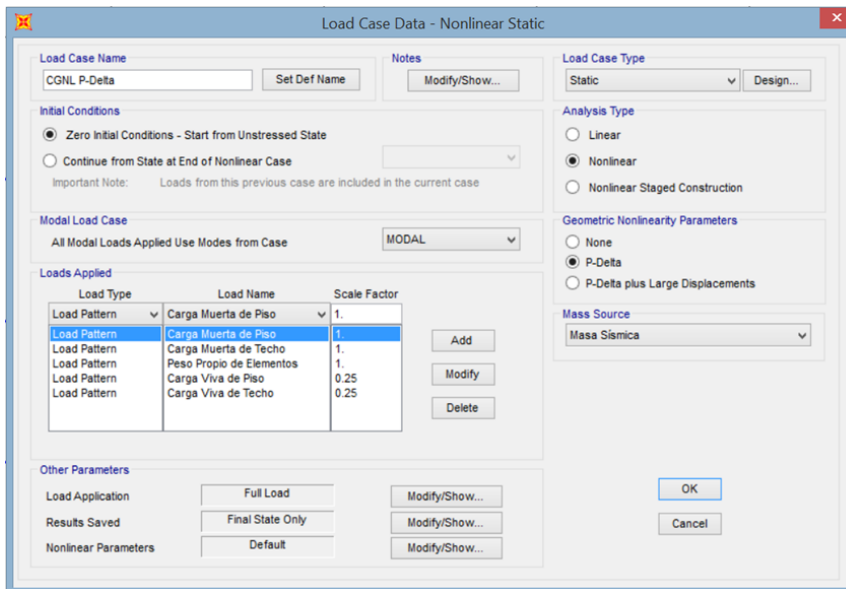


Figura C.7. Definición del caso de carga gravitacional no lineal. (SAP2000)

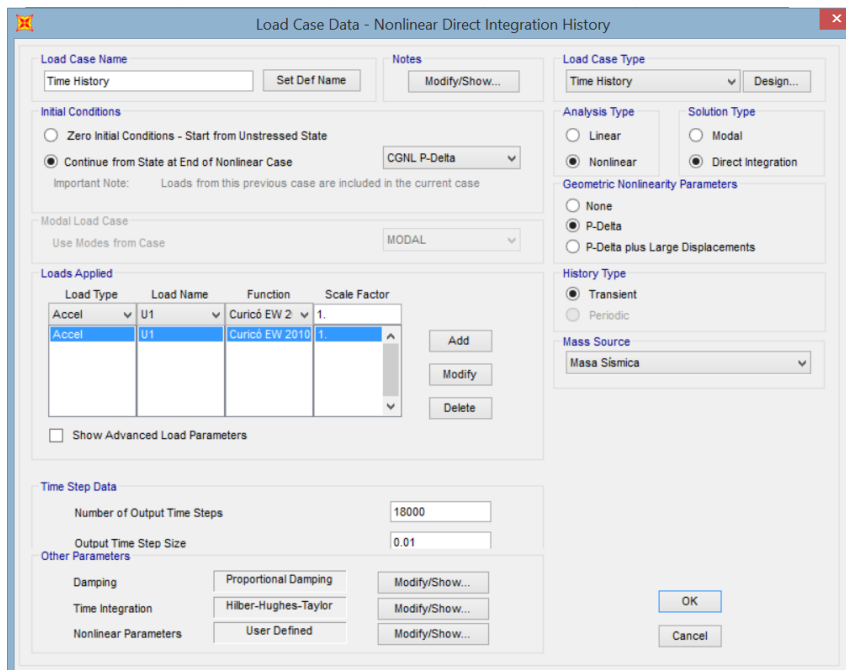


Figura C.8. Definición del caso de carga Time History. (SAP2000)

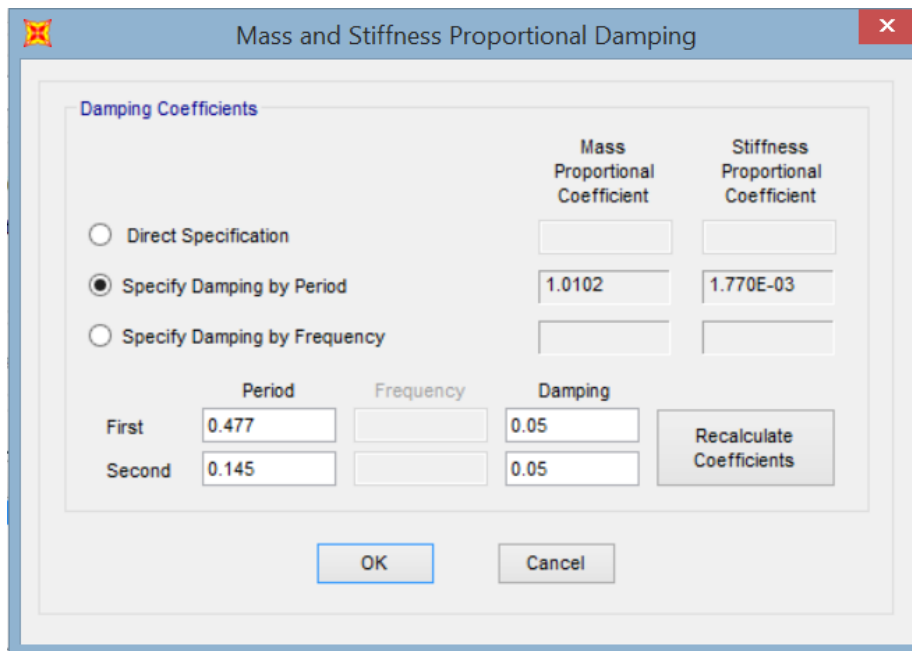


Figura C.9. Amortiguamiento estructural utilizado en el análisis Time History. (SAP2000)

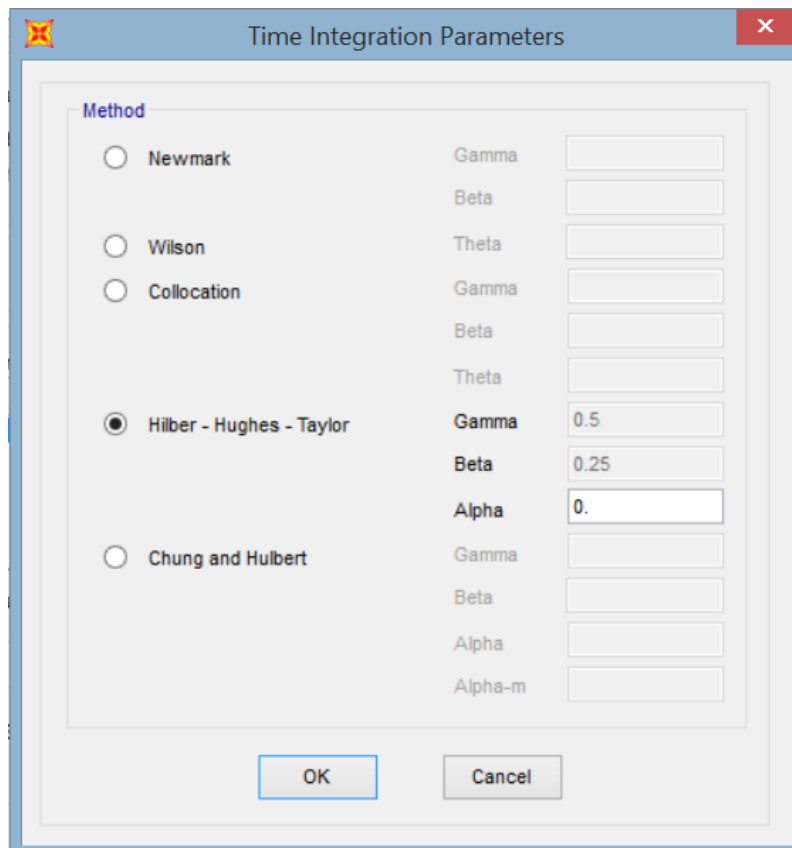


Figura C.10. Método de integración utilizado en el análisis Time History. (SAP2000)

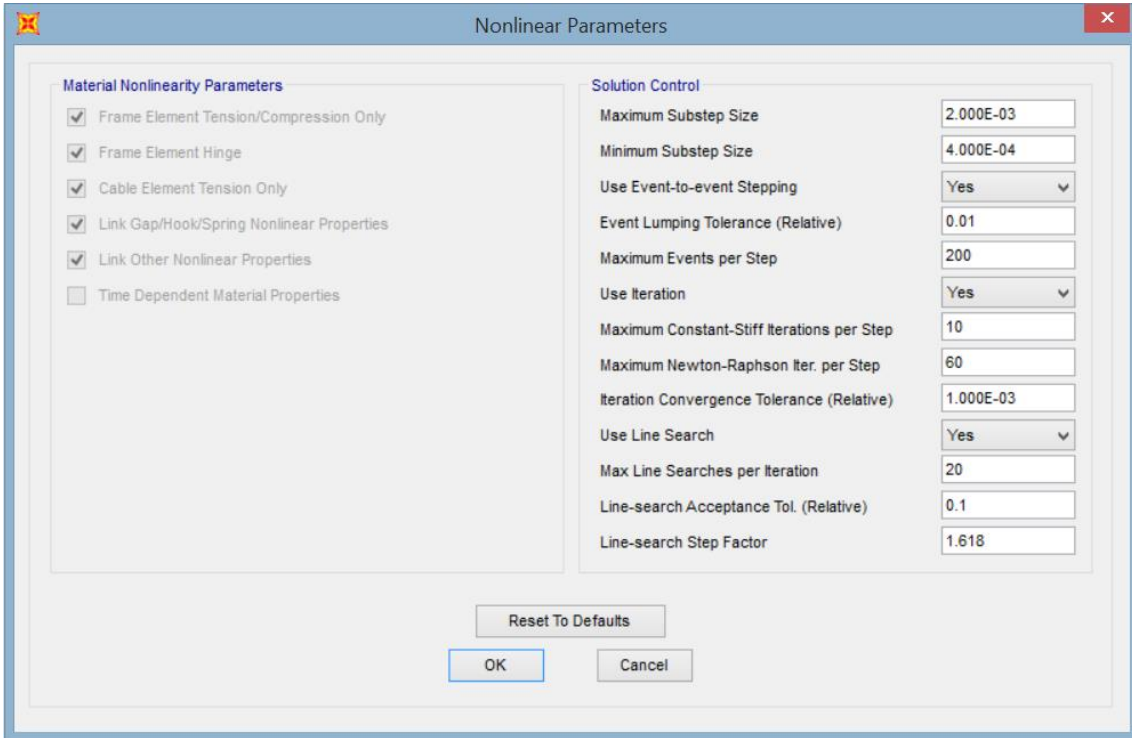


Figura C.11. Parámetros de convergencia para el Time History.
(SAP2000)

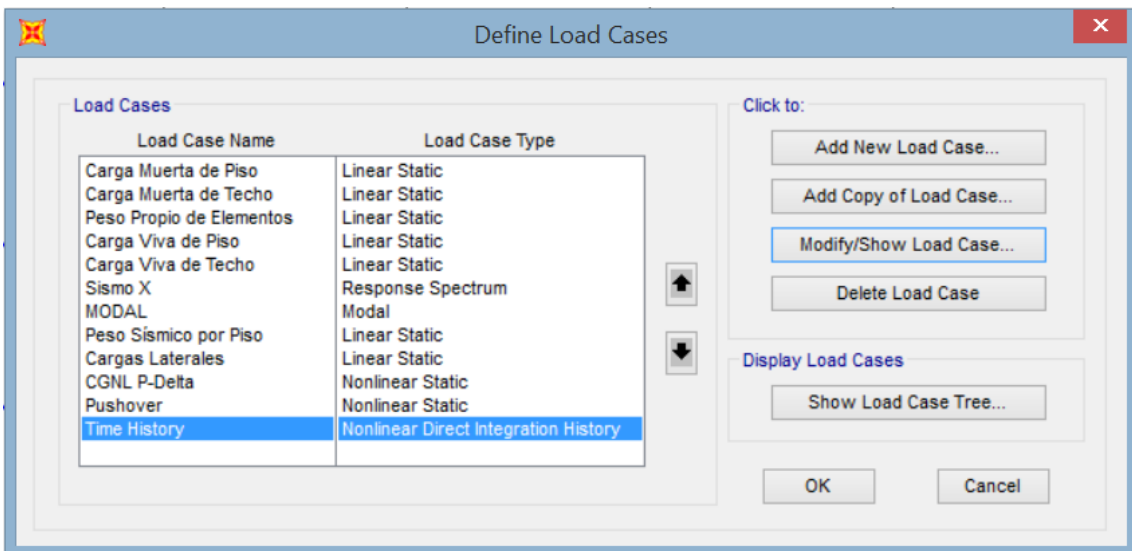


Figura C.12. Casos de carga utilizados.
(SAP2000)

```

NONLIN DIRECT HISTORY ANALYSIS
CASE: TH PUENTE ALTO 2010 (7)
CONTINUING FROM THE END OF CASE: CGNL P-DELTA

TIME INTEGRATION METHOD           = HILBER-HUGHES-TAYLOR ALPHA
STIFFNESS INTEGRATION FACTOR     = 1.500000
DAMPING INTEGRATION FACTOR       = 1.000000
MASS INTEGRATION FACTOR         = 1.000000
TYPE OF GEOMETRIC NONLINEARITY   = P-DELTA
INCLUDE ELASTIC MATERIAL NONLINEARITY = YES
INCLUDE INELASTIC MATERIAL NONLINEARITY = YES
USE EVENT STEPPING               = YES
USE ITERATION                     = YES
USE LINE SEARCH                   = YES
EVENT LUMPING TOLERANCE          = 0.010000
FORCE CONVERGENCE TOLERANCE (RELATIVE) = 0.001000
LINE-SEARCH ACCEPTANCE TOLERANCE = 0.100000

Negative iterations are Constant-Stiffness
Positive iterations are Newton-Raphson

```

Figura C.13. Análisis no lineal Time-History.
(SAP2000)

C.4. Procesamiento de datos

Se procede a correr el análisis haciendo clic en Run Analysis; finalizado se procede a obtener la máxima deriva de entrepiso, para ello clic en Display, Show Plot Functions, en la lista desplegable de Load Case se selecciona el caso de carga Time History, posteriormente clic en Define Plot Functions, en la lista desplegable se escoge Add Generalized Displacements, clic en Add Plot Function, en la lista desplegable se selecciona una por una las derivas de entrepiso creadas en el punto 6.1. OK.

Para obtener la gráfica de Derivas de Entrepiso vs Tiempo, en la parte de List of Functions se seleccionan las derivas de entrepiso del párrafo anterior, clic en Add y aparecerán en Vertical Functions; en la lista desplegable de Horizontal Plot Function se escoge TIME. Finalmente, clic en Display, aparecerá un gráfico y en la parte derecha en Legend se mostrará la máxima deriva de entrepiso en función de la duración total del registro.

Además, se debe registrar la aceleración espectral del registro utilizado para el período fundamental de la estructura, esto se lo realiza con la ayuda del programa SeismoSpect 2018 y Microsoft Excel; con esto se puede graficar un punto correspondiente a un registro escalado a cierto nivel de intensidad en el gráfico Aceleración espectral vs Máxima deriva de entrepiso. Se debe incrementar progresivamente la amplitud del registro hasta que se alcance el colapso definido como un 0.1 (10%) de máxima deriva de entrepiso para el presente trabajo de investigación.

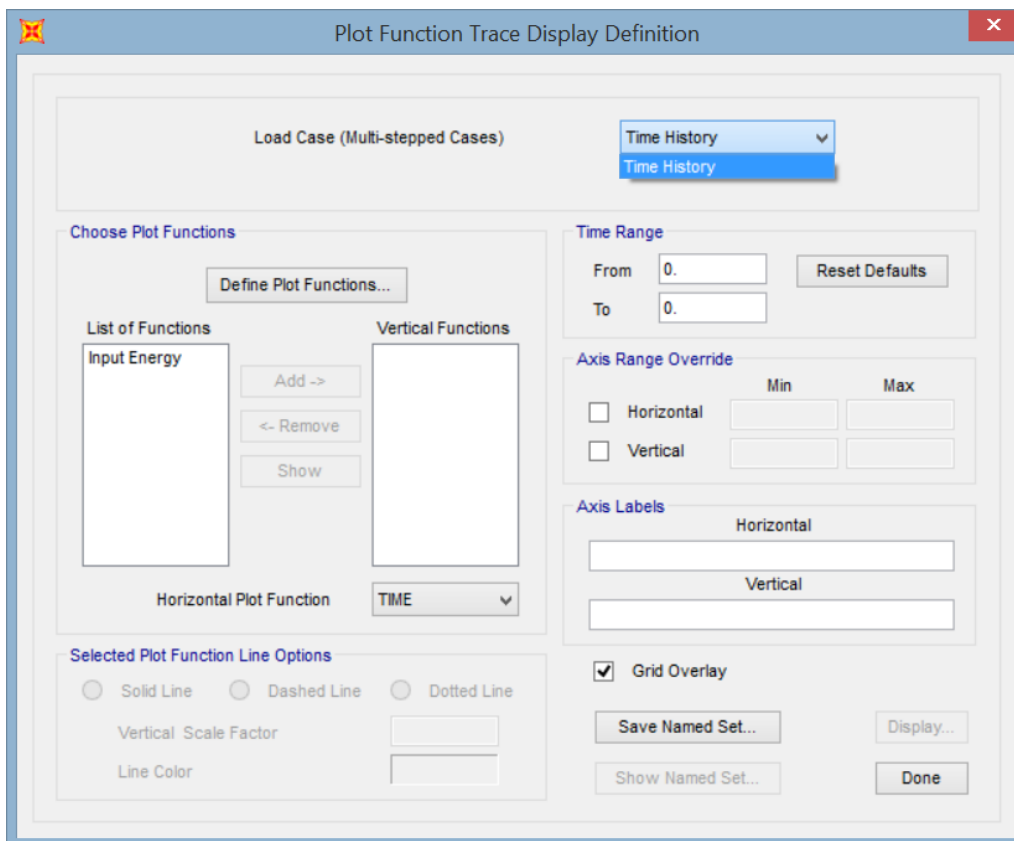


Figura C.14. Definición del caso de carga a graficar.
(SAP2000)

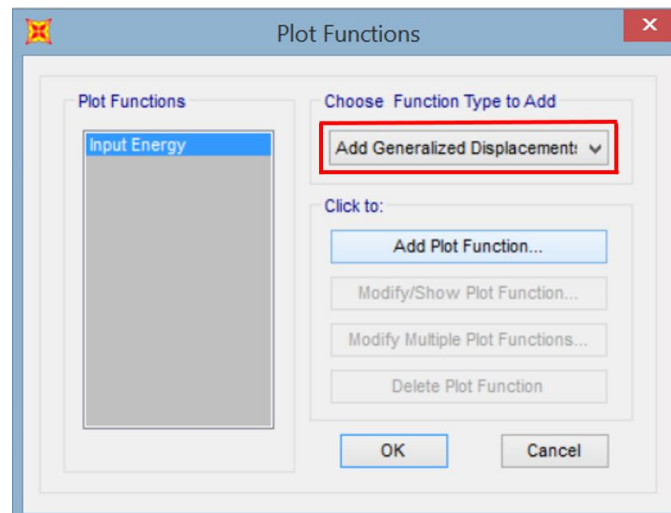


Figura C.15. Selección de desplazamientos generalizados.
(SAP2000)

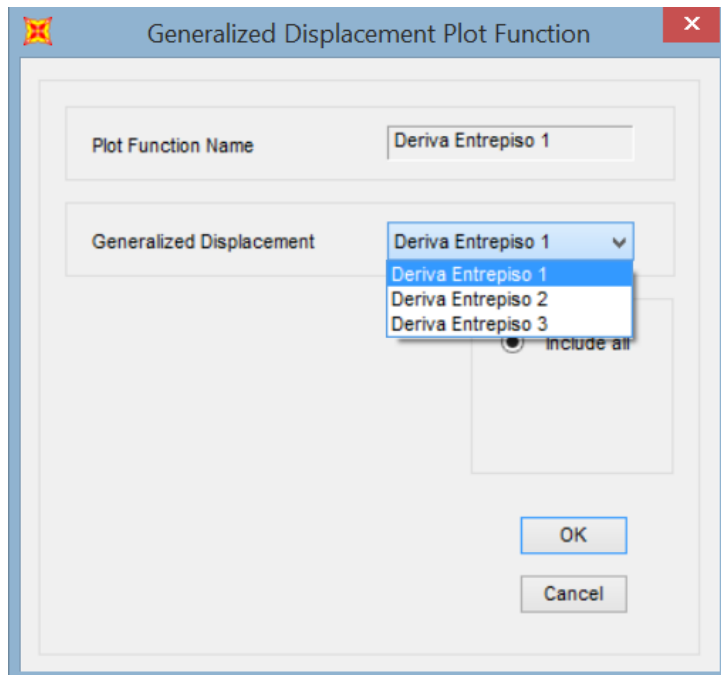


Figura C.16. Selección de derivas de entrepiso a graficar.
(SAP2000)

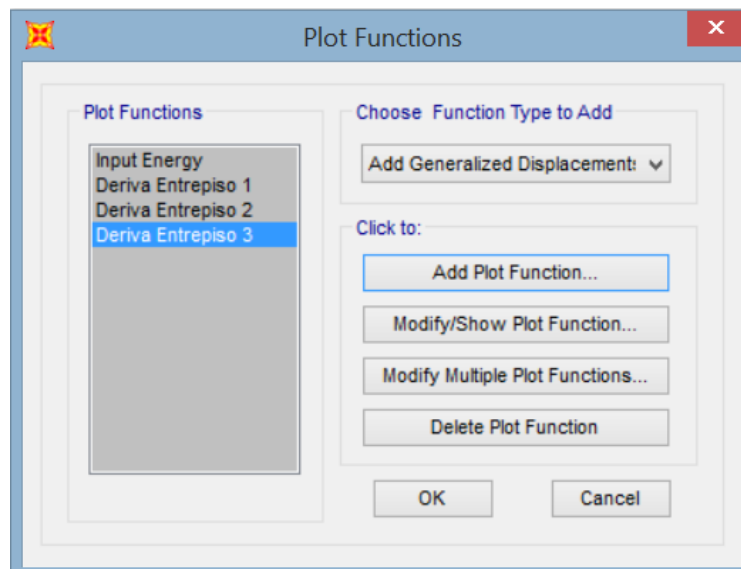


Figura C.17. Definición de funciones a graficar.
(SAP2000)

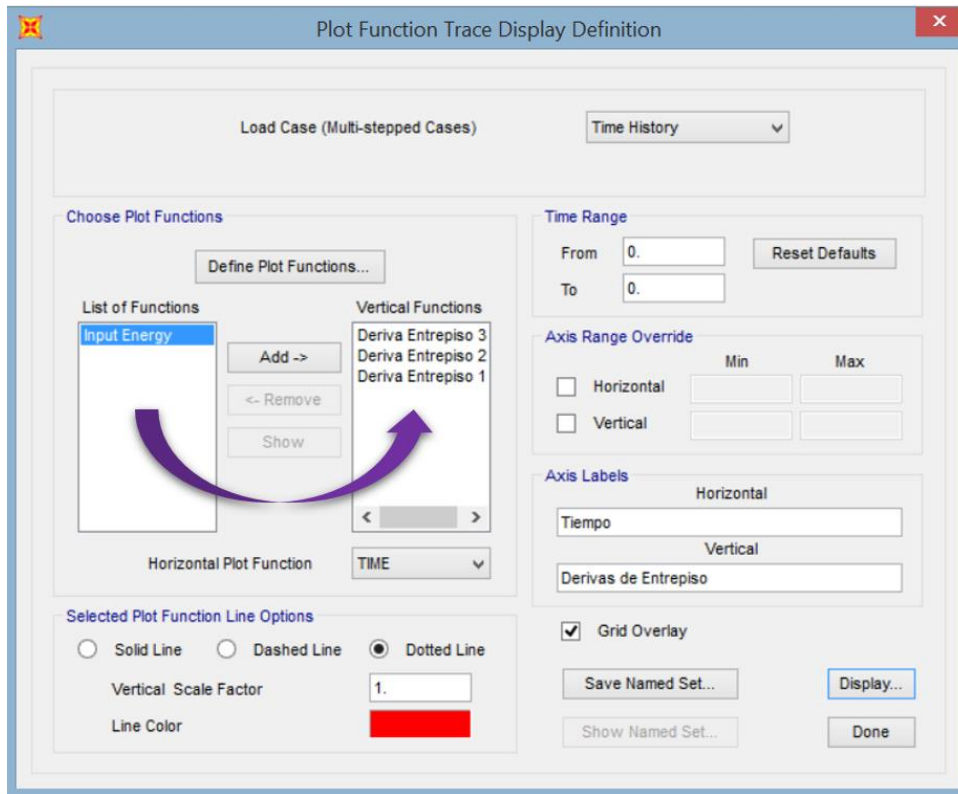


Figura C.18. Caso de carga y funciones a graficar.
(SAP2000)

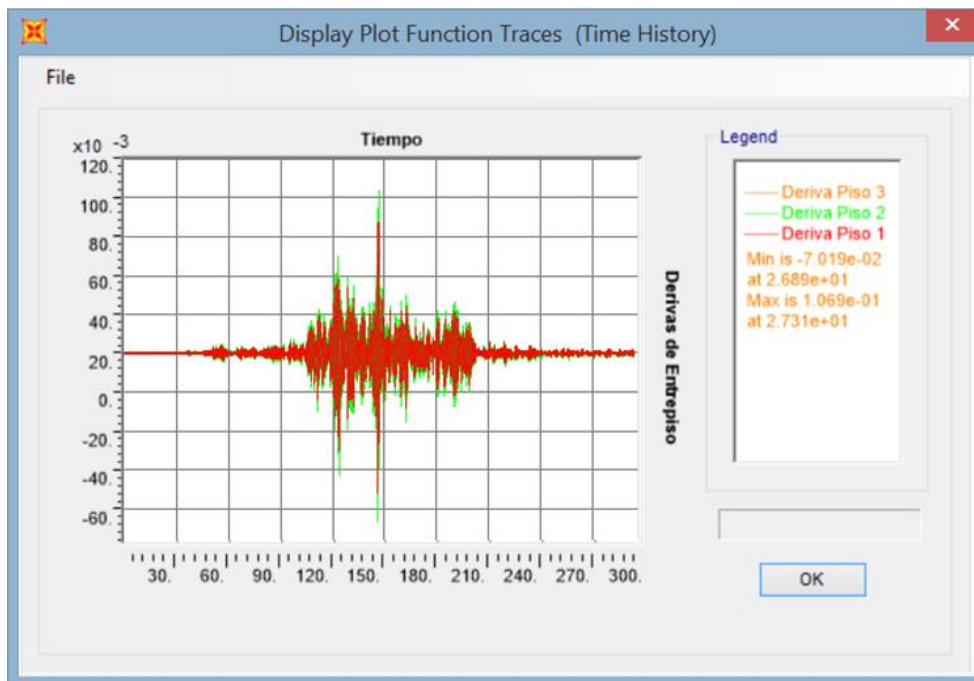


Figura C.19. Derivas de Entrepiso [Rad] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

Para obtener la gráfica Desplazamiento de Piso vs Tiempo, clic en Display, Show Plot Functions, en la lista desplegable de Load Case se selecciona el caso de carga Time History, posteriormente clic en Define Plot Functions, en la lista desplegable se escoge Add Joint Disps/Forces, clic en Add Plot Function, se especifican los nodos definidos en el punto 6.1 y se selecciona la componente de desplazamiento en la dirección UX, OK.

En la parte de List of Functions se seleccionan los nodos del párrafo anterior, clic en Add y aparecerán en Vertical Functions; en la lista desplegable de Horizontal Plot Function se escoge TIME. Finalmente, clic en Display, aparecerá un gráfico y en la parte derecha en Legend se mostrará el máximo desplazamiento de piso en función de la duración total del registro.

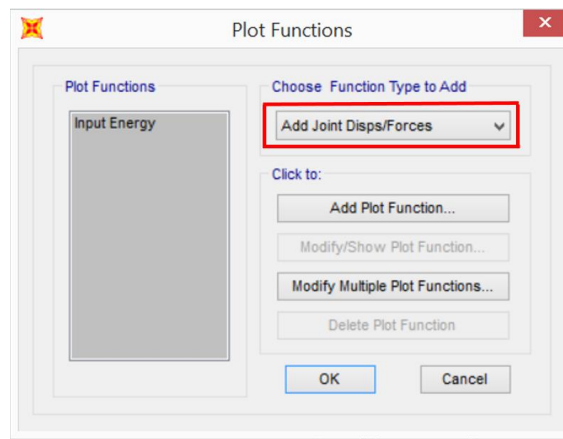


Figura C.20. Selección de desplazamientos nodales. (SAP2000)

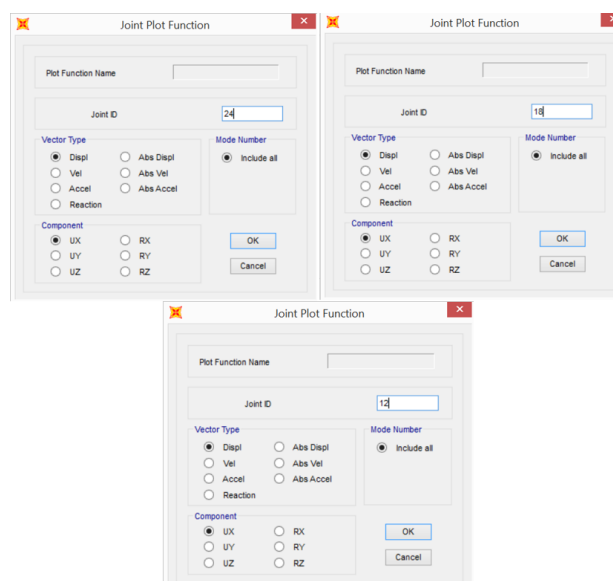


Figura C.21. Selección de nodos, tipo de vector y componente de interés. (SAP2000)

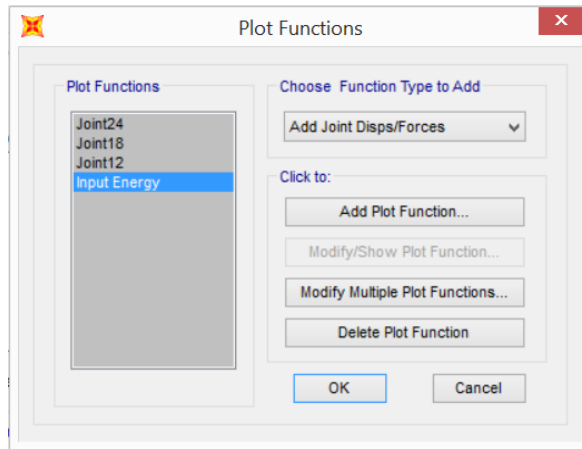


Figura C.22. Definición de funciones a graficar.
(SAP2000)

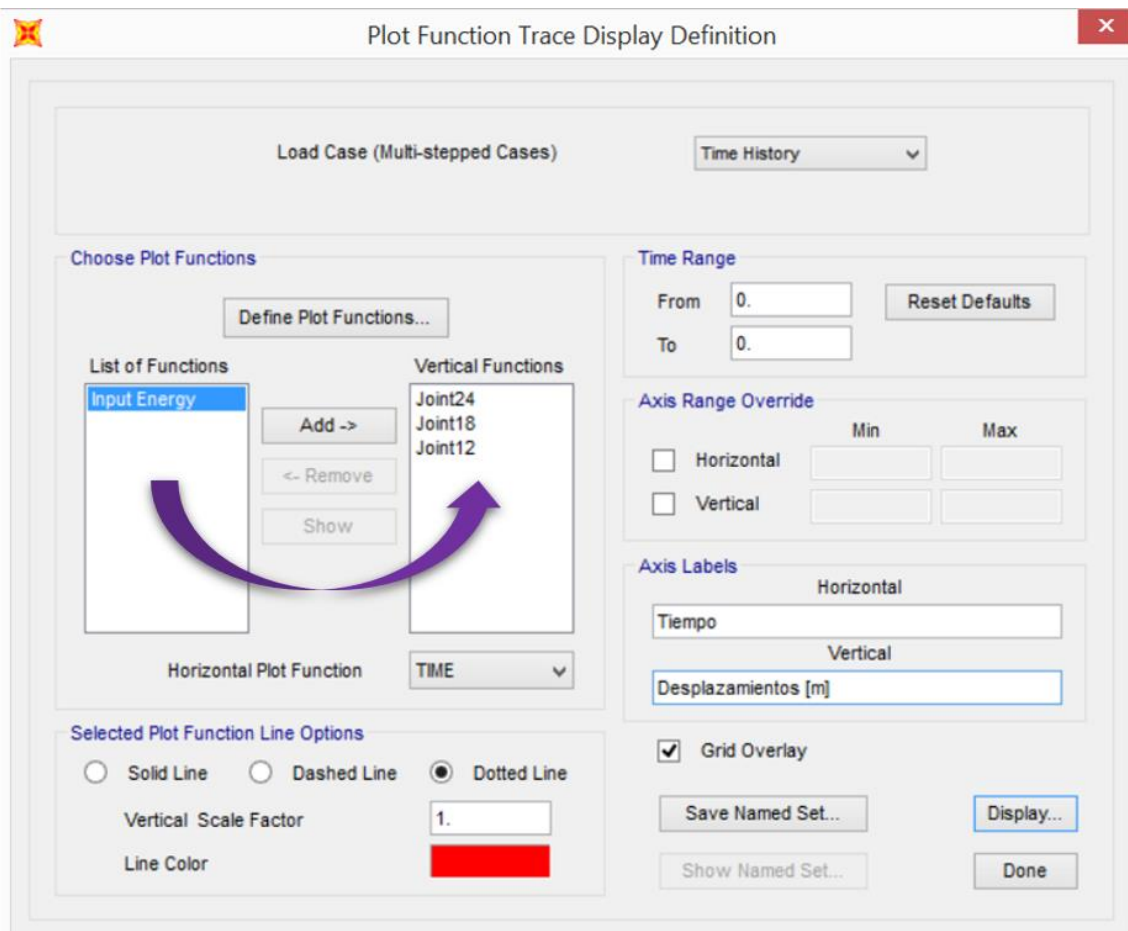


Figura C.23. Caso de carga y funciones a graficar.
(SAP2000)

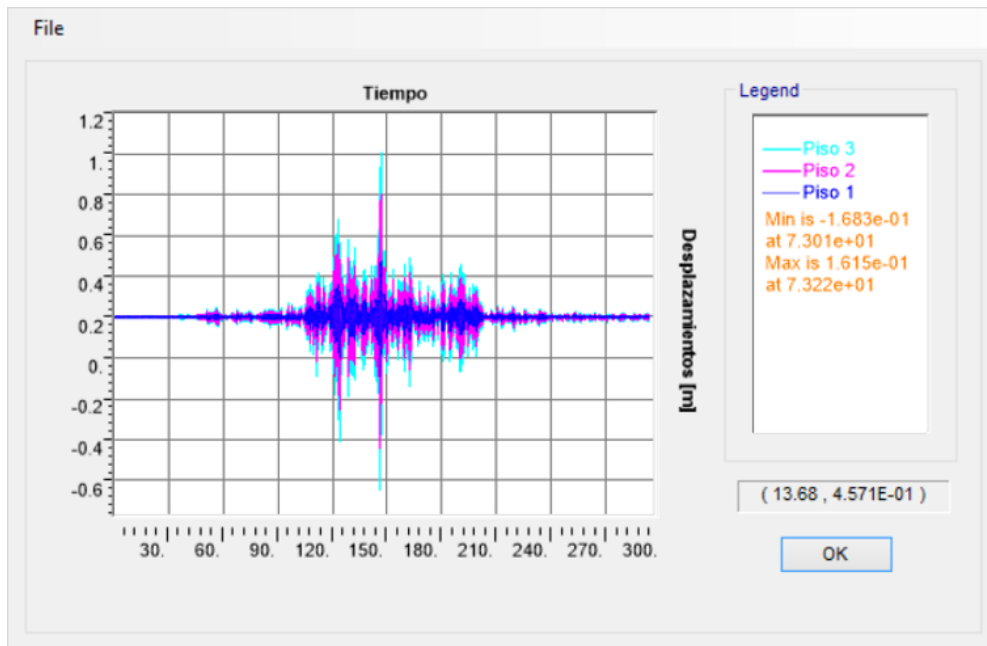


Figura C.24. Desplazamientos de Piso [m] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

Para obtener las gráficas de Momento vs Tiempo, Corte vs Tiempo y Fuerza Axial vs Tiempo de un elemento deseado (viga o columna) en un punto a lo largo de su longitud, clic en Display, Show Plot Functions, en la lista desplegable de Load Case se selecciona el caso de carga Time History, posteriormente clic en Define Plot Functions, en la lista desplegable se escoge Add Frame Forces, clic en Add Plot Function, se especifica el ID del elemento, se selecciona la componente deseada a graficar y la distancia relativa sobre la cual se desea realizar el monitoreo.

En la parte de List of Functions se selecciona el elemento del párrafo anterior, clic en Add y aparecerá en Vertical Functions; en la lista desplegable de Horizontal Plot Function se escoge TIME. Finalmente, clic en Display, aparecerá un gráfico y en la parte derecha en Legend se mostrará el valor máximo de la componente seleccionada en función de la duración total del registro.

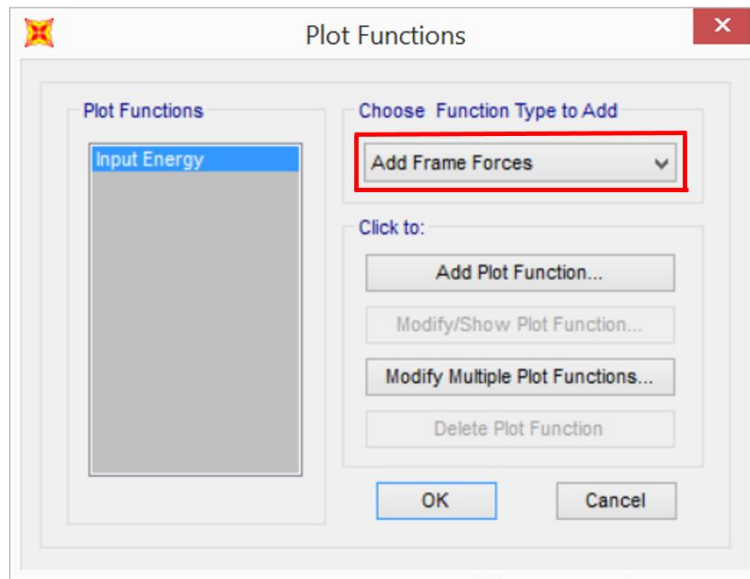


Figura C.25. Selección de solicitaciones en los elementos.
(SAP2000)

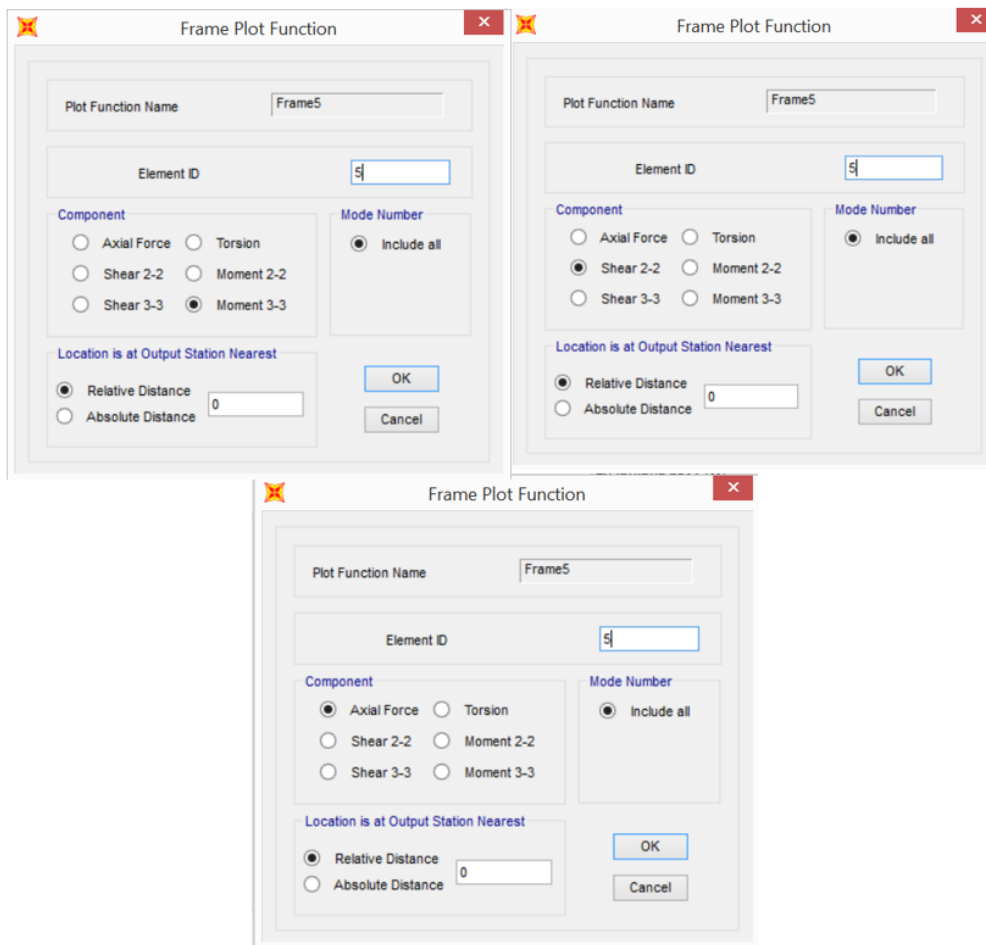


Figura C.26. Selección de la componente de interés a graficar.
(SAP2000)

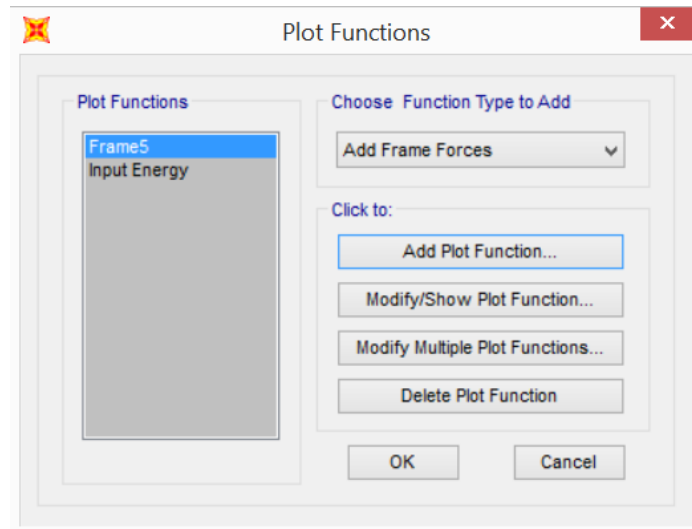


Figura C.27. Definición de función a graficar.
(SAP2000)

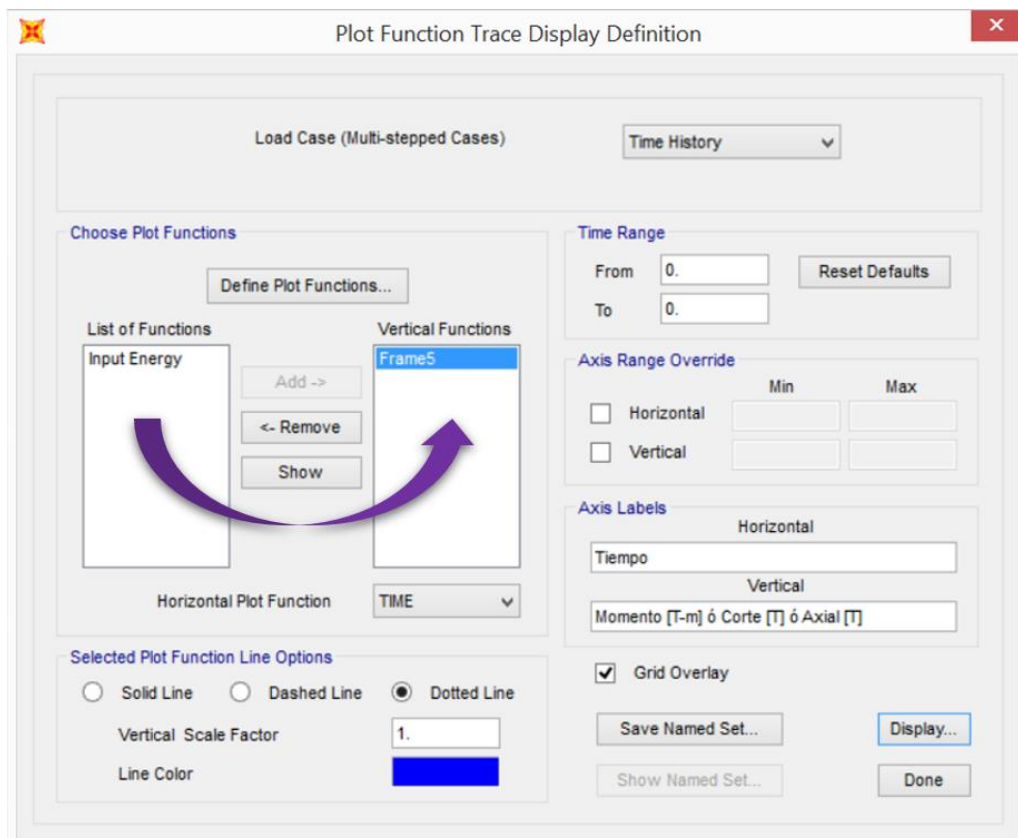


Figura C.28. Caso de carga y función a graficar.
(SAP2000)

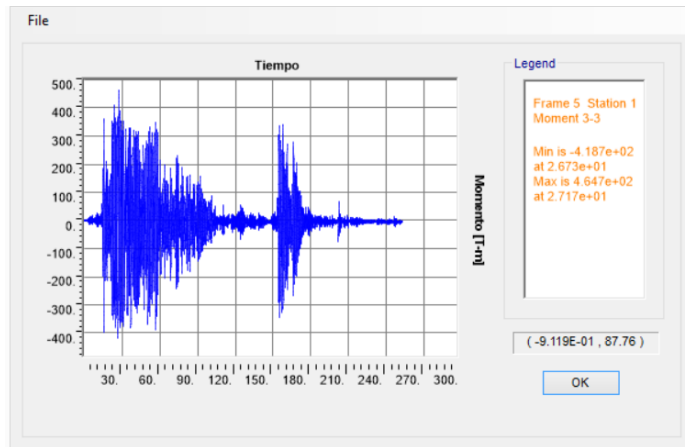


Figura C.29. Momento [T-m] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

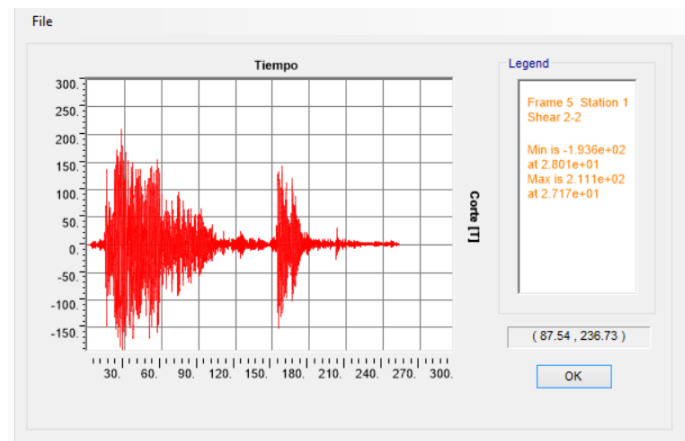


Figura C.30. Corte [T] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

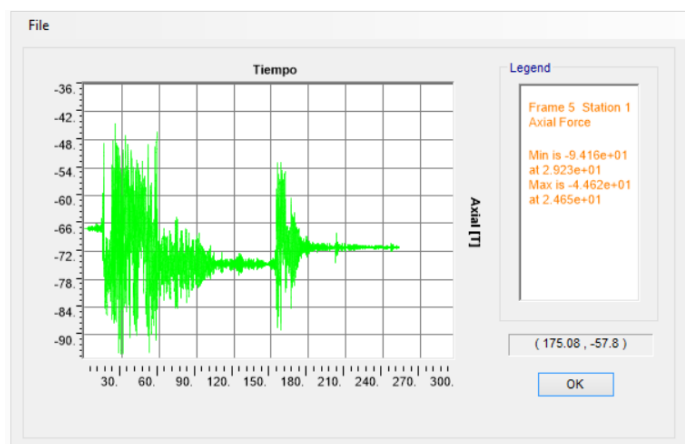


Figura C.31. Fuerza Axial [T] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

Para obtener el gráfico de Corte Basal vs Tiempo y Momento Volcante vs Tiempo, clic en Display, Show Plot Functions, en la lista desplegable de Load Case se selecciona el caso de carga Time History, posteriormente clic en Define Plot Functions, en la lista desplegable se escoge Add Base Functions, clic en Add Plot Function, se escoge Base Shear X y Base Moment Y, OK.

En la parte de List of Functions se seleccionan las funciones del párrafo anterior, clic en Add y aparecerá en Vertical Functions; en la lista desplegable de Horizontal Plot Function se escoge TIME. Finalmente, clic en Display, aparecerá un gráfico y en la parte derecha en Legend se mostrará el valor máximo de la componente seleccionada en función de la duración total del registro.

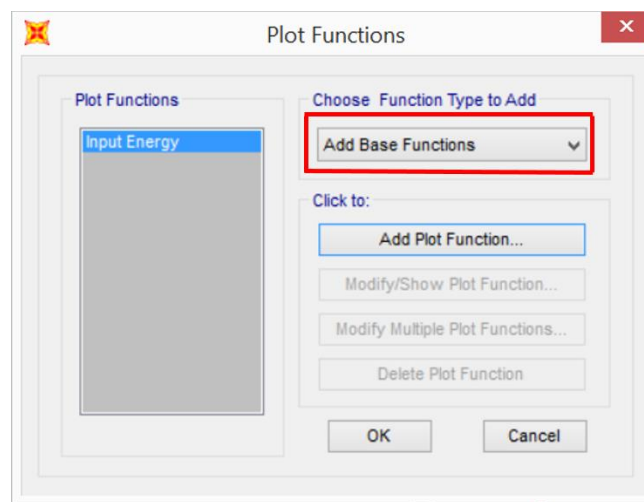


Figura C.32. Selección de funciones basales.
(SAP2000)

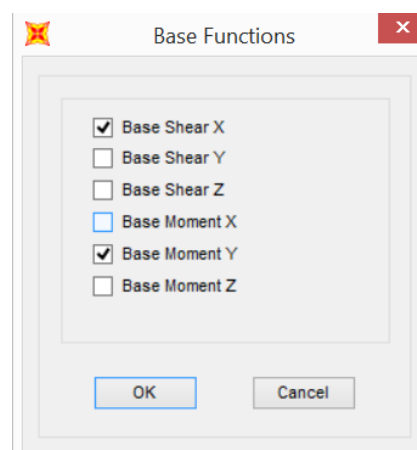


Figura C.33. Selección de Corte Basal y Momento Volcante.
(SAP2000)

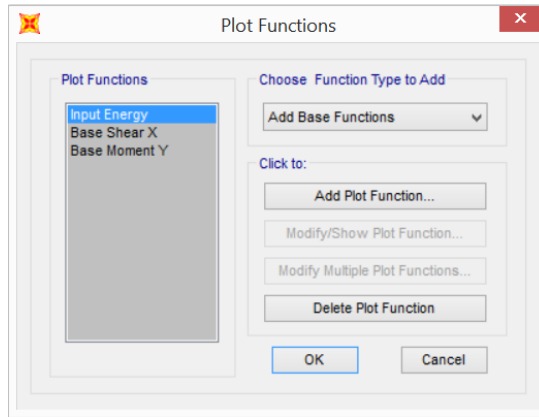


Figura C.34. Definición de funciones a graficar.
(SAP2000)

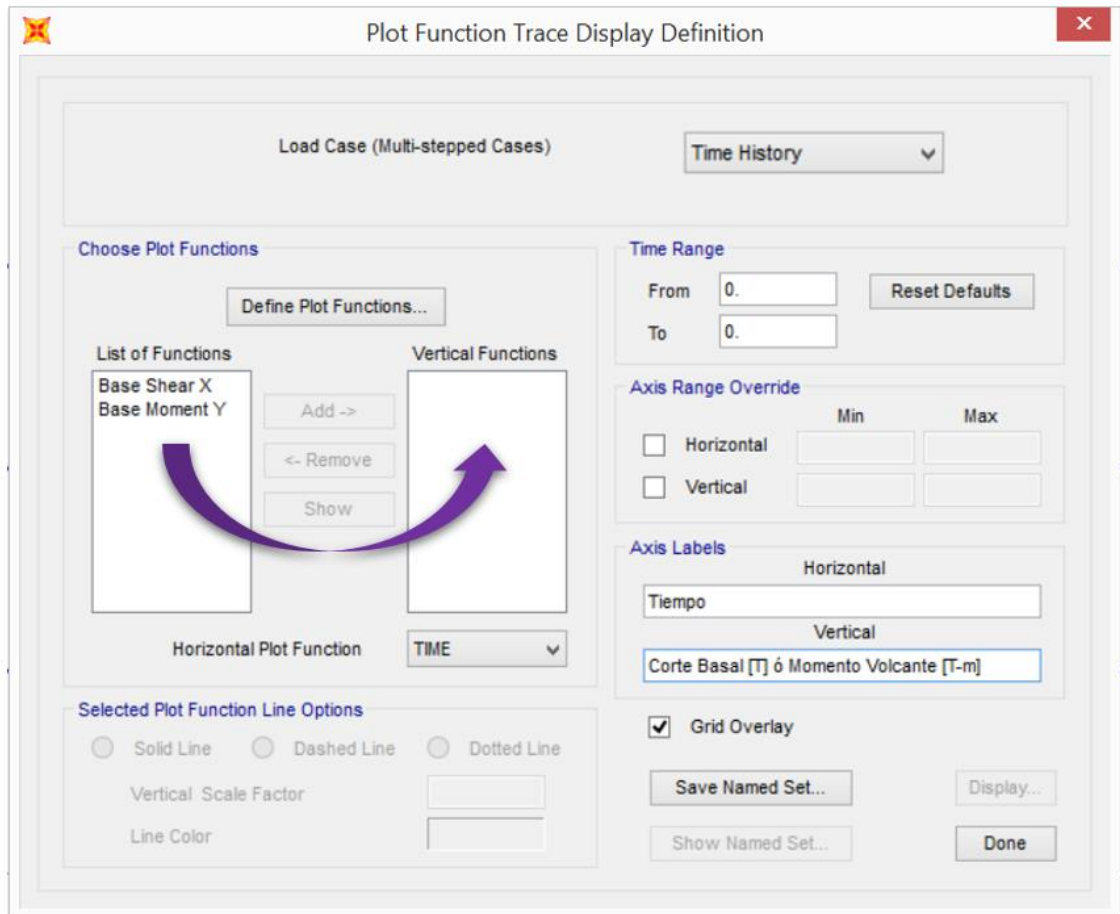


Figura C.35. Caso de carga y funciones a graficar.
(SAP2000)

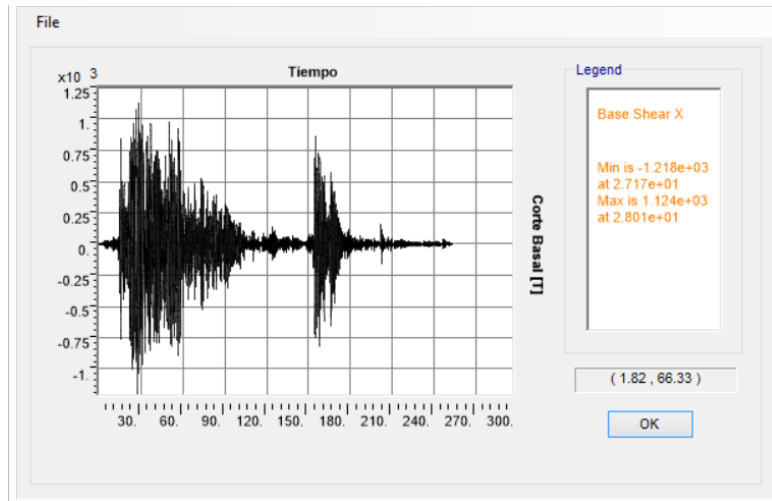


Figura C.36. Corte Basal [T] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

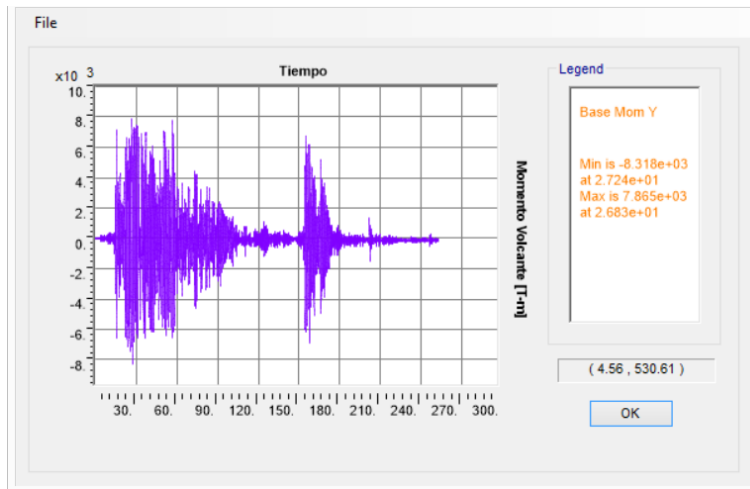


Figura C.37. Momento Volcante [T-m] vs Tiempo [s].
(SAP2000)

Para obtener las gráficas de Momento vs Rotación tanto de las vigas como columnas, se debe seleccionar el elemento, luego dar clic en Display, Show Hinge Results.

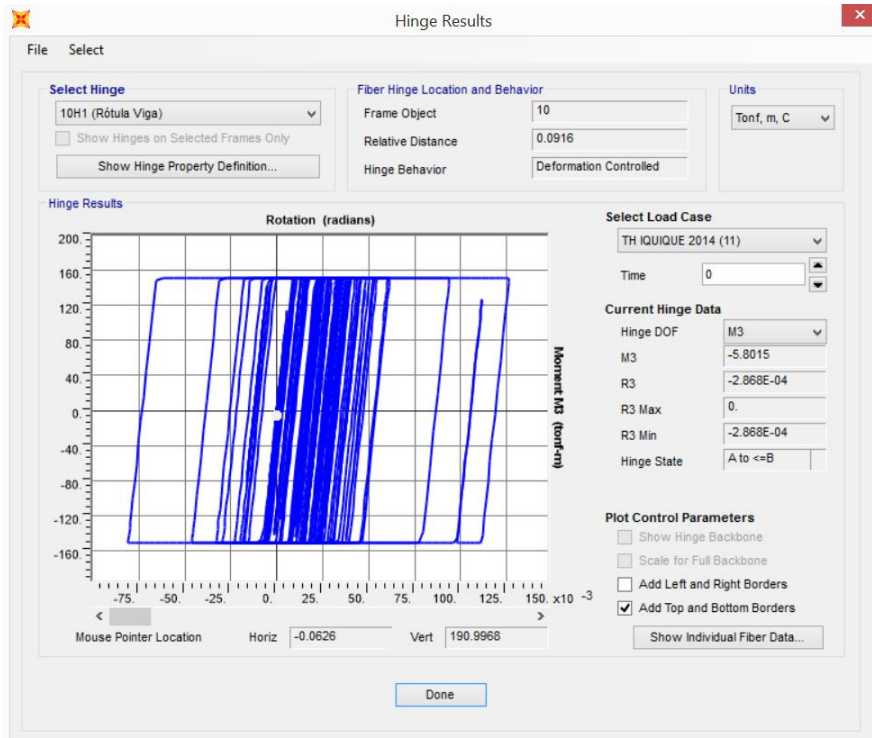


Figura C.38. Momento [T-m] vs Rotación [Rad]. Elemento Viga.
(SAP2000)

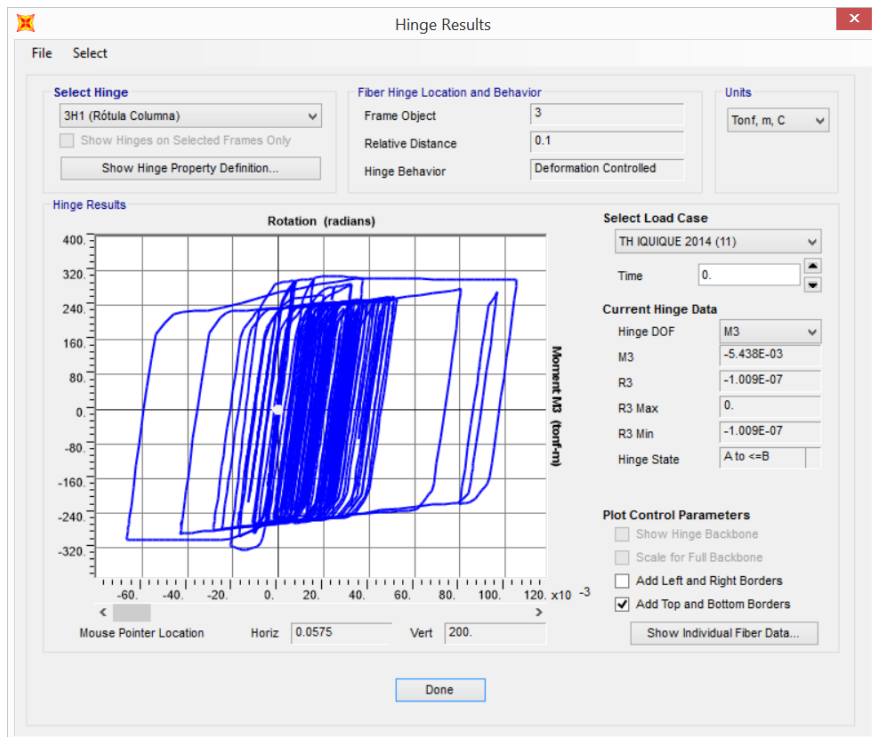


Figura C.39. Momento [T-m] vs Rotación [Rad]. Elemento Columna.
(SAP2000)